Methodik zur zuverlässigkeitsorientierten Nachrechnung und Bewertung bestehender kerntechnischer Bauwerke mit verlängerter Nutzungsdauer

GRS - 623

Gesellschaft für Anlagen-
und Reaktorsicherheit
(GRS) gGmbH

Methodik zur zuverlässigkeitsorientierten Nachrechnung und Bewertung bestehender kerntechnischer Bauwerke mit verlängerter Nutzungsdauer

Teilprojekt: Methodik zur probabilistischen Bewertung

Dimitri Suchard
Burkhard Forell
Silvio Sperbeck
Christian Strack

Dezember 2020

Anmerkung:

Das diesem Bericht zugrunde liegende Forschungsvorhaben wurde mit Mitteln des Bundesministeriums für Wirtschaft und Energie (BMWi) unter dem Förderkennzeichen RS1553A durchgeführt.

Die Verantwortung für den Inhalt dieser Veröffentlichung liegt bei der GRS.

Der Bericht gibt die Auffassung und Meinung der GRS wieder und muss nicht mit der Meinung des BMWi übereinstimmen.

GRS - 623
ISBN 978-3-949088-09-4

Deskriptoren

Bauwerk, First Order Reliability Method (FORM), Kerntechnik, probabilistische Bauwerksanalyse, verlängerte Nutzungsdauer, Versagenswahrscheinlichkeit, Zuverlässigkeitsanalyse, Zuverlässigkeitsindex, zuverlässigkeitsorientierte Bewertung

Kurzfassung

Im Hinblick auf eine Verlängerung der Nutzungsdauer kerntechnischer Bauwerke, insbesondere von Zwischenlagern, stellt sich die Frage, auf welcher Grundlage eine entsprechende Bewertung durchzuführen ist. Kerntechnische bauliche Anlagen werden in der Regel nicht mit Bezug auf ihre Versagenswahrscheinlichkeit bzw. Zuverlässigkeit bewertet. Die Basisparameter, von denen ein Bauwerksversagen abhängig ist, wie beispielsweise Einwirkungen oder Materialeigenschaften, werden jedoch nur mit Unsicherheiten erfasst. Somit muss die Bewertung der bestehenden Bauwerke bei einer Verlängerung der Nutzungsdauer zuverlässigkeitsorientiert sein.

Für einige Bauwerksarten, u. a. den Brückenbau, liegen national Regelwerke zur Nachrechnung vor. In einigen europäischen Ländern sind parallel vergleichbare Regeln, Richtlinien und Vorschriften entstanden, die Besonderheiten einzelner Bauwerksarten jeweils berücksichtigen. Für kerntechnische Anlagen liegt Vergleichbares bisher nicht vor. Besonderheiten, die bei der Bewertung bzw. Nachrechnung abweichend vom allgemeinen Hochbau zu berücksichtigen wären, sind z. B. die Länge der Nutzungsdauer, große Bemessungsquerschnitte, große ständige Lasten, Schadenskonsequenzen infolge des Bauwerksversagens, spezifische Einwirkungen und die Zielzuverlässigkeit.

Die Zielzuverlässigkeit für kerntechnische Bauwerke mit verlängerte Nutzungsdauer ist zu bestimmen. Dabei stellen Aspekte der menschlichen Sicherheit einen erheblichen Einfluss dar. Dabei muss die Auftretenswahrscheinlichkeit von Einwirkungen während der verlängerten Nutzungsdauer berücksichtigt werden. Eine mögliche Verringerung des Bauwerkswiderstands, u. a. durch Alterung, soll auf einer probabilistischen Grundlage erfasst werden, wobei zuverlässigkeitsorientierte Monitoring-Maßnahmen zu entwickeln sind.

Das Gesamtziel des Vorhabens bestand darin, vorhandene Methoden und Werkzeuge für probabilistische Bauwerksanalysen von Langzeitzwischenlagern weiterzuentwickeln bzw. zu vervollständigen, um den Wissensstand auf diesem Gebiet fortzuschreiben. Darüber hinaus sollten Ansätze für die Anwendung probabilistischer Verfahren zur Bewertung der Zuverlässigkeit bestehender Bauwerke kerntechnischer Einrichtungen, die im Rahmen von Bewertungen der längerfristigen Sicherheit von Zwischenlagern zum Einsatz kommen können, entwickelt werden.

Von der GRS wurde eine Methodik für die zuverlässigkeitsorientierte Nachrechnung kerntechnischer Bauwerke mit verlängerter Nutzungsdauer entwickelt. Hierzu wurden

die im konventionellen Bauwesen etablierten Methoden zur probabilistischen Bewertung und Nachrechnung bestehender Bauwerke dargelegt und deren Anwendbarkeit für kerntechnische bauliche Anlagen geprüft. Im Ergebnis wurden von der GRS Möglichkeiten für eine Anpassung der Zielzuverlässigkeit auf bestehende Bauwerke zur längerfristigen Zwischenlagerung aufgezeigt.

Außerdem wurden Erkenntnisse aus der internationalen Zusammenarbeit im Rahmen der Mitwirkung in der Working Group on Integrity and Ageing of Components and Structures (WGIAGE) der OECD Nuclear Energy Agency (NEA) in die Arbeiten in diesem Vorhaben mit einbezogen. Danach wird in den gängigen semi-probabilistischen Baunormen die Zuverlässigkeit anhand der Teilsicherheitsfaktoren geregelt. Diese Faktoren sind für eine mittlere Zuverlässigkeitsklasse der Zielzuverlässigkeit definiert. Strukturen, deren Versagen zum Verlust von Menschenleben und zu sehr großen wirtschaftlichen, sozialen oder ökologischen Folgen führen kann, gehören zur höheren Zuverlässigkeitsklasse. Das Klassifizierungskriterium ist die mögliche Konsequenz von Fehlern in Bezug auf Lebensrisiken, Verletzungen und mögliche wirtschaftliche Verluste. Geht man davon aus, dass kerntechnische Bauwerke zur höheren als der mittleren Zuverlässigkeitsklasse gehören, stellt sich die Frage, wie die Zielzuverlässigkeit für diese Zuverlässigkeitsklasse festgelegt werden soll. Erst nach deren Festlegung können somit die neuen Teilsicherheitsbeiwerte ermittelt werden.

Die Methoden zur probabilistischen Darstellung übergreifender Einwirkungen von außen einschließlich solcher Lastfälle, die sich nicht probabilistisch analysieren lassen, wurden mit Bezug auf Bauwerke kerntechnischer Anlagen dargelegt. Die Erfassung der Lastgrößen infolge unterschiedlicher Einwirkungen spielt eine entscheidende Rolle in Bezug auf die Versagenswahrscheinlichkeit des Bauwerks. Dazu muss zuerst die entsprechende Überschreitungswahrscheinlichkeit festgelegt werden. Diese Wahrscheinlichkeit ist von der Nutzungsdauer und von der Zielzuverlässigkeit abhängig. Bei einer verlängerten Nutzung des Bauwerks müssen alle in Betracht kommenden Einwirkungen und zeitveränderlichen Materialeigenschaften nicht nur für den Zeitpunkt der Nachrechnung bzw. Bewertung aktualisiert, sondern für die gesamte erweiterte Nutzungsdauer abgeschätzt werden.

Als ein grundlegender Baustein des gesamten methodischen Ansatzes für die Zuverlässigkeitsbewertung kerntechnischer Bauwerke mit verlängerter Nutzungsdauer wurde ein Vorgehen zur Ermittlung der vorhandenen Zuverlässigkeit solcher Bauwerke vorgeschlagen. Dabei sollte die *F*irst *O*rder *R*eliability *M*ethod (FORM) angewendet werden.

Abstract

With respect to a possible extension of the service lifetime of civil structures in nuclear installations, particularly interim storage facilities, the question on the basis for an adequate assessment arises. Such structures are generally not assessed with respect to their failure probability or reliability. However, the underlying parameters for structural failure (e.g., actions or material properties) have uncertainties. Thus, the assessment of the existing civil structures regarding their extended lifetimes should be reliability-based.

For some types of structures (e.g. bridges), national regulations do exist for reassessment. In some European countries, similar guidelines etc. have been provided considering the particularities of individual building types. Comparable guides for nuclear civil structures do not exist up to now. Special features, other than in general civil engineering, to be considered for the assessment are e.g. the following: service life period, large cross-sections, large permanent loads, consequences of the structural failure, specific actions, target reliability.

The target reliability for nuclear civil structures with extended service life must be determined. Human safety aspects have a non-negligible effect. The occurrence frequency of the corresponding action levels during the extended service life must also be considered. A possible reduction of the structural resistance (e.g., due to aging) should be determined on a probabilistic basis. Reliability-based monitoring measures should be developed.

Overall goal of this research project was to enhance existing methods and tools for probabilistic structural analysis of long-term interim storage facilities in order to update the state of knowledge in this area. In addition, approaches for the application of probabilistic procedures for assessing the reliability of existing structures in nuclear facilities should be developed, which can be used in the context of the long-term safety assessment for interim storage facilities.

This goal has been achieved. A methodology for a reliability-based assessment of civil structures in nuclear installations with an extended service life has been provided.

The methods for a probabilistic assessment of existing structures established in conventional civil engineering have been summarized and their applicability to civil structures in nuclear installations has been demonstrated. In addition, insights from an international activity by the OECD Nuclear Energy Agency (NEA) Working Group on Integrity and

Ageing of Components and Structures (WGIAGE) have been applied in the frame of the methodological enhancements and adaptations.

In the common semi-probabilistic building standards, the reliability level is regulated using the partial safety factors. These factors are defined for a medium reliability class of the target reliability. Structures with high consequences for the loss of human life and very large economic, social, or ecological consequences belong to the higher reliability class. The classification criterion is the possible consequence of failure in terms of risk to life, injuries and potential economic losses. Assuming that civil structures in nuclear installations belong to a reliability class higher than the medium one, the question on the correct target reliability for this reliability class arises. New partial safety factors can only be determined after this step.

Possibilities for adapting the target reliability to existing civil structures for long-term interim storage facilities have been demonstrated.

Methods for the probabilistic representation of external actions including the load cases that cannot be probabilistically analysed have been presented and adapted to civil structures in nuclear installations. The determination of the load magnitude due to different actions is decisive with regard to the failure probability of the structure. For some actions, the determination of the exceedance probability for the corresponding action level is a fundamental step. This probability depends on the extended service life period as well as on the target reliability. In the event of an extended service lifetime of the structure all relevant actions and time-dependent material properties should not only be updated for the time of the assessment, but also estimated for the extended service period.

The methodology for determining the current reliability of existing nuclear civil structures has been considered as a fundamental component of the entire approach. The First Order Reliability Method (FORM) is recommended for this purpose.

Inhaltsverzeichnis

Kurzfassung ..... **I**

Abstract ..... **III**

1 Einführung **1**

1.1 Problemstellung 1

1.2 Zielsetzung 2

1.3 Vorgehensweise 4

1.4 Beschreibung der einzelnen Arbeitspakete 7

1.4.1 Arbeitspaket AP 1: Darstellung der Grundlagen für die zuverlässigkeitsorientierte Bewertung und Nachrechnung kerntechnischer Bauwerke 7

1.4.2 Arbeitspaket AP 2: Möglichkeiten der Anpassung des Zielzuverlässigkeitsindexes β_{Ziel} für die Nachrechnung bestehender Bauwerke 7

1.4.3 Arbeitspaket AP 3: Methodik zur Untersuchung und probabilistischen Analyse der Einwirkungen für die Bewertung und Nachrechnung kerntechnischer Bauwerke 8

1.4.4 Arbeitspaket AP 4: Erstellung einer qualifizierten Bestandsaufnahme als Grundlage für Nachrechnung und Besonderheiten großer Querschnitte 8

1.4.5 Arbeitspaket AP 5: Verwendung von Monitoring-Maßnahmen 9

1.4.6 Arbeitspaket AP 6: Methodik zur Ermittlung der vorhandenen Zuverlässigkeit bestehender kerntechnischer Bauwerke 9

1.4.7 Arbeitspaket AP 7: Entwicklung einer Methodik für die zuverlässigkeitsorientierte Nachrechnung kerntechnischer Bauwerke mit verlängerter Nutzungsdauer 10

1.5 Zusammenarbeit mit der Technischen Universität Kaiserslautern 11

2 Darstellung der Grundlagen für eine zuverlässigkeits-orientierte Bewertung und Nachrechnung kerntechnischer Bauwerke **15**

2.1 Geschichtlicher Überblick über die Zuverlässigkeitstheorie von Bauwerken ... 15
2.2 Entwicklung der Zuverlässigkeitsbeurteilung von Bestandsbauwerken ... 20
2.3 Kerntechnische Baunormen ... 25
2.4 OECD/NEA CSNI WGIAGE-Evaluierung: Probabilistische und leistungsbasierte Methoden zur Bewertung und Bemessung von Gebäudestrukturen in kerntechnischen Anlagen ... 34
2.5 Besonderheiten kerntechnischer Bauwerke ... 36
2.6 Zwischenlager-Konzept ... 41
2.7 Ermittlung der Bauwerkszuverlässigkeit ... 48
2.7.1 Grenzzustandsfunktion und Versagenswahrscheinlichkeit ... 48
2.7.2 Zuverlässigkeitsindex und Bemessungspunkt für den Fall von zwei Zufallsvariablen R und E ... 52
2.7.3 Lösungsverfahren der Zuverlässigkeitstheorie ... 56
2.8 Normative Umsetzung der zuverlässigkeitsorientierten Bemessung ... 70
2.8.1 Eurocode ... 71
2.8.2 Grundlagen des semi-probabilistischen Sicherheitskonzepts für die Bauwerksbemessung gemäß Eurocodes ... 74
2.8.3 Teilsicherheitsbeiwerte in aktuellen semiprobabilistischen Normenkonzepten ... 83
2.8.4 Ermittlung der Teilsicherheitsbeiwerte ... 86
2.8.5 Werte der Teilsicherheitsfaktoren in den Eurocodes ... 94
2.8.6 Nachweis nach dem Verfahren der Teilsicherheitsbeiwerte ... 103
2.9 Zeitabhängigkeit der Versagenswahrscheinlichkeit ... 104

3 Möglichkeiten der Anpassung des Zielzuverlässigkeitsindexes β_{Ziel} für die Nachrechnung bestehender Bauwerke ... 111
3.1 Zuverlässigkeit und Zuverlässigkeitsindex ... 111
3.2 Optimierung baulicher Anlagen ... 113
3.3 Zielwerte der Zuverlässigkeit im Normen ... 125
3.4 Anpassung des Zielzuverlässigkeitsindexes β für die Nachrechnung bestehender Bauwerke ... 138

4 Einwirkungen ... 145
4.1 Allgemeine Darstellung der Einwirkungen ... 145
4.1.1 Einführung ... 145
4.1.2 Modelle für die Darstellung der Einwirkungen ... 147
4.1.3 Kombination zeitabhängiger Einwirkungen ... 155
4.1.4 Die repräsentativen Werte für ständige und veränderlichen Einwirkungen in Rahmen des Teilsicherheitskonzepts ... 159
4.1.5 Bemessungswerte der Einwirkungen ... 162
4.1.6 Dynamische und außergewöhnliche Einwirkungen ... 162
4.1.7 Einwirkungskombinationen und Bemessungssituationen in Rahmen des semi-probabilistischen Nachweiskonzeptes ... 165
4.2 Flugzeugabsturz als außergewöhnliche Einwirkung ... 169
4.2.1 Historische Entwicklung des Lastfalls Flugzeugabsturz ... 169
4.2.2 Methodik zur Untersuchung mechanischer Auswirkungen ... 175
4.2.3 Zu betrachtende Flugzeugtypen ... 176
4.2.4 Absturzparameter, Aufprallszenarien und Schadenszenarien ... 181
4.2.5 Wahrscheinlichkeit eines unfallbedingten Flugzeugabsturzes ... 182
4.2.6 Ermittlung der Lastannahmen für den Lastfall Flugzeugabsturz ... 189
4.2.7 Versagensmechanismen der Stahlbetonstrukturen bei einem harten und weichen Aufprall ... 194
4.2.8 Materialkennwerte und Werkstoffgesetze bei der Bewertung bestehender Bauwerke infolge eines Flugzeugabsturzes ... 196
4.2.9 Behandlung des Flugzeugabsturzes im aktuellen Regelwerk der USA ... 199
4.2.10 Betrachtung der relevanten zukünftigen Flugzeugtypen ... 208
4.3 Einwirkung Erdbeben ... 211
4.3.1 Allgemeines ... 211
4.3.2 Prinzipielle Vorgehensweise bei der probabilistischen seismischen Gefährdungsanalyse ... 212
4.3.3 Ermittlung der seismischen Standortgefährdung ... 214
4.3.4 Erdbebenrelevante Regelwerke ... 217
4.3.5 Grundlagen der kerntechnischen Auslegung baulicher Anlagen gegen Erdbeben ... 225

4.3.6 Probabilistische Risikobewertung in den USA 236
4.4 Einwirkung Hochwasser 259
4.4.1 Bemessungshochwasser nach KTA 2207 in Deutschland 259
4.4.2 Frankreich – Bemessungshochwasser nach ASN Guide N° 13 266
4.5 Methodik für Gefährdungsanalysen zu naturbedingten Einwirkungen für kerntechnische Standorte 269
4.5.1 Prinzipielle Vorgehensweise bei Standortgefährdungsanalysen 269
4.5.2 Internationale Entwicklungen bei Gefährdungsanalysen 277
4.6 Einwirkung Explosionsdruckwelle für kerntechnische Standorte 284
4.6.1 Auslegungsanforderungen gegen Druckwellen aus chemischen Explosionen und gefährlichen luftgetragenen Stoffen 284
4.6.2 Berücksichtigung von Einwirkungen durch Eindringen gefährlicher Stoffe und chemische Explosionen in der PSA für Kernkraftwerke in Deutschland 291
4.6.3 Grundlagen zu Explosionsdruckwellen 295

5 Verwendung von Monitoring-Maßnahmen 303
5.1 Einführung 303
5.2 Grundlagen des Bauwerksmonitoring 303
5.3 Monitoring im konventionellen Hochbau 305
5.4 Mögliche Monitoring-Maßnahmen des konventionellen Ingenieurwesens und deren Eignung für Beton- und Stahlbetonbauteile kerntechnischer Anlagen 306
5.5 OECD/NEA Tätigkeiten in Bezug auf zerstörungsfreie Prüfungen für dickwandige Betonbauteile in kerntechnischen Anlagen 307
5.6 Lebenszyklusanalyse und Lebenszyklusmanagement 310
5.7 Monitoring als Bestandsteil des Lebenszyklusmanagements für Anlagen der Energieversorgung 316
5.8 Dauerhaftigkeitsorientiertes Monitoring für Stahlbeton- und Spannbetonbauwerke 317
5.8.1 Anwendung der Entscheidungssystematik für dauerhaftigkeitsorientiertes Monitoring 319
5.9 Monitoring-Konzepte als kompensierende Überwachungsmaßnahmen 324

5.9.1 Allgemein ... 324
5.9.2 Arten von kompensierenden Überwachungsmaßnahmen ... 326
5.9.3 Voll-probabilistisches Konzept mit Schwellwertüberwachung ... 327
5.9.4 Semi-probabilistisches Konzept mit Schwellwertüberwachung ... 329
5.10 Beschreibung der alterungsbedingten Schädigungsmechanismen von Stahlbetonstrukturen ... 331
5.10.1 Rissbildung ... 334
5.10.2 Karbonatisierung ... 335
5.10.3 Chloride ... 336
5.10.4 Chemische Einwirkungen (Sulfate, Alkalien, Säuren) ... 336
5.10.5 Kriechen und Schwinden ... 338
5.10.6 Quellen ... 339
5.10.7 Radioaktive Strahlung ... 339
5.10.8 Korrosion von Betonstahl (Bewehrung) ... 340

6 Methodik zur Ermittlung der vorhandenen Zuverlässigkeit bestehender kerntechnischer Bauwerke ... 341
6.1 Einführung ... 341
6.2 Grundlagen der Methodik ... 343
6.3 Bayes'sche Anpassung ... 345
6.4 Statistische Parameter des Widerstands ... 351
6.4.1 Geometrische Abmessungen ... 352
6.4.2 Beton ... 352
6.4.3 Betonstahl ... 355
6.5 Aktualisierung der Einwirkungen ... 356
6.5.1 Ständige Lasten ... 356
6.5.2 Veränderliche Einwirkungen ... 360
6.5.3 Seismische Einwirkungen ... 361
6.5.4 Flugzeugabsturz ... 361
6.5.5 Andere Einwirkungen ... 362
6.6 Praktische Empfehlungen ... 362

7 Entwicklung einer Methodik für die zuverlässigkeitsorientierte Nachrechnung kerntechnischer Bauwerke mit verlängerter Nutzungsdauer ... 367

7.1 Einführung ... 367

7.2 Informationen beim Neubau ... 368

7.3 Verhalten des Bauwerks bis zur Nachrechnung ... 369

7.4 Ermittlung der vorhandenen Zuverlässigkeit bestehender kerntechnischer Bauwerke ... 372

7.5 Festlegung der Zielzuverlässigkeit bei der Nachrechnung bzw. Bewertung bestehender Bauwerke ... 374

7.6 Bestimmung der Basisparameter für die Nachrechnung ... 382

7.6.1 Statistische Parameter des Widerstands ... 383

7.6.2 Aktualisierung der Einwirkungen ... 383

7.7 Semi-probabilistisches Verfahren ... 386

7.8 Praktische Empfehlungen ... 389

8 Zusammenfassung ... 393

Literaturverzeichnis ... 399

Abkürzungsverzeichnis ... 435

Abbildungsverzeichnis ... 439

Tabellenverzeichnis ... 445

A Anhang ... 449

1 Einführung

1.1 Problemstellung

Bauwerke in kerntechnischen Anlagen werden in der Regel nicht bezüglich ihrer Zuverlässigkeit bewertet. Es ist jedoch bekannt, dass das Bauwerksversagen von verschiedenen Einflussparametern abhängig ist, welche nur mit erheblichen Unsicherheiten bestimmt werden können. Um ein kerntechnisches Bauwerk in Bezug auf eine mögliche verlängerte Nutzungsdauer zu bewerten, ist es somit notwendig, eine entsprechende Methodik bezüglich der aktuellen Bauwerkszuverlässigkeit zu entwickeln. In Deutschland rücken derzeit zunehmend Gebäude standortnaher Zwischenlager als kerntechnische Bauwerke in den Fokus, da für diese eine verlängerte Nutzungsdauer zur Diskussion steht.

Den bisherigen Zwischenlagergenehmigungen liegen Zeiträume von 40 Jahren zu Grunde. Bei der Bemessung der Tragwerke wurden in der Regel bautechnische Regelwerke verwendet, die eine Standzeit von 50 Jahren vorsehen.

Aufgrund des Fehlens betriebsbereiter Endlager für wärmeentwickelnde, hochradioaktive Abfälle wird sowohl national als auch international mit verlängerten Zwischenlagerstandzeiten gerechnet. Derzeit ist es nicht möglich, die erforderlichen Zeiträume für die standortnahen Zwischenlagerung abzuschätzen. Im Gespräch sind Zeiträume von 50 bis zu über 100 Jahren. Eine technische Bewertung der längerfristigen Sicherheit der Zwischenlager über den Genehmigungszeitraum hinaus – unabhängig von den konkreten Zahlenwerten für den Zwischenlagerzeitraum – erfordert eine Einschätzung der Nutzbarkeit dieser Zwischenlager.

Für einige Bauwerksarten, z. B. Brückenbau, liegen national mittlerweile Regelwerke zur Nachrechnung vor, wobei eine Berücksichtigung unterschiedlicher Randbedingungen ermöglicht wird. In einigen europäischen Ländern sind parallel dazu vergleichbare Richtlinien etc. entstanden, welche die Besonderheiten einzelner Bauwerksarten berücksichtigen. Für kerntechnische Anlagen liegt Vergleichbares bisher nicht vor. Folgende Besonderheiten sind bei der Bewertung bzw. Nachrechnung abweichend vom allgemeinen Hochbau bei kerntechnischen Anlagen zu berücksichtigen:

- tatsächliche Nutzungsdauer abweichend von 50 Jahren,
- große Bemessungsquerschnitte,

- große ständige Lasten (z. B. Eigengewicht),
- Schadenskonsequenzen infolge eines Bauwerksversagens,
- spezifische übergreifende Einwirkungen, welche im allgemeinen Hochbau nicht betrachtet werden (z. B. Flugzeugabsturz),
- nicht eindeutig definierte Zielzuverlässigkeit, die jedoch normalerweise höher sein muss als im allgemeinen Hochbau.

Da die Zielzuverlässigkeit für kerntechnische Bauwerke bisher nicht explizit festgelegt wurde, stellt eine solche Festlegung eine Herausforderung dar. Eine sozio-ökonomische Optimierung kann hierbei als ein hilfreiches Werkzeug betrachtet werden. Dabei weisen Aspekte der menschlichen Sicherheit einen erheblichen Einfluss auf. Auch die Auftretenswahrscheinlichkeit übergreifender Einwirkungen während der verlängerten Nutzungsdauer muss mit in die Betrachtungen einbezogen werden. Eine mögliche Verringerung des Bauwerkswiderstands, z. B. durch Alterung, soll möglichst probabilistisch erfasst werden. Dazu können probabilistisch orientierte Monitoring-Maßnahmen einen wesentlichen Beitrag leisten.

Ein wesentlicher Bestandteil einer zuverlässigkeitsorientierten Bewertung eines kerntechnischen Bestandsbauwerks ist die Ermittlung der zu dem Zeitpunkt der Bewertung vorhandenen Zuverlässigkeit bzw. des Zuverlässigkeitsindexes. Hierzu wurde eine Methodik entwickelt. Bei semi-probabilistischen Verfahren sind modifizierte Teilsicherheitsbeiwerte abzuleiten (z. B. mit Hilfe probabilistischer Methoden), die bei einer Nachrechnung anzusetzen sind.

1.2 Zielsetzung

Das Gesamtziel des beantragten Vorhabens bestand entsprechend /BMW 15/ darin, vorhandene Methoden und Werkzeuge für probabilistische Bauwerksanalysen von Langzeitzwischenlagern weiterzuentwickeln und hinsichtlich vorgenannter Aspekte zu vervollständigen, um den Wissensstand auf diesem Gebiet fortzuschreiben. Hierbei sollte das Langzeitverhalten der Gebäude standortnaher Zwischenlager besondere Berücksichtigung finden, um Standsicherheit, Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit besser bewerten und ggf. durch geeignete Maßnahmen sicherstellen zu können.

Darüber hinaus sollten Ansätze für die Anwendung probabilistischer Verfahren zur Bewertung der Zuverlässigkeit bestehender Bauwerke kerntechnischer Einrichtungen, die im Rahmen von Bewertungen der längerfristigen Sicherheit von Zwischenlagern zum Einsatz kommen können, entwickelt werden. Das Vorhaben wurde als Verbundvorhaben von der GRS und dem Fachgebiet Massivbau der Technischen Universität (TU) Kaiserslautern durchgeführt.

Im Einzelnen wurden die nachfolgend aufgeführten wissenschaftlich-technischen Ziele verfolgt.

- Zusammenstellung, Aufbereitung und vertiefte Untersuchung von Methoden zur probabilistischen Bewertung und Nachrechnung bestehender konventioneller Bauwerke (d. h. in nichtnuklearen Anlagen) im Hinblick auf deren Eignung zur Anwendung auf Bauwerke kerntechnischer Anlagen (unter Federführung der TU Kaiserslautern),
- Anpassung der Methoden des konventionellen Bauwesens zur probabilistischen Bewertung der Bauwerke von kerntechnischen Anlagen, insbesondere von Bestandsbauwerken, die im kerntechnischen Bereich anderen Anforderungen und Randbedingungen, z. B. hinsichtlich Alterung und Einwirkungen, unterliegen (unter Federführung der GRS),
- Weiterentwicklung des aktuellen Widerstandniveaus zur Methodik probabilistischer Bewertungen, insbesondere für Bestandsbauwerke (unter Federführung der TU Kaiserslautern),
- Zusammenstellung, Aufbereitung und vertiefte Untersuchung von Methoden zur probabilistischen Darstellung der äußeren Einwirkungen, welche für kerntechnische Bauwerke relevant sind, einschließlich Lastfällen, die nicht probabilistisch analysierbar sind (unter Federführung der GRS),
- Qualitative Anpassung der sogenannten Zielzuverlässigkeit (zu erfüllende Zielgröße des Zuverlässigkeitsindex *ß* nach /DIN 10/zur Beschreibung des Zuverlässigkeitsniveaus) auf Neubauten und auf bestehende Bauwerke zur längerfristigen Zwischenlagerung (von GRS und TU Kaiserslautern durchgeführt),
- Erstellung eines praxistauglichen Leitfadens zur zuverlässigkeitsorientierten Nachrechnung bestehender kerntechnischer Bauwerke (von GRS und TU Kaiserslautern durchgeführt).

Der zu erarbeitende Leitfaden sollte in Form einer qualitativen Handlungsempfehlung erstellt werden. Diese sollte aufgrund der Komplexität des Themas in direktem Bezug zu den wissenschaftlichen Hintergründen der einzelnen Arbeitspakete stehen und aus diesem Grund direkt in den jeweiligen Abschlussbericht von GRS und der TU Kaiserlautern integriert werden.

1.3 Vorgehensweise

Das Vorhaben setzt die Untersuchungen aus dem Arbeitspaket „Entwicklung eines PSA-Bewertungsansatzes zur Zuverlässigkeit baulicher Anlagen“ im Vorhaben RS1198 „Fortschrittliche Methoden und Werkzeuge für probabilistische Sicherheitsanalysen“, /SUC 14/) fort, welches zusammen mit den dazugehörigen Veröffentlichungen /SUC 11/ und /SUC 14a/ als Ausgangspunkt der aktuellen Untersuchungen betrachtet werden kann.

Die übergeordnete Zielsetzung in /SUC 14/ bestand darin, Vorschläge für die Anwendung probabilistischer Verfahren zur Bewertung der Zuverlässigkeit baulicher Anlagen in Kernkraftwerken zu entwickeln, die im Rahmen einer probabilistischen Sicherheitsanalyse (PSA) zum Einsatz kommen können. Eine Methodik für die Bewertung der Zuverlässigkeit und der probabilistischen Bemessung von Bauwerken in kerntechnischen Einrichtungen wurde entwickelt und dargestellt. Es wurde festgestellt, dass gegenüber dem konventionellen Bauwesen kerntechnische Bauwerke einige Besonderheiten aufweisen, die im Zuverlässigkeitskonzept eine wichtige Rolle spielen. Dazu gehören beispielsweise besondere Anforderungen an die Bauwerke, besondere Versagensmechanismen und besondere Einwirkungen. Die in Betracht kommenden Versagensmechanismen kerntechnischer Bauwerke wurden dargestellt und erläutert. Aufgrund der Tatsache, dass bei Bauwerken in kerntechnischen Einrichtungen besondere Einwirkungen berücksichtigt werden sollen, welche über die konventionelle Bauwerksauslegung hinausgehen, werden auch spezifische Versagensmechanismen aufgezeigt, die in konventionellen bautechnischen Normen nicht betrachtet werden.

Der im Forschungs- und Entwicklungsvorhabens RS1198 entwickelte Bewertungsansatz zur Zuverlässigkeit baulicher Anlagen lässt sich bei der Bemessung neu zu errichtenden baulichen Anlagen anwenden. Es war jedoch nicht möglich, diese Methodik bei einer Bewertung bestehender Bauwerke anzuwenden, ohne dass eine Anpassung zur Abschätzung des aktuellen Zustands dieser baulichen Anlagen erfolgt. Das war ein Grund

für die Initiierung des neuen Vorhabens RS1553A, welches sich auf die zuverlässigkeitsorientierte Bewertung der bestehenden kerntechnischen Bauwerke konzentriert.

Dieses Vorhaben wurde als Verbundprojekt der GRS und dem Fachgebiet Massivbau der TU Kaiserslautern durchgeführt. Dabei wurden die Arbeitspakete AP 1 „Darstellung der Grundlagen für die zuverlässigkeitsorientierte Bewertung und Nachrechnung kerntechnischer Bauwerke“ und AP 2 „Möglichkeiten der Anpassung des Zielzuverlässigkeitsindexes β_{Ziel} für die Nachrechnung bestehender Bauwerke“ von beiden Institutionen, GRS und TU Kaiserslautern, bearbeitet. Das Arbeitspaket AP 3 „Methodik zur Untersuchung und probabilistischen Analyse der Einwirkungen für die Bewertung und Nachrechnung der kerntechnischen Bauwerke“ wurde ausschließlich von der GRS bearbeitet. Das Arbeitspaket AP 4 „Erstellung einer qualifizierten Bestandsaufnahme als Grundlage für Nachrechnung und Besonderheiten großer Querschnitte“ wurde hingegen ausschließlich seitens der TU Kaiserslautern bearbeitet. Das Arbeitspaket AP 5 “Verwendung von Monitoring-Maßnahmen“ wurde überwiegend von der TU Kaiserslautern bearbeitet, wobei die GRS ebenfalls einen Anteil zusteuerte. Die Arbeitspakete AP 6 „Methodik zur Ermittlung der vorhandenen Zuverlässigkeit der bestehenden kerntechnischen Bauwerke“ und AP 7 „Entwicklung einer Methodik für die zuverlässigkeitsorientierte Nachrechnung kerntechnischer Bauwerke mit verlängerter Nutzungsdauer“ wurden erneut von beiden Institutionen bearbeitet. Dabei war vorgesehen, dass der Teil von AP 7, welcher sich mit der semi-probabilistischen Methodik befasst, ausschließlich von der TU Kaiserslautern bearbeitet werden sollte. Mit Zustimmung des Auftraggebers wurde entschieden, die ursprünglich in Rahmen des Arbeitspakets AP 7 vorgesehene Erstellung eines praxistauglichen Leitfadens zur zuverlässigkeitsorientierten Nachrechnung bestehender kerntechnischer Bauwerke in Form qualitativer Handlungsempfehlungen zu erstellen. Diese sollten aufgrund der Komplexität des Themas in direktem Bezug zu den wissenschaftlichen Hintergründen der einzelnen Arbeitspakete stehen und wurden aus diesem Grund direkt in den jeweiligen Abschlussbericht beider Institutionen integriert.

Es wurden zuerst die zur Verfügung stehenden Vorgehensweisen analysiert, welche im allgemeinen Hochbau zur Festlegung und Ermittlung der Zuverlässigkeit zum Einsatz kommen. Im konventionellen Bauwesen wurden während der letzten Jahrzehnte zahlreiche Untersuchungen zu probabilistischen Berechnungen bzw. Zuverlässigkeitsabschätzungen durchgeführt.

Ein Ergebnis dieser Forschungs- und Entwicklungsaktivitäten besteht darin, dass in Europa ein einheitliches bautechnisches Regelwerk entstand – die Eurocodes. Die Euro-

codes definieren die Zielzuverlässigkeit für den allgemeinen Hochbau und basieren auf semi-probabilistischen Verfahren (Konzept von Teilsicherheitsbeiwerten /DIN 10/). Dieses Vorgehen bildet eine Möglichkeit für die semi-probabilistische Bewertung bzw. Nachrechnung bestehender kerntechnischer Bauwerke mit verlängerter Nutzungsdauer.

Ein weiteres Ergebnis dieser Entwicklung sind verschiedene internationale Richtlinien und Empfehlungen, die teilweise voll-probabilistische Ansätze empfehlen und Risikooptimierungsmethode in Betracht ziehen (z. B. /JCS 01/, /ISO 98/, /ISO 15/). Diese Entwicklung bildet die Grundlage für die zuverlässigkeitsorientierte Bewertung der bestehenden kerntechnischen Bauwerke mit verlängerter Nutzungsdauer.

Die Methoden für die Zuverlässigkeitsanalysen, welche bei der Bewertung von Bestandsbauwerken zur Anwendung kommen können, wurden analysiert. Die FORM-Methode (*F*irst *O*rder *R*eliability *M*ethod) hat sich als am passendsten für eine solche Bewertung herausgestellt. Diese Methode wurde speziell für probabilistische Fragestellungen in der Bautechnik entwickelt.

Die Modelle, die Einwirkungen als Zufallsvariablen oder als stochastische Prozesse beschreiben, wurden aufgezeigt. Einige spezifische Einwirkungen für den kerntechnischen Bereich (wie z. B. Druckwellen) werden deterministisch erfasst. Es wurde festgestellt, dass die Überschreitungswahrscheinlichkeit des Einwirkungsniveaus während der verlängerten Nutzungsdauer ermittelt werden kann.

Da die Zielzuverlässigkeit für bestehende kerntechnische Bauwerke bisher nicht in normativen Dokumenten festgelegt wurde, werden für diese Problemstellung die möglichen Lösungsansätze zusammengestellt.

Die probabilistisch orientierten Monitoring-Maßnahmen, welche bisher für kerntechnische Bauwerke nicht angewendet wurden, sind als Lösungsansatz für die Erfassung möglicher Verschlechterungen der Materialeigenschaften, z. B. durch Alterung, in die zuverlässigkeitsorientierte Bewertung zu integrieren.

1.4 Beschreibung der einzelnen Arbeitspakete

1.4.1 Arbeitspaket AP 1: Darstellung der Grundlagen für die zuverlässigkeitsorientierte Bewertung und Nachrechnung kerntechnischer Bauwerke

In dem ersten Arbeitspaket sollte der Stand von Wissenschaft und Technik im Hinblick auf die Sicherstellung der Bauwerkszuverlässigkeit allgemeiner Hoch- und Ingenieurbauwerke aufgearbeitet und in diesem Zusammenhang insbesondere die Grundlagen der in den Eurocodes implementierten Verfahren erläutert werden. National wie international vorliegende probabilistische und semi-probabilistische Verfahren zur Nachrechnung bestehender Tragwerke im konventionellen Hoch- und Ingenieurbau sollten beschrieben werden, um den aktuellen Stand von Wissenschaft und Technik abzubilden. Zur Bewertung der Anwendbarkeit bestehender Ansätze zur Nachrechnung aus dem konventionellen Bauwesen auf kerntechnische Bauwerke mit teilwiese verlängerter Nutzungsdauer, ist eine Darstellung der Besonderheiten kerntechnischer Bauwerke (u. a. standortnaher Zwischenlager), wie beispielsweise große Querschnittsabmessungen; spezifische Sicherheitsanforderungen an diese Bauwerke oder der Einfluss außergewöhnlicher Einwirkungen, notwendig.

1.4.2 Arbeitspaket AP 2: Möglichkeiten der Anpassung des Zielzuverlässigkeitsindexes β_{Ziel} für die Nachrechnung bestehender Bauwerke

Eine wesentliche Aufgabe bei der Nachrechnung bestehender Bauwerke stellt die Festlegung des erforderlichen Zielzuverlässigkeitsindex β_{Ziel} dar. Zur Modifikation des erforderlichen Zielzuverlässigkeitsindexes im Vergleich zu den der Bemessung im Neubaufall nach den Eurocodes zugrunde liegenden Werten existieren insbesondere auf internationaler Ebene unterschiedliche Ansätze, welche jedoch weitestgehend für den allgemeinen Hoch- und Ingenieurbau ausgelegt sind.

Zunächst sollten die wesentlichen Grundlagen der bestehenden Verfahren dargestellt werden. Im Detail wurden dabei die wirtschaftliche Optimierung im Hinblick auf eine Minimierung der Kosten von Maßnahmen zur Reduzierung der Versagenswahrscheinlichkeit beschrieben. Einen weiteren maßgeblichen Einfluss auf die erforderliche Zielzuverlässigkeit haben personenbezogene Sicherheitsanforderungen, welche durch ein akzeptiertes persönliches Risiko bzw. den Life Quality Index (LQI) beschrieben werden können. Im Anschluss sollten die aufgeführten Verfahren im Hinblick auf ihre Eignung zur Nachrechnung bestehender kerntechnischer Bauwerke geprüft werden.

1.4.3 Arbeitspaket AP 3: Methodik zur Untersuchung und probabilistischen Analyse der Einwirkungen für die Bewertung und Nachrechnung kerntechnischer Bauwerke

Im Laufe der Nutzungsdauer muss ein Bauwerk verschiedenen Einwirkungen widerstehen, damit seine Funktionalität nicht beeinträchtigt wird. Bei kerntechnischen Bauwerken werden normalerweise nicht nur die im konventionellen Bau in Betracht kommenden Einwirkungen (wie. Wind- und Schneelasten), sondern auch spezifische Einwirkungen (beispielsweise Flugzeugabsturz oder Explosionsdruckwelle) berücksichtigt. Auch seismische Einwirkungen sind oftmals für die Bemessung kerntechnischer Bauwerke maßgebend. Einwirkungen von außen, wie Flugzeugabsturz, Druckwelle oder Hochwasser, sind nicht explizit in den Eurocodes behandelt.

Alle relevanten Einwirkungen sollten auch bezüglich ihrer probabilistischen Eigenschaften dargestellt und strukturiert werden. Es war festzustellen, ob die jeweilige Einwirkung statisch oder dynamisch ist, ob sie als ständig, veränderlich oder außergewöhnlich betrachtet werden muss und ob sie als stochastischer Prozess oder als Zufallsvariable beschrieben werden kann. Die Methodik für die Ermittlung repräsentativer Werte der jeweiligen Einwirkung (z. B. charakteristischer Wert, häufiger Wert, quasi-statischer Wert) sollte für den Grenzzustand der Tragfähigkeit und den Grenzzustand der Gebrauchttauglichkeit dargestellt werden.

Bei der Nachrechnung von Bestandsbauwerken kerntechnischer Einrichtungen (wie Zwischenlagern) mit verlängerter Nutzungsdauer sind die in Betracht kommenden Einwirkungen nicht nur für den Zeitpunkt der Nachrechnung zu aktualisieren, sondern für die erweiterte Nutzungsdauer zu extrapolieren. Das entsprechende Vorgehen sollte vorgestellt werden. In Bezug auf die Thematik „Erdbeben“ sollte zunächst die Wahrscheinlichkeit des Auftretens des Ereignisses, abhängig von der Restnutzungsdauer, definiert werden. Erst danach lassen sich die Lastannahmen standortspezifisch auf probabilistischer Basis aktualisieren. Die Möglichkeit des gleichzeitigen Auftretens verschiedener Einwirkungen war dabei ebenfalls zu berücksichtigen.

1.4.4 Arbeitspaket AP 4: Erstellung einer qualifizierten Bestandsaufnahme als Grundlage für Nachrechnung und Besonderheiten großer Querschnitte

Im Unterschied zur Bemessung von Neubauten können bei der Nachrechnung bestehender Tragwerke zusätzliche Informationen durch eine qualifizierte Bestandsaufnahme

gewonnen werden, die bei der Nachrechnung vorteilhaft genutzt werden können. Durch die Bestandsaufnahme können u. a. Informationen über die tatsächliche Verteilung und Streuung der verwendeten Baumaterialien gewonnen werden, die für eine detaillierte Modellierung der Werkstoffeigenschaften bei einer probabilistischen Analyse bzw. zur Modifizierung von Teilsicherheitsbeiwerten auf der Widerstandsseite genutzt werden können. Während für den gewöhnlichen Hoch- und Ingenieurbau der Ablauf einer Bestandsaufnahme weitestgehend geregelt ist, sind bei der Untersuchung kerntechnischer Bauwerke aufgrund ihrer großen Querschnittsabmessungen noch weitere spezifische Besonderheiten sowie die Auswirkungen verschiedener zeitabhängiger Effekte zu berücksichtigen, welche bisher noch unzureichend erforscht sind.

1.4.5 Arbeitspaket AP 5: Verwendung von Monitoring-Maßnahmen

Eine weitere Möglichkeit, die tatsächliche Tragwerkszuverlässigkeit bzw. Restnutzungsdauer bestehender Bauwerke (u. a. Zwischenlager) zu erfassen stellen Monitoring-Maßnahmen dar. Durch eine dauerhafte Überwachung mechanischer, chemischer oder energetischer Kenngrößen ist es möglich Schäden frühzeitig zu identifizieren und deren zeitlichen Verlauf zu erfassen. Darauf aufbauend ist auch eine Prognose des Schadensverlaufs möglich. Die Ergebnisse können vorteilhaft bei der Entscheidung wann Verstärkungs- / Ertüchtigungsmaßnahmen erforderlich sind genutzt werden.

Neben der Erfassung von Schäden können durch dauerhafte Messungen am Tragwerk beispielsweise Verformungsgrößen erfasst werden, welche Rückschlüsse auf die auftretenden Schnittgrößen und damit auch Tragwerksbelastung zulassen. Neben der Bestimmung der tatsächlich vorhandenen Einwirkungen (z. B. Eigen- und Nutzlast) kann durch Monitoring-Maßnahmen auch deren Streuung erfasst werden. Damit besteht die Möglichkeit sowohl die Größe als auch den Teilsicherheitsbeiwert der für die Nachrechnung anzusetzenden Einwirkung zu aktualisieren. Dies hat einen maßgeblichen Einfluss auf die Bauwerkszuverlässigkeit.

1.4.6 Arbeitspaket AP 6: Methodik zur Ermittlung der vorhandenen Zuverlässigkeit bestehender kerntechnischer Bauwerke

Basierend auf den zuvor erläuterten Besonderheiten kerntechnischer Bauwerke und probabilistischer Verfahren sollte eine Methodik zur Ermittlung der tatsächlichen Zuverlässigkeit bestehender kerntechnischer Bauwerke vorgeschlagen werden. Diese Zuverlässigkeit sollte mit denen der Bemessung zugrunde liegenden Werten verglichen werden.

Dadurch lassen sich eventuell vorhandene Sicherheitsreserven oder -defizite aufdecken und gegebenenfalls die Anforderungen im Neubaufall anpassen.

1.4.7 Arbeitspaket AP 7: Entwicklung einer Methodik für die zuverlässigkeitsorientierte Nachrechnung kerntechnischer Bauwerke mit verlängerter Nutzungsdauer

Abschließend sollte eine Methodik entwickelt werden, um die zuvor aufgeführten Einzelbestandteile der zuverlässigkeitsorientierten Betrachtung kerntechnischer Bauwerke, insbesondere standortnaher Zwischenlager, sowohl in ein praxistaugliches semi-probabilistisches als auch ein voll-probabilistisches Gesamtkonzept zur zuverlässigkeitsorientierten Nachrechnung kerntechnischer Bauwerke mit verlängerter Nutzungsdauer zusammenzuführen.

Dabei sollte die semi-probabilistische Methodik speziell auf einer Anpassung der in den Grenzzuständen anzusetzenden Teilsicherheitsbeiwerten beruhen. Insbesondere sollten neben der Berücksichtigung der tatsächlich am Tragwerk vorliegenden Streuung der Materialeigenschaften auch angepasste Teilsicherheitsbeiwerte in Abhängigkeit der Monitoring-Ergebnisse sowie des anzusetzenden Zielzuverlässigkeitsindexes β_{Ziel} für Einwirkungs- und Widerstandsseite erarbeitet werden. Die Herleitung der angepassten Teilsicherheitsbeiwerte sollte dabei auf Basis probabilistischer Analysen erfolgen.

Ziel war es außerdem, ein voll-probabilistisches Gesamtkonzept unter Berücksichtigung der bautechnischen Besonderheiten von Zwischenlagern zu erarbeiten, wobei neben den großen Querschnittsabmessungen auch die besonderen Einwirkungen Berücksichtigung finden. Im Gegensatz zu konventionellen Hoch- und Ingenieurbauwerken liegen bei großen Querschnitten zur Modellierung der Materialkennwerte noch keine Informationen hinsichtlich Verteilungsfunktion und Streuung vor, weshalb hierfür im Rahmen des Vorhabens Empfehlungen erarbeitet werden sollten.

Um die entwickelte Methodik zur zuverlässigkeitsorientierten Nachrechnung und Bewertung bestehender kerntechnischer Bauwerke mit verlängerter Nutzungsdauer anzuwenden, sind die praxistauglichen Leitfäden für ein semi-probabilistisches Konzept notwendig. Der zu erarbeitende Leitfaden sollte in Form einer qualitativen Handlungsempfehlung erstellt werden. Diese sollte aufgrund der Komplexität des Themas in direktem Bezug zu den wissenschaftlichen Hintergründen der einzelnen Arbeitspakete stehen

und aus diesem Grund direkt in den jeweiligen Abschlussbericht beider Institutionen integriert werden.

1.5 Zusammenarbeit mit der Technischen Universität Kaiserslautern

Dieses Vorhaben wurde als Verbundprojekt der GRS und dem Fachgebiet Massivbau der Technischen Universität (TU) Kaiserslautern durchgeführt. Dabei wurden die Arbeitspakete AP 1 „Darstellung der Grundlagen für die zuverlässigkeitsorientierte Bewertung und Nachrechnung kerntechnischer Bauwerke“ und AP 2 „Möglichkeiten der Anpassung des Zielzuverlässigkeitsindexes β_{Ziel} für die Nachrechnung bestehender Bauwerke“ von beiden Institutionen, GRS und TU Kaiserslautern, bearbeitet.

Das Arbeitspaket AP 3 „Methodik zur Untersuchung und probabilistischen Analyse der Einwirkungen für die Bewertung und Nachrechnung kerntechnischer Bauwerke“ wurde ausschließlich von der GRS bearbeitet. Zunächst wurden allgemeine Information über Einwirkungen auf Bauwerke zusammengestellt. Die Einwirkungen wurden dargestellt und strukturiert. Einwirkungen können als stochastischer Prozess oder als Zufallsvariable beschrieben werden. Dabei wurden unterschiedliche probabilistische Verfahren für die Darstellung der Einwirkung vorgestellt und die mathematischen Methoden für die Kombination der Einwirkungen aufgezeigt. Die Ermittlung repräsentativer Werte der Einwirkung im Rahmen des semi-probabilistischen Konzepts wurde erläutert. Bei kerntechnischen Bauwerken werden normalerweise nicht nur die im konventionellen Bau in Betracht kommenden Einwirkungen, sondern weitere, spezifische Einwirkungen berücksichtigt. Hierzu erfolgten vertiefte Untersuchungen.

Das Arbeitspaket AP 4: „Erstellung einer qualifizierten Bestandsaufnahme als Grundlage für Nachrechnung und Besonderheiten großer Querschnitte“ wurde von der TU Kaiserslautern bearbeitet. Dabei legte die TU Kaiserslautern den Fokus auf die Umlagerungseffekte in massigen Bauteilen, welche sich aus unterschiedlichen Betonqualitäten innerhalb einzelner Bauteile ergeben können. Im Rahmen der durchgeführten Untersuchungen konnten Umlagerungseffekte verdeutlicht werden, die bei Druckfestigkeitsprüfungen an kleinmaßstäblichen, geschichteten Probekörpern zwischen Bereichen unterschiedlicher Betongüte aufgetreten sind. Zudem wurden die Besonderheiten bei der Bestandsaufnahme von massigen Querschnitten dargelegt und im Detail erläutert.

Die Bearbeitung des Arbeitspakets AP 5: „Verwendung von Monitoring-Maßnahmen“ erfolgte überwiegend durch die TU Kaiserslautern. Dabei wurden die wesentlichen Begriff-

lichkeiten, Messgrößen und Verfahren im Zusammenhang mit Structural Health Monitoring (SHM) erläutert. Darauf aufbauend erfolgte eine Darstellung der allgemeinen Möglichkeiten zur Berücksichtigung von Ergebnissen des Monitorings bei der Nachrechnung von Bauwerken, bevor der Anwendungsfall „Zwischenlager“ genauer betrachtet werden konnte.

Die Arbeitspakete AP 6 „Methodik zur Ermittlung der vorhandenen Zuverlässigkeit bestehender kerntechnische Bauwerke“ und AP 7 „Entwicklung einer Methodik für die zuverlässigkeitsorientierte Nachrechnung kerntechnischer Bauwerke mit verlängerter Nutzungsdauer“ wurden von beiden Institutionen bearbeitet.

Die im Arbeitspaket AP 6 zu entwickelnde Methodik stellt eine komplexe und umfangreiche Aufgabe aus mehreren Schritten dar. Der erste Schritt besteht darin, Kenntnis über die Zuverlässigkeit, die bei der Bemessung des Bauwerks zu Grunde gelegt wurde, zu erlangen. Danach erfolgt eine Formulierung aller relevanten Grundzustände, welche zu den Grundzuständen der Tragfähigkeit (GZT) sowie zu denen der Gebrauchstauglichkeit (GZG) gehören. Dabei muss eine Aktualisierung der in Betracht kommenden Basisparameter, welche sowohl zur Widerstandsseite als auch zur Einwirkungsseite gehören, erfolgen. Für veränderliche Einwirkungen ist für die Ermittlung der vorhandenen Zuverlässigkeit des kerntechnischen Bestandbauwerks zu prüfen, ob deren aktueller Stand noch den ursprünglichen Informationen entspricht, welche bei der Bemessung des Bauwerks zu Grunde gelegt wurden. Im Falle wesentlicher Abweichungen, z. B. einer Veränderung des Klimas mit der Zeit oder bei Änderung des Bezugszeitraums bei der Ermittlung der Einwirkung, ist das Einwirkungsniveau mittels des Vorgehens aus AP 3 neu zu bestimmen. Die Berechnung der vorhandenen Zuverlässigkeit erfolgt mit Hilfe der probabilistische Methode FORM (*F*irst *O*rder *R*eliability *M*ethod).

Die im Arbeitspaket AP 7 zu entwickelnde Methode besteht ebenfalls aus mehreren Schritten und erfordert die Zusammenarbeit von verschiedenen Fachorganisationen. In einem ersten Schritt sind die Information zur Bemessung des Neubaus untersucht werden. Im zweiten Schritt ist dann zu erkunden, ob im Laufe der Nutzungsdauer des Bauwerks seit der Errichtung bis zum Zeitpunkt der Nachrechnung weitere Überprüfungen vorgenommen wurden. Sofern entsprechende Testergebnisse zur Verfügung stehen, ist zu prüfen, ob es möglich ist, die Bauwerkszuverlässigkeit zu diesen Zeitpunkten zu ermitteln, um eine Zuverlässigkeit-Zeit-Funktion abzuschätzen. Im dritten Schritt erfolgt die Ermittlung der zum Zeitpunkt der Nachrechnung bzw. Bewertung, vorhandene Zuverlässigkeit des bestehenden Bauwerks. Im vierten Schritt ist die auf diese Weise ermittelte

vorhandene Zuverlässigkeit zu analysieren. Es ist zu bewerten, ob diese Zuverlässigkeit als Ansatzpunkt für die verlängerte Nutzungsdauer ausreichend ist. Der fünfte Schritt besteht darin, die Zielzuverlässigkeit für das zu bewertende Bauwerk zu Grunde zu legen. Aufgrund der Verlängerung der Nutzungsdauer des Bauwerks sind alle in Betracht kommenden Einwirkungen und zeitveränderlichen Materialeigenschaften nicht nur für den Zeitpunkt der Nachrechnung bzw. der Bewertung zu aktualisieren, sondern auch für die erweiterte Nutzungsdauer abzuschätzen. Im letzten Schritt erfolgt dann, basierend auf der zuvor ermittelten vorhandenen Bauwerkszuverlässigkeit, die zuverlässigkeitsorientierte Bewertung (bzw. Nachrechnung) für die verlängerte Nutzungsdauer des Bauwerks.

Im Arbeitspaket AP 7 wurde auch die Anwendung des semi-probabilistischen Verfahren für die zuverlässigkeitsorientierte Nachrechnung kerntechnischer Bauwerke mit verlängerter Nutzungsdauer von der TU Kaiserslautern untersucht. Dieses Verfahren basiert auf Anpassung der entsprechenden Teilsicherheitsbeiwerte für die bestehenden Bauwerke.

2 Darstellung der Grundlagen für eine zuverlässigkeits-orientierte Bewertung und Nachrechnung kerntechnischer Bauwerke

2.1 Geschichtlicher Überblick über die Zuverlässigkeitstheorie von Bauwerken

Die Notwendigkeit von Zuverlässigkeitsprognosen ergab sich zunächst im Maschinenbau wegen der hohen Stückzahl gleichartiger Elemente. Die ersten sicherheitstheoretischen Überlegungen wurden durch die Industrialisierung während der zweiten Hälfte des neunzehnten Jahrhunderts ins Leben gerufen, was zur Etablierung eines deterministischen Sicherheitssystems führte. Dabei erwies sich das Konzept „Bemessung nach zulässigen Spannungen“ aufgrund der relativ einfachen Nachweisformate als sehr erfolgreich.

Mayer /MAY 26/ entdeckte, dass eine rein empirische Anpassung der sicherheitsrelevanten Elemente der bis dahin vorliegenden Regelwerke zu gefährlichen Widersprüchen führen bzw. zu unrationellen oder inkonsistenten Regeln kann. Er schlug vor, eine Sicherheitstheorie für bauliche Anlagen zu entwickeln. Diese Theorie sollte auf der Wahrscheinlichkeitstheorie und der Statistik basieren, um die Unsicherheiten zu behandeln. Das Fehlerfortpflanzungsgesetz wurde vorgeschlagen, um Rechnungen mit mehreren Zufallsvariablen durchzuführen. Das ermöglichte die Streuungen der Einflussgrößen zu berücksichtigen. Auch die Bedeutung eines funktionalen Zusammenhangs zwischen verschiedenen Zufallsvariablen wurde erkannt.

In den 1930er Jahren wurden die Ideen von Mayer in der UdSSR (Streletski), in Frankreich (Prot) und in Polen (Wierzbicki) weiterentwickelt. In den 1940-1950er Jahren wurde das Zuverlässigkeitskonzept der baulichen Anlagen intensiv entwickelt, basierend auf probabilistischen Betrachtungen in der Flugtechnik. Es wurde vorgeschlagen, dass die Versagenswahrscheinlichkeit im Bauwesen gleich der Versagenswahrscheinlichkeit in anderen technischen Bereichen angenommen wird /WIE 49/. Gleichzeitig wurde festgestellt, dass Lasten und Widerstände baulicher Anlagen als zufällige Variablen zu betrachten sind /STR 47/, /TOR 49/. Dabei wurden die statistischen Hintergründe der Eigenschaften von Beton beim Brückenbau erstmals berücksichtigt /PRO 49/. Das Zuverlässigkeitskonzept wurde in den Arbeiten von Freudental /FRE 45/, /FRE 54/ vertieft weiterentwickelt. In der UdSSR veröffentlichte Rzhanitsyn 1952 eine fundamentale Arbeit /RZH 52/, in welcher erste Grundlagen des Zuverlässigkeitskonzepts formuliert

wurden (sog. Konzept der ersten Momente). International war diese Arbeit lange nicht bekannt, nur in Kanada wurde diese Arbeit im Jahre 1957 ins Englische übersetzt.

In weiteren Arbeiten, wie z. B. /FER 52/, /FER 64/, wurden Untersuchungsziele festgestellt, u. a. die Ermittlung der Verteilungsfunktionen von Einwirkungen und mechanischen Kenngrößen. In den 1960er Jahren wurde vorgeschlagen die Mittelwerte und die Varianz der Verteilungen von Einwirkungen und Widerstände in der Bemessung zu berücksichtigen /COR 64/, COR 67. Ein neuer Bemessungsfaktor (der sogenannte Sicherheitsbeiwert) wurde eingeführt. Er gibt das Verhältnis der Mittelwerte von Widerstand und Einwirkung an und ist abhängig von der Streuung der Einwirkung und des Widerstandes sowie der angenommenen Versagenswahrscheinlichkeit. Auch die Methode von Bayes (subjektive Wahrscheinlichkeit) und die statistische Entscheidungstheorie wurden zu dieser Zeit verwendet /BEN 68/.

Parallel zur Forschungsentwicklung wurden Ansätze für die Einführung der Zuverlässigkeitsbetrachtung in das Bemessungsregelwerk erstellt.

Basierend auf Arbeiten von Streletski und Rzhanitsyn wurde in der ehemaligen UdSSR das Konzept der Bemessung mit Grenzzuständen (LSD – Limit State Design) erarbeitet und 1955 in die Baunormen übernommen. Dabei wurde die probabilistische Betrachtung der Einwirkungen und Widerstände in das Konzept eingeführt. Europäische Länder begannen mit der Entwicklung des LSD-Konzepts in den 1960er Jahren. Das Comité Européen du Béton (CEB) definierte neue Bemessungsphasen /CEB 63/: (a) Festlegung der Grenzzustände, (b) Übertragungsfaktoren zwischen den Materialkenngrößen, welche bei Versuchen gewonnen wurden, und den entsprechenden Materialkenngrößen, die bei der Bemessung verwendet werden, (c) Berücksichtigung der von den Bemessungssituationen abhängigen Variation der Lastfaktoren.

Die ISO (International Standards Organisation) verwendete das Konzept von Teilsicherheitsbeiwerten zur Bemessung /ISO 67/ und adaptierte das LSD-Konzept als zukünftige Grundlage für Baunormen. Die portugiesische Norm für Stahlbetonkonstruktionen /REG 67/ empfiehlt die Einführung probabilistischer Berechnungen bei der Bauwerksbemessung. Andere internationale Organisationen, z. B. CIB (International Council for Building Research) oder FIP (Fédération International de la Précontrainte) verfolgen ähnliche Ansätze. In den 1990er Jahre wurde das LSD-Konzept in der ganzen Welt anerkannt.

Seit Ende der 1960er Jahre wurde die Ermittlung des sog. Zuverlässigkeitsindex bevorzugt, statt die Versagenswahrscheinlichkeit zu berechnen. Dieser Index entspricht einer Abszisse einer normierten Normalverteilung (der Mittelwert ist 0, und die Standardabweichung ist 1). Die entsprechende Ordinate stellt damit eine sog. Überlebenswahrscheinlichkeit (1 minus Versagenswahrscheinlichkeit) dar. Deswegen entspricht der Zuverlässigkeitsindex einer bestimmten Versagenswahrscheinlichkeit.

Zuerst wurde der Zuverlässigkeitsindex für den Fall von zwei normalverteilten Variablen (Einwirkung und Widerstand) ermittelt. Die Mittelwerte und Standardabweichungen von Einwirkung und Widerstand wurden dabei verwendet /BAS 61/, COR 67, /COR 69/. Danach wurde ein modifizierter Zuverlässigkeitsindex vorgeschlagen /HAS 74/. Zuerst muss ein Grenzzustand festgelegt werden, der eine Grenze zwischen dem sicheren Bereich (kein Versagen) und dem unsicheren Bereich (Versagen) im *n*-dimensionalen Raum definiert. Dabei werden alle *n* Bemessungsparameter als zufällige, normalverteilte Variablen, die normiert sind, betrachtet. Der Grenzzustand ist eine *n*-dimensionale Funktion. Der Zuverlässigkeitsindex ist der kürzeste Abstand zwischen dem Koordinatenursprung im normierten *n*-dimensionalen Raum und der definierten Grenzzustandsfunktion. Der entsprechende Punkt an der Grenzzustandsfunktion ist der Bemessungspunkt. Seine Koordinaten sind die Bemessungswerte aller *n* Parameter. Der Bemessungspunkt ist nicht a priori bekannt und muss durch einen Iterationsansatz berechnet werden.

Die Grenzzustandsfunktion kann im Bereich des Bemessungspunkts beliebig kompliziert sein. Deswegen wurde diese Funktion im Bemessungspunkt mit einer linearen Funktion approximiert. Damit wurde die „First Order Reliability Method“ (FORM) geboren. Abhängig von der Form der Grenzzustandsfunktion kann die Genauigkeit teilweise verloren gehen. Um die Genauigkeit zu verbessern, wurde später vorgeschlagen, die Grenzzustandsfunktion im Bemessungspunkt mit einer Funktion zweiter Ordnung anzunähern. Diese Methode wurde als „Second Order Reliability Method“ (SORM) bezeichnet. Danach wurde ein Algorithmus entwickelt /RAC 78/, welcher dieses Vorgehen für nicht normalverteilte Variablen erweitert (Rackwitz-Fiessler-Algorithmus).

Seit Ende der 1960er Jahre wurde das Problem von Kombinationen verschiedener, zeitlich veränderlicher Einwirkungen erkannt und intensiv untersucht. Die Einwirkungen wurden als stochastische Prozesse betrachtet. Erste Lösungen wurden in der Arbeit von Turkstra /TUR 70/ vorgeschlagen. Sie ist als „The Turkstra Load Combination Rule“ bekannt. Die zweite, verfeinerte Lösung wurde später entwickelt. Diese Lösung ist als „The Ferry Borges - Castanheta Load Combination Rule“ bekannt /FER 72/.

Sehr intensiv wurden auch die stochastische Simulation sowie die Monte-Carlo-Methode zur Ermittlung der baulichen Zuverlässigkeit untersucht. Dabei wurden nicht nur die direkte Monte-Carlo-Simulation verwendet, sondern auch modifizierte Methoden (u. a. Importance Sampling, Adaptive Sampling, Domain restricted Sampling, Directional sampling) (z. B. /BRE 84/, /HAR 86/, /BUC 90/).

Seit den 1970er Jahre nahm die Anzahl von Arbeiten bezüglich Bauwerkszuverlässigkeit stark zu (siehe u. a. /BEN 70/, /THO 82/, /SHI 83/, /AUG 84/, /MAD 86/, /KLI 92/, /SPA 92/, /PLA 93/, /DIT 96/, /MEL 99/, /LEM 09/, /STE 97/).

Der Einfluss menschlichen Versagens auf die Bauwerkssicherheit ist in den letzten Jahrzehnten zunehmend in den Fokus geraten. Eine der ersten systematischen Untersuchungen zu diesem Schwerpunkt wurde von Matousek /MAT 76/ duchgeführt. Danach folgten weitere Arbeiten /MEL 84/, /STE 92/, /VRO 09/.

Zeitgleich mit der Entwicklung der probabilistischen Methoden wurden von verschiedenen Forschern Überlegungen dazu angestellt, welche Zielzuverlässigkeit bzw. Zielversagenswahrscheinlichkeit bei der Bemessung zu Grunde gelegt werden muss. Dafür wurde oft die Versagenswahrscheinlichkeit aus anderen industriellen Gebieten oder aus verschieden Aspekten des Lebens (z. B. Versagenswahrscheinlichkeit im Flugverkehr) zum Vergleich herangezogen. Die ersten Überlegungen zur Anwendung von Versagenswahrscheinlichkeiten im Bauwesen gehen auf Mayer /MAY 26/ zurück. Seit fast einem halben Jahrhundert werden für Nachweise im Bauwesen Zielversagenswahrscheinlichkeiten diskutiert (z. B. /FRE 68/, /MUR 74/, /CEB 76a/, /CIR 77/, /SPA 92/). Dabei wurden die Zielwerte in verschiedene normative Dokumente aufgenommen /DIN 81a/, /ISO 98/, /ISO 10/, /JCS 01/, /DIN 10/.

Auf der einen Seite müssen die Bauwerke sicher und zuverlässig funktionieren. Auf der anderen Seite muss die vorgesehene Nutzung (Entwurf, Errichtung und Unterhaltung) des Bauwerkes rentabel sein. Ziel ist es, den Nutzen zu maximieren oder die Kosten zu minimieren. Die erwarteten Schadenskosten sind dabei das Risiko, und somit ergibt sich das optimal zu tragendem Risiko direkt aus der Optimierung. Diese Problematik wurde zu Beginn der 1970er Jahre erkannt und die Grundlage der Optimierung formuliert /ROS 71/, /HAS 74a/, /ROS 76/. Zuerst wurde nur die rein wirtschaftliche Optimierung betrachtet. Später wurde auch der Verlust von Menschenleben berücksichtigt.

Da die Schadenskosten infolge Bauwerksversagens auch durch die Bewertung von menschlichen Opfern beeinflusst werden, wurden sie zuerst in ein Geldäquivalent pro Opfer umgerechnet. Dieses Konzept wurde weiterentwickelt. Es wurde entschieden, nicht die Kosten für ein Menschenleben betrachten, sondern den gesellschaftlich akzeptablen finanziellen Aufwand zu ermitteln, um ein Menschenleben zu retten. Zur Bestimmung der Lebensrettungskosten wurden verschiedene Ansätze diskutiert. Der sogenannte Lebensqualitätsindex (Life Quality Index - LQI) wurde besonders häufig verwendet /NAT 97/, /RAC 01/, /RAC 02/. Es wird mittlerweile in den internationalen Normen verwendet /ISO 15/.

Die Entwicklung der Zuverlässigkeitstheorie im Bauwesen wurde auch von internationalen Organisationen verfolgt. Der Verbindungsausschuss, der die Aktivitäten von fünf internationalen Verbänden im Bauwesen koordiniert und sich aus CEB, CIB (International Council for Research and Innovation in Building and Construction), FIP, IABSE (*I*nternational *A*ssociation for *B*ridge and *S*tructural *E*ngineering) und RILEM (International Union of Laboratories and Experts in Construction Materials, Systems and Structures) zusammensetzt, gründete im Jahr 1971 einen gemeinsamen Ausschuss für bauliche Sicherheit (JCSS - Joint *C*ommittee on *S*tructural *S*afety) mit dem Ziel, das Allgemeinwissen in der Bauwerkszuverlässigkeit zu verbessern. Das JCSS entwickelte den „Probabilistic Model Code“ /JCS 01/, der als empfohlenes Hilfsmittel betrachtet wird und die probabilistische Hintergrundinformation zur Bemessung liefert.

CEB (Comité Européen du Béton) widmete sich in seinen Bulletins 112 /CEB 76/ und 147 /CEB 82/ der Verwendung von FORM (First Order Reliability Method). Der CIRIA-Report 63 (UK) /CIR 77/ erklärte, wie man mit Hilfe der Stufe-II-Methode (bzw. Level-II-Methode) der Zuverlässigkeitstheorie die Teilsicherheitsbeiwerte für die Stufe-I-Methode (bzw. Level-I-Methode) berechnen kann.

Parallel zu der internationalen Entwicklung wurde auch in Deutschland seit den 1970er Jahren die Bauwerkszuverlässigkeit in den Fokus gestellt. Im Jahr 1981 erarbeitete in Deutschland erstmals eine Gruppe von Experten die GruSiBau /DIN 81/, eine allgemeine Grundlage zur Berechnung der Sicherheit von baulichen Anlagen.

Die oben beschriebene Entwicklung der Zuverlässigkeit baulicher Anlagen wurde bei Entstehen eines einheitlichen europäischen bautechnischen Regelwerks, dem Eurocode, zu Grunde gelegt. Dieses Regelwerk hat die nationalen Baunormen ersetzt. Der erste Teil des Eurocodes DIN EN 1990 „Grundlagen der Tragwerksplanung“ /DIN 10/

bestimmt die Zielzuverlässigkeit der baulichen Anlagen und basiert auf einem sog. semi-probabilistischen Vorgehen (Konzept von Teilsicherheitsbeiwerten). Um die Teilsicherheitsbeiwerte zu bestimmen, wurden in Europa in den letzten 30 Jahren zahlreiche „pränormative“ Forschungstätigkeiten durchgeführt, die meistens auf voll-probabilistischen Grundlagen basieren. Der Eurocode DIN EN 1990 /DIN 10/ ist die Grundlage der bautechnischen Berechnung. Gemäß Eurocode DIN EN 1990 /DIN 10/ ist es auch möglich, probabilistische Bemessungen durchzuführen, insbesondere für Sonderbauwerke (z. B. kerntechnische Anlagen, Dämme, Brücken usw.). Zu diesem Zweck stehen die Anhänge B: „Behandlung der Zuverlässigkeit im Bauwesen“, C: „Grundlagen für die Bemessung mit Teilsicherheitsbeiwerten und die Zuverlässigkeitsanalyse“ und D: „Versuchsgestützte Bemessung“ der DIN EN 1990 /DIN 10/ sowie das Hintergrunddokument zur DIN EN 1990 /JCS 96/ zur Verfügung.

2.2 Entwicklung der Zuverlässigkeitsbeurteilung von Bestandsbauwerken

Da Bauwerke mit der Zeit altern, stellt sich die Frage, wie sicher Bestandsbauwerke sind. Laut unterschiedlichen Baunormen werden Bauwerke für eine Nutzungsdauer zwischen 30 und 100 Jahren bemessen. Die Bauwerke werden oft aus Stahl- bzw. Spannbeton ausgeführt, da diese Baustoffe eine verhältnismäßig hohe Dauerhaftigkeit besitzen.

Aufgrund der Beanspruchungen, der Baustoffdegradation durch außergewöhnliche Ereignisse sowie Fehlern in der Planung und Ausführung besteht über die verhältnismäßig lange Nutzungszeit die Notwendigkeit, die Konstruktionen und Tragstrukturen regelmäßig auf ihre Zuverlässigkeit hin zu bewerten. Parallel dazu ist es notwendig, Kenntnis über die zeitliche Entwicklung der Bauwerkszuverlässigkeit zu erlangen, um technische und wirtschaftliche Entscheidungen wie Instandsetzung, Abriss und Neubau zu treffen.

Im deutschsprachigen Raum wird der Begriff „Bauen im Bestand“ verwendet. Unter „Bauen im Bestand“ wird die Instandsetzung, die Ertüchtigung oder die Änderung bestehender baulicher Anlagen verstanden. Nach /FIS 10/ gewinnt das „Bauen im Bestand“ in Deutschland in den letzten Jahren mehr und mehr an Bedeutung und übertrifft das Neubauvolumen seit einigen Jahren. Somit stellt „Bauen im Bestand“ einen wichtigen Zukunftsmarkt dar.

Im Vergleich zur Untersuchung der Zuverlässigkeit neuer Bauwerke wurde international die Notwendigkeit der Ermittlung der vorhandenen Zuverlässigkeit und Festlegung der

Zielzuverlässigkeit bei Bestandsbauwerken relativ spät erkannt. Seit Anfang der 1990er Jahre wird jedoch die Anzahl der Veröffentlichungen zu diesem Thema immer größer. Dabei werden auch Aspekte wie Modellierung, Analyse, Planung der Instandhaltung, Instandsetzung, Nachrechnung und probabilistische Bewertung der Lebensdauern der Bestandsbauwerke betrachtet (siehe z. B. /ALI 13/, BIO 06, BIO 14, /CIA 02/, /DIA 99/, /DIA 07/, /ELL 93/, /ELL 98/, /ELL 05/, /ENR 98/, /EST 01/, /FRA 97/, /FRA 04/, /FRA 08/, /FRA 10/, /HOL 08/, /JCS 01a/, /KON 04/, /MOR 93/, /MOR 93a/, /STE 10/, /STE 15/, /STE 98/, /VRO 93/, /VRO 10/). Diese und andere Arbeiten legen die Grundsteine für die Normenentwicklung bezüglich der Zuverlässigkeit von Bestandsbauwerke. Weitere Entwicklungen werden folgen.

Die aktuellen Normen behandeln neu zu errichtende Bauwerke. Der Nachweis bestehender Bauwerke muss nach dem gültigen technischen Regelwerk erfolgen. Die Behandlung des Bestands nach aktuellen Normen wirft jedoch zusätzliche Fragen auf und ist an einigen Stellen nicht möglich. Die aktuellen Teilsicherheitsbeiwerte im Hinblick auf den Bestand müssen kritisch hinterfragt werden und mögliche Modifikationen sind zu veranlassen. Um die weitere Einschätzung der Bestandsbauwerkssicherheit mit den aktuellen Normen zu ermöglichen, sind Anpassungsregeln zu entwickeln.

Um die Standsicherheit bestehender Bauwerke zu beurteilen, hat die Fachkommission Bautechnik der Bauministerkonferenz (ARGEBAU) 2008 einen kurzen Leitfaden erstellt /ARG 08/, welcher die typischen Problemstellungen anspricht.

Weiterhin wurde mit der VDI-Richtlinie 6200-2010 /VDI 10/ eine nach Schadensfolgen gegliederte Überprüfungsregel für Hochbauwerke eingeführt, die eine periodische Bewertung des Bauwerkszustands in Anlehnung an die regelmäßige Überprüfung von Ingenieurbauwerken DIN 1076-1999 /DIN 99/ vorsieht. Hinweise für die Nachrechnung bestehender Straßenbrücken enthält die Richtlinie des Bundesministeriums für Verkehr, Bau und Straßenentwicklung „Nachrechnungsrichtlinie“-BMV-2011 /BMV 11/. Dabei werden typische Probleme wie die Zuordnung von Materialfestigkeiten oder die Einordnung der Verbundfestigkeit glatter Betonstähle angesprochen. Für Eisenbahnbrücken enthält die Richtlinie der Deutschen Bahn DB-Ri. 805 /DB 02/ entsprechende Regelungen. Handlungsempfehlungen und Hinweise sind auch in den Merkblättern des Deutschen Betonvereins DBV-2008 /DBV 08/ gegeben.

In den letzten Jahren wurden in Deutschland immer mehr Forschungen bezüglich der Bewertung und Nachrechnung von Bestandsbauwerke durchgeführt (siehe z. B. /BRA 11/, /DIE 12/, /HEU 14/, /SCH 08/, /STA 15/, /VOI 14/).

Ebenso ist international die Normenarbeit bezüglich des Standes von bestehenden Bauwerken weiter fortgeschritten. In den USA erschien 1990 die erste Auflage einer Richtlinie für den Gebäudebestand /ASC 90/. Gleichzeitig wurde in Kanada ein Anhang „Bewertung der Bestandsbrücken“ zum Baustandard „Bemessung der Brücken“ entwickelt /CSA 90/. In Europa können insbesondere die Forschungsarbeiten /DIA 86/ und /VRO 93/ als großer Schritt in Bezug auf die Normenentwicklung angesehen werden.

Weitere Entwicklungsarbeit wurde ferner vom JCSS (Joint Committee on Structural Safety) geleistet. Mit der Publikation /JCS 01/ entwickelte JCSS erstmals ein Dokument, welches ein strukturiertes Konzept für eine probabilistische Bewertung der Bestandsbauwerke darstellt. Dabei wurde der aktuelle Stand von Wissenschaft und Technik (W & T) zusammengestellt. Das Dokument beinhaltet: Leitlinie (Grundkonzept, Aspekte der Inspektion, Entscheidungskriterien, Bewertungsprozess), Normenentwicklung (aktueller Stand der Normenentwicklung, Anforderungen an Normen, möglicher Inhalt von Normen), Aktualisierung der Zuverlässigkeit und Entscheidungsanalyse (Bayes´sche probabilistische Bewertung der Bauwerke, Festlegung der probabilistischen Modell, Entscheidungsanalyse in der bautechnischen Bewertung, Aktualisierungstechnik und Software), akzeptable Zuverlässigkeit und Zielzuverlässigkeit (menschliche Sicherheit, Kalibrierung der Zielzuverlässigkeit in den Normen, Kosten-Nutzen-Analyse). Dieses Dokument kann als Grundlage für die Entwicklung von neuen Normen und Richtlinien in Bezug auf die probabilistische Bewertung von Bestandbauten benutzt werden.

Ab dem Jahrtausendwechsel stieg die Anzahl der Veröffentlichungen deutlich. Die Forschung konzentrierte sich auf verschiedene Aspekte der probabilistischen Bewertung von Bestandsbauwerken. Nicht nur die Tragfähigkeit, sondern auch die vorhandene Gebrauchstauglichkeit der Bestandsbauwerke gerät in den Fokus der Untersuchungen. Basierend auf dieser Forschung entstanden in den letzten Jahren auf internationaler Ebene eine Reihe von normativen Dokumenten und Richtlinien.

Der internationale Betonverband FIB verfolgt intensiv die Forschungsentwicklung und veröffentlicht regelmäßig Bulletins, die den Stand von W & T darstellen. Einige dieser Bulletins setzen sich mit der Bewertung von Bestandsbauten auseinander.

Das Bulletin 22 „Monitoring and safety evaluation of existing concrete structures“ aus dem Jahr 2003 /FIB 03/ fasst die wichtigsten Formen von Inspektionen und Messmethoden zusammen, beschreibt die Anwendbarkeit von Bauwerksmonitoring (inklusive zerstörungsfreien Prüfungen und Lebensdauermonitoring) sowie die Datenbewertung. Besondere Aufmerksamkeit wurde auch auf die Zuverlässigkeitsbewertung gelegt.

Im Jahr 2006 erschien das Bulletin 34 „Model Code for Service Life Design“ /FIB 06/. Unter dem Begriff „Lebensdauerbemessung“ wird hier ein Verfahren erklärt, dessen Grundidee es ist, eine Schädigung des Betons durch Umwelteinflüsse zu vermeiden. Das bedeutet, mit anderen Worten, Dauerhaftigkeitsbemessung. Diese Verfahren sind vergleichbar mit der konventionellen Bemessung nach Eurocode. Der Designansatz wird für die Bemessung bezüglich der Bewehrungskorrosion beispielhaft angewendet. Diese entsteht durch die Karbonatisierung von Beton ohne Belastung. Dazu wurden die Grenzzustände definiert, gegen welche ein Bauwerk bemessen werden muss:

- Depassivierung der Bewehrung durch Karbonatisierung,
- Rissbildung aufgrund von Bewehrungskorrosion,
- Abplatzen der Betondeckung durch Bewehrungskorrosion,
- Zusammenbruch aufgrund des Querschnittsverlustes der Bewehrung.

Außer dem semi-probabilistische Ansatz (Bemessung mit Teilsicherheitsbeiwerten), welcher bei Eurocode zu Grunde liegt, existiert auch ein voll probabilistisches Konzept.

Als nächster Schritt wurde im Jahr 2011 das Bulletin 59 „Condition control and assessment of reinforced concrete structures“ /FIB 11/ veröffentlicht. Darin wurde das Vorgehen für die Bewertung der Bestandsbauwerke aus Stahlbeton dargestellt. Dabei steht die Zustandsbewertung des Bestandsbauwerks im Fokus. In Rahmen dieser Zustandsbewertung ist es notwendig für jeden Schädigungsmechanismus seine Ursache, Maß und Art zu bestimmen. Auch Prognosen für die weitere Entwicklung sollen getroffen werden. Das Konzept der Zustandsüberwachung beabsichtigt die Zustandsbewertung des Bestandsbauwerks mithilfe eines voll probabilistischen Schädigungsmodells aufzuzeigen.

Im Jahr 2016 erschien das Bulletin 80 „Partial Factor Method for Existing Concrete Structures, Recommendation“ /FIB 16/. Die darin enthaltenen Empfehlungen hat die Task Gruppe 3.1 „Reliability and safety evaluation“ der Kommission 3 „Existing concrete struc-

tures“ vom FIB ausgearbeitet. Basierend auf dem Format von Eurocode (Konzept der Teilsicherheitsbeiwerte) werden hier Methodiken vorgeschlagen, um die Teilsicherheitsbeiwerte für Bestandbauwerke zu bestimmen. Zwei Methoden werden dabei betrachtet: (a) direkte Methode für Bemessungswerte und (b) angepasste Teilsicherheitsbeiwerte-Methode.

Die internationale Organisation für Normung (ISO) veröffentlichte im Jahr 2010 das Dokument ISO 13822 „Bases for Design of Structures – Assessment of Existing Structures (Berechnungsgrundlagen für Bauten - Bewertung von Bestandsbauten)“ /ISO 10/. Diese Leitlinie stellt ein allgemeines Konzept für die Bewertung von Bestandsbauwerken dar. Folgende Aspekte sind in diesem Konzept berücksichtigt: Daten für die Bewertung, Bauwerksanalyse (Grenzzustände, Kenngrößen, Modell für Unsicherheiten, Alterungsmodell), Nachweise (Zuverlässigkeitsbewertung, Zielzuverlässigkeit), Bewertung von Sicherheit sowie Bewertung von Gebrauchstauglichkeit. In einer Anzahl von informativen Anhängen sind u. a. folgende Themen dargestellt: Aktualisierung der gemessenen Größen, Bewertung von zeitabhängiger Zuverlässigkeit, Zielzuverlässigkeit).

In den Niederlanden existieren seit einigen Jahren die folgenden neuen normativen Dokumente: NEN 8700:2011 „Assessment of existing structures in case of reconstruction and disapproval – Basic Rules” /NEN 11/ und NEN 8701:2011 “Assessment of existing structures in case of reconstruction and disapproval – actions” /NEN 11a/ . Beide Normen sollen zusammen mit den Eurocodes verwendet werden (/STE 10/, /VRO 10/).

In der Schweiz existiert seit 2011 die Normenreihe SIA 269, welche wesentliche Fragen der Standsicherheit der Bestandsauwerke beantwortet. In den verschiedenen Teilen (SIA 269-2011 „Tragwerksplanung“, SIA 269/1-2011 „Einwirkungen“, SIA 269/2-2011 „Beton“, sowie Stahl, Stahlverbund, Mauerwerk, Geotechnik) werden Informationen zur Tragwerksplanung, Einwirkungen sowie Materialeigenschaften für Bestandsbauwerke angegeben /SIA 11/.

In der Slowakei existiert das Dokument STN 73 1211:2011 “Assessment of concrete structures of existing panel buildings“, welches die Regeln für die bestehenden Plattenbauten aufstellt. Weiter gibt es beispielsweise in Dänemark, Schweden, Tschechien, Großbritannien und den Niederlanden nationale Umsetzungen der ISO 13822:2010 „Bases for design of structures – assessment of existing structures“ /ISO 10/. In Österreich regelt die Richtlinie ONR 24009-2013 /AUS 13/ergänzend zu den Eurocodes den Umgang mit Bestandsbauwerken.

Die aktuellen Eurocodes beantworten Fragen zum Umgang mit Bestandsbauwerken nicht. Die DIN EN 1990 /DIN 10/ definiert nur den Zielzuverlässigkeitsindex (bzw. die Zielzuverlässigkeit) für neue Bauwerke. Diese Norm ist streng genommen nicht auf Bestandsbauwerke übertragbar. Dies wurde in den letzten Jahren von der Fachwelt anerkannt. Die Werte des Zielzuverlässigkeitsindexes für Bestandsbauwerke, welche im informativen Anhang F von /ISO 10/ angegeben sind, wiederholen jedoch die Werte des Zielzuverlässigkeitsindexes für neue Bauwerke aus ISO 2394-1998 „General Principles on Reliability on Structures“ /ISO 98/. Mittelweile veröffentlichte ISO ein neues Dokument ISO 2394-2015 /ISO 15/. In diesem Dokument sind höhere Werte für den Zielzuverlässigkeitsindex als in der Vorfassung /ISO 98/ aufgeführt. Allerdings beziehen sich diese Werte auf den Bezugszeitraum von einem Jahr, wohingegen sich die Werte aus /ISO 98/ auf die komplette Lebensdauer von Bauwerken (bzw. auf 50 Jahre für konventionelle Bauwerke) bezogen haben.

Die niederländische Norm NEN 8700 /NEN 11/ beinhaltet eine deutliche Reduktion der Zielzuverlässigkeit gegenüber dem Neubaustandard und damit entsprechend eine Reduktion der Teilsicherheitsbeiwerte (Lastfaktoren).

2.3 Kerntechnische Baunormen

Es gibt in Deutschland zwei Regelwerke, die speziell für kerntechnischen Bauwerken bzw. Baustrukturen entwickelt wurden. Diese Normen sind:

- DIN 25459: Sicherheitsbehälter aus Stahlbeton und Spannbeton für Kernkraftwerke /DIN 14/ und
- DIN 25449: Bauteile aus Stahl- und Spannbeton in kerntechnischen Anlagen - Sicherheitskonzept, Einwirkungen, Bemessung und Konstruktion /DIN 16/.

Das eine Dokument /DIN 14/ gilt für Kernkraftwerke mit Sicherheitsbehältern (inneres Containment) aus Stahl- und Spannbeton mit Stahllinern. Dabei wird angenommen, dass der Sicherheitsbehälter der bauliche Teil des Sicherheitseinschlusses ist. Diese Norm umfasst die Gestaltung und Auslegung des Sicherheitsbehälters einschließlich aller Durchführungen. Die Haupanforderung ist so definiert, dass der Sicherheitsbehälter unter Einhaltung der zu Grunde gelegten Leckrate den statischen, dynamischen und thermischen Belastungen (z. B. Kräften, inneren und äußeren Überdrücken und Temperaturen) standhält. Das Dokument gilt auch für Bauteile, die Einfluss auf die Standsicher-

heit des Sicherheitsbehälters haben. Die Terminologie, das Bemessungsverfahren sowie das Sicherheitskonzept orientieren sich an den Eurocodes.

Die Integrität des Sicherheitsbehälters ist sichergestellt, wenn zwei grundlegende Anforderungen an die Baustruktur sichergestellt werden können:

- Die strukturelle Integrität des Sicherheitsbehälters und
- die Linerintegrität

müssen sichergestellt sein.

Diese Anforderungen müssen für alle Zustände des Normalbetriebes, des anomalen Betriebes, für Störfälle und für sehr seltene Ereignisse erfüllt werden.

Für Anwendungsregeln und Anforderungen für Baustoffe wie Beton, Betonstahl und Spannstahl bezieht sich diese Norm auf die entsprechenden Eurocodes. Für die Betrachtung der Einwirkungen wird auch das Eurocode-Konzept angewendet. Zusätzlich dazu werden jedoch in der Gruppe der außergewöhnlichen Einwirkungen die spezifischen für Kernkraftwerke geltenden Einwirkungen in Betracht gezogen. Bei Störfällen und sehr seltenen Ereignissen wird unterschieden zwischen Einwirkungen von innen (EVI) und Einwirkungen von außen (EVA). Zu den relevanten Einwirkungen von innen gehören folgende Einwirkungen:

- Lecks oder Brüche druckführender Rohrleitungen (z. B. Strahlkräfte und Differenzdrücke),
- Störungen und Störfälle bei der Handhabung schwerer Lasten (z. B. Lastabsturzszenarien),
- anlageninterne Brände, Explosionen oder Überflutung.

Zu den Einwirkungen von außen gehören nach /DIN 14/ folgende Einwirkungen:

- naturbedingte Einwirkungen mit sehr geringen Eintrittshäufigkeiten, wie Einwirkungen aus dem Bemessungserdbeben nach /KTA 11/ und Hochwassereinwirkungen (Bemessungshochwasser) nach /KTA 04/,
- zivilisatorische Einwirkungen, z. B. durch einen unfallbedingten Flugzeugabsturz oder einer Explosionsdruckwelle. Dabei wird auf die Norm DIN 25449 /DIN 16/ Bezug genommen.

Das Sicherheitskonzept, die Kombinationsregeln der Einwirkungen und die Teilsicherheitsbeiwerte basieren auf dem Eurocode /DIN 10/. Die Einwirkungszustände sind den drei Anforderungskategorien der DIN 25449 /DIN 16/ zugeordnet. Die Teilsicherheitsbeiwerte und Materialkennwerte von Stahlbeton und Spannbeton für den Nachweis des Grenzzustandes der Tragfähigkeit (GZT) sind für die Anforderungskategorie A1 mit denen des Eurocodes identisch, für die Anforderungskategorien A2 und A3 weichen diese jedoch von den Werten des Eurocodes ab.

Das Verfahren zur Tragwerksberechnung und die Nachweisführung basieren auch auf entsprechenden Teilen der Eurocodes, werden aber teilweise an die Spezifik der Kernkraftwerke angepasst.

Die Norm /DIN 16/ legt die grundlegenden Angaben für die Nachweise sowie Konstruktionsregeln für sicherheitstechnisch wichtige Stahlbeton- und Spannbetonbauteile unter störfallbedingten Einwirkungen fest. Diese Norm ist auch auf Kernkraftwerke anwendbar, sie darf zudem auch für entsprechende Bauteile in anderen kerntechnischen Anlagen angewendet werden. Somit ist die Hauptaufgabe dieser Norm die Beschreibung der zu betrachtenden außergewöhnlichen Einwirkungen.

Zuerst werden die Einwirkungen von innen dargestellt.

- Differenzdruck

Die Drücke entstehen durch Leckagen oder Brüche an druckführenden Komponenten und wirken zeitabhängig als Flächenbelastung auf die raumabschließenden Bauteile (z. B. Platten oder Balken). Zu den Nachbarräumen ergeben sich dabei Differenzdrücke, die gleichmäßig verteilt angenommen werden können. Ein idealisierter Zeitverlauf des Differenzdrucks ist in Abb. 2.1 dargestellt.

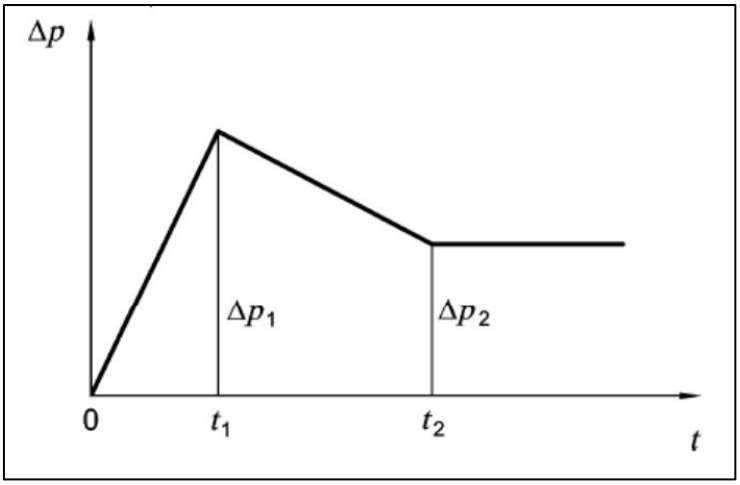

Abb. 2.1 Idealisierter Verlauf des Überdrucks Δ p in Abhängigkeit von der Zeit /DIN 16/

- Strahlkraft

Die Strahlkräfte können bei Leckagen oder Brüchen an druckführenden Komponenten (z. B. Leitungen und Behälter) durch das Auftreffen des anströmenden Mediums entstehen. Sie wirken als konzentrierte Lasten auf Bauteile ein. Sie werden in Form von Last-Zeit-Funktionen oder als statische Ersatzlast unter Berücksichtigung der Auftreffläche, Lastverteilung und Auftreffwinkel vorgegeben. Der Auftreffwinkel der Strahlkraft beträgt, wenn nicht anders angegeben, 90 ° (d. h. ein rechtwinkliges Auftreffen). In Abb. 2.2 ist der idealisierte Verlauf einer Strahlkraft F^S in Abhängigkeit von der Zeit dargestellt.

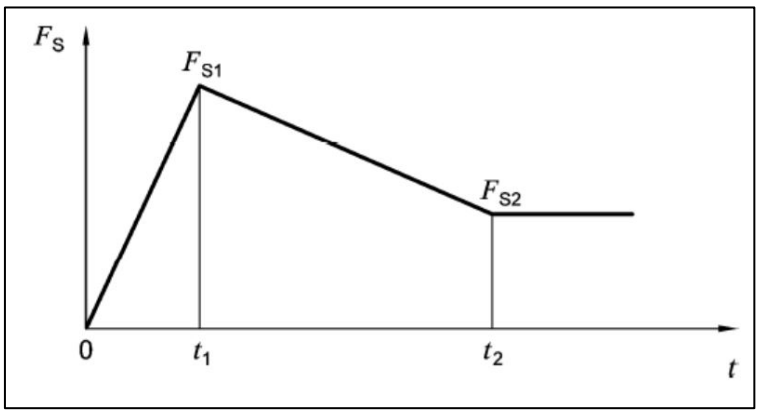

Abb. 2.2 Idealisierter Verlauf einer Strahlkraft in Abhängigkeit von der Zeit /DIN 16/

- Temperatur

Wenn Leckagen oder Brüche an druckführenden Komponenten (z. B. Behälter, Rohrleitungen) auftreten, kann sich die Raumtemperatur und die Bauteiltemperatur erhöhen.

Mit dem Druckaufbau und der Wirkung der Strahlkräfte kann sich die hiermit verbundene Temperaturerhöhung im Bauteil zeitlich verzögert entwickeln. Der Temperaturzeitverlauf in den Bauteilen folgt zeitlich versetzt dem Temperaturzeitverlauf im Raum. Der Temperatureinfluss auf die Baustoffkennwerte muss, soweit relevant, berücksichtigt werden.

- Verankerungskräfte

Neben Strahlkräften und Differenzdrücken wirken bei Leckagen oder Brüchen an druckführenden Komponenten zusätzlich die Verankerungskräfte auf den Beton. Sie sind abhängig vom dynamischen Verhalten der Komponenten und deren Verankerungen. Diese Verankerungskräfte sind in Form von Last-Zeit-Funktionen oder als statische Ersatzlasten anzugeben.

- Aufpralllast

Die Anpralllasten entstehen, wenn unterschiedliche Teile mit einer bestimmten Aufprallgeschwindigkeit auf ein Stahlbetonbauteil auftreffen (z. B. Behälterabsturz, Bruchstücke infolge des Berstens eines Behälters). Größe und Zeitverlauf der Anpralllasten werden durch folgende Größen bestimmt:

  - Anprallgeschwindigkeit,
  - Auftreffbedingungen,
  - Verformungsverhalten und Massenverteilung des anprallenden Körpers,
  - Verhalten der getroffenen Baukonstruktion.

Die Anpralllasten können in Form von statischen Ersatzlasten oder als Last-Zeit-Funktion festgelegt werden.

Nachfolgend sind die Einwirkungen von außen dargestellt.

- Bemessungserdbeben

Das Bodenantwortspektrum (als Freifeldspektrum) ist nach /KTA 11/ für den Standort zu ermitteln. Dieses Bodenantwortspektrum, welches unter Annahme eines elastischen Materialverhaltens bestimmt wird, ist Grundlage für die Ermittlung der Etagenantwortspektren sowie der Schnittgrößen der Bauwerke, die gegen das Bemessungserdbeben als Anlagenteil der Klasse I nach /KTA 11/ ausgelegt werden müssen. Ein idealisier-

tes Beispiel für ein elastisches Bodenantwortspektrum (oder für ein Etagenantwortspektrum) ist in Abb. 2.3 dargestellt.

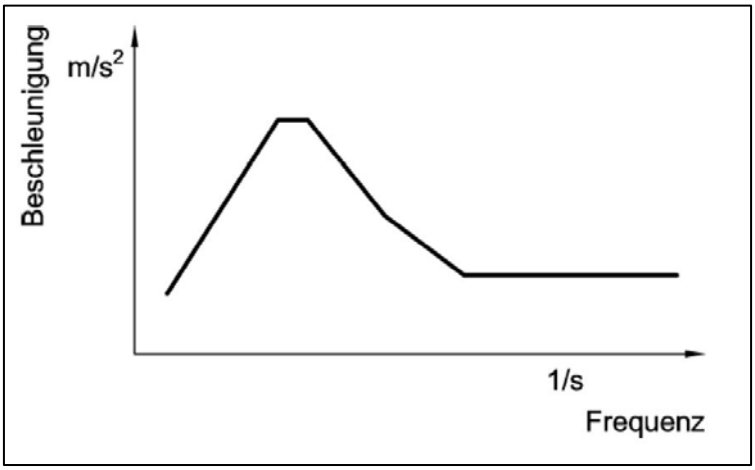

Abb. 2.3 Idealisierter Verlauf für ein elastisches Bodenantwort- oder Etagenantwortspektrum /DIN 16/

Für die Bauwerke, die als Anlagenteile der Klasse IIa nach /KTA 11/ ausgelegt werden müssen, können in Abhängigkeit der Duktilität der Bauteile inelastische Antwortspektren ermittelt werden.

- Flugzeugabsturz

Bei einem Flugzeugabsturz entstehen dynamische Kräfte, welche direkt auf die getroffene Baustruktur wirken. Auch dynamische Beanspruchungen infolge von induzierten Erschütterungen wirken auf die Bauteile. Die für die Bauwerksberechnungen zu Grunde zu legende Last-Zeit-Funktion ist in den RSK-Leitlinien für Druckwasserreaktoren /RSK 96/ angegeben und in Abb. 2.4 dargestellt. Die Aufprallfläche ist kreisförmig und beträgt 7,0 m^2.

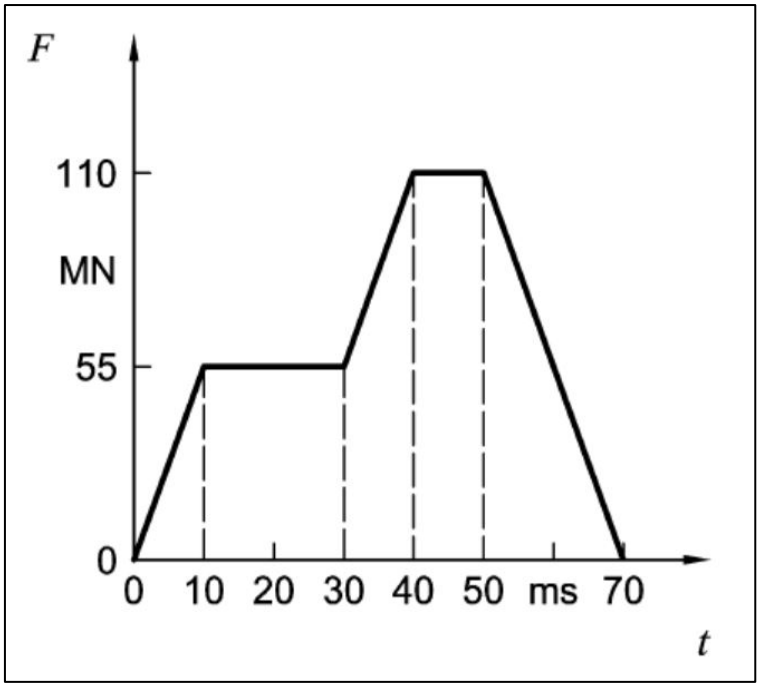

Abb. 2.4 Last-Zeit-Funktion für Flugzeugabsturz nach /RSK 96/

Auch die Wrackteillasten, die infolge eines Flugzeugabsturzes entstehen, müssen mittels folgender Vorgaben bestimmt werden:

- Masse 1,7 Mg,
- Aufprallgeschwindigkeit 100 m/s,
- Aufprallfläche 1,5 m^2 (kreisförmig).

Berechnungen und Nachweise für den Wrackteilaufprall sind nicht erforderlich, wenn das Bauteil gegen den Lastfall Flugzeugabsturz ausgelegt ist.

- Explosionsdruckwelle

Infolge einer chemischen Explosion entstehen Drücke auf das Bauwerk. Massenkräfte infolge von induzierten Erschütterungen wirken auch auf die Bauteile. Dabei muss der zeitliche Ablauf der Einwirkung und der Einfluss der Gebäudeform berücksichtigt werden.

Die für die Berechnungen zu Grunde zu legende Druck-Zeit-Funktion muss im Genehmigungsverfahren festgelegt werden. Wenn dazu keine standortbezogenen Untersuchungen zur Verfügung stehen, ist die Druck-Zeit-Funktion gemäß BMI-Richtlinie

/BMI 76/, die in Abb. 2.5 dargestellt (*p* ist Überdruck am Gebäude) ist, anzuwenden. Die Druckwelle kann aus einer beliebigen Richtung kommen.

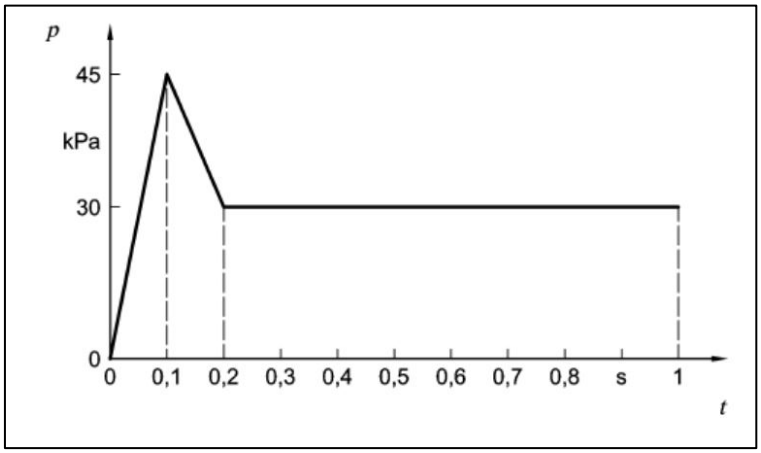

Abb. 2.5 Druck-Zeit-Funktion für Druckwellen aus chemischen Reaktionen

- Hochwasser

Infolge eines Hochwassers entsteht ein Wasserdruck. Dabei wirken auf die Bauwerke statische Kräfte ein. Der den Berechnungen zu Grunde zu legende Bemessungswasserstand und die daraus folgenden Einwirkungen sind nach /KTA 04/ anzusetzen.

Das Bemessungskonzept einschließlich Sicherheitskonzept entspricht demjenigen des Eurocodes /DIN 10/, von welchem das Vorgehen der Bemessungssituationen, der Grenzzustände, der Teilsicherheitsbeiwerte und der Kombinationsregeln bzw. -beiwerte übernommen wird.

An sicherheitstechnisch wichtige Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen werden bei den Einwirkungen unterschiedliche Anforderungen gestellt, wobei u. a. folgende Gesichtspunkte berücksichtigt werden müssen:

- Eintrittswahrscheinlichkeit während der Nutzungsdauer,
- Reparaturmöglichkeit,
- Begrenzung des Schadensumfangs,
  z. B. muss die Gebrauchstauglichkeit der betreffenden Bauteile oder die Standsicherheit und Funktionssicherheit von Anlagenteilen erhalten bleiben.

Für die Auslegung der Stahlbetonkonstruktionen werden die Bauteile in Abhängigkeit der genannten Gesichtspunkte einer der drei Anforderungskategorien A1, A2 oder A3 zugeordnet:

- Anforderungskategorie A1

Kombinationen von Einwirkungen, die im Sinne von /DIN 10/ zu den ständigen und vorübergehenden Bemessungssituationen gehören, sind der Anforderungskategorie A1 zuzuordnen. Für diese Kombinationen werden die Teilsicherheitsbeiwerte für den Tragwiderstand aus /DIN 10/ für ständige und vorübergehende Bemessungssituationen übernommen.

- Anforderungskategorie A2

Kombinationen mit außergewöhnlichen Einwirkungen in Anlehnung an /DIN 10/, deren mehrfaches Auftreten während der Nutzungsdauer zu unterstellen ist, sind der Anforderungskategorie A2 zuzuordnen. Bei diesen Kombinationen ist sicherzustellen, dass nach ihrem Auftreten die weitere Nutzungsfähigkeit des zu bemessenden Bauteils gegeben ist. Aus Gründen der Standsicherheit oder Funktionssicherheit von Anlagenteilen sind gegebenenfalls zusätzliche Bedingungen an definierten Stellen (Verformungs- und Rissbreitenbegrenzungen) einzuhalten.

Die Teilsicherheitsbeiwerte für den Tragwiderstand sind für diese Anforderungskategorie reduziert, z. B. für die Betonfestigkeit g = 1,3 (statt 1,5 für Kategorie A1), für die Betonstahlfestigkeit g = 1,0 (statt 1,15 für Kategorie A1).

- Anforderungskategorie A3

Kombinationen mit außergewöhnlichen Einwirkungen geringer Eintrittswahrscheinlichkeit ($\leq 10^{-4}$/Jahr), deren einmaliges Auftreten während der Nutzungsdauer zu unterstellen ist, sind der Anforderungskategorie A3 zuzuordnen. Große Rissbildungen und bleibende Verformungen sind zugelassen, sofern sicherheitstechnische Belange dem nicht entgegenstehen. Aus Gründen der Standsicherheit oder Funktionssicherheit von Anlagenteilen sind gegebenenfalls zusätzliche Bedingungen an definierten Stellen (Verformungs- und Rissbreitenbegrenzungen) einzuhalten, die über die Mindestanforderung der Tragfähigkeit hinausgehen.

Die Teilsicherheitsbeiwerte für den Tragwiderstand sind für diese Anforderungskategorie reduziert, z. B. für die Betonfestigkeit g = 1,0, für die Betonstahlfestigkeit g = 1,0.

Auch Verfahren zur Tragwerksberechnung und Nachweisführung, die von denjenigen im konventionellen Bauwesen abweichen, werden beschrieben.

Verfahren, die zur Ermittlung des Verformungs- und Schnittgrößenzustands für die Nachweise des GZT (Grenzzustand der Tragfähigkeit) und des GZG (Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit) angewendet werden können, sind:

- linear-elastische Berechnungsverfahren,
- linear-elastische Berechnungsverfahren mit Umlagerung (nur für GZT),
- Verfahren nach der Plastizitätstheorie (nur für GZT),
- nichtlineare Berechnungsverfahren.

Dabei wird Bezug auf den Eurocode EN 1992 /DIN 11/ genommen.

Auch dynamisches Bauteilverhalten ist in /DIN 16/ beschrieben, inklusive der Angaben zur Dämpfung der Bauteile aus Stahlbeton und Spannbeton für die drei oben angegebenen Anforderungskategorien.

Die Regelungen für den Nachweis einer ausreichenden Sicherheit gegen Durchstanzen ebener Bauteile sind ebenfalls in /DIN 16/ dargestellt, wobei zwischen Bauteilen ohne Durchstanzbewehrung und Bauteilen mit Durchstanzbewehrung unterschieden wird.

2.4 OECD/NEA CSNI WGIAGE-Evaluierung: Probabilistische und leistungsbasierte Methoden zur Bewertung und Bemessung von Gebäudestrukturen in kerntechnischen Anlagen

Mit Bezug auf kerntechnische Bauwerke wurde von der „Subgroup on Integrity and Ageing of Concrete Structures“ der OECD Nuclear Energy Agency (NEA) Working Group on Integrity and Ageing of Components and Structures (WGIAGE) ab 2016 eine Evaluierung der jeweiligen aktuellen und geplanten Nutzung bauprobabilistischer Verfahren und Regelwerke für kerntechnische Bauwerke ausgeführt. Die GRS war an dieser Aktivität mit dem Titel “Probabilistic and Performance-Based Methods in Reassessment and Design of Building Structures in Nuclear Facilities (PBaStrucNu)” federführend beteiligt. Die Zielsetzung bestand dabei darin, mittels einer Mitgliederumfrage einen detaillierten Überblick über Regeln, Richtlinien und andere Vorschriften sowie die aktuelle Praxis probabilistischer, semi-probabilistischer sowie leistungsbasierter Methoden für

die Bemessung und Bewertung von Baustrukturen zu geben und deren Anwendbarkeit auf kerntechnische Anlagen zu untersuchen und damit möglichst eine Harmonisierung der Zuverlässigkeitsniveaus zu erreichen.

Der unter der Federführung der GRS entwickelte Fragebogen sowie die Zusatzfragen und deren bei der Auswertung und Ergebnisse finden im Detail in Anhang A. Als Ergebnis der Auswertung der Antworten der WGIAGE-Mitgliedsländer ergab sich, dass aktuell keines der Mitgliedländer die Zuverlässigkeit sicherheitsrelevanter Bauwerke in kerntechnischen Anlagen quantitativ in normativen Dokumenten geregelt hat. Die Bemessung kerntechnischer Baustrukturen in Europa erfolgt mittels der Eurocodes /NEA 19/.

Es hat sich weiterhin herausgestellt, dass nur für wenige Aspekte die konventionellen Normen unzureichend sind, z. B. für die Bemessung von Linern, für Nachweise zur Integrität und Dichtheit von Baustrukturen, für Erdbebennachweise etc. Hierzu existieren in einigen Ländern spezielle kern- und bautechnische Regelwerke (z. B. die KTA-Regeln in Deutschland, ASME, ACI in den USA, AFSEN RSS-CW in Frankreich). In anderen Ländern werden entweder diese Regeln übernommen, oder die Informationen werden im sogenannten Preliminary Safety Analysis Report (PSAR) dargestellt.

Auslegungsanforderungen, welche über konventionelle Baunormen hinausgehen, z. B. für Liner oder für die Stützkonstruktionen/Verankerungen, haben meistens nur eine deterministische Grundlage.

In den gängigen semi-probabilistischen Standards für die Bemessung und Neubewertung von sicherheitstechnisch relevanten Bauwerken wird die Zuverlässigkeit anhand der Teilsicherheitsfaktoren geregelt. Diese Faktoren der üblichen Baustandards sind normalerweise für eine mittlere Zuverlässigkeitsklasse der Zielzuverlässigkeit definiert (RC2). Zu dieser Klasse gehören die Strukturen, die eine „mittlere Konsequenz für den Verlust von Menschenleben und erhebliche wirtschaftliche, soziale oder Umweltfolgen“ haben /DIN 10/. Strukturen mit „hoher Konsequenz für den Verlust von Menschenleben und sehr großen wirtschaftlichen, sozialen oder ökologischen Folgen“ gehören zu der höheren Zuverlässigkeitsklasse. Das Klassifizierungskriterium ist die mögliche Konsequenz von Fehlern in Bezug auf Lebensrisiken, Verletzungen und mögliche wirtschaftliche Verluste /NEA 19/.

Geht man davon aus, dass kerntechnische Bauwerke zu einer höheren als der mittleren Zuverlässigkeitsklasse gehören, stellt sich die Frage, wie die Zielzuverlässigkeit für diese

Zuverlässigkeitsklasse festgelegt werden soll. Erst nach deren Festlegung lassen sich die neuen Teilsicherheitsbeiwerte ermitteln.

Aus der internationalen Zusammenarbeit ergaben sich (siehe Anhang A) die folgenden Empfehlungen für das weitere Vorgehen /NEA 19/:

In einem ersten Schritt wird empfohlen, die verschiedenen sicherheitsrelevanten kerntechnischen Bauwerke bzw. Bauteile entsprechend den möglichen Konsequenzen eines Versagens in Bezug auf Lebensgefahr, Verletzungen und potenzielle wirtschaftliche Verluste zu klassifizieren. Verschiedene sicherheitsrelevante kerntechnische Bauwerke bzw. Bauteile können zu verschiedenen Zuverlässigkeitsklassen gehören.

In einem zweiten Schritt könnten die Mitgliedstaaten eine Vereinbarung über die Zielzuverlässigkeit der sicherheitsrelevanten kerntechnischen Bauwerke bzw. Bauteile (gemäß Zuverlässigkeitsklassifizierung) entwickeln. Deren Wert wird mit hoher Wahrscheinlichkeit größer sein als für die normale oder sogar für die hohe Zuverlässigkeitsklasse für konventionelle Bauwerke. Dies kann von den spezifischen Lastkombinationen abhängen.

In einem dritten Schritt wäre zu diskutieren, wie diese Zielzuverlässigkeit erreicht werden kann, durch einen semi-probabilistischen Ansatz (mit Sicherheitsfaktoren) oder durch einen verfeinerten Ansatz. Im ersten Fall könnten die Sicherheitsfaktoren durch probabilistische Methoden angepasst werden, um ein einheitliches Sicherheitsniveau zu erzielen.

2.5 Besonderheiten kerntechnischer Bauwerke

Die für die kerntechnischen Anlagen notwendigen Bauwerke, die aufgrund ihrer Schutzfunktion als sicherheitstechnisch wichtig eingestuft werden, erfordern die Berücksichtigung besonderer bautechnischer Anforderungen. Diese gegenüber der konventionellen Bautechnik erhöhten Anforderungen sind nicht nur in der Auslegung und Bauausführung zu beachten, sondern auch während des Betriebs und des Rückbaus kerntechnischer Anlagen.

Bei den Bauwerken werden in Rahmen der kerntechnischen Sicherheitsphilosophie sicherheitstechnisch wichtige und nicht wichtige Bauwerke unterschieden. Zu den sicherheitstechnisch wichtigen Bauwerken gehören u. a. das Reaktorgebäude, das Hilfs-

anlagengebäude, das Schaltanlagengebäude sowie das Notstromdieselgebäude. Typische, nicht sicherheitstechnisch wichtige Bauwerke sind Verwaltungsgebäude, Werkstattgebäude oder Kühltürme.

Die grundlegenden Schutzziele für die Zwischenlager der bestrahlten Brennelemente sind in den „Leitlinien für die trockene Zwischenlagerung bestrahlter Brennelemente und Wärme entwickelnder radioaktiver Abfälle in Behältern“ /ESK 13/ wie folgt definiert:

1. Sicherer Einschluss der radioaktiven Stoffe,
2. Sichere Abfuhr der Nachzerfallswärme,
3. Sichere Einhaltung der Unterkritikalität und
4. Vermeidung unnötiger Strahlenexposition, Begrenzung und Kontrolle der Strahlenexposition des Betriebspersonals und der Bevölkerung.

Da der sichere Einschluss radioaktiver Stoffe durch den Behälter zu gewährleisten ist, sollte das Gebäude mindestens die Schutzziele (2) und zum Teil (4) erfüllen.

Für das Schutzziel (2) werden folgende Anforderungen definiert /ESK 13/: „Das Zwischenlagergebäude muss zur Abfuhr der Zerfallswärme der eingelagerten Brennelemente und Wärme entwickelnden radioaktiven Abfälle über Zuluft- und Abluftöffnungen verfügen. Die strömungstechnische Auslegung muss so erfolgen, dass die von den Behältern erwärmte Luft an die Umgebung abgegeben wird und die entsprechende Menge Außenluft den Behältern zugeführt wird. Es ist darauf zu achten, dass keine höheren als die der Auslegung zugrunde gelegten Temperaturen in den Baustrukturen auftreten.“

Für das Schutzziel (4) wird Folgendes gefordert /ESK 13/: „Bei der Zwischenlagerung bestrahlter Brennelemente und Wärme entwickelnder radioaktiver Abfälle ist eine ausreichende Abschirmung der ionisierenden Strahlung zum Schutz der Bevölkerung und des Betriebspersonals durch die Auslegung der Behälter und ergänzend durch das Zwischenlagergebäude sicherzustellen. Bei der Auslegung des Zwischenlagergebäudes, insbesondere bei der Ausführung von Zuluft- und Abluftöffnungen, Toren sowie Dehnungsfugen, ist dem Aspekt der Abschirmung Rechnung zu tragen.“

Weiterhin wurde in /ESK 13/ festgestellt, dass die baulichen Einrichtungen entsprechend den Landesbauordnungen der Bundesländer gemäß den allgemein anerkannten Regeln der Technik errichtet werden. Zusätzlich ergeben sich aus den sicherheitstechnischen

Untersuchungen zum bestimmungsgemäßen Betrieb des Zwischenlagers sowie zu Störfällen u. a. weitere Auslegungsanforderungen u. a.:

- Bei der Auslegung des Gebäudes ist die vorgesehene Nutzungsdauer im Hinblick auf die Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit der Baustoffe und Bauteile zu berücksichtigen.
- Zu- und Abluftöffnungen des Lagergebäudes sind so anzuordnen und zu bemessen, dass eine sichere Abfuhr der Zerfallswärme des Inventars gewährleistet ist.
- Die Temperaturbeanspruchung und Alterungsbeständigkeit der Baustrukturen infolge der von den Behältern abgegebenen Wärme, sind bei der Bauwerksauslegung zu berücksichtigen.
- Die Bauteile des Lagergebäudes müssen eine ausreichende Temperatur-, Druck- und Verschleißfestigkeit aufweisen.
- Bei der Bauwerksauslegung ist auch der Anprall von Lasten bei Transportvorgängen anzusetzen, sofern dieser nicht durch Maßnahmen ausgeschlossen ist. Ebenso sind die Kranlasten und Lasten anderer schwerer Anlagenteile, z. B. Abschirmschotts, sowie Sonderlasten aus den Einwirkungen von innen und außen zu berücksichtigen.
- Die für das Gebäude mit Verlade- und Lagerbereich verwendeten Baustoffe – ausgenommen die Dekontbeschichtungen und Bauwerksabdichtungen – müssen nicht brennbar entsprechend Klasse A nach DIN 4102-1 /DIN 16a/ sein.
- Das Lagergebäude muss für den Lastfall Brand nach DIN 4102, Teil 2 bis 4 /DIN 16a/, standsicher ausgelegt sein.
- Die Zwischenlager sind in sinngemäßer Anwendung der KTA 2207 /KTA 04/ gegen Hochwasser zu schützen.
- Das Lagergebäude muss für den Lastfall Erdbeben in sinngemäßer Anwendung der KTA 2201 /KTA 11/ standsicher ausgelegt sein.

Naturbedingte Einwirkungen von außen sind als betriebliche Lasten oder als Auslegungsstörfälle zu berücksichtigen. Die Lastannahmen für diese naturbedingten Einwirkungen sind den Standortgegebenheiten entsprechend festzulegen:

- Bei der Auslegung gegen Sturm, Regen, Schneefall und Frost sind die ungünstigsten am Standort zu erwartenden Witterungsbedingungen zugrunde zu legen.

- Der Standort des Zwischenlagers sollte hochwasserfrei sein. Kann eine Überflutung durch Hochwasser nicht ausgeschlossen werden, so ist das Zwischenlager entsprechend den Anforderungen der KTA 2207 /KTA 04/ gegen Hochwasser zu schützen.
- Für die Betrachtung des Lastfalles Erdbeben ist als Bemessungsgrundlage vom Bemessungserdbeben nach der der KTA-Regel 2201, Teil 1 /KTA 11/ auszugehen.

Die Lastannahmen für zivilisatorisch bedingte Einwirkungen von außen 7u8urichten sich unter Beachtung der Gegebenheiten des Standortes nach dem Stand von Wissenschaft und Technik. Im Rahmen einer Störfallanalyse ist darzulegen, welche Auswirkungen durch zivilisatorisch bedingte Einwirkungen von außen zu erwarten sind. Die Entscheidung, welche Ereignisse als Auslegungsstörfälle zu bewerten sind und für welche nur Schutzmaßnahmen unter dem Gesichtspunkt der Minimierung der Schadensauswirkung erforderlich sind, hat sich an der Eintrittshäufigkeit und den Auswirkungen der Ereignisse zu orientieren.

Die oben dargelegten Anforderungen wurden sowohl beim STEAG-Konzept als auch beim WTI-Konzept für deutsche Standortzwischenlager berücksichtigt. Die nachfolgenden Anforderungen wurden nur beim STEAG-Konzept zu Grunde gelegt.

Entsprechend dem gestaffelten Sicherheitskonzept sind Flugzeugabsturz, Druckwelle und Eindringen toxischer Stoffe Einwirkungen mit einem hohen Potenzial, sich zu auslegungsüberschreitenden Ereignissen zu entwickeln. Hierzu sind, ausgehend von den Lastannahmen aus den RSK-Leitlinien für Druckwasserreaktoren für Flugzeugabsturz /RSK 96/ und der BMI-Richtlinie für den Schutz von Kernkraftwerken gegen Druckwellen /BMI 76/ bzw. aus standortspezifischen Festlegungen sowie den eingelagerten nuklidspezifischen Aktivitätsinventaren sowie deren Freisetzungsverhalten, Maßnahmen zur Schadensbegrenzung bei Flugzeugabsturz und von außen auf die Gebäude auftreffende Druckwellen zu betrachten. Bezüglich der Schadensbegrenzung wird es ausreichend, wenn auch bei diesen Ereignissen, die unter realistischen Randbedingungen ermittelten radiologischen Auswirkungen einschneidende Maßnahmen des Katastrophenschutzes nicht erforderlich machen. Die Reduzierung der Schadensauswirkungen durch Flugzeugabsturz und Druckwelle kann entweder durch den Behälter oder durch die Kombination von Behälter und Lagergebäude erreicht werden.

Beim Aufprall des Flugzeugs auf das Lagerhallengebäude gemäß Last-Zeit-Funktion nach /RSK 96/ kommt es neben der Zerstörung der Flugzeugstruktur je nach Gebäudekonstruktion auch zu dessen Beschädigung bzw. Zerstörung. Die hieraus nachfolgend

für die Behälter resultierenden sicherheitsrelevanten Beanspruchungsszenarien sind abzuschätzen. Hierzu können der Aufprall kompakter Flugzeug-strukturen, wie Triebwerke und Fahrwerke, sowie schwerer Gebäudeteile (z. B. Dachbinderabsturz) auf den Behälter zählen.

Beschädigungen und Verschüttungen der Behälter durch aufprallende Bauteile, Wrackteile oder technische Einrichtungen, Folgebrände und Trümmerlasten dürfen die Schutzziele nicht in unzulässiger Weise beeinträchtigen.

Die Schadensbegrenzung bei Flugzeugabsturz und Druckwellen kann durch eine Kombination von Abfallbehälter bzw. Gebinde und Lagergebäude erreicht werden /ESK 13/. Die beim Flugzeugaufprall durch Gebäudezerstörung resultierenden sicherheitsrelevanten Beanspruchungsszenarien (Aufprall kompakter Flugzeugstrukturen, Einsturz schwerer Gebäudeteile) sind abzuschätzen.

International sind die entsprechenden Anforderungen im IAEA-TECDOC-1558 („Selection of Away-From-Reactor Facilities for Spent Fuel Storage“ /IAE 07/ angegeben:

- Die strukturelle Leistungsfähigkeit (Belastbarkeit, Dauerhaftigkeit, Kompatibilität mit Standort- und Umweltbedingungen, Widerstandsfähigkeit gegen außergewöhnliche Situationen, möglicher Einsturz von massiven baulichen Strukturen und deren Auswirkungen auf die Sicherheit) sollte bekannt sein.
- Wärmeabfuhr (angemessene Wärmeabfuhr ist erforderlich).
- Abschirmung (angemessene Abschirmung, geeignete Maßnahmen zum Schutz der Abschirmung, Lagerung sollte bei allen Aktivitäten zur Handhabung von Brennstoffen aufrechterhalten werden).
- Überwachung und Inspektion (erforderliche Zugänglichkeit für Inspektion und Überwachung, Monitoring der Brennstoffumhüllung und der Strukturen während der gesamten Nutzungsdauer).

Das Zwischenlagerkonzept in Deutschland sieht vor, dass die Behälter alle sicherheitsrelevanten Funktionen für den Einschluss und die Rückhaltung der eingelagerten radioaktiven Stoffe übernehmen. Das Zwischenlagergebäude muss allen Einwirkungen standhalten, welche die Behälter sowie im Gebäude befindlichen Komponenten unzulässig beeinträchtigen können. Da die Wärme passiv durch Naturkonvektion an die Umgebung abgeführt wird, muss das Zwischenlagerbauwerk die Abfuhr der Zerfallswärme

der eingelagerten Brennelemente und wärmeentwickelnden radioaktiven Abfälle über Zu- und Abluftöffnungen gewährleisten. Darüber hinaus dient das Lagergebäude der zusätzlichen Abschirmung der ionisierenden Strahlung.

Diese Anforderungen muss das Bauwerk während seiner gesamten Nutzungsdauer erfüllen. Für den Fall der verlängerten Zwischenlagerung müssen diese Anforderungen auch für diese zusätzliche Dauer erfüllt werden. Daher wird zukünftig die Dauerhaftigkeit von Betonbauwerken im Fokus stehen. Ein Bauwerk, das seine Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit mit der Zeit verliert, kann nicht mehr den Einwirkungen auslegungsgemäß widerstehen.

2.6 Zwischenlager-Konzept

Bis zum jetzigen Zeitpunkt steht in Deutschland kein betriebsbereites genehmigtes Endlager für radioaktive Abfälle zur Verfügung. Deshalb sind die radioaktiven Abfälle aus dem Betrieb und der Stilllegung von Kernkraftwerken bis zu ihrer Verbringung in ein Endlager zeitlich begrenzt in Zwischenlager einzulagern. Die Zwischenlagerung ermöglicht es, die wärmeentwickelnden Abfälle abklingen zu lassen. Das bedeutet, dass die restliche Strahlungsintensität und Nachzerfallswärme vermindert wird. Damit wird zu einem späteren Zeitpunkt eine vereinfachte Verarbeitung und gegebenenfalls Freigabe der Stoffe ermöglicht und der Bedarf an Endlagervolumen reduziert.

Im April 2002 wurde das Atomgesetz ergänzt /ATO 20/. Dabei wurden die Betreiber von Kernkraftwerken verpflichtet, an den Standorten der Kernkraftwerke für die Zwischenlagerung der aus dem Betrieb entstehenden bestrahlten Brennelemente Sorge zu tragen. Damit wird erreicht, dass weitere Transporte in der Bundesrepublik Deutschland, von den Kernkraftwerken in zentrale Zwischenlager, nicht erforderlich sind. Die abgebrannten Brennelemente werden in speziellen Transport- und Lagerbehältern (zum Beispiel der Bauart CASTOR) trocken aufbewahrt. Die Standort-Zwischenlager waren für genau festgelegte Mengen an abgebrannten Brennelementen sowie für eine genau festgelegte Anzahl an Behälterstellplätzen genehmigt. Von den Betreibern der Kernkraftwerke wurden in den Jahren 1998 bis 2000 Anträge zur Aufbewahrung von Kernbrennstoffen in Form von abgebrannten Brennelementen in Standort-Zwischenlagern gestellt. Die Genehmigungen wurden bis Ende 2003 erteilt. Die Mehrzahl der Standort-Zwischenlager wurde in den Jahren 2006/2007 in Betrieb genommen. Die genehmigten Laufzeiten betragen maximal 40 Jahre. Sie zählen ab dem Zeitpunkt der Einlagerung des ersten Be-

hälters. Nach der damaligen Planung der Bundesregierung wurde vorgesehen, dass nach Ablauf dieses Zeitraums von 40 Jahre ein Endlager zur Verfügung stehen sollte.

Die befristete Aufbewahrung abgebrannter Brennelemente wurde an 12 Kernkraftwerksstandorten genehmigt. Es gibt 11 Lagerhallen und ein Tunnelsystem (GKN). Die Brennelemente werden trocken in Transport- und Lagerbehältern aufbewahrt (siehe Abb. 2.6).

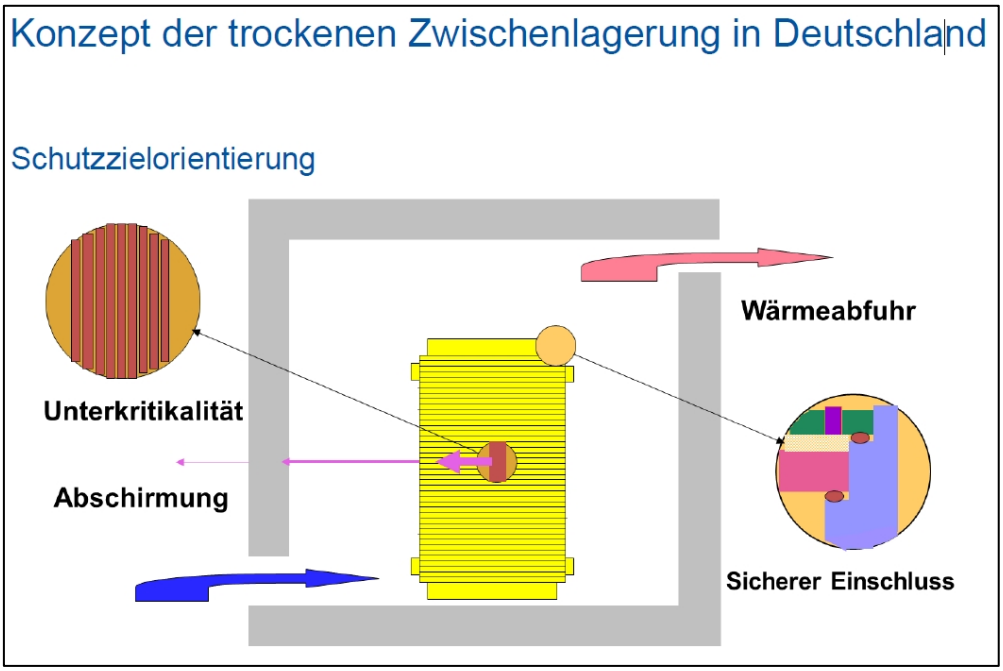

Abb. 2.6 Zwischenlagerungskonzept in Deutschland

Das Konzept des Transport- und Lagerbehälters CASTOR ist in Abb. 2.7 dargestellt.

Abb. 2.7 CASTOR-Behälter

Es gibt zwei Konzepte für Lagergebäude:

- STEAG-Konzept

  Das Konzept stammt von der STEAG GmbH. Das Lagergebäude ist in einen Empfangs- und Lagerbereich unterteilt. Zur konvektiven Abfuhr der Zerfallswärme der Behälterinventare aus dem Lager befinden sich im Lagerbereich in der Hallenlängswand labyrinthartig ausgebildete Zuluftöffnungen und im gegenüberliegenden Hallendach entsprechende Abluftöffnungen. Die Luftein- und -austrittsöffnungen sind mit beweglichen Jalousieklappen ausgestattet. Die in den Transport- und Lagerbehältern anfallende Zerfallswärme der Brennelemente wird aus der Lagerhalle durch Konvektion an die Umgebungsluft abgeführt. Die Zufuhr erfolgt je nach Betriebsart durch eine Zuluftanlage oder durch Naturkonvektion. Das Lagergebäude ist eine flach gegründete, einschiffige Halle in massiver Stahlbetonbauweise. Die Tragkonstruktion besteht aus einer dicken Bodenplatte, aus Wänden und einer Deckenplatte, die monolithisch miteinander verbunden sind. Die Wanddicke beträgt 1,20 m, die Dicke der Dachdecke 1,30 m (siehe Abb. 2.8 und Abb. 2.9). Bei der Auslegung gegen Flugzeugabsturz und Druckwelle wurden die Lastannahmen aus den RSK-Leitlinien für Druckwasserreaktoren für Flugzeugabsturz /RSK 96/ und der BMI-Richtlinie für den Schutz von Kernkraftwerken gegen Druckwellen /BMI 76/ zu Grunde gelegt.

Lagergebäude nach dem STEAG-Konzept befinden sich an den sechs norddeutschen Standorten: Brokdorf, Brunsbüttel, Krümmel, Grohnde, Unterweser und Lingen.

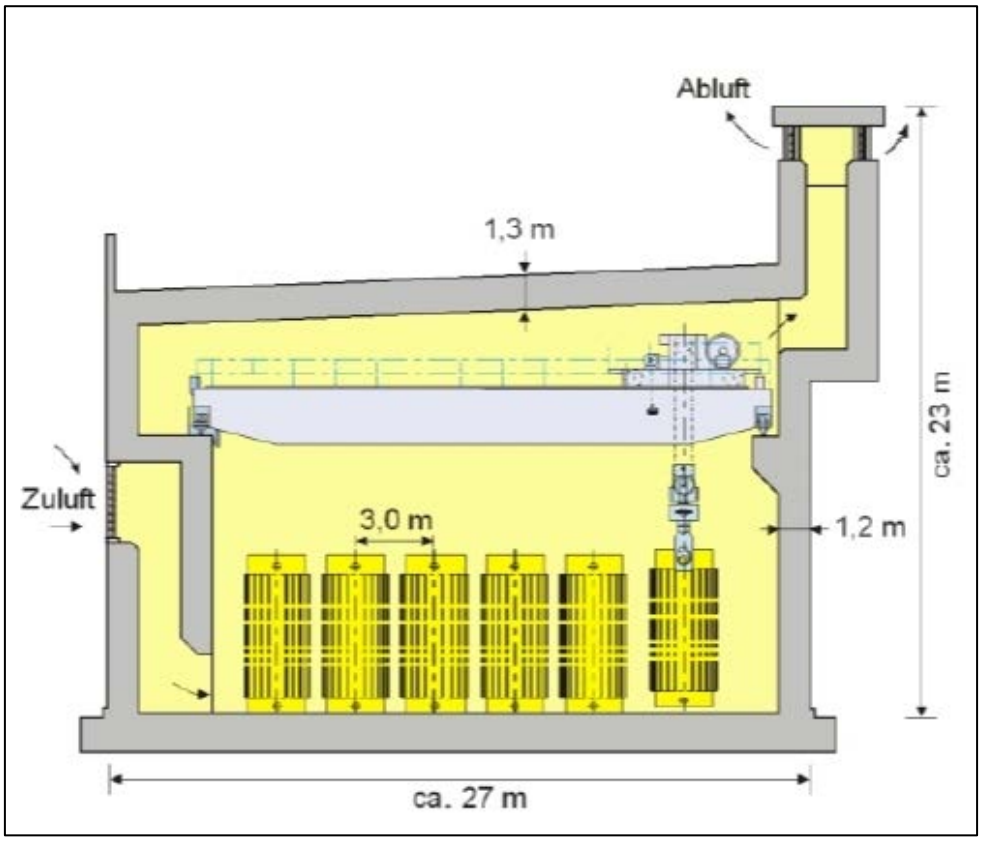

Abb. 2.8 STEAG-Zwischenlager, Querschnitt

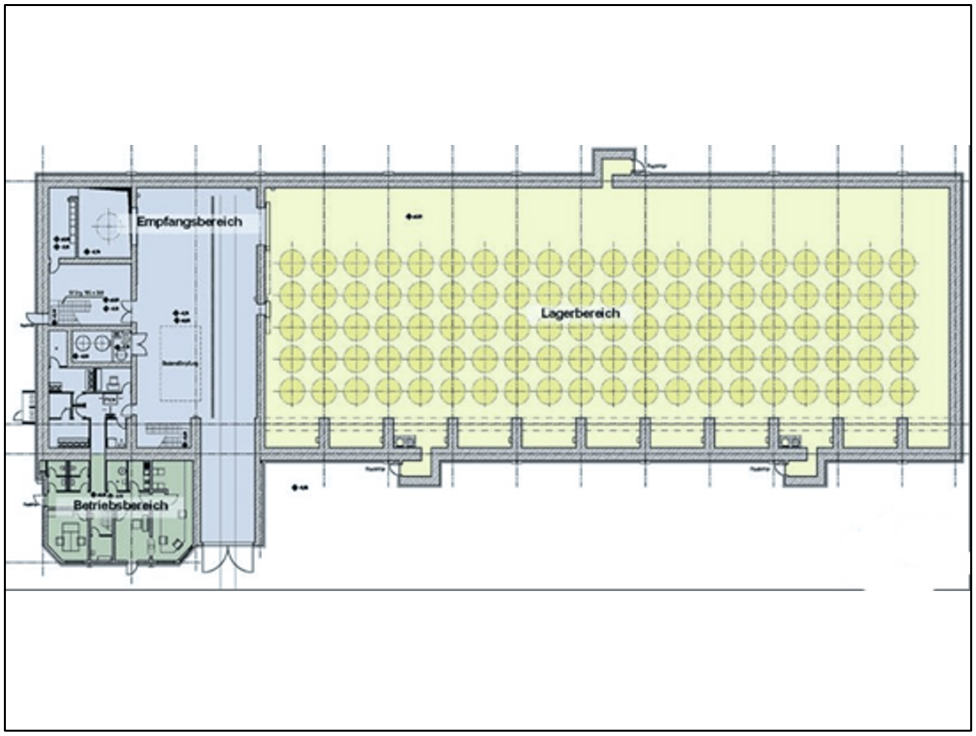

Abb. 2.9 STEAG-Zwischenlager, Grundriss

- WTI-Konzept

Das Konzept stammt von der Wissenschaftlich-Technischen Ingenieurberatung GmbH (WTI) in Jülich. Das Lagergebäude besteht im Wesentlichen aus einem stirnseitig angeordneten Verladebereich und einem zweischiffigen Lagerbereich. Zur Abfuhr der Zerfallswärme der Behälterinventare aus dem Lager befinden sich in den Außenwänden der Hallenlängswände und im Dachbereich Lüftungsöffnungen. Die Zuluftöffnungen können ebenso wie die Abluftöffnungen in der Dachkonstruktion in Abhängigkeit der Belegung des Lagers mit Behältern geschlossen und geöffnet werden. Die Wärmeabfuhr erfolgt passiv über Naturkonvektion.

Beim Lagergebäude handelt es sich um eine eingeschossige Stahlbetonhalle, die im Lagerbereich durch eine Stützenreihe mit Zwischenwand in zwei Lagerbereiche geteilt ist. Die Tragkonstruktion besteht aus Streifenfundamenten, Stützen, Wänden, Dachbindern und einer Dachdecke. Die Bodenplatte wird als dicke Stahlbetonplatte ausgebildet. Die Stützen tragen die Lasten der Dachbinder und der Krananlagen ab. Sie verfügen hierfür über entsprechende Konsolen. Zwischen den Stützen befinden sich die äußeren Längswände des Lagergebäudes. Die Längswände sind ca. 70 cm bis ca. 85 cm dick. In den Wänden befinden sich im Lagerbereich in etwa halber Gebäudehöhe Z-förmig ausgebildete Zuluftöffnungen. Die Wände im Bereich der Zuluftöffnungen sind insgesamt ebenfalls 70 cm bis 85 cm dick. Die Trennwand zwi-

schen den beiden Lagerbereichen besteht aus Fertigteil-Wandplatten. Die Dachdecke des Lagergebäudes wird von den Dachbindern getragen und als aussteifende Scheibe in 55 cm dickem Stahlbeton ausgeführt (siehe Abb. 2.10 und Abb. 2.11). Das Lagergebäude des ZL-KKG ist für Lasten im bestimmungsgemäßen Betrieb sowie für Sonderlasten aus Bemessungserdbeben ausgelegt. Das Lagergebäude ist nicht gegen Flugzeugabsturz ausgelegt. Die Schutzfunktion für das radioaktive Inventar wird in diesem Fall allein den Behältern zugewiesen.

Das WTI-Konzept ist in fünf süddeutschen Standorten realisiert: Biblis, Philippsburg, Grafenrheinfeld, Isar und Gundremmingen.

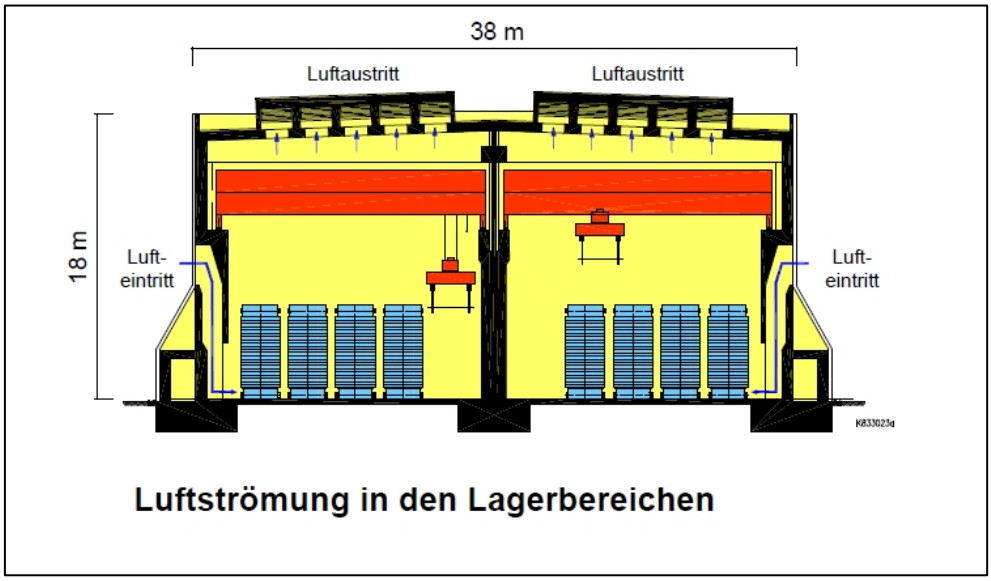

Abb. 2.10 WTI-Zwischenlager, Querschnitt

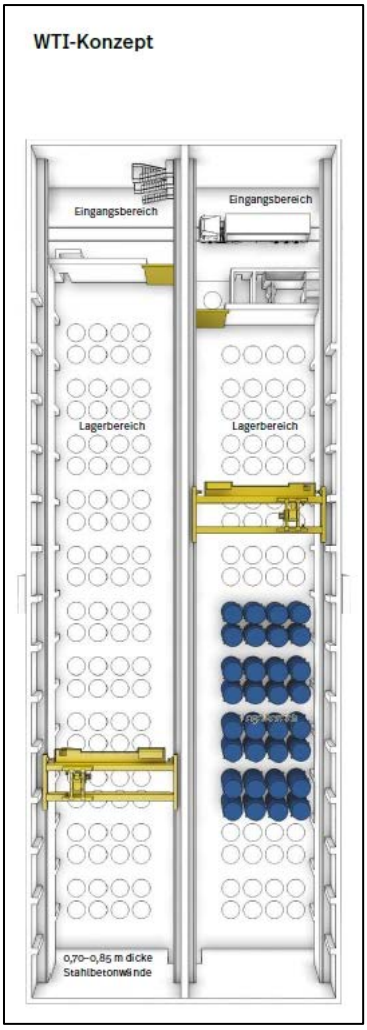

Abb. 2.11 WTI-Zwischenlager, Draufsicht

Schließlich gibt es noch einen Sonderfall:

- Tunnellager Neckarwestheim

  Da das Kernkraftwerk Neckarwestheim in einem ehemaligen Steinbruch am Neckar errichtet wurde, war auf dem Anlagengelände kein Platz für eine große Lagerhalle. Bei der Errichtung des Zwischenlagers wurde daher das durch den Betrieb des Steinbruchs abgesenkte Bodenniveau genutzt und ein Lager in Form zweier paralleler Tunnel horizontal in das umgebende Kalkgestein getrieben (siehe Abb. 2.12).

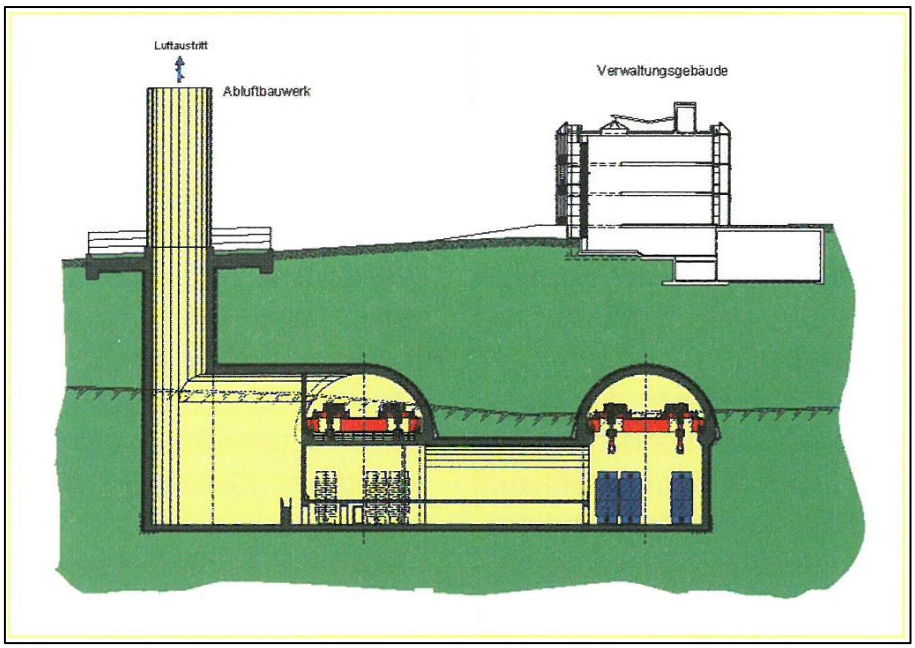

Abb. 2.12 GKN-Zwischenlager, Querschnitt

2.7 Ermittlung der Bauwerkszuverlässigkeit

2.7.1 Grenzzustandsfunktion und Versagenswahrscheinlichkeit

Die Tragwerkszuverlässigkeit wird durch den Sicherheitsindex β oder die Versagenswahrscheinlichkeit P_F definiert. Die Versagenswahrscheinlichkeit muss in vielen Fällen als Funktion der Zeit beschrieben werden, da ein Großteil der Basisvariablen zeitabhängig ist. Zuerst werden jedoch zeitinvariante Zuverlässigkeitsprobleme beschrieben. Die Fähigkeit eines Bauwerks (bzw. Tragwerks oder Bauteils), die festgelegten Anforderungen innerhalb der geplanten Nutzungszeit zu erfüllen, wird als Zuverlässigkeit definiert.

Zuerst ist eine Art des Bauwerksversagens zu definieren, welche für die Ermittlung der Zuverlässigkeit zu Grunde gelegt werden muss. Diese Versagensart bzw. dieser Versagensmechanismus kann z. B. durch Schubversagen, Biegeversagen, Stabilitätsverlust, Gründungsversagen usw. ausgeprägt werden. Um das Problem mathematisch zu lösen, wird basierend auf der Versagensart eine sogenannte Grenzzustandsfunktion beschrieben. Diese Grenzfunktion ist eine Funktion von *n* Variablen, die alle Einwirkungen, Widerstandparameter, geometrische Parameter, Modellfaktoren usw. beschreiben. Die Grenzzustandsfunktion trennt den Versagensbereich von dem sicheren Bereich. In der Regel sind diese Variablen Zufallsvariablen und *x* ein n-dimensionaler Zufallsvektor. Dabei beschreibt der Zustand $g(x) > 0$ den sicheren Bereich (kein Versagen), der Zustand

g(x) < 0 den Versagensbereich, und der Zustand *g(x)* = 0 den sogenannten Grenzzustand.

Grundsätzlich gilt ein Bauteil als sicher, wenn die Einwirkung (bzw. Beanspruchung) *E* kleiner als der Bauteilwiderstand *R* ist, während ein Versagen eintritt, wenn die Beanspruchung den Widerstand überschreitet. Hieraus ergibt sich die Sicherheitsmarge (bzw. der Sicherheitsabstand) *Z* für die einfachste Form (*E* und *R* sind beide durch eine Zufallsvariable repräsentierbar) der Grenzzustandsfunktion zu:

$$g(R, E) = Z = R - E \tag{2.1}$$

Sind Einwirkung (Beanspruchung) und Widerstand gleich groß, so befindet sich das Bauwerk im Grenzzustand (*Z*=0). Dieser zweidimensionale Fall wird grafisch in Abb. 2.13 (3D-Ansicht) und Abb. 2.14 (Draufsicht) dargestellt. Die Versagensbedingung g ist hier die Gerade unter 45 °. Oberhalb der Geraden liegt der Versagensbereich und darunter der zuverlässige Bereich. Eingezeichnet sind auch die Verteilungsdichten der beiden Zufallsgrößen und die gemeinsame Verteilungsdichte f (x1, x2) = f1(x1) • f2(x2) in Höhenschichtliniendarstellung. Sie bildet einen Hügel mit dem Gesamtvolumen gleich eins. Die Versagenswahrscheinlichkeit ist der Teil des Volumens, der über dem Versagensbereich liegt und durch die Bedingung g = 0 vom Gesamthügel abgeschnitten wird.

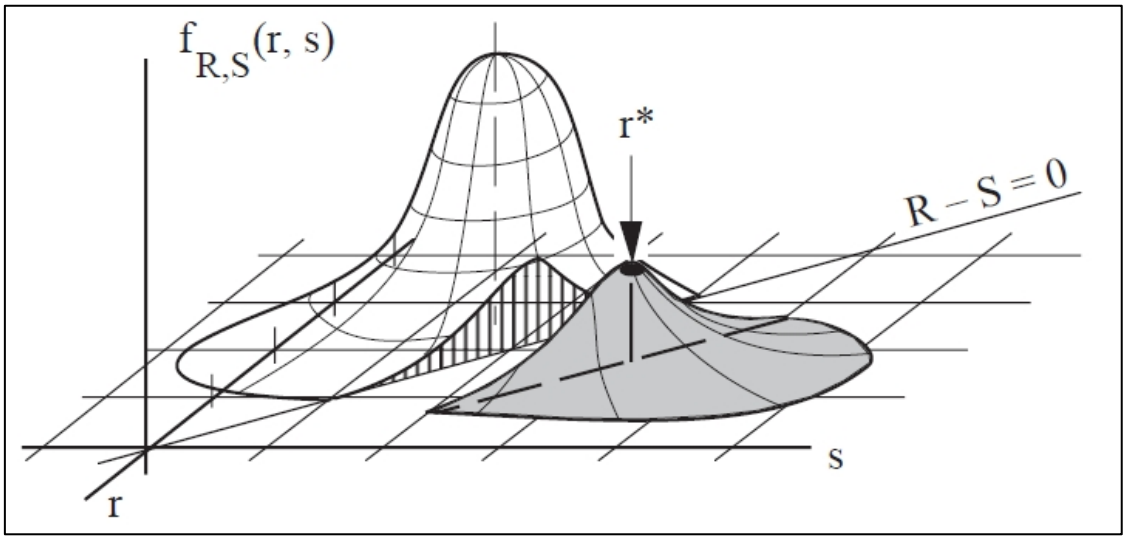

Abb. 2.13 Verteilungsdichten und Grenzzustandsfunktion im Originalraum /SCH 96/

Die Ellipsen sind die Linien gleicher Wahrscheinlichkeit der gemeinsamen Verteilungsfunktion von R und E. Die Grenzzustandsfunktion ist eine Gerade, die im Bereich kleinerer Wahrscheinlichkeiten von R und E liegt.

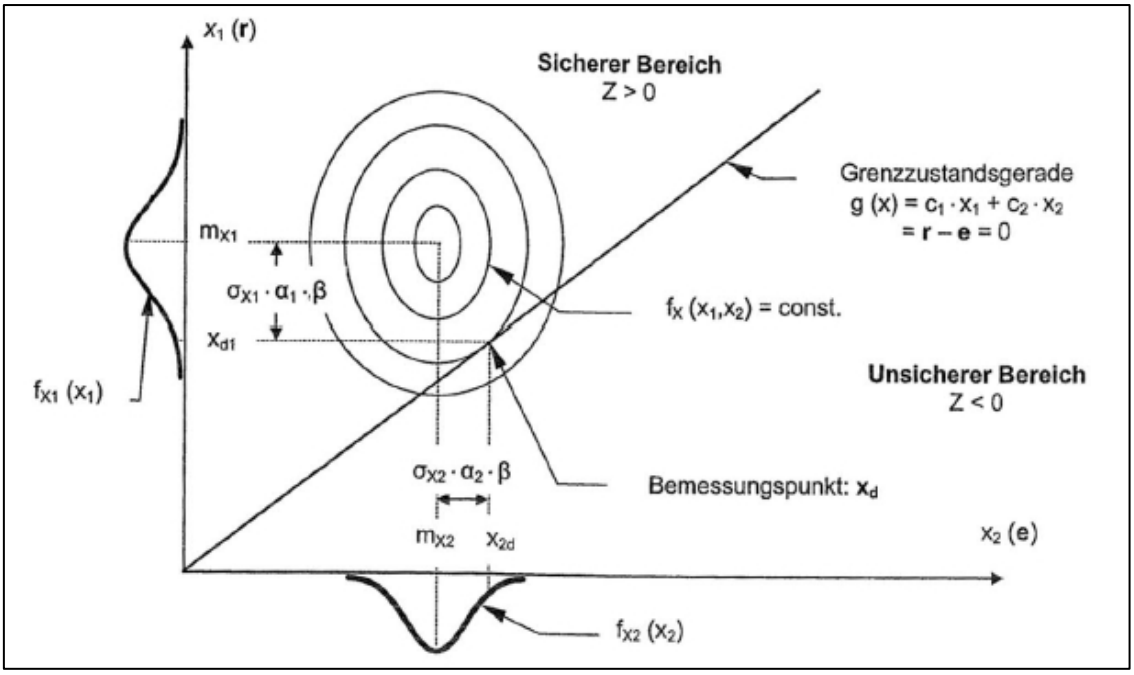

Abb. 2.14 Verteilungsdichten und Grenzzustandsfunktion im Originalraum /GRÜ 04/

Die Zufallsvariablen *E* und *R* besitzen kontinuierlichen Verteilungen F_R und F_E bzw. Verteilungsdichten $f_R(r)$ und $f_E(e)$. Häufig sind *E* und *R* unabhängig. Somit wird *Z* eine Zufallsgröße mit der Verteilung F_Z und der Verteilungsdichte f_Z. Der Zustand $E > R$ oder $Z < 0$ bedeutet ein Versagen. Die theoretische Versagenswahrscheinlichkeit P_f lässt sich durch die Verteilung von Z bzw. durch *R* und *E* wie folgt (Gleichung (2.2)) berechnen:

$$P_f = P\,[Z < 0] = P\,[R < S] = \int_{-\infty}^{0} f_Z(x)dx = \int_{-\infty}^{\infty} F_R(x) f_E(x)dx \qquad (2.2)$$

Grafisch ist diese Bedingung in Abb. 2.15 dargestellt. Man kann erkennen, dass die Versagenswahrscheinlichkeit P_f der Fläche unter der Verteilungsdichte von *Z* entspricht, wenn die Abszisse *z* negativ ist.

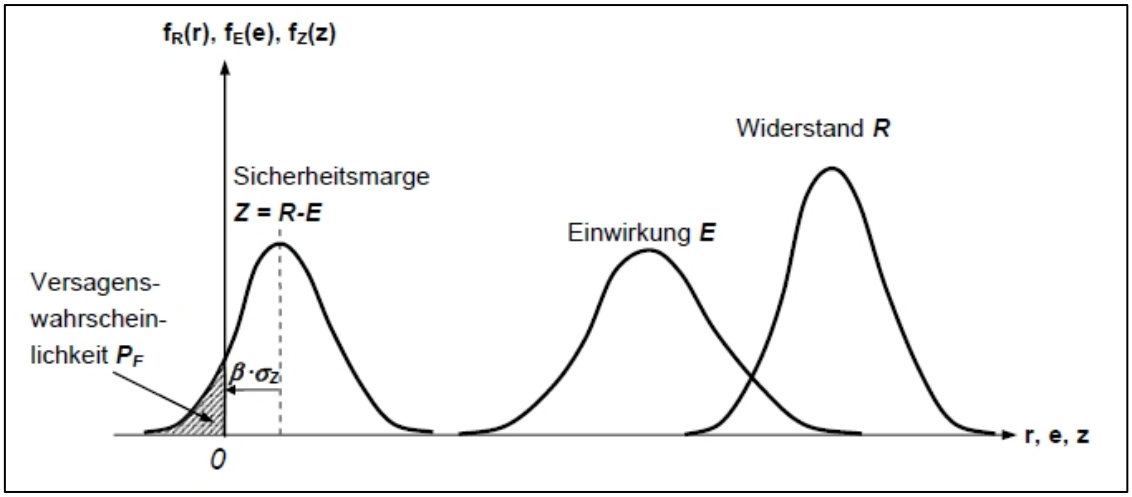

Abb. 2.15 Überblick über die Methoden der Zuverlässigkeitstheorie für Bauwerke /FIS 10/

Manchmal wird ein anderer Ausdruck für die Versagenswahrscheinlichkeit P_f verwendet:

$$P_f = 1 - \int_{-\infty}^{\infty} F_E(x) f_R(x) dx \tag{2.3}$$

Die Summe von zwei Ereignissen „Versagen“ und „kein Versagen“ hat immer eine Wahrscheinlichkeit gleich 1. Deswegen kann die Überlebenswahrscheinlichkeit P_S (Ereignis „kein Versagen“) als Komplement zur Versagenswahrscheinlichkeit P_f ermittelt werden:

$$P_S = 1 - P_f \tag{2.4}$$

Dann kann man aus den beiden Gleichungen (2.3) und (2.4) die Überlebenswahrscheinlichkeit P_S bestimmen:

$$P_S = 1 - P_f = 1 - \int_{-\infty}^{\infty} F_R(x) f_E(x) dx = \int_{-\infty}^{\infty} F_E(x) f_R(x) dx \tag{2.5}$$

Die Überlebenswahrscheinlichkeit kann auch als Zuverlässigkeit gesehen werden. Bei beliebiger Form und Verteilung der Variablen (*E* und *R* sind normalerweise die Funktionen von anderen Zufallsvariablen) ist es nicht immer einfach, die Integrale (Gleichung (2.2)) bzw. (2.5)) zu berechnen. Mögliche Lösungen dieser Integrale werden später betrachtet. Zuerst wird ein einfacher Fall betrachtet: *Z* ist eine Funktion nur von *E* und *R*, welche normalverteilt sind. *Z* ist auch normalverteilt (Gleichung (2.1)).

Da die Variablen R und E unabhängig sind, kann man aus der Gleichung (2.1) den Mittelwert m_z und die Standardabweichung σ_z wie folgt bestimmen:

$$m_Z = m_R - m_E \; ; \qquad \sigma_Z = \sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_E^2} \tag{2.6}$$

Für die normalverteilte Variable Z kann die Wahrscheinlichkeit der Bedingung Z < 0 (was der Versagenswahrscheinlichkeit P_f entspricht) durch die Gleichung (2.7) berechnet werden. Dabei ist Ø eine Funktion der standardisierten Normalverteilung, welche eine Normalverteilung einer Variablen mit einem Mittelwert gleich 0 und mit einer Standardabweichung gleich 1 ist. Die Funktion Ø ist ein Integral, welches numerisch berechnet werden muss und in vielen Bücher tabellarisch angegeben ist.

$$P_f = \emptyset\left[-\frac{m_z}{\sigma_Z}\right] = \emptyset\left[-\frac{(m_R - m_E)}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_E^2}}\right] \tag{2.7}$$

2.7.2 Zuverlässigkeitsindex und Bemessungspunkt für den Fall von zwei Zufallsvariablen R und E

Statt die Versagenswahrscheinlichkeit P_f als Maß der Zuverlässigkeit zu betrachten, wurde entschieden, den sog. Zuverlässigkeitsindex β zu verwenden. Der erste Zuverlässigkeitsindex β_C wurde von Cornell /COR 67/ formuliert:

$$\beta_C = \frac{m_Z}{\sigma_Z} \tag{2.8}$$

Man kann aus Gleichung (2.8) erkennen, dass vorteilsweise nur die Kenntnis von zwei Größen, Mittelwert und Standardabweichung der Variablen, notwendig ist, um den Zuverlässigkeitsindex (und entsprechend die Versagenswahrscheinlichkeit und Zuverlässigkeit) zu bestimmen.

Es ist jedoch zu erkennen, dass dieser Zuverlässigkeitsindex der genaueren Lösung für die Versagenswahrscheinlichkeit nur entspricht, wenn die Grenzzustandsfunktion g in Form der Gleichung (2.1) darstellbar ist (lineare Funktion von R und E). Je komplizierter die Funktion g ist, desto ungenauer wird die Lösung durch die Gleichung (2.8). Mathematisch heißt das, dass dieser Zuverlässigkeitsindex nicht invariant gegenüber der Form der Grenzzustandsfunktion ist. Dieser Nachteil des Zuverlässigkeitsindex aus Gleichung

der (2.8) forderte eine Verbesserung der Lösung. Das wurde realisiert mit Einführung der Zuverlässigkeitsindex von Hasofer/Lind /HAS 74/.

Als erster Schritt müssen alle Zufallsvariablen in den Standardnormalraum transformiert werden. Das passiert durch folgende Umrechnung:

$$U_1 = \frac{E - m_E}{\sigma_E}; \qquad U_2 = \frac{R - m_R}{\sigma_R} \tag{2.9}$$

U1 und U2 sind neue standardisierte normalverteilte Zufallsvariablen (mit Mittelwert gleich 0 und Standartabweichung gleich 1). Die Transformation in den Standardnormalraum (mit Parametern U1 und U2) bewirkt, dass die Mittelwerte der ursprünglichen Parameter R und S in den Ursprung des neuen Koordinatensystems in Abb. 2.16 verschoben werden.

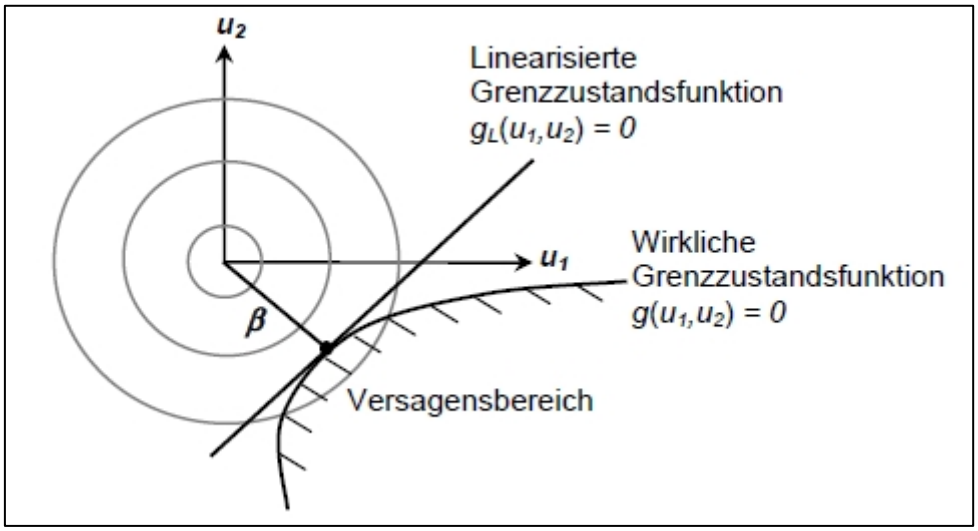

Abb. 2.16 Grenzzustandsfunktion und ihre linearisierte Funktion im Standardnormalraum /GLO 07/

Die ursprüngliche Grenzzustandsfunktion (Gleichung (2.1)) wird in eine nichtlineare Grenzzustandsfunktion g (U1, U2) transformiert:

$$Z = g(U_1, U_2) = U_2\sigma_R - U_1\sigma_E + m_R - m_E = 0 \tag{2.10}$$

Wenn eine gemeinsame Verteilungsfunktion von zwei Zufallsvariablen U1 und U2 entlang der Funktion g (U1, U2) gebildet würde, dann existiert auch ein Punkt, wo die entsprechende zweidimensionale Verteilungsdichtefunktion ein Maximum erreicht. Dieser

Punkt heißt Bemessungspunkt mit Koordinaten (U1*, U2*). Da dieser Punkt nicht bekannt ist, muss er iterativ gefunden werden. Bei jede Iterationsstufe wird im Bemessungspunkt die Funktion g durch eine Gerade approximiert (Reihenentwicklung) (Abb. 2.17).

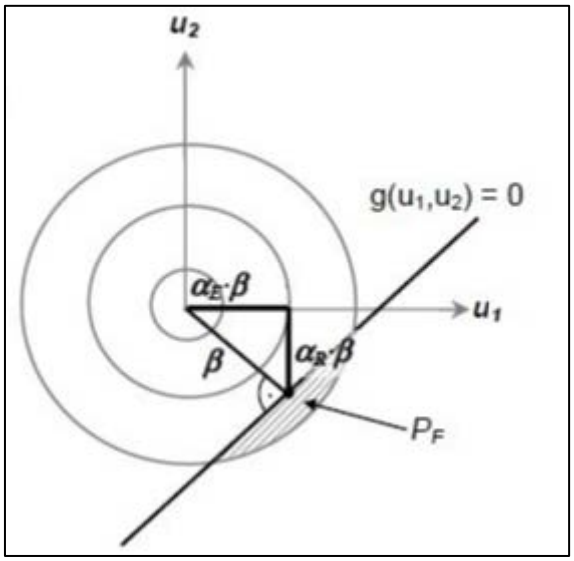

Abb. 2.17 Zuverlässigkeitsindex β, Sensitivitätsfaktoren α_R und α_E, linearisierte Grenzzustandsfunktion (Reihenentwicklung) im transformierten Koordinatenraum

Abb. 2.17 stellt einen einfachen Fall von zwei Zufallsvariablen U1 und U2 dar, weil es nur im zweidimensionalen Fall möglich ist, das Problem grafisch aufzuzeigen. Normalerweise es geht um einen n-dimensionalen Raum. Die Ellipsen in Abb. 2.14 bzw. Kreise in Abb. 2.17 beschreiben Linien gleicher Wahrscheinlichkeit. Der Iterationsprozess wird beendet, wenn ein solcher Punkt auf g gefunden wird, der den kürzesten Abstand zwischen dem Koordinatenursprung und der Grenzzustandsfunktion markiert (vgl. Abb. 2.16).

Dabei wird die Gleichung (2.10) in der Hesseschen Normalform wie folgt dargestellt:

$$Z = g(U_1, U_2) = \alpha_E U_1 - \alpha_R U_2 - \beta = 0 \tag{2.11}$$

Aus den beiden Gleichungen (2.9) und (2.10) werden die Parameter der Gleichung (2.11) wie folgt definiert:

$$\alpha_R = \frac{\sigma_R}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_E^2}}\ ; \quad \alpha_E = \frac{\sigma_E}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_E^2}}\ ; \quad \beta = \frac{m_R - m_E}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_E^2}}. \tag{2.12}$$

Der kürzeste Abstand zwischen dem Koordinatenursprung und der Grenzzustandsfunktion wird sich als Zuverlässigkeitsindex β ergeben (siehe Abb. 2.16). Die Versagenswahrscheinlichkeit kann dann durch die Verwendung der Standardnormalverteilung berechnet werden:

$$P_f = \emptyset(-\beta) = 1 - \emptyset(\beta) \tag{2.13}$$

wobei Φ die kumulative Verteilungsfunktion für die standardisierte Normalverteilung ist. Die Beziehung zwischen P_f und β ist in Tab. 2.1 angegeben. Für die bekannte P_f lässt sich β durch folgende Gleichung finden:

$$\beta = -\emptyset^{-1}\left(P_f\right) \tag{2.14}$$

wobei Φ^{-1} eine Inverse der Standardnormalverteilung ist.

Tab. 2.1 Beziehung zwischen dem Zuverlässigkeitsindex β und der Versagenswahrscheinlichkeit P_f

P_f	10^{-1}	10^{-2}	10^{-3}	10^{-4}	10^{-5}	10^{-6}	10^{-7}
β	1,28	2,32	3,09	3,72	4,27	4,75	5,20

Man kann sehen, dass es durch den Zuverlässigkeitsindex, welcher eine Anzahl von Standardabweichungen der standardisierten Normalverteilung widerspiegelt, einfacher ist, die Zuverlässigkeit auszudrücken als durch die Versagenswahrscheinlichkeit im Bereich kleinerer Werte. Aus diesem Grund wurde der Zuverlässigkeitsindex so populär, dass er in allen Baunormen einen Platz gefunden.

Die Parameter α_E und α_R werden Sensitivitätsfaktoren bzw. Wichtungsfaktoren genannt. Sie berücksichtigen die Streuungseinflüsse der einzelnen Basisvariablen und entsprechen dem Richtungskosinus des Bemessungspunktes (siehe Dreieck in Abb. 2.17). Sie haben einen beträchtlichen Einfluss auf die Versagenswahrscheinlichkeit. Normalerweise gilt, je größer der Sensitivitätsfaktor der jeweiligen Zufallsvariablen ist, umso größer ist ihr Einfluss auf die Zuverlässigkeit. Ihre Werte variieren zwischen -1 und +1. Aus der geometrischen Beziehung ergibt sich für die Sensitivitätsfaktoren α_i für den Fall von n Zufallsvariablen folgendes generelles Verhältnis:

$$\sum_{i=1}^{n} \alpha_i^2 = 1 \tag{2.15}$$

Der Bemessungspunkt entspricht dem Fußpunkt des Lotes vom Koordinatenursprung auf der Grenzzustandslinie. Wie schon oben erwähnt, erreicht die gemeinsame Verteilungsdichtefunktion hier ihr Maximum. Das bedeutet, dass in diesem Punkt eine Kombination von E und R auftritt, die am wahrscheinlichsten zum Versagen führt. Die Bemessung wird optimal, wenn sie in diesem Punkt durchgeführt wird. Im Standardnormalraum werden die Koordinaten des Bemessungspunkts (U1*, U2*) wie folgt bestimmt (siehe Abb. 2.17):

$$U_1^* = \sigma_E \beta \;\; und \;\; U_2^* = \sigma_R \beta \tag{2.16}$$

Um die Bemessungswerte der ursprünglichen Basisvariablen (z. B. Schneelast, Betonfestigkeit usw.) zu bestimmen, muss man nun die Rücktransformation in den ursprünglichen Raum durchführen. Das passiert durch folgende Berechnung (siehe Gleichung (2.9)):

$$E^* = m_E + U_1 \sigma_E = m_E + \alpha_E \beta \sigma_E \tag{2.17}$$

$$R^* = m_R + U_2 \sigma_R = m_R + \alpha_R \beta \sigma_R \tag{2.18}$$

Im ursprünglichen Raum entsprechen diese Werte den Koordinaten des Bemessungspunkts. Sie selbst stellen die Bemessungswerte für die Basisvariablen (im zweidimensionalen Fall für R und E). Man kann aus den Gleichungen (2.17) und (2.18) erkennen, dass diese Bemessungswerte den Quantilen der Normalverteilung entsprechen. Dabei wurde festgelegt, dass α_R immer negativ ist.

2.7.3 Lösungsverfahren der Zuverlässigkeitstheorie

Im allgemeinen Fall von *n* Basisvariablen (x_1, x_2, ..., x_n) wird die Grenzzustandsgleichung normalerweise in folgender Form definiert:

$$g = g(x_1, x_2 \ldots \; x_n) = 0 \tag{2.19}$$

Generell sind die Basisvariable $x_1, \ldots, x_n$ als Zufallsvariablen darstellbar. Einige können jedoch deterministisch sein. Einwirkung und Widerstand sind in der Regel Funktionen aus einigen Zufallsvariablen. Auch einige andere Parameter, wie z. B. Abmessungen von Bauteilen, können Zufallsvariablen sein. Die gemeinsame Verteilungsdichte von allen Zufallsvariablen muss in einem unsicheren Bereich ($g < 0$) integriert werden. Dann bekommt man die Versagenswahrscheinlichkeit des Bauwerks bzw. Bauteils:

$$P_f = \int \ldots \int_{g(x_1,\ldots x_n)\leq 0} f_X(x_1 \ldots . x_n) dx_1 dx_n \tag{2.20}$$

Eine analytische oder numerische Lösung dieses Integrals ist nur in seltenen, relativ einfachen Fällen möglich. Deswegen werden normalerweise einige Näherungsverfahren zur Berechnung der theoretischen Versagenswahrscheinlichkeit verwendet.

2.7.3.1 Verfahren der Zuverlässigkeitstheorie erster Ordnung

Hierbei unterscheidet man zwischen Momentenmethode (FOSM - First Order Second Moment Method) und allgemeinen Verfahren erster Ordnung FORM (First Order Reliability Method).

Die Momentenmethode ist das einfachste Verfahren zur Ermittlung der Zuverlässigkeit. Über die Momentenmethode wird direkt ein vereinfachter Zuverlässigkeitsindex ermittelt, ohne dass zuvor die Versagenswahrscheinlichkeit berechnet wird (siehe auch Kap. 2.7.2). Das Verfahren wurde 1961 von Basler /BAS 61/ entwickelt und 1967 von Cornell in der aktuellen Form präsentiert /COR 67/. Der zugehörige Zuverlässigkeitsindex β_C wird als Zuverlässigkeitsindex von Cornell bezeichnet (siehe Gleichung (2.8)). Die Momentenmethode unterstellt normalverteilte Zufallsvariable, die mit den ersten beiden Momenten der Verteilungsfunktion (Mittelwert und Varianz) in die Berechnung eingehen (siehe Gleichung (2.6)). Die tatsächliche Verteilung der Zufallsvariablen wird nicht berücksichtigt. Durch die Verwendung der ersten beiden Momente wird das Verfahren als FOSM (first order second moment) bezeichnet. Ebenso wird eine linearisierte Grenzzustandsfunktion zugrunde gelegt, wobei evtl. nichtlineare Funktionen in geeignete lineare Grenzzustandsfunktionen transformiert werden. Nichtlineare Funktionen können durch die Taylor-Reihenentwicklung um den Mittelwert als lineare Funktion genähert werden.

Die Berechnung des Zuverlässigkeitsindex nach Cornell ist einfach, bringt aber auch gewisse Nachteile. Hauptproblem hierbei ist, dass er abhängig von der speziellen mathematischen Formulierung der Grenzzustandsgleichung g(x) ist. Für unterschiedliche Formulierungen ergeben sich aus der Taylorreihenentwicklung um den Mittelwert unterschiedliche Sicherheitsindizes. Diese Varianz des Cornell-Zuverlässigkeitsindex ist ein großer Nachteil des Verfahrens /MAD 86/, /SPA 92/. Problematisch für die Ergebnisgenauigkeit ist ferner, wenn die Verteilungsfunktionen der verwendeten Basisvariablen stark von der Normalverteilung abweichen. Dies ist gerade bei veränderlichen Einwirkungen der Fall, die in der Regel durch Extremwertverteilungen approximiert werden.

Einen entscheidenden methodischen Fortschritt erzielten Hasofer und Lind im Jahr 1974 /HAS 74/ mit der Transformation der Grenzzustandsfunktion in den Standardraum. Sie lösten damit das sog. Invarianzproblem, das darin bestand, dass das Ergebnis der Berechnung nach Basler/Cornell von der Schreibweise der Grenzzustandsfunktion abhängt.

Für den zweidimensionalen Fall wurde die Grundlage dieser Methode schon erklärt. Dazu sind die Abb. 2.13 bis Abb. 2.17 und Gleichungen (2.6) bis (2.12) zu Hilfe zu nehmen.

Für den n-dimensionalen Fall werden die Basisvariablen im transformierten Raum wie folgt aussehen:

$$y_i = \frac{(x_i - m_{xi})}{\sigma_{xi}} \tag{2.21}$$

Der vorhandene Zuverlässigkeitsindex entsprich der kleinstmöglichen Länge des Lotes vom Ursprung des transformierten Systems auf die ebenfalls transformierte Versagensbedingung:

$$g = g(m_{X1} + \sigma_{X1} \cdot y_1 + \cdots \ldots\ldots + m_{Xn} + \sigma_{Xn} \cdot y_n\ ) = 0 \tag{2.22}$$

Zur Ermittlung dieser Lotlänge wird die Versagensbedingung im Durchstoßungspunkt (Versagenspunkt) g (y_1*…y_n*) durch die Taylorentwicklung linearisiert:

$$g(y_1 \ldots y_n) = g\ (y_1^* \ldots y_n^*) + \sum_{i=1}^{n} \left.\frac{dg(y_1 \ldots y_n)}{dy_i}\right|_{y_i^*} \cdot (y_i - \ y_i^*) \tag{2.23}$$

Die Hessesche Normalform dieser Tangentialebene im Durchstoßungspunkt lautet:

$$\sum_{i=1}^{n}(\alpha_{xi} - y_i) - \beta = 0 \tag{2.24}$$

Dann können die Sensitivitätsfaktoren in den transformierten Koordinaten mit folgender Gleichung

$$\alpha_i = \frac{\left.\frac{dg(y_1 \dots y_n)}{dy_i}\right|_{y^*}}{\sqrt{\sum_{i=1}^{n}\left(\left.\frac{dg(y_1 \dots y_n)}{dy_i}\right|_{y^*}\right)^2}} \tag{2.25}$$

und der Zuverlässigkeitsindex wie folgt ermittelt werden

$$\beta = \frac{-\sum_{i=1}^{n}\left.\frac{dg(y_1 \dots y_n)}{dy_i}\right|_{y^*} \cdot y_i^* + g(y_1^* \dots y_n^*)}{\sqrt{\sum_{i=1}^{n}\left(\left.\frac{dg(y_1 \dots y_n)}{dy_i}\right|_{y^*}\right)^2}} \tag{2.26}$$

Dabei sind die Ordinaten des Bemessungspunktes im transformierten Raum durch den Richtungskosinus (Sensitivitätsfaktoren) zu bestimmen:

$$y_i^* = -\alpha_{xi} \cdot \beta \tag{2.27}$$

Mit Hilfe der Gleichung (2.26) und Beziehung

$$\left.\frac{dg(y_1 \dots y_n)}{dy_i}\right|_{y^*} = \left.\frac{dg(x_1 \dots x_n)}{dx_i}\right|_{x^*} \cdot \sigma_{xi} \tag{2.28}$$

ergibt sich der vorhandene Zuverlässigkeitsindex β nach Rücktransformation in das ursprüngliche Koordinatensystem zu

$$\beta = \left|\frac{\sum_{i=1}^{n}\left.\frac{dg(x_1 \dots x_n)}{dx_i}\right|_{x^*} \cdot (x_i^* - m_{xi}) - g(x_1^* \dots x_n^*)}{\sqrt{\sum_{i=1}^{n}\left(\left.\frac{dg(x_1 \dots x_n)}{dx_i}\right|_{x^*} \cdot \sigma_{xi}\right)^2}}\right| \tag{2.29}$$

mit Koordinaten des Bemessungspunktes

$$x_i^* = m_{xi} - \alpha_{xi} \cdot \beta \cdot \sigma_{xi} \tag{2.30}$$

und Sensitivitätsfaktoren

$$\alpha_{xi} = \frac{\left.\frac{dg(x_1 \dots x_n)}{dx_i}\right|_{x^*} \cdot \sigma_{xi}}{\sqrt{\sum_{i=1}^{n} \left(\left.\frac{dg(x_1 \dots x_n)}{dx_i}\right|_{x^*} \cdot \sigma_{xi}\right)^2}} \tag{2.31}$$

Bei einer linearen Versagensbedingung lässt sich der Zuverlässigkeitsindex β mit Hilfe dieser Beziehungen direkt ermitteln. Bei nichtlinearer Versagensbedingung muss der Index β iterativ bestimmt werden.

Die nächste Erweiterung der hier beschriebenen Methode ist der Übergang von der Normalverteilung zu beliebigen mathematisch definierten Verteilungen. Das wurde von Rackwitz und Fiessler vorgeschlagen /RAC 76/, /RAC 78/. Deswegen heißt die Methode manchmal HL-RF Methode (Hasofer-Lind- Rackwitz-Fiessler). Dieser Vorschlag beruht auf der Idee, die beliebigen Verteilungen durch im Bemessungspunkt äquivalente Normalverteilungen zu ersetzen. Als erste Bedingung gilt die Verteilungsfunktion einer Ausgangsvariablen X und der zugehörigen transformierten Standardvariablen Y, die gleich groß sein sollen (siehe Abb. 2.18):

$$F_x(X_i^*) = \emptyset\,(Y_i^*) \tag{2.32}$$

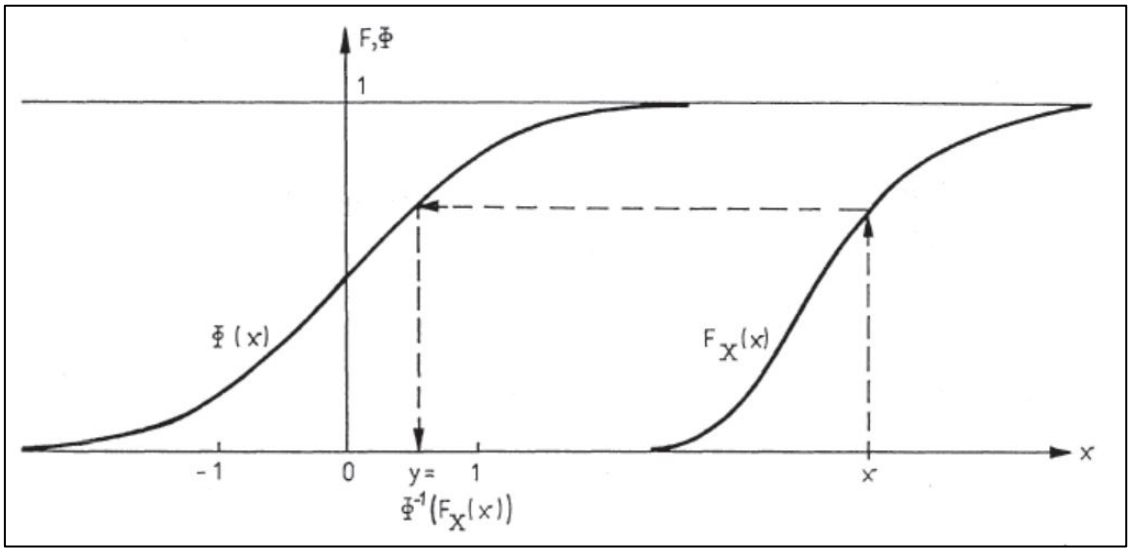

Abb. 2.18 Transformation beliebig verteilter Basisvariabler X in der normalverteilten Standardvariable Y /SPA 92/

Als zweite Bedingung gilt die Verteilungsdichte einer Ausgangsvariablen Xi und der zugehörigen transformierten Standardvariablen Yi, die gleich groß sein sollen (siehe Abb. 2.19):

$$f_x(X_i^*) = \varphi\ (Y_i^*) \tag{2.33}$$

wobei φ die Dichtefunktion der Standardnormalverteilung ist.

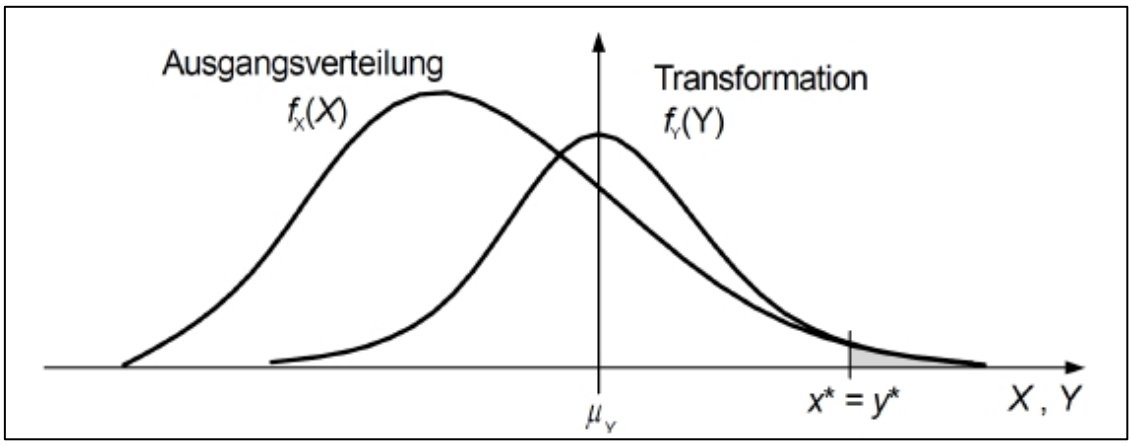

Abb. 2.19 Prinzip Normal-Tail-Approximation /MEL 99/

Diese Approximation wird entsprechend Normal-Tail Approximation genannt. Für jeden neuen Bemessungswert x* muss im Verlaufe der Iteration gemäß Gleichungen (2.25) bis (2.30) für jede Variable eine neue äquivalente Normalverteilung bestimmt werden. Die Ausgangsverteilung wird im Bemessungspunkt so durch eine Normalverteilung ersetzt, dass die Enden der beiden Verteilungen näherungsweise übereinstimmen. Damit ergibt die Integration über die Quantilbereiche der beiden Verteilungen etwa gleiche Werte (vgl. Abb. 2.19). Der Mittelwert m_{xN} und die Standardabweichung σ_{xN} der äquivalenten Normalverteilung erhält man analytisch aus den folgenden Formeln:

$$m_i^N(y_i^*) = y_i^* - \sigma_i^N(y_i^*) \cdot\ \emptyset^{-1}[F_i(x_i^*)] \tag{2.34}$$

und

$$\sigma_i^N(y_i^*) = \frac{1}{f_i(x_i^*)}\varphi\{\emptyset^{-1}[F_i(x_i^*)]\} \tag{2:35}$$

Für die hier beschriebene FORM-Methode wurde in /RAC 78/ ein Algorithmus entwickelt, welcher in Abb. 2.20 dargestellt.

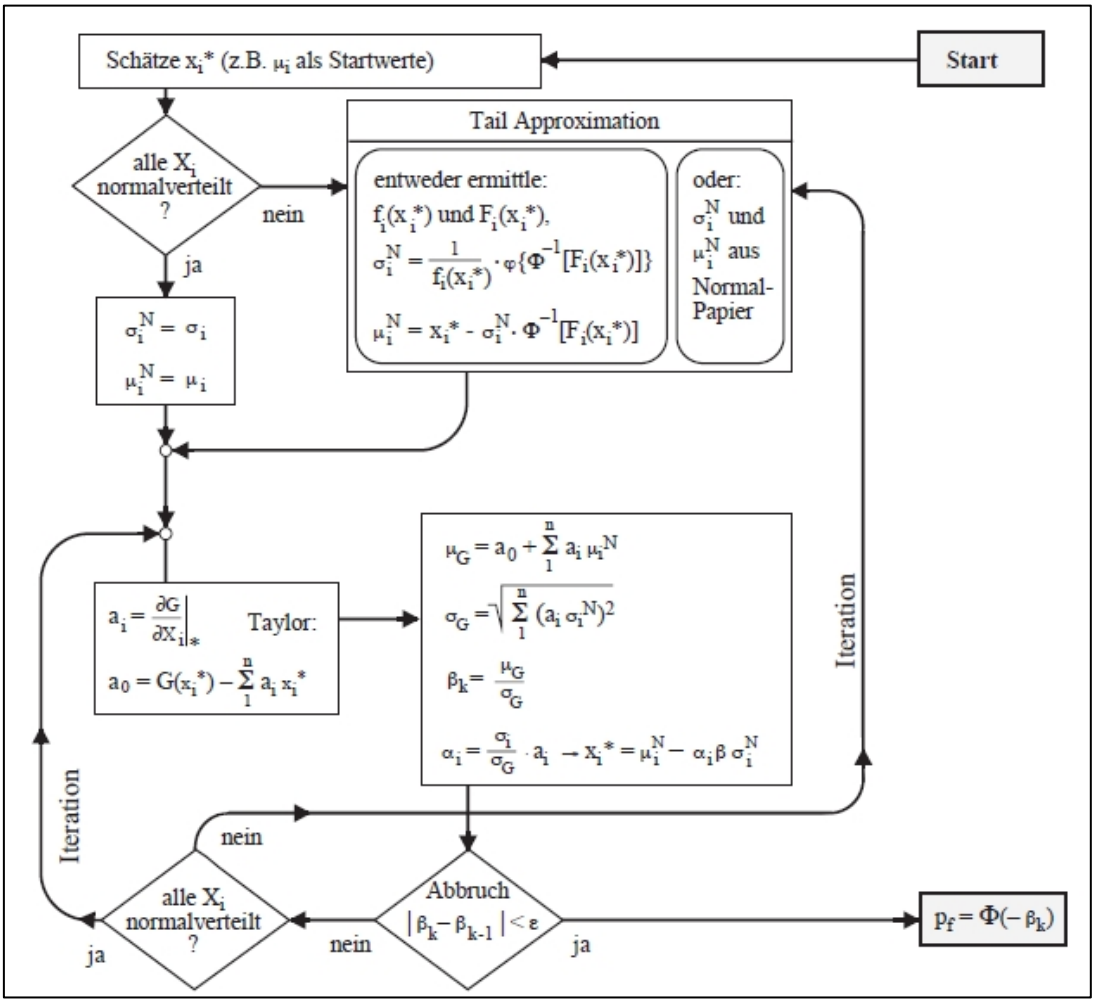

Abb. 2.20 FORM-Algorithmus mit „Normal-Tail-Approximation“

Normalerweise sind die Basisvariablen voneinander unabhängig (z. B. Winddruck, Schneelast, Betonfestigkeit, Stahlfestigkeit). Eine Korrelation zwischen den Variablen Xi und Xj lässt sich durch zugehörigen Korrelationskoeffizienten ri,j bestimmen. Dabei wird für n Variablen eine Kovarianzmatrix gebildet. Solche Korrelationen können die Versagenswahrscheinlichkeit Pf sowohl vergrößern als auch verkleinern.

Man kann die oben beschriebenen Berechnungsverfahren FORM so erweitern, dass sie imstande sind, auch Korrelationen zu verarbeiten. Mathematisch gesehen, geht es darum, das transformierte Koordinatensystem so zu drehen, dass der Korrelationskoeffizient zwischen den korrelierten Variablen gegen Null geht. Für den n-dimensionalen Raum wird die Kovarianzmatrix dabei geändert, so dass die transformierten Variablen

unabhängig werden. Für diese Transformation stehen verschiedene Algorithmen zu Verfügung, siehe z: B. Rosenblatt-Transformation /HOC 81/.

2.7.3.2 Zuverlässigkeitstheorie zweiter Ordnung SORM

Bei der FORM-Analyse wurde die Grenzzustandsgleichung in der Nähe des Bemessungspunktes durch eine Tangentialhyperebene genähert. Der Grenzzustand im Standardraum g (Y) wurde als lineare Funktion L (Y) genähert, indem bei der Taylorreihenentwicklung nur die linearen Glieder berücksichtigt wurden. Für Grenzzustände starker Krümmung kann sich die FORM-Näherung als zu grob erweisen. Das Prinzip der SORM-Analyse (Second Order Reliability Method) besteht in der besseren Näherung der Tangentialfläche im Bemessungspunkt an die tatsächliche Krümmung des Grenzzustandes.

Genauer kann der Grenzzustand durch eine quadratische Funktion q(Y) genähert werden, womit der tatsächlichen Krümmung des Grenzzustandes g(Y) im Bemessungspunkt Rechnung getragen werden soll. In der Reihenentwicklung werden dabei auch die quadratischen Glieder berücksichtigt. Der Grenzzustand g(Y) muss hierfür wenigstens zweimal nach jeder Variablen differenzierbar sein. Grafisch wird diese Methode in Abb. 2.21 gezeigt.

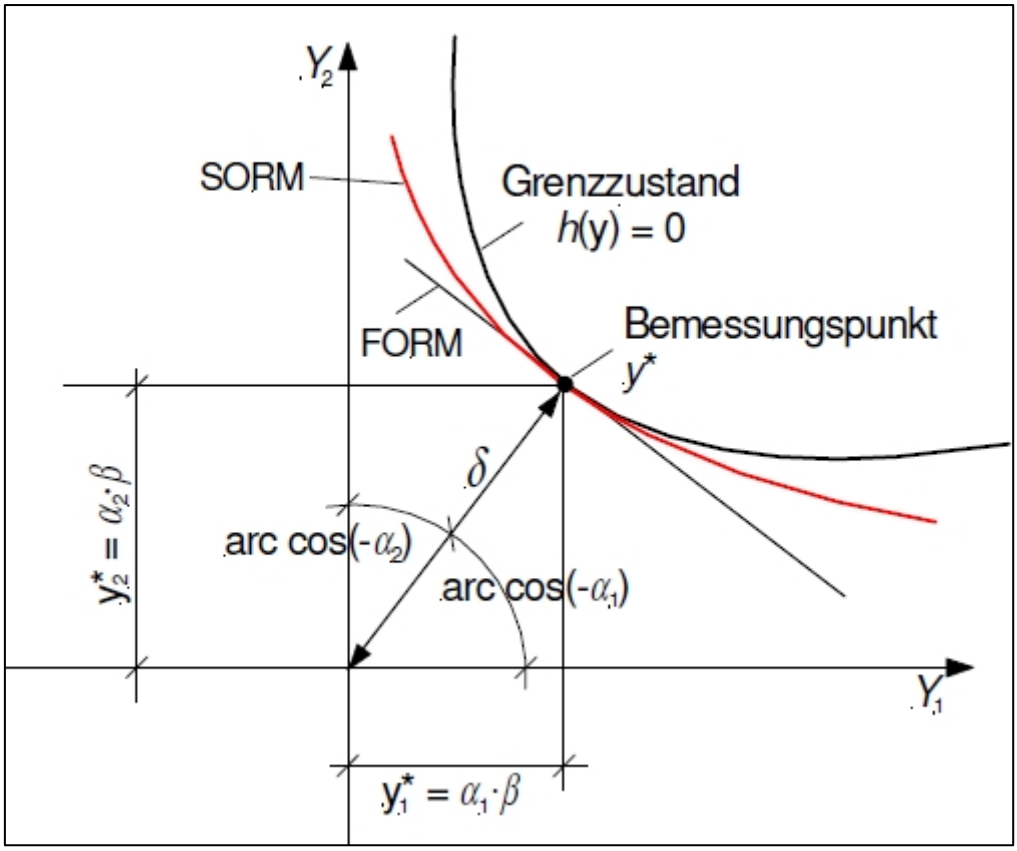

Abb. 2.21 Prinzip der Methode SORM /MEL 99/

Als quadratische Näherung des Grenzzustandes im Bemessungspunkt ergibt sich damit /SPA 92/:

$$q\,(Y) = g(Y^*) + \sum_{i=1}^{n}(y_i - y_i^*)\left.\frac{dg}{dy_i}\right|_{y^*} + \frac{1}{2}\sum_{i=1}^{n}(y_i - y_i^*)^2\left.\frac{d^2g}{dy_i^2}\right|_{y^*} + \sum_{i=1}^{n-1}\sum_{j=i+1}^{n}(y_i - y_i^*)(y_j - y_j^*)\left.\frac{d^2g}{dy_i dy_j}\right|_{y^*} \tag{2.36}$$

Mehr Information über SORM kann man in /SPA 92/, /MAD 86/, /MEL 99/ und /BRE 84/ finden. Der Aufwand zur Bestimmung der Versagenswahrscheinlichkeit steigt mit SORM an. Dabei verbessert sich das Ergebnis oftmals nicht wesentlich.

2.7.3.3 Simulationstechniken

Die Bestimmung der Versagenswahrscheinlichkeit aus dem Faltungsintegral (Gleichung (2.20)) kann auch mittels stochastischer Simulationsmethoden erfolgen. Im Gegensatz

zu den o g. Näherungsverfahren FORM und SORM werden dabei keine speziellen Anforderungen an die Form der Grenzzustandsfunktion gestellt. Bei FORM und SORM müssen die Grenzzustandsfunktionen mindestens ein- bzw. zweimal differenzierbar sein. Mit den Simulationstechniken ist es möglich, auch nicht differenzierbare Funktionen zu verarbeiten.

2.7.3.3.1 Reine Monte-Carlo-Simulation

Grundprinzip der Simulationstechnik ist das Erzeugen zufälliger Realisierungen der Variablen Yi der Versagensbedingung g (Y) (Gleichung (2.19)). Die Zufallszahlen Yi folgen einer vorgegebenen Verteilungsfunktion. Die zufällig erzeugten Parametern Yi fließen in die Versagensbedingung g(Y) ein und es wird geprüft, ob ein Versagen vorliegt oder nicht. Bei mehrfacher Wiederholung dieses Ablaufs wird gezählt, wie oft die zufällige Realisierung von g(Y) im Überlebens- bzw. Versagensbereich liegt. Durch die Anzahl der gezählten Versagensfälle im Verhältnis zur Gesamtzahl der Simulationsläufe ergibt sich die gesuchte Versagenswahrscheinlichkeit. Das Prinzip der Erzeugung der zufälligen Realisierung der Basisvariablen mittels Zufallszahlengenerator wird z. B. in /SPA 92/ erleuchtet Durch die Vorgabe der Verteilungsfunktion für die Zufallszahlen Yi werden die Zufallsvariablen stochastisch erfasst.

Die Zufallszahlen werden in die Grenzzustandsfunktion g(Y) eingeführt. Nach der Berechnung g(Y) ergibt sich, ob die Baustruktur/das Bauteil unter der berechneten Realisierung von dem Zufallsvektor $\bar{Y}$ versagt oder nicht. Versagens- und Überlebensereignisse werden mit einer Indikator- oder Zählfunktion I(g($\bar{Y}$)) dargestellt /SCH 96/:

$$I\{g(\bar{Y})\} = 1 \;\; wenn\; g(\bar{Y}) \leq 0, \quad I\{g(\bar{Y})\} = 0 \;\; wenn\; g(\bar{Y}) > 0 \qquad (2.37)$$

Mit Gleichung (2.37) wird erkundet, ob die Aussage „Versagen“ wahr oder falsch ist. Die Indikatorfunktion (Gleichung (2.37)) wird mit dem Faltungsintegral (Gleichung (2.20)) wie folgt verknüpft:

$$P_f = P\{g(\bar{Y}) \leq 0\} = \int_{V_y} f_y(\bar{Y})dy = \int_{\bar{Y}} I[g(\bar{Y})]f_y(\bar{Y})dy \qquad (2.38)$$

Die Gleichung (2.38) wird nun für die statistische Auswertung als Erwartungswert der Zählfunktion I(g($\bar{Y}$)) angesehen:

$$\int_{\bar{Y}} I[g(\bar{Y})] f_y(\bar{Y}) dy = E\{I[g(\bar{Y})]\} \tag{2.39}$$

Die Anzahl der Simulationsläufe N stellt eine Stichprobe der möglichen Ausprägungen von $\bar{Y}$ dar. Damit ergeben sich der Erwartungswert und die Standardabweichung der Indikatorfunktion als Schätzwerte aus der Stichprobe mit N Abläufen. Der Erwartungswert wird wie folgt ausgedrückt:

$$\mu_{p_f} = \frac{1}{N} \sum_{j=1}^{N} I\left[g\left(X_j\right) \leq 0\right] = \frac{N_f}{N} \tag{2.40}$$

Die Varianz wird durch folgende Gleichung bestimmt:

$$\sigma_{p_f}^2 = E\left\{\left[\mu_{p_f} - E\left(\mu_{p_f}\right)^2\right]\right\} = \frac{\left(p_f - p_f^2\right)}{N} \approx \frac{1}{\sqrt{N p_f}} \tag{2.41}$$

mit

- N - Gesamtzahl der Versuche,
- N_f - Zahl der simulierten Versagensfälle,
- X_j - j-te Realisierung von X aus N Simulationen.

Der Schätzwert (Gleichung (2.40)) strebt mit wachsender Zahl der Simulationsläufe N dem exakten Wert der Versagenswahrscheinlichkeit entgegen.

Dadurch wird auch der Nachteil dieser Methode (oft reine Monte-Carlo-Simulation genannt) für die erwähnte Fragestellung deutlich. Die Anzahl der erforderlichen Simulationsläufe N ergibt sich aus der Größenordnung der Versagenswahrscheinlichkeit. Um eine gesicherte Aussage zu treffen, muss die erforderliche Versuchszahl so groß sein /RAC 01/:

$$erf\ N \gg \frac{1}{p_f} \tag{2.42}$$

Vereinfacht kann man folgende Regel verwenden: Die Anzahl der erforderlichen Simulationsversuche muss in einer Größenordnung größer als der Wert $1/p_f$ sein. Wenn z. B.

die Versagenswahrscheinlichkeit gleich 10^{-6} ist (was einer mittleren Zuverlässigkeitsklasse RC2 nach /DIN 10/ entspricht), dann muss die Anzahl von Simulationsversuchen >> 10^6 sein.

Um den Rechenaufwand der reinen Monte-Carlo-Methode zu reduzieren, wurden verschiedene Modifikationen entwickelt. Ziel ist, die Anzahl der erforderlichen Simulationen kleiner machen. Die Anzahl der erforderlichen Simulationsläufe kann z. B. durch varianzmindernde Verfahren reduziert werden. Mit Hilfe der Vorinformationen wird die Streubreite des geschätzten Erwartungswertes μ_{pf} (Gleichung (2.40)) verkleinert.

2.7.3.3.2 Importance Sampling

Die Simulation muss so gewichtet werden, dass möglichst viele Stichproben in dem Bereich generiert werden, der am meisten zum gesamten Resultat beiträgt, also von größter Bedeutung (Importance) für das Gesamtergebnis ist. So können die Vorinformationen über die Lage des Bemessungspunktes z. B. durch Näherungsverfahren (FORM, SORM) gewonnen werden. Die Simulation wird dann so konzentriert durchgeführt, dass vermehrt Realisierungen im Bereich des Bemessungspunktes bzw. im Versagensbereich auftreten. Insgesamt werden so weniger Simulationsläufe benötigt. Das Verfahren ist stabiler als die reine Monte-Carlo-Methode /KLI 92/. Das Prinzip für den zweidimensionalen Fall kann mit Hilfe der Abb. 2.22 erklärt werden.

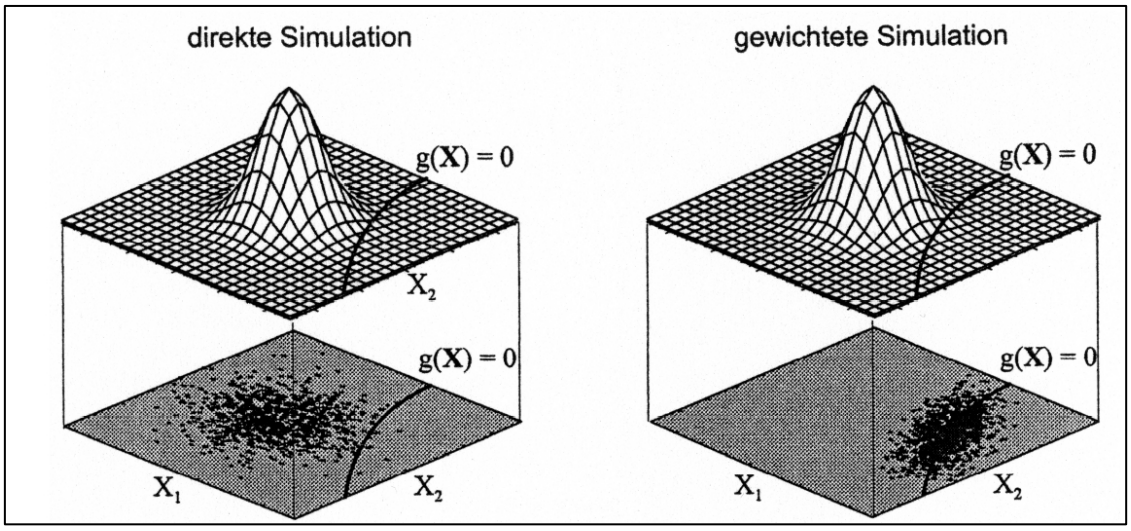

Abb. 2.22 Prinzip der gewichteten Simulation für den zweidimensionalen Fall /VOI 14/

Die Konzentration der Simulationen in der Nähe des Bemessungspunktes erfolgt durch die Einführung einer Wichtungsfunktion $h_Y(\bar{Y})$ in das Faltungsintegral (Gleichung (2.38)), wodurch sich sein Wert nicht ändert:

$$P_f = \int_{V_y} f_y(\bar{Y})dy = \int_{\bar{Y}} I[g(\bar{Y})] \frac{f_y(\bar{Y})}{h_y(\bar{Y})} h_y(\bar{Y})dy \tag{2.43}$$

Dabei liegt der Erwartungswert der Wichtungsfunktion im Bereich des Bemessungspunktes, so dass die Hälfte der Simulationsläufe automatisch den Versagensbereich betreffen (siehe Abb. 2.23).

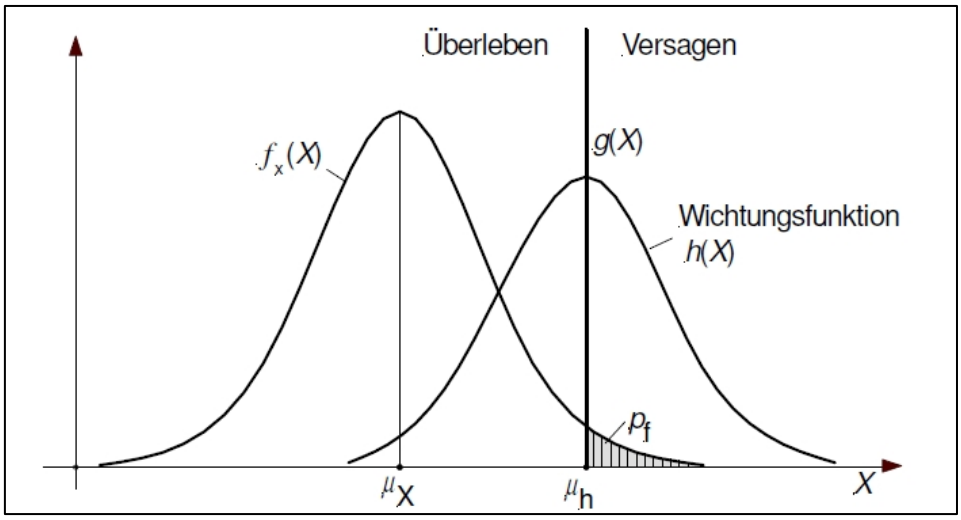

Abb. 2.23 Prinzip der gewichteten Simulation für den zweidimensionalen Fall /KLI 92/

Die Schätzwerte für die statistischen Parameter der gesuchten Versagenswahrscheinlichkeit ergeben sich aus einer Stichprobe mit N Simulationsläufen:

Erwartungswert:

$$\mu_{p_f} = \frac{1}{N} \sum_{j=1}^{N} I\left[g\left(\bar{Y}_j\right)\right] \frac{f_y(\bar{Y})}{h_y(\bar{Y})} \tag{2.44}$$

Varianz:

$$\sigma_{p_f}^2 = \frac{1}{N} \sum_{j=1}^{N} \left\{ I\left[g\left(\bar{Y}_j\right)\right] \frac{f_y(\bar{Y})}{h_y(\bar{Y})} - \mu_{p_f} \right\}^2 \tag{2.45}$$

Die Qualität der gewichteten Simulation ist von der Wahl der Wichtungsfunktion $h_Y(\bar{Y})$ abhängig. Die ideale Wichtungsfunktion würde sich bei Kenntnis der gesuchten Versagenswahrscheinlichkeit wie folgt berechnen lassen:

$$h_y(\bar{Y}) = I\left[g\left(\bar{Y}_j\right)\right] h_y(\bar{Y}) \frac{1}{p_f} \tag{2.46}$$

Aus der Gleichung (2.46) kann man entnehmen, dass für die Ermittlung der idealen Wichtungsfunktion die Versagenswahrscheinlichkeit bekannt sein muss. Dabei würden als Vorinformation die Näherungswerte der Versagenswahrscheinlichkeit hilfreich sein. Sie können mit anderen Verfahren gewonnen werden. In der Literatur sind verschiedene varianzmindernde Simulationsverfahren zu finden, die die Wichtung der Simulation im Versagensbereich auf unterschiedliche Weise vornehmen, wie z. B. das Konzept des Importance Sampling Using Design Points /BOU 86/. Mehr Information ist in /BUC 88/ zu finden.

2.7.3.3.3 Simulation mit Klassenunterteilung (Stratified Sampling)

Bei der Simulation mit Klassenunterteilung soll die Simulationsstrategie dem Verlauf des Integranden durch die getrennte Betrachtung einzelner Unterbereiche des gesamten Integrationsbereichs angepasst werden Der Integrationsbereich wird in *m* sich nicht überschneidende Bereiche aufgeteilt. Die Zufallszahlen werden nach der Verteilung $h_X(x)$ generiert, die über den gesamten Integrationsbereich definiert ist. Allerdings wird die Simulation für jedes Intervall getrennt durchgeführt. Die Summe alle Realisationen in allen Intervallen muss gleich eins sein:

$$\sum_{j=1}^{m} P_j = 1 \tag{2.47}$$

Für jedes Intervall wird eine Funktion $g_j(x)$ eingeführt, die in diesem Intervall identisch dem Integranden g(x) und außerhalb des Intervalls gleich Null ist. Damit lässt sich das auszuwertende Integral als Summe der Integrale über die einzelnen Intervalle darstellen:

$$\theta = \int g(x) h_X(x) = \sum_{j=1}^{m} P_j \, E\left[g_j(X)\right] \tag{2.48}$$

Es wird eine Simulation mit gleichverteilten Zufallsvariablen durchgeführt, ähnlich der einfachen Monte-Carlo-Simulation. Im Gegensatz hierzu ist aber eine flexible Anpassung an den Verlauf des Integranden mit Hilfe der Zahl der Stichproben für jedes Intervall möglich. In den Bereichen, in denen die Variation des Integranden am größten ist, muss auch die Zahl der Simulationen höher sein als in anderen Bereichen /RUB 81/.

2.7.3.3.4 Latin Hypercube Sampling

Dieses Verfahren ist eine Weiterentwicklung des Stratified Sampling. Dabei soll bei einem mehrdimensionalen Problem jede Klasse von allen Zufallsvariablen in gleichem Maße berücksichtigt werden /MCK 92/.

Die Erstellung von Parameterkombinationen mit LatinHypercubeSampling erfolgt nach folgendem Schema:

- Der Wertebereich jedes Parameters wird in *m* nicht überlappende Intervalle eingeteilt, wobei *m* die Anzahl der benötigten Parameterkombinationen darstellt. Die Breite eines Intervalls wird so festgelegt, dass bei der für den jeweiligen Parameter gewählten Verteilungsfunktion jedes Intervall die gleiche Auftretenswahrscheinlichkeit 1/*m* aufweist.
- Jedem Intervall wird unter Berücksichtigung der Wahrscheinlichkeitsdichte zufällig ein Wert entnommen.
- Die *m* Werte für Parameter 1 werden zufällig mit den m Werten von Parameter 2 kombiniert. Die so gebildeten Paare werden zufällig mit den Werten des dritten Parameters kombiniert usw.

Andere Methoden sind: Kontrollvariable, antithetische Variable, Aufteilung des Integrationsbereichs, Reduzierung der Dimension, Directional Sampling, bedingte Wahrscheinlichkeiten, Verwendung orthonormaler Funktionen. Mehr Information kann man in /RUB 81/ oder /MEL 99/ finden.

2.8 Normative Umsetzung der zuverlässigkeitsorientierten Bemessung

In der bautechnischen Forschung fand die Näherungsmethode FORM besonders verbreitete Anwendung. Das kann man damit erklären, dass diese Methode speziell für bautechnische Berechnungen entwickelt wurde, im Unterschied z. B. zu den Monte-

Carlo-Simulationen, welche aus anderen technischen Bereichen übernommen wurden. Die Zuverlässigkeitsmethoden FORM, SORM, FOSM (siehe Kap. 2.7) werden als Zuverlässigkeitsverfahren der Stufe II (Level II) bezeichnet. In der baupraktischen Bemessung von Bauwerken sind diese Methoden aufgrund des erheblichen zeitlichen Aufwands und der Komplexität meistens jedoch wenig praktikabel. Außerdem muss der Bauingenieur einige fundierte Kenntnisse der Probabilistik und Mathematik besitzen, was in der Regel nicht der Fall ist. Deswegen kommen bisher diese Analysen nur bei der Bemessung von Sonderbauten von großem wirtschaftlichem und gesellschaftlichem Interesse zum Einsatz. Hierbei handelt es sich um Spezialbauten, dessen Versagen mit hohen Risiken für die Bevölkerung und die Umwelt verbunden sind wie z. B. Staudämme oder großen Brücken. Bisher wurden aber diese Analysen noch nicht für kerntechnische Bauwerke verwendet. Für konventionelle Bauwerke ist eine Optimierung mit probabilistischen Methoden nicht sinnvoll und ökonomisch vertretbar.

Für die allgemeine Bauwerksbemessung wurde deswegen ein vereinfachter Lösungsansatz zur Sicherstellung des normativ geforderten Zuverlässigkeitsniveaus entwickelt. Hierbei verwendet man die Quantile der Einwirkungen und der Materialkennwerte sowie der sogenannten Sicherheitsfaktoren γ, welche die rechnerische Versagenswahrscheinlichkeit minimieren müssen. Der Nachteil dieser vereinfachten Methode ist, dass die optimale Ausnutzung der Materialien im Hinblick auf das erforderliche Zuverlässigkeitsniveau nicht sichergestellt werden kann. Die Mehrzahl der internationalen Baunormen basiert auf dem Konzept von Teilsicherheitsbeiwerten. Dieses Konzept wird auch als semi-probabilistisches Sicherheitskonzept bezeichnet oder als Zuverlässigkeitsverfahren der Stufe I (Level I). Im Unterschied zu der Stufe II (Level II) wird das geforderte Zuverlässigkeitsniveau nicht durch Näherungsverfahren (z. B. FORM) ermittelt, sondern durch die zielführende Auswahl der Teilsicherheitsbeiwerte erreicht. Den in Europa derzeit geltenden Baunormen Eurocodes liegt ein semi-probabilistisches Sicherheitskonzept (Stufe I) zu Grunde.

2.8.1 Eurocode

Die Europäische Kommission beschloss im Jahre 1975 ein Programm zur Beseitigung von Handelshemmnissen im Baubereich. So kam es in den 1980er Jahren zu den ersten Eurocodes für den konstruktiven Ingenieurbau. 1989 wurde diese Aufgabe von der Europäischen Kommission Europäischen Normungsorganisation CEN übergeben. Zunächst erschienen die Eurocodes als Europäische Vornormen (ENV), die über die sogenannten Nationalen Anwendungsdokumente (NAD) probeweise zur Anwendung bei der

Bauaufsicht eingeführt wurden. Seit 1997 wurden diese Vornormen in Europäische Normen (EN) überführt. Die Anwendung der Eurocodes ist in Deutschland für Bauvorhaben, die nach dem 1. Juli 2012 eingereicht wurden, verbindlich. Zu diesem Stichtag wurden die Eurocodes in Deutschland bauaufsichtlich eingeführt und sind somit geltendes Recht.

Eine europaweit einheitliche Normung im Bauwesen bietet verschiedene Vorteile, die die CEN-Staaten dazu bewegt haben, die Eurocodes aufzustellen:

- europaweit einheitliche Entwurfskriterien,
- Harmonisierung national unterschiedlicher Regeln,
- einheitliche Basis für Forschung und Entwicklung,
- einfacherer Austausch von Dienstleistungen und Produkten im Bauwesen,
- einfachere europaweite Ausschreibungen von Bauleistungen.

Das Eurocode-Programm umfasst die folgenden Normen, die in der Regel aus mehreren Teilen bestehen:

- EN 1990 Eurocode, Grundlagen der Tragwerksplanung (entspricht /DIN 10/),
- EN 1991 Eurocode 1, Einwirkung auf Tragwerke,
- EN 1992 Eurocode 2, Berechnung und Bemessung von Stahlbetonbauten,
- EN 1993 Eurocode 3, Berechnung und Bemessung von Stahlbauten,
- EN 1994 Eurocode 4, Berechnung und Bemessung von Stahlbetonverbund-bauten,
- EN 1995 Eurocode 5, Berechnung und Bemessung von Holzbauten,
- EN 1996 Eurocode 6, Berechnung und Bemessung von Mauerwerksbauten,
- EN 1997 Eurocode 7, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik,
- EN 1998 Eurocode 8, Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben,
- EN 1999 Eurocode 9, Berechnung und Bemessung von Aluminiumkonstruktionen.

DIN EN1990 /DIN 10/ liefert Prinzipien und Anforderungen für die Tragsicherheit, Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit von Tragwerken, stellt die Grundlagen der Tragwerksplanung einschließlich der Nachweise dar und gibt Hinweise zu den dafür anzuwendenden Zuverlässigkeitsanforderungen. Die DIN EN 1990 basiert auf dem Konzept der Bemessung nach Grenzzuständen mit Teilsicherheitsbeiwerten. DIN EN 1990 ist für die direkte Verwendung beim Entwurf, bei der Berechnung und Bemessung von Neubauten in Verbindung mit den Eurocodes EN 1991 bis EN1999 anwendbar. DIN EN 1990 gibt auch Hinweise zu Fragen der Zuverlässigkeit in Verbindung mit der Tragsicherheit, Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit für Bemessungsfälle, die in den EN 1991 bis EN 1999 nicht behandelt sind (z. B. bei ungewöhnlichen Einwirkungen, Tragwerken und Baustoffen). DIN EN 1990 ist bei Bedarf außerhalb des Geltungsbereiches der EN 1991 bis EN 1999 z: B. anwendbar für

- die Festlegung anderer Einwirkungen und Einwirkungskombinationen,
- die Festlegung von Berechnungsmodellen für andere Baustoffe und deren Verhalten sowie
- die Bestimmung von Zahlenwerten aufgrund anderer Zuverlässigkeitsanforderungen.

Die Norm DIN EN 1990 /DIN 10/ kann auch zur Beurteilung des Tragverhaltens bestehender Bauwerke, bei Instandsetzungs- und Umbaumaßnahmen oder bei beabsichtigten Nutzungsänderungen verwendet werden. Allerdings können dafür zusätzliche oder ergänzende Vorkehrungen notwendig werden.

Eine Wahl differenzierter Zuverlässigkeitsniveaus für ein bestimmtes Bauwerk ist möglich. Folgende Gesichtspunkte sind dabei zu betrachten:

- mögliche Ursachen und Formen des Versagens,
- mögliche Versagensfolgen in Hinblick auf Leben und Unversehrtheit von Personen und auf wirtschaftliche Verluste,
- öffentliche Einstellung zu dem Versagen,
- Kosten und Aufwendungen, um das Versagensrisiko zu vermindern.

Für jedes Bauwerk sollte die geplante Nutzungsdauer festgelegt werden. Die Tabelle 2.1 in /DIN 10/ liefert dazu Hinweise (siehe Tab. 2.2).

Tab. 2.2 Klassen für Nutzungsdauer

Klasse der Nutzungsdauer	Planungsgröße der Nutzungsdauer (in Jahren)	Beispiele
1	10	Tragwerke mit befristeter Standzeit
2	10 - 25	Austauschbare Tragwerksteile, z. B Kranbahnträger, Lager
3	15 - 30	Landwirtschaftlich genutzte und ähnliche Tragwerke
4	50	Gebäude und andere gewöhnliche Tragwerke
5	100	Monumentale Gebäude, Brücken und andere Ingenieurbauwerke

Das Bauwerk muss so bemessen werden, dass zeitabhängige Veränderungen der Eigenschaften das Verhalten des Bauwerks während der geplanten Nutzungsdauer nicht unvorhergesehen verändern. Dabei sind die Umweltbedingungen und die geplanten Instandhaltungsmaßnahmen zu berücksichtigen.

2.8.2 Grundlagen des semi-probabilistischen Sicherheitskonzepts für die Bauwerksbemessung gemäß Eurocodes

Bei diesem Konzept wird die konstruktive Zuverlässigkeit für die Grenzzustände von Bauwerken definiert. Werden die Grenzzustände überschritten, können die an ein Bauwerk gestellten Anforderungen nicht mehr gesichert erfüllt werden. Es ist zwischen den Grenzzuständen der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit zu unterscheiden. Die Grenzzustände sind für die Bemessungssituationen nachzuweisen (siehe unten).

2.8.2.1 Grenzzustände der Tragfähigkeit (Ultimate Limit States - ULS)

Bei den Grenzzuständen der Tragfähigkeit handelt sich um Zustände, die die Sicherheit von Personen und/oder die Sicherheit des Bauwerks betreffen. Die Verhinderung folgender Grenzzustände muss im Bedarfsfall nachgewiesen werden:

- der Verlust der Lagesicherheit des als starrer Körper betrachteten Bauwerks oder eines seiner Teile,

- das Versagen durch übermäßige Verformungen bzw. Übergang des Bauwerks oder seiner Teile, einschließlich der Lager und Gründungen in einem kinematischen Zustand, zu einem Bruchzustand oder einer instabilen Lage,
    - das Versagen des Tragwerks oder eines seiner Teile durch Materialermüdung oder andere zeitabhängige Auswirkungen.

Für die verschiedenen Grenzzustände der Tragfähigkeit (GZT) können unterschiedliche Teilsicherheitsbeiwerte angewendet werden.

2.8.2.2 Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit (Serviceability Limit States - SLS)

Als Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit (GZG) sind die Grenzzustände zu betrachten, die folgenden Aspekten betreffen:

- die Funktion des Tragwerks oder eines seiner Teile unter normalen Gebrauchsbedingungen,
- das Wohlbefinden der Nutzer,
- das Erscheinungsbild des Bauwerks.

Man unterscheidet zwischen umkehrbaren und nicht umkehrbaren Grenzzuständen der Gebrauchstauglichkeit.

Die Gebrauchstauglichkeitsnachweise sollten auf folgende Kriterien basieren:

- Verformungen und Verschiebungen, die
    - das Erscheinungsbild,
    - das Wohlbefinden der Nutzer oder
    - die Funktionen des Tragwerks (einschließlich der Funktionsfähigkeit von Maschinen und Installationen) beeinflussen oder
    - die Schäden an Belägen, Beschichtungen oder an nichttragenden Bauteilen hervorrufen,
- Schwingungen,
    - die bei Personen körperliches Unbehagen hervorrufen oder

  - die Funktionsfähigkeit des Tragwerks einschränken,
- Schäden, die voraussichtlich
  - das Erscheinungsbild,
  - die Dauerhaftigkeit oder
  - die Funktionsfähigkeit des Tragwerks nachteilig beeinflussen.

2.8.2.3 Bemessungssituationen

Die maßgebenden Bemessungssituationen müssen unter Berücksichtigung der Gegebenheiten, bei denen das Bauwerk seine Funktion erfüllen muss, bestimmt werden. Die Bemessungssituationen sind in vier Gruppen eingeteilt:

- Ständige Situationen, die den üblichen Nutzungsbedingungen des Tragwerks entsprechen,
- Vorübergehende Situationen, die sich auf zeitlich begrenzte Zustände des Tragwerks beziehen, z. B. im Bauzustand oder bei der Instandsetzung,
- Außergewöhnliche Situationen, die sich auf außergewöhnliche Bedingungen für das Tragwerk beziehen, z. B. Brand, Explosionen, Aufprall oder Folgen lokalen Versagens,
- Situationen bei Erdbeben, die die Bedingungen bei Erdbebeneinwirkungen auf das Tragwerk umfassen.

Die notwendigen Angaben der jeweiligen Bemessungssituation sind in EN 1991 bis EN 1999 (siehe oben) zu finden. Die gewählten Bemessungssituationen müssen alle Bedingungen, die während der Ausführung und Nutzung des Bauwerks vernünftigerweise erwartet werden können, hinreichend genau erfassen.

2.8.2.4 Bemessungsverfahren

Die Bemessung muss für die entsprechenden Grenzzustände durchgeführt werden. Dabei müssen geeignete Modelle für die Tragsysteme und für die Belastungen verwendet werden. Die zutreffenden Bemessungswerte sind bei diesen Modellen zu verwenden für:

- die Einwirkungen,

- die Baustoffeigenschaften,
- die Produkt- oder Bauteileigenschaften und
- die geometrischen Maße.

Es muss nachgewiesen werden, dass kein Grenzzustand überschritten wird. Die Nachweise müssen für alle maßgebenden Bemessungssituationen und Lastfälle durchgeführt werden. Das Bemessungsverfahren sollte, die in Eurocode angegebenen Teilsicherheitsbeiwerte benutzen. Die Tragwerks- und Lastmodelle können als physikalische Modelle oder als virtuelle mathematische Modelle angenommen werden.

2.8.2.5 Repräsentative Werte der Basisvariablen

Gemäß /DIN 10/ ist ein repräsentativer Wert einer Einwirkung oder einer Baustoffeigenschaft derjenige Wert, der für den Nachweis des Grenzzustandes verwendet wird.

Im semiprobabilistischen Sicherheitskonzept des Eurocodes /DIN 10/ wird der charakteristische Wert als wichtigster repräsentativer Wert einer Einwirkung oder einer Baustoffeigenschaft angesehen. Der charakteristische Wert wird mit einer vorgegebenen Wahrscheinlichkeit im Bezugszeitraum unter Berücksichtigung der Nutzungsdauer des Tragwerks und der entsprechenden Bemessungssituation nicht über- oder unterschritten. Nach dieser Definition kann der charakteristische Wert X_k auch als Quantil X_p betrachtet werden (Gleichung (2.49)):

$$X_p = F_X^{-1}(p) \tag{2.49}$$

Das *p*-Quantil ist der X-Wert (Abszisse), für den die Verteilungsfunktion F_X die Wahrscheinlichkeit *p* annimmt. Die Umkehrfunktion F_X^{-1} kann für verschiedene Typen von Verteilungsfunktionen gebildet werden. Liegt beispielsweise eine Normalverteilung vor, so kann das Quantil bzw. der charakteristische Wert mithilfe des Mittelwertes *m* und der Standardabweichung σ wie folgt ermittelt werden (Gleichung (2.50)):

$$X_k = m_x + \sigma_x \cdot \emptyset^{-1}(p) = m_x[1 + \emptyset^{-1}(p) \cdot V_x] \tag{2.50}$$

Die Standardnormalverteilung Φ^{-1} der Wahrscheinlichkeit *p* ist in Abhängigkeit vom Stichprobenumfang und dem Vertrauensintervall mithilfe des Faktors k_1 tabelliert. Das

gesuchte Quantil der Normalverteilung kann dann wie folgt berechnet werden (Gleichung (2.51)):

$$X_k = m_x + k_1 \sigma_x = m_x[1 + k_1 \cdot V_x] \tag{2.51}$$

Der Faktor k_1 zur Bestimmung des 5- %-Quantils (z: B. Widerstand) nimmt für einen Stichprobenumfang von $n = +\infty$ für alle Konfidenzniveaus den Wert $k_1 = -1{,}645$ und für das 95- %-Quantil (z. B. ständige Einwirkung) $k_1 = +1{,}645$ an.

Einige Basisvariablen (besonders Materialeigenschaften wie z. B. Betondruckfestigkeit) unterstellen die logarithmischen Normalverteilung, wobei die Verteilungsfunktion der Variablen x (mit dem Mittelwert m_x, der Standardabweichung σ_x und dem Variationskoeffizient V_x) folgende Form hat:

$$P(x) = \emptyset\left[\frac{lnx - A}{B}\right] \tag{2.52}$$

wobei A und B Parameter der logarithmischen Normalverteilung sind:

$$A = ln\,(m_x) - \frac{B^2}{2} \tag{2.53}$$

und

$$B = \sqrt{ln\,(1 + {V_x}^2)} \tag{2.54}$$

Für kleinere V (kleiner als 0,3) kann man $A = \ln(m_x)$ und $B = V$ annehmen.

Die Inversfunktion der logarithmischen Normalverteilung (bzw. Quantil X_p) wird durch die Gleichung (2.55) bestimmt:

$$X_p = \; exp\,[A + B \cdot \emptyset^{-1}(p)] \tag{2.55}$$

Wird p als 0,05 angenommen, dann wird z. B. der charakteristische Wert der Materialeigenschaften wie folgt ermittelt:

$$X_k = exp\,[A + B \cdot (-1{,}645)] \tag{2.56}$$

Bei veränderlichen Einwirkungen entspricht der charakteristische Wert Q_k einem oberen Wert der Verteilung, der während des festgelegten Bezugszeitraumes mit einer vorgegebenen Wahrscheinlichkeit nicht überschritten wird (normalerweise 95- %- bzw. 98- %-Quantil). Für eine zeitabhängige veränderliche Einwirkung ist der charakteristische Wert z. B. so festzulegen, dass er nicht häufiger als im Mittel einmal in 50 Jahren erreicht oder überschritten wird, was einer Wahrscheinlichkeit von 98 % der Verteilung vom jährlichen Maximum entspricht. Wenn eine Extremwertverteilung vom Type I (Gumbel-Verteilung) für das Maximum dabei zu Grunde liegt, ist die Verteilungsfunktion durch Gleichung (2.57) zu beachten.

$$F_x = exp\,\{-\,exp[-(x-u)c]\} \tag{2.57}$$

Dann kann das Quantil wie folgt ermittelt werden:

$$X_p = u - ln(-ln\,P)\,/\,c \tag{2.58}$$

wobei die Parameter der Verteilung *u* und *c* mit dem Mittelwert *m* und der Standardabweichung σ wie folgt verbunden sind:

$$u = m - \frac{0.57722}{c} \qquad c = 1{,}2825\,/\,\sigma \tag{2.59}$$

Bei kleinerer Streuung der Basisvariablen kann ein charakteristischer Wert als Mittelwert der entsprechenden Verteilung angenommen werden. Wenn es nicht möglich ist, den charakteristischen Wert auf Basis der statistischen Information zu ermitteln, und ein anderes Vorgehen verwendet wird (z. B. aufgrund von Erfahrungen oder physikalischen Bedingungen), wird dieser Wert als Nennwert benannt. Andere repräsentative Werte für Einwirkungen werden in Kapitel „Einwirkungen“ betrachtet.

2.8.2.6 Sicherheitsbeiwerte

2.8.2.6.1.1 Globale Sicherheitsbeiwerte

Im Laufe der historischen Entwicklung der bautechnischen Normen wurden zuerst die globalen Sicherheitsbeiwerte eingeführt. Sie verbinden die Kennwerte der Widerstandsseite mit den Kennwerten der Einwirkungsseite. Als erster Schritt wurde ein zentraler Sicherheitsbeiwert als Verhältnis von dem Mittelwert des Widerstandes und dem Mittelwert der Einwirkung durch die Gleichung (2.60) definiert:

$$\gamma_z = \frac{m_R}{m_E} \tag{2.60}$$

Bei diesem Vorgehen wird der Sicherheitsabstand nur auf Grund von Mittelwerten definiert, die Streuung der Basisvariablen wird jedoch nicht berücksichtigt.

Als nächstes wurde der Nennsicherheitsfaktor eingeführt. Er ist ein Verhältnis der charakteristischen Werte des Widerstandes und der Einwirkung und dadurch wird hier die Streuung der Variablen (durch die Ermittlung des Quantils) mitberücksichtigt (Gleichung (2.61):

$$\gamma_G = \frac{R_k}{E_k} \tag{2.61}$$

Man muss jedoch anmerken, dass frühere Betrachtungen des globalen Sicherheitsbeiwertes als das Sicherheitsmaß bei der Bemessung heute nicht mehr aktuell sind. Während die Baunormen der früheren Generation noch den globalen Sicherheitsbeiwert verwendeten, benutzen die aktuelle Baunormen ihn nicht mehr.

2.8.2.6.2 Teilsicherheitsbeiwerte

Um eine größere Ausnutzung der Tragfähigkeit zu erreichen und die Unterscheidung zwischen ständigen und veränderlichen Lasten mit ihren Streuungen besser zu erfassen, ist ein einziger Sicherheitsbeiwert nicht geeignet. Deswegen wird der globale Sicherheitsbeiwert in einen Produkt- oder Summenansatz aufgespaltet (Gleichung (2.62)):

$$\gamma = \gamma_1 \cdot \gamma_2 \cdot \gamma_3 \cdots \cdot \gamma_i \tag{2.62}$$

Normalerweise befinden sich in den Bemessungsgleichungen eine Vielzahl von Basisvariablen. Deswegen ist die Anpassung der Normlösung an die der Zuverlässigkeitstheorie umso besser, je mehr Teilsicherheitsbeiwerte verwendet werden. Theoretisch könnte man für jede Zufallsbasisvariable einen Teilsicherheitsbeiwert definieren, was allerdings die Umsetzung in Bemessungsverfahren kompliziert macht.

Spaethe /SPA 92/ untersuchte den Materialverbrauch hinsichtlich der Anzahl der verwendeten Teilsicherheitsbeiwerte. Aus Abb. 2.24 ist ersichtlich, dass mit zunehmender Anzahl von Teilsicherheitsbeiwerten der relative Materialverbrauch zu einem Wert kon-

vergiert, der durch probabilistische Bemessung ermittelt werden kann. Dieser Wert liegt bei einem relativen Materialverbrauch von ca. 73 %. Zu Vergleich findet man einen 100- %-igen Materialverbrauch, falls die Bemessung mit einem globalen Sicherheitsfaktor erfolgt. Die Verwendung mehrerer Sicherheitsbeiwerte bei der Bauwerksbemessung bringt eine beachtliche Materialersparnis gegenüber der Anwendung eines globalen Sicherheitsfaktors.

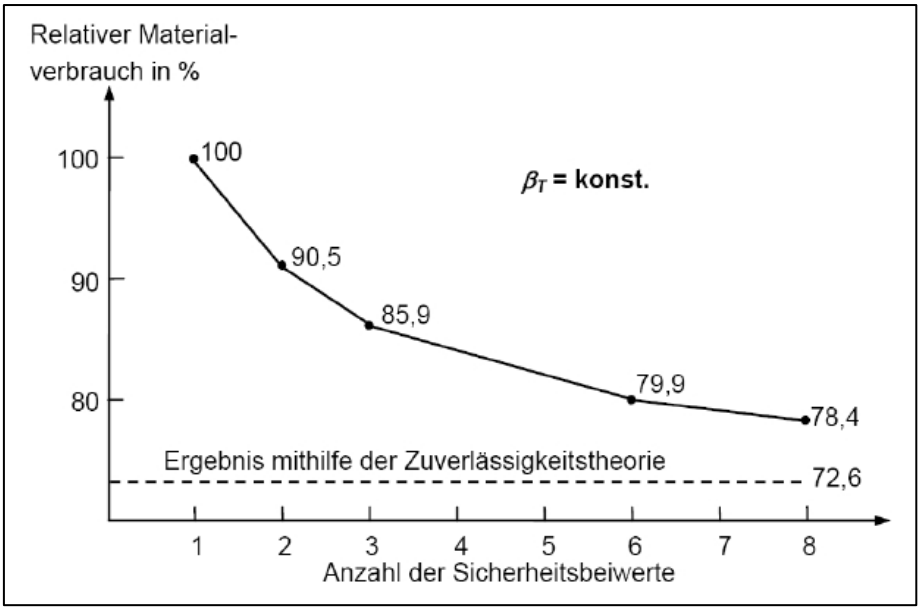

Abb. 2.24 Prozentualer Materialverbrauch in Abhängigkeit der Flexibilität der Norm /SPA 92/ (bei gleicher zulässiger Versagenswahrscheinlichkeit)

Betrachtet man zuerst den einfachen Fall von zwei Variablen (Widerstand R und Einwirkung bzw. Einwirkungseffekt E). In Rahmen des semi-probabilistischen Konzepts muss folgende Bedingung erfüllt werden:

$$E_d \leq R_d \tag{2.63}$$

E_d und R_d sind die Bemessungswerte der Einwirkung bzw. des Widerstands.

Der Nachweis des jeweiligen Grenzzustands muss im Bemessungspunkt durchgeführt werden:

$$E_d = R_d \tag{2.64}$$

Der Bemessungswert der Einwirkung wird erreicht, wenn der charakteristische Wert der Einwirkung mit dem Teilsicherheitsfaktor γ_E multipliziert wird. Der Bemessungswert des

Widerstandes wird erreicht, wenn der charakteristische Wert des Widerstandes durch den Teilsicherheitsfaktor γ_R dividiert wird. Dann wird die Nachweisgleichung (2.64) wie folgt aussehen:

$$\gamma_E \cdot E_k = \frac{R_k}{\gamma_R} \tag{2.65}$$

Der Zusammenhang zwischen globalen Sicherheitsbeiwerten (zentraler Sicherheitsbeiwert und Nennsicherheitsbeiwert) und Teilsicherheitsbeiwerten wird im Abb. 2.25 verdeutlicht. Dabei wird für den charakteristischen Wert des Widerstandes normalerweise ein 5- %-Quantil zu Grunde gelegt. Für den charakteristischen Wert der Einwirkung wird oft ein 98- %-Quantil verwendet (veränderliche Einwirkung).

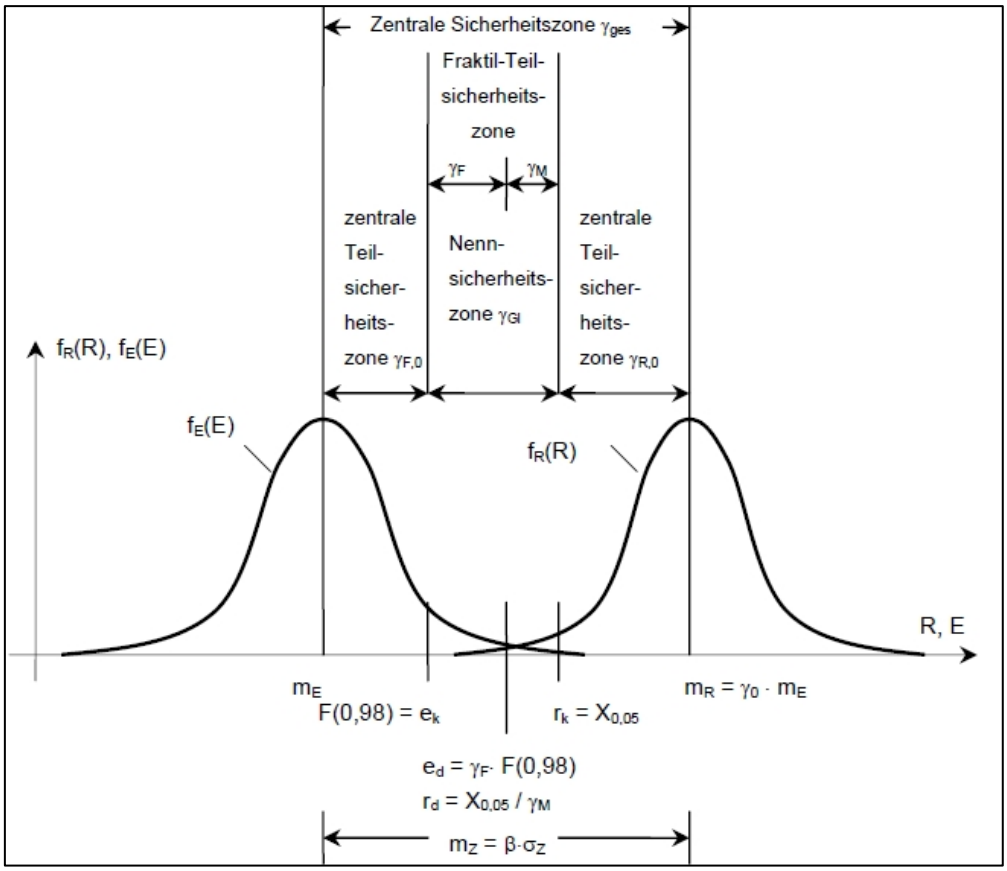

Abb. 2.25 Zusammenhang der Sicherheitszonen sowie Sicherheitsfaktoren /FIS 10/

2.8.3 Teilsicherheitsbeiwerte in aktuellen semiprobabilistischen Normenkonzepten

Die Methode der Grenzzustände mit Teilsicherheitsbeiwerten bildet die Grundlage für die Nachweisverfahren der vereinheitlichten, europäischen Normen /DIN 10/. Bei dieser Methode werden die Teilsicherheitsbeiwerte an den Stellen in den Algorithmen zur Berechnung der Grenzzustände eingeführt, an denen zufällige Streuungen vorhanden sind. Sie werden den charakteristischen Werten der einzelnen Basisvariablen oder den Funktionen von charakteristischen Werten zugeordnet. Die Zuordnung kann mittels Multiplikator, Divisor oder additivem Element erfolgen. Dadurch entstehen aus den charakteristischen Werten die Bemessungswerte, mit denen der Sicherheitsnachweis der Grenzzustände durchgeführt wird.

Spaethe /SPA 92/ unterscheidet zwischen vier Typen von Teilsicherheitsbeiwerten im europäischen Normenwerk:

- γ_f - Teilsicherheitsbeiwert, der die Streuungen der Lasten abdeckt (Lastfaktor),
- γ_m – Teilsicherheitsbeiwert, der die Streuungen der Baumaterialien und des Baugrundes erfasst (Materialfaktor),
- γ_{Ed}, γ_{Rd} – Teilsicherheitsbeiwerte zur Erfassung der Modellungenauigkeiten,
- γ_n – Teilsicherheitsbeiwert, der die Folgen eines potenziellen Versagens berücksichtigt.

2.8.3.1 Lastfaktor γ_f

Der Lastfaktor γ_f erfasst die natürlichen Streuungen der Lasten sowie mögliche Ungenauigkeiten im stochastischen Lastmodell. Weiter hängt der Lastfaktor vom betrachteten Grenzzustand ab. Für den Grenzzustand der Tragfähigkeit werden größere Werte zu Grunde gelegt als für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit. In der Regel sind die Lastfaktoren für Gebrauchstauglichkeitsnachweise mit 1,0 angesetzt. Im Grenzzustand der Tragfähigkeit müssen für die ständig wirkende Lasten wie Eigenlast, Ausbaulast, Vorspannung oder Erddruck jeweils zwei unterschiedliche Teilsicherheitsfaktoren definiert werden, je nach günstiger oder ungünstiger Wirkung der Last.

2.8.3.2 Materialfaktor γ_m

Der Materialfaktor γ_m berücksichtigt:

- die Unsicherheiten infolge der Streuungen der Baustoff- und Bodeneigenschaften,
- die Ungewissheiten zwischen den Materialeigenschaften im Bauwerk und an den Prüfkörpern bei Prüfverfahren festgestellten Messwerten,
- die Ungenauigkeiten in den theoretischen Modellen zur rechnerischen Erfassung der Querschnittstragfähigkeit sowie den Einfluss der Abweichungen der Querschnittsgeometrie (oft erfolgt das aber durch den Faktor γ_{Rd}),
- die Ungenauigkeiten bei den Streuungen der Baustoffeigenschaften in Zusammenhang mit den Qualitätssicherungs- und Kontrollmaßnahmen bei der Bauteilherstellung und der Baustoffverarbeitung.

Somit wird eine Aufsplittung des Teilsicherheitsbeiwertes für Material in folgender Form empfohlen (Gleichung (2.66)):

$$\gamma_m = \gamma_{m1} \cdot \gamma_{m2} \cdot \gamma_{m3} \cdot \gamma_{m4} \cdot \gamma_n \tag{2.66}$$

wobei folgende Größen eingehen:

- γ_{m1} - Faktor, der von der Streuung der Festigkeit und der Streuung des Umrechnungsfaktors von der Prüf- zur Bauwerksfestigkeit abhängig ist,
- γ_{m2} – Faktor, der von der Genauigkeit des analytischen Modells abhängig ist (oft in γ_{Rd} enthalten),
- γ_{m3} – Faktor, der die Vorankündigung des Bruches (spröde / duktil) berücksichtigt,
- γ_{m4} – Faktor, der die Strenge der Qualitätssicherungs- und Kontrollmaßnahmen berücksichtigt,
- γ_n – Wertigkeitsfaktor, der die Versagensfolgen (Schadensfolgeklassen) berücksichtigt.

Bei der Nachrechnung bestehender Bauwerke stehen normalerweise zahlreiche Kenntnisse über das Bauwerk zur Verfügung. Die Baustoffe sind bereits vorhanden und die genauere experimentelle Analyse der tatsächlich vorhandenen Eigenschaften kann zur

Ermittlung den reduzierten Streuungen führen. Somit wird einer Abminderung des Materialteilsicherheitsfaktors möglich.

2.8.3.3 Berücksichtigung der Modellungenauigkeiten γ_{Ed}, γ_{Rd}

Bei der Bauwerksberechnung müssen vereinfachte Annahmen für das Verhalten der Systeme, der Querschnitte, Baustoffe, Verbindungen, der Beanspruchungen etc. getroffen werden, damit überhaupt ein Nachweis mit einigermaßen vertretbarem Aufwand durchzuführen ist. Dabei können Fehler entstehen, welche auch Modellunsicherheiten genannt werden. Sie können einen systematischen oder stochastischen Charakter haben. Die Aufspaltung der Modellunsicherheiten erfolgt normalerweise in zwei Teile. Faktor γ_{Rd} dient zur Abdeckung der Unsicherheiten der Modelle zur Ermittlung der Beanspruchbarkeit und Faktor γ_{Ed} dient zur Abdeckung der Unsicherheiten der Modelle bei der Erfassung der Beanspruchung. In den aktuellen europäischen Normen (Eurocode) werden diese Faktoren γ_{Ed} und γ_{Rd} mit den beiden Teilsicherheitsbeiwerten γ_m und γ_f (siehe oben) verknüpft. Dadurch werden die Teilsicherheitsbeiwerte γ_M und γ_F für semi-probabilistischen Nachweiskonzept erzeugt. In Gleichung (2.65) (siehe oben) sind sie als γ_R und γ_E aufgezeigt. Die Beziehung zwischen den Teilsicherheitsbeiwerten aus der Einwirkungs- und Widerstandsseite wird in /DIN 10/ in Annex C schematisch dargestellt (Abb. 2.26).

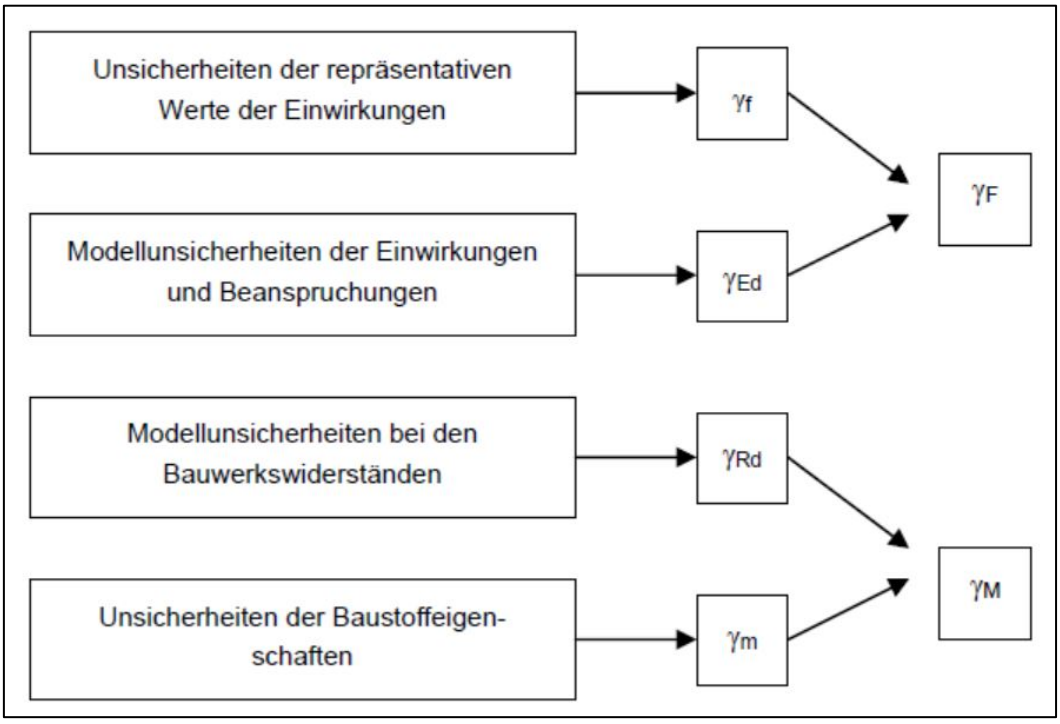

Abb. 2.26 Beziehung zwischen den einzelnen Teilsicherheitsbeiwerten

2.8.3.4 Teilsicherheitsbeiwert γ_n zur Differenzierung des Sicherheitsniveaus

Das Sicherheitsniveau der Baukonstruktionen kann entsprechend der wirtschaftlichen und gesellschaftlichen Bedeutung des Bauwerks sowie der Schwere der Konsequenzen infolge eines potenziellen Versagens differenziert werden. Als Beispiel können an diesen Stellen die Eurocodes betrachtet werden. In EN 1990 /DIN 10/ erfolgt die Differenzierung der Zuverlässigkeit mit dem zusätzlichen Faktor, genannt K_{FI} in /DIN 10/, welcher mit den Teilsicherheitsbeiwerten auf der Einwirkungsseite angewendet wird und die folgenden Größen hat:

- K_{FI} = 0,9 für die Zuverlässigkeitsklasse RC1,
- K_{FI} = 1,0 für die Zuverlässigkeitsklasse RC2,
- K_{FI} = 1,1 für die Zuverlässigkeitsklasse RC3.

Grundsätzlich besteht auch die Möglichkeit der Differenzierung der Zuverlässigkeit durch die Anpassung des Teilsicherheitsbeiwerts γ_M auf der Widerstandsseite.

2.8.4 Ermittlung der Teilsicherheitsbeiwerte

Die Bestimmung von Teilsicherheitsbeiwerten für die semiprobabilistische Bemessung bzw. Bewertung von Bauwerken zur Sicherstellung des gewünschten Zuverlässigkeitsniveaus ist eine zentrale Aufgabenstellung der Zuverlässigkeitstheorie im Bauwesen. Durch Verwendung der statistischen Informationen der vorhandenen Basisvariablen ist es möglich, Sicherheitsbeiwerte γ zur Bewerkstelligung des in der Norm geforderten Sicherheitsniveaus zu ermitteln. Generell werden diese Sicherheitsbeiwerte aus dem Verhältnis des charakteristischen Wertes und des Bemessungswertes bestimmt. Basierend auf den Gleichungen (2.64) und (2.65) kann man für den Teilsicherheitsbeiwert der Einwirkungen γ_E bzw. des Widerstands γ_R folgendes Verhältnis ableiten:

$$\gamma_E = \frac{E_d}{E_k}\ ; \quad \gamma_R = \frac{R_k}{R_d} \tag{2.67}$$

Ein möglicher Algorithmus für die Ermittlung von Teilsicherheitsbeiwerten auf probabilistischer Basis wird in Abb. 2.27 präsentiert (nach /GLO 07/):

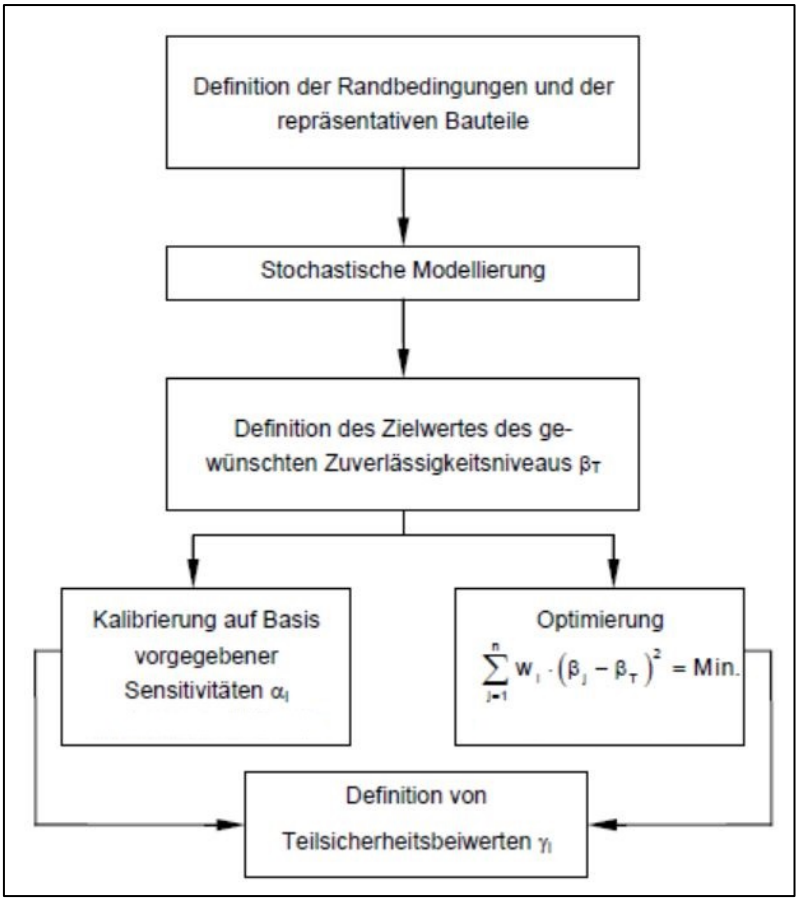

Abb. 2.27 Methoden zur Definition von Teilsicherheitsbeiwerten auf probabilistischer Basis bei vorgegebenem Zuverlässigkeitsindex

Zuerst müssen alle Randbedingungen des Vorgehens festgelegt und alle repräsentativen Bauteile zusammengestellt werden. Darüber hinaus sind die verwendeten deterministischen Bemessungsmodelle aufzuschlüsseln. Als nächstes ergibt sich die Definition des stochastischen Modells zur Ermittlung der Zuverlässigkeit. Dieses Modell muss sowohl die Widerstände als auch die Einwirkungen möglichst genau berücksichtigen. Danach ist der Zielwert der Zuverlässigkeit festzulegen. Das kann auf Basis der bisherigen Erfahrungen oder durch eine probabilistische Risikooptimierung durchgeführt werden (mehr dazu siehe Kap. 1).

Für den nächsten Schritt haben sich zwei Verfahren durchgesetzt. Bei der ersten Methode werden die geschätzten Sensitivitätsfaktoren (siehe Kap. 2.7) verwendet, mit denen die Bemessungswerte der Basisvariablen X_d bei vorgegebenem Zuverlässigkeitsindex β_T berechnet werden können. Die Teilsicherheitsbeiwerte werden dann nach Gleichung (2.67) mit Hilfe der zugehörigen charakteristischen Werte X_k bestimmt. Diese Methode ist allerdings nur für relativ einfache Bemessungsfälle geeignet, bei welchen

eine lineare Grenzzustandsfunktion vorhanden ist. Die Genauigkeit des Ergebnisses ist deswegen stark von der Genauigkeit der geschätzten Sensitivitätsfaktoren abhängig. Konsequenterweise können daher nicht vernachlässigbare Abweichungen von dem gewünschten Zuverlässigkeitsniveau auftreten. Bei der zweiten Methode wird die Versagenswahrscheinlichkeit auf probabilistischer Basis für jede untersuchte Bemessungssituation berechnet. Dies führt zu einer genaueren Erfassung der Randbedingungen. Auch eine Kombination beider Methoden für eine Vorabschätzung der Teilsicherheitsbeiwerte kann manchmal sinnvoll erschienen.

Heutzutage ist es möglich, die Versagenswahrscheinlichkeit (bzw. den Zuverlässigkeitsindex, siehe Kap. 1) sowie die Sicherheitsbeiwerte mit Hilfe der oben beschriebenen Methoden zu ermitteln. Dabei können die mathematischen Algorithmen, die in Kap. 2.7 beschrieben wurden, zum Einsatz kommen. Generell können die Sicherheitsbeiwerte so genau bestimmt werden, dass der Zielwert der Zuverlässigkeit bei der Verwendung des semiprobabilistischen Konzeptes erhalten wird. Jedoch wurden auf Grund der normenbezogenen Vereinfachung (begrenze Anzahl der Sicherheitsfaktoren) sowie auf Grund der zur Zeit der Entwicklung der Eurocodes (1980er Jahre) zur Verfügung stehenden Softwares, die meisten der Teilsicherheitsbeiwerte in dem aktuellen europäischen Standard EN 1990 (/DIN 10/) durch Kalibrierung anhand der Vorgängernormen festgelegt.

2.8.4.1 Bestimmung von Teilsicherheitsfaktoren auf Basis von Bemessungswerten

Nach /DIN 10/ müssen die Bemessungswerte für die Einwirkungen E_d und für die Widerstände R_d so festgelegt werden, dass die Überschreitung bzw. Unterschreitung dieser Werte mit folgenden Wahrscheinlichkeiten auftreten darf:

$$P(E > E_d) = \emptyset(+\alpha_E \cdot \beta)$$
$$P(R < R_d) = \emptyset(-\alpha_R \cdot \beta) \tag{2.68}$$

wobei β der Zielwert des Zuverlässigkeitsindex (siehe Kap. 1) ist, α_E und α_R mit $|\alpha| \leq 1$ sind Sensitivitätsfaktoren (Wichtungsfaktoren) nach der Zuverlässigkeitsmethode 1. Ordnung (FORM). Der Wert α ist für ungünstige Einwirkungen oder deren Auswirkungen negativ und für Widerstände positiv.

Basierend auf zahlreichen pränormativen Forschungsarbeiten in den 1970er und 1980er Jahre dürfen nach Eurocode EN 1990 (/DIN 10/) die resultierenden Sensitivitätsfaktoren mit den Werten

- α_E = - 0,7
- α_R = 0,8

verwendet werden, wenn die Bedingung

$$0{,}16 < \frac{\sigma_E}{\sigma_R} < 7{,}6 \tag{2.69}$$

erfüllt wird. Dabei sind σ_E und σ_R die Standardabweichungen für die Einwirkung bzw. den Widerstand. Damit ergeben sich für die Überschreitung- bzw. Unterschreitungswahrscheinlichkeit der Bemessungswerte folgenden Größe:

$$\begin{aligned} P(E > E_d) &= \emptyset(-0{,}7 \cdot \beta) \\ P(R < R_d) &= \emptyset(-0{,}8 \cdot \beta) \end{aligned} \tag{2.70}$$

Wenn die Bedingung in Gleichung (2.69) nicht erfüllt ist, sollte

$$\begin{aligned} &\alpha = \pm 1{,}0 \text{ für die Variable mit der größeren Standardabweichung,} \\ &\alpha = \pm 0{,}4 \text{ für die Variable mit der kleineren Standardabweichung} \end{aligned} \tag{2.71}$$

benutzt werden.

Die Ermittlung von Teilsicherheitsfaktoren wird einfacher, wenn eine lineare Grenzzustandsfunktion mit wenigen Basisvariablen formuliert werden kann. Wenn die Sensitivitätsfaktoren α_i ebenfalls bekannt sind, können die Bemessungswerte der Basisvariablen und hieraus die Teilsicherheitsfaktoren direkt bestimmt werden. Das gesuchte Quantil der Basisvariable im Bemessungspunkt ergibt sich hiernach aus dem gegebenen Sensitivitätsfaktor α_i sowie dem Zielwert der Zuverlässigkeitsindex β_T unter Berücksichtigung der statistischen Eigenschaften der in die Bemessung eingeflossenen Basisvariablen. Die Bemessungswerte können durch die dazugehörigen Verteilungsfunktionen, wie in Tab. 2.3 für die drei wichtige Verteilungen beschrieben, definiert werden (EN 1990, Annex C /DIN 10/):

Tab. 2.3 Bemessungswerte für verschiedene Verteilungsfunktionen

Verteilung	Bemessungswerte
Normal	$\mu - \alpha\beta\sigma$
Lognormal	$\mu \exp(-\alpha\beta V)$ für $V = \sigma/\mu < 0{,}2$
Gumbel	$u - \frac{1}{\alpha}\ln\{-\ln\Phi(-\alpha\beta)\}$ mit $u = \mu - \frac{0{,}577}{\alpha}; \alpha = \frac{\pi}{\sigma\sqrt{6}}$
ANMERKUNG In diesen Ausdrücken sind μ = Mittelwert, σ = Standardabweichung und V = Variationskoeffizient für die entsprechende Variable. Bei veränderlichen Einwirkungen sollten diese Größen auf den gleichen Bezugszeitraum wie β bezogen sein.	

Für den Fall von normalverteilten Einwirkungs- und Widerstandsbasisvariablen können die Bemessungswerte sowie die resultierenden Teilsicherheitsbeiwerte dann durch Gleichungen (2.51) und (2.67) direkt bestimmt werden:

$$\gamma_E = \frac{E_d}{E_k} = \frac{m_E - \alpha_E \cdot \beta \cdot \sigma_E}{m_E + k_E \cdot \sigma_E} = \frac{1 + 0{,}7 \cdot \beta \cdot V_E}{1 + k_E \cdot V_E} \qquad mit\ V_E = \frac{\sigma_E}{m_E} \tag{2.72}$$

und

$$\gamma_R = \frac{R_k}{R_d} = \frac{m_R + k_R \cdot \sigma_R}{m_R - \alpha_R \cdot \beta \cdot \sigma_R} = \frac{1 + k_R \cdot V_R}{1 - 0{,}7 \cdot \beta \cdot V_R} \qquad mit\ V_R = \frac{\sigma_R}{m_R} \tag{2.73}$$

Generell sind die Faktoren k_E und k_R zur Bestimmung der charakteristischen Werte der normal sowie der lognormalverteilten Einwirkungs- und Widerstandsgrößen von der Wahrscheinlichkeit *p* des *p*-Quantils, der Stichprobenanzahl *n* und dem Konfidenzniveau abhängig. Wie schon oben erwähnt, nimmt der *k*-Faktor zur Bestimmung des 5- %-Quantils (z: B. Widerstand) für einen Stichprobenumfang von n = +∞ für alle Konfidenzniveaus einen Wert von -1,645 und für das 95- %-Quantil (z. B. ständige Einwirkung) einen Wert von +1,645 an.

Für den Fall von lognormalverteilten Basisvariablen (z. B. Betondruckfestigkeit) kann der Teilsicherheitsbeiwert ebenfalls mit Hilfe der Gleichungen (2.55) und (2.67) bestimmt werden:

$$\gamma_R = \frac{R_k}{R_d} = \frac{m_R \cdot exp\ (k_R \cdot V_R)}{m_R \cdot exp\ (-\alpha_R \cdot \beta \cdot V_R)} = exp[V_R\ (\alpha_R \cdot \beta + k_R)] \tag{2.74}$$

Für eine veränderliche Einwirkung wie z. B. Windlast kann eine Extremwertverteilung vom Typ I (Gumbel-Verteilung) für das Maximum zu Grunde gelegt werden. Dabei werden als statistische Basis die maximalen Jahreswerte der Windlast bzw. der Windgeschwindigkeit verwendet. Basierend auf den Gleichungen (2.58), (2.59) und (2.67) wird dann der Teilsicherheitsbeiwert wie folgt definiert:

$$\gamma_E = \frac{E_d}{E_k} = \frac{u - \frac{1}{c} ln[-ln\emptyset(-\alpha_E \cdot \beta)]}{u - \frac{1}{c} ln[-ln\,(p)]} \tag{2.75}$$

Dabei werden die Parameter der Verteilung *u* und *c* nach der Gleichung (2.59) definiert.

Wie schon erwähnt, hängt die Qualität der mit diesem erfahren gerechneten Teilsicherheitsbeiwerte stark von der Abschätzung der Sensitivitätsfaktoren ab. Für das semi-probabilistische Konzept bedeutet das, dass die Wahl der Sensitivitätsfaktoren durch die Berechnung der Teilsicherheitsbeiwerte die Zuverlässigkeit des bautechnischen Systems entscheidend beeinflussen kann. Eine nicht korrekte Abschätzung der Sensitivitätsfaktoren führt zu einer teilweisen starken Abweichung der Zielzuverlässigkeit.

Pottharst /POT 77/ hat bemerkt, dass für die jeweiligen Variablen auf Einwirkungs- und Widerstandsseite, die die Zuverlässigkeit des vorhandenen Systems entscheidend beeinflussen, die Sensitivitätsfaktoren α_R = +0,9 und α_E = -0,6 akzeptable Abweichungen vom gewählten Zuverlässigkeitsniveau unter baupraktischen Randbedingungen aufzeigen. Allerdings basieren diese Untersuchungen auf einfachen Systemen mit linearem Verhalten. Für die übrigen Basisvariablen mit kleineren Streuungen und untergeordneter Bedeutung hinsichtlich der Zuverlässigkeit des Bauwerks wird in /POT 77/ ein Wert von α_i = ±0,4 vorgeschlagen.

Wie schon oben erwähnt wurden in EN 1990 (/DIN 10/) die Sensitivitätsfaktoren mit Werten α_E = -0,7 und α_R = 0,8 festgelegt, wenn die Bedingung (2.69) erfüllt ist. Anderenfalls sollte α = ±1,0 für die Variable mit der größeren Standardabweichung und α = ±0,4 für die Variable mit der kleineren Standardabweichung benutzt werden (wie in /POT 77/).

Die Sensitivitätsfaktoren wurden in Gleichung (2.12) in Kap. 2.7definiert. Wenn Zähler und Nenner für beide Sensitivitätsfaktoren α_E und α_R durch σ_E dividiert wird, können diese Faktoren wie folgt dargestellt werden:

$$\alpha_R = \frac{1}{\sqrt{1 + (\sigma_E/\sigma_R)^2}} \; ; \quad \alpha_E = \frac{\sigma_E/\sigma_R}{\sqrt{1 + (\sigma_E/\sigma_R)^2}} \tag{2.76}$$

Die Werte der Sensitivitätsfaktoren α_E und α_R sind in Abb. 2.28 für unterschiedliche Verhältnisse σ_E/σ_R dargestellt.

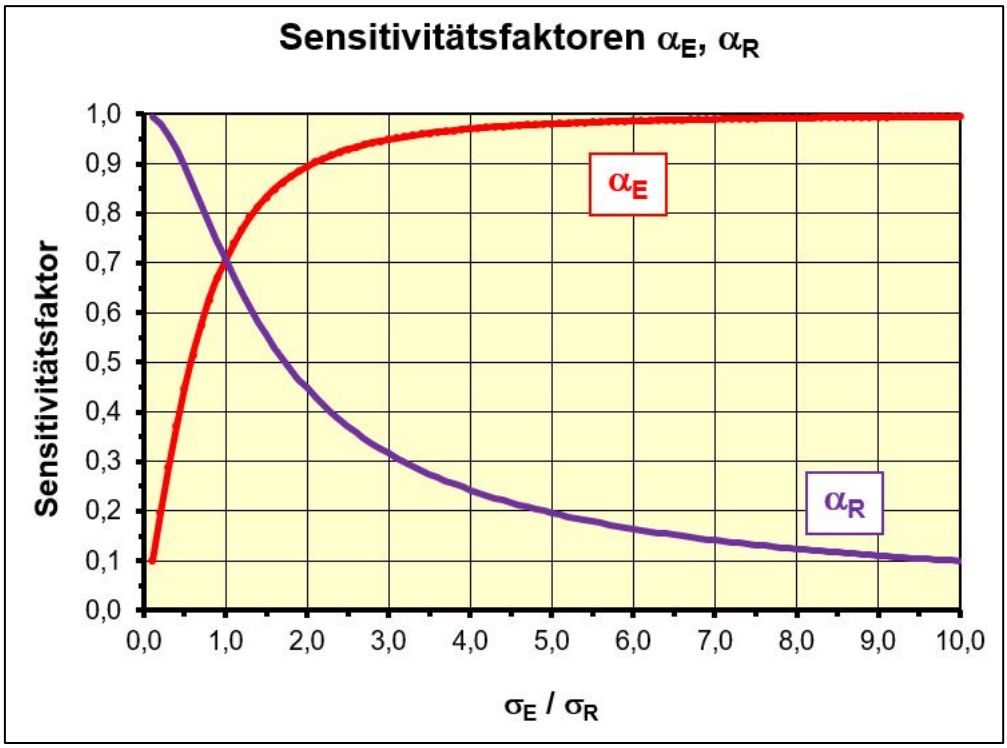

Abb. 2.28 Abhängigkeit der Sensitivitätsfaktoren α_E und α_R (Absolutwerte) vom Verhältnis der Streuungen der Einwirkung σ_E und des Widerstands σ_R

Man kann aus dieser Abbildung erkennen, dass für ein Verhältnis σ_E/σ_R von ca. 1 die Werte der festen Sensitivitätsfaktoren (α_E = - 0,7 und α_R = 0,8) annähernd zutreffend sind. Für große Verhältniswerte σ_E/σ_R sinkt der Sensitivitätsfaktor des Widerstands stark ab, was zu einem kleineren Teilsicherheitsbeiwert γ_R führt. Der Sensitivitätsfaktor der Einwirkung hingegen wird betragsmäßig größer und liefert größere Teilsicherheitsbeiwerte γ_E. Der Ansatz des festen Sensitivitätsfaktor γ_R liegt deswegen für Verhältnisse σ_E/σ_R >1 auf der sicheren Seite, während der Ansatz des festen Sensitivitätsfaktor γ_E für Verhältnisse σ_E/σ_R >1 auf der unsicheren Seite liegt.

Nach dem Vorschlag von Hosser /HOS 78/ sollen die festen Sensitivitätsfaktoren so bestimmt werden, dass der anvisierte Zielzuverlässigkeitsindex β nicht wesentlich unter-

schritten wird. In GruSiBau /DIN 81a/ wurde eine zulässige Unterschreitung von $\Delta\beta = 0{,}5$ angegeben. Der maximale β-Wert wurde mit $\beta_{max} = 1{,}06 \cdot \beta$ festgelegt.

Wenn die Grenzwerte für den Zuverlässigkeitsindex β aufgrund des Streuungsverhältnisses σ_E/σ_R nicht eingehalten werden können, dann müssen zusätzliche Sensitivitätsfaktoren nach Gleichung (2.71) berücksichtigt werden. Das ist insbesondere nützlich, wenn mehrere Basisvariablen auf Einwirkungs- und Widerstandsseite vorhanden sind.

In diesem Fall werden zusätzliche Sensitivitätsfaktoren $\alpha_{E,i}$ und $\alpha_{R,i}$ neben den festen Sensitivitätsfaktoren α_E und α_R benötigt. Vereinfachend können für die Einwirkung E_1 bzw. den Widerstand R_1 mit dem größten Streuungseinfluss (Leitwert) die vollen Sensitivitätsfaktoren und für alle anderen abgeminderte Sensitivitätsfaktoren (Begleitwerte) nach Gleichung (2.71) angesetzt werden.

Die Bemessungswerte der Einwirkung/Beanspruchung E_d und des Widerstandes/der Beanspruchbarkeit R_d werden in EN 1990 so festgelegt, dass sie mindestens den Wahrscheinlichkeiten für Überschreitung bzw. Unterschreitungen nach Gleichung (2.70) entsprechen müssen. Sind mehrere Basisvariablen bezüglich Einwirkung/Beanspruchung vorhanden, dann wird die Wahrscheinlichkeit der Überschreitung bzw. Unterschreitungen für den Leitwert weiterhin nach Gleichung (2.70) bestimmt. Für die Begleitwerte muss jedoch diese Wahrscheinlichkeit nach Gleichung (2.77) ermittelt werden.

$$P(E > E_d) = \emptyset(-0{,}4 \cdot 0{,}7 \cdot \beta) = \emptyset(-0{,}28 \cdot \beta)$$
$$P(R < R_d) = \emptyset(-0{,}4 \cdot 0{,}8 \cdot \beta) = \emptyset(-0{,}32 \cdot \beta) \qquad (2.77)$$

2.8.4.2 Bestimmung von optimierten Teilsicherheitsfaktoren

Im Gegensatz zur Ermittlung von Sicherheitsbeiwerten auf Basis vorabgeschätzter Sensitivitätsfaktoren α_i stellt eine direkte probabilistische Optimierung ein weitaus genaueres Verfahren dar. Dabei werden die Teilsicherheitsbeiwerte durch eine Parameterstudie iterativ ermittelt. Eine optimale semiprobabilistische Bemessung wird erreicht, wenn die Abweichungen von dem festgelegten Zielwert der Zuverlässigkeit bzw. des Zuverlässigkeitsindex β_T für einen vorgegebenen Bezugszeitraum *T* minimiert werden können (Gleichung (2.78)).

$$\sum_{i=1}^{n} w_i \cdot (\beta_i - \beta_T)^2 \rightarrow Minimum \tag{2.78}$$

Dieses Iterationsverfahren beginnt mit der Schätzung der Größe der Teilsicherheitsfaktoren. Mit diesen Schätzwerten werden verschiedene Bemessungssituationen untersucht und der dazugehörige Zuverlässigkeitsindexes β_i bestimmt. Dabei ist es möglich, für die einzelnen Bemessungssituationen eine Wichtung durch den Wichtungskoeffizienten w_i durchzuführen. Das ist insbesondere vorteilhaft, wenn diese Bemessungssituationen z. B. unterschiedliche Auftretenswahrscheinlichkeiten oder Auswirkungen aufweisen.

Ein wichtiger Vorteil des Verfahrens besteht in der Erfassung der vorhandenen Versagenswahrscheinlichkeit für beliebige Grenzzustandsfunktionen. Deswegen ist das Verfahren auch bei der bestehenden Interaktion zwischen Einwirkung und Widerstand bei bautechnischen Nachweisen anwendbar. Dabei wird eine genaue Anpassung an das angestrebte Zielzuverlässigkeitsniveau möglich. Ein Nachteil des Verfahrens kann ein vergleichsweise hoher Rechenaufwand sein. Die Versagenswahrscheinlichkeiten müssen für alle möglichen Bemessungssituationen in Abhängigkeit von den gewählten Teilsicherheitsbeiwerten berechnet werden. Das kann bei komplizierten Grenzzustandsgleichungen mit vielen Basisvariablen den Aufwand in die Höhe treiben.

2.8.5 Werte der Teilsicherheitsfaktoren in den Eurocodes

2.8.5.1 Bestimmung des Teilsicherheitsfaktors für Betondruckfestigkeit

Als Beispiel wird hier die Festlegung des Teilsicherheitsbeiwertes für Betondruckfestigkeit nach EN 1990 /DIN 10/ betrachtet.

Die Produktzertifizierung des Baustoffes Beton unterscheidet sich in einem wichtigen Punkt von den anderen Baumaterialien. Die Übereinstimmungserklärung des Betons aus der aktuellen Produktion findet erst 28 Tage nach Herstellung und Einbau statt. Dies kann zum Problem werden, da die zu erwartende Betonfestigkeit in hohem Maße von der Behandlung des Frischbetons abhängt. Die Transportzeit zwischen Transportbetonwerk und Baustelle, Wartezeiten, Temperatur, Luftfeuchtigkeit und vor allem die Zugabe von Wasser auf der Baustelle zur Einstellung der geforderten Konsistenz beeinflussen die Druckfestigkeit. Abgesehen von der mutwilligen Manipulation von Prüfergebnissen

sind dies die Gründe dafür, dass in der täglichen Baupraxis immer wieder deutliche Unterschiede zwischen der im Lieferwerk und der auf der Baustelle ermittelten Probekörperdruckfestigkeit auftreten. Gemäß der europäische Norm EN 206 /DIN 17/ muss eine Annahmeprüfung auf der Baustelle nicht zwingend durchgeführt werden, um eine Produktzertifizierung zu erlangen.

Der Prozess der Herstellung und Einbau des Betons sowie dazugehörige Prüfungen sind schematisch Abb. 2.29 zu entnehmen.

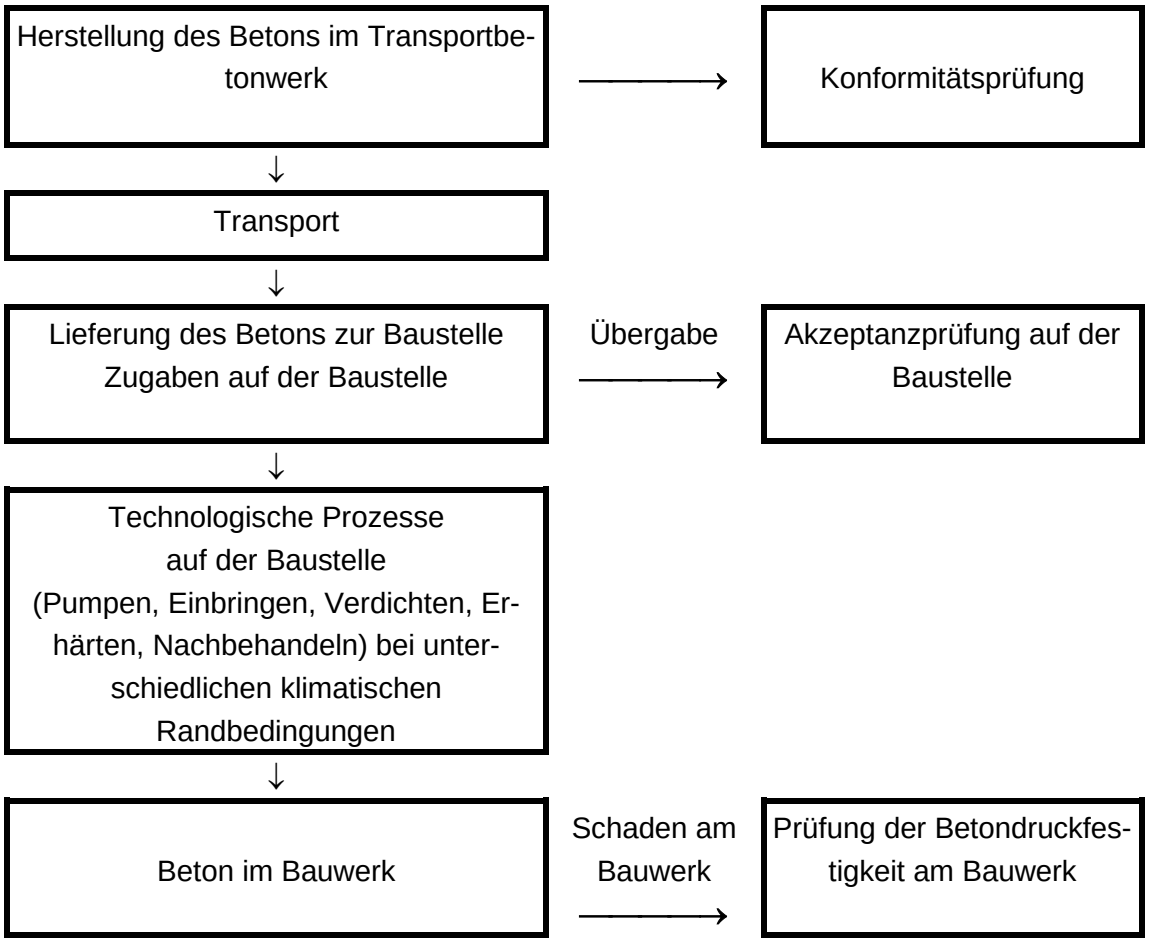

Abb. 2.29 Schema der Herstellung, Lieferung und Bearbeitung des Betons und der entsprechenden Prüfungen /KÖN 98/

Die Betonfestigkeit wird aufgrund von diesen Prozessen und Effekten von der ursprüngliche Festigkeit f_{ck} entsprechend abweichen.

Alle somit entstandenen Unsicherheiten müssen durch den Teilsicherheitsfaktor abgedeckt sein.

Gemäß Abb. 2.26 wird dieser Faktor durch Multiplikation von zwei Faktoren definiert:

$$\gamma_{M0} = \gamma_m \cdot \gamma_{Rd} \tag{2.79}$$

womit:

- γ_m – der Teilsicherheitsbeiwert, der die Streuungen der Betondruckfestigkeit erfasst (Materialfaktor)
- γ_{Rd} – der Teilsicherheitsbeiwert zur Erfassung der geometrischen- und Modellungenauigkeiten

Gemäß /JCS 01/ wird γ_{M0} wie folgt definiert:

$$\gamma_{M0} = exp[V_R \cdot \alpha_R \cdot \beta + V_m\ k_m)] = 1{,}3 \tag{2.80}$$

womit:

- α_R = 0,8
- β = 3,8 (gemäß /DIN 10/ für Zuverlässigkeitsklasse RC2 mit Bezugszeitraum von 50 Jahren bzw. Nutzungsdauer)
- k_m = -1,645
- $V_R = \sqrt{(V_m^2+V_s^2+V_G^2)}$
- V_m = 0,15 - Variationskoeffizient der Materialeigenschaften
- V_S = 0,05 - Variationskoeffizient der Modellunsicherheiten
- V_G = 0,05 - Variationskoeffizient der geometrischen Parameter

Durch zahlreiche Forschungsarbeiten in den letzten Jahrzehnten des 20. Jahrhunderts wurde gezeigt, dass die Zufallsvariable Betondruckfestigkeit am besten durch die logarithmische Normalverteilung mit Variationskoeffizient V=0,15 (siehe z: B. /MAC 96/, /KÖN 98/) angepasst werden kann. Dann kann der Faktor γ_m direkt aus Gleichung (2.74) ermittelt werden:

$$\gamma_m = exp[V_m\ (\alpha_R \cdot \beta + k_m)] = 1{,}23 \tag{2.81}$$

Im Konzept der Eurocodes wurden die geometrischen- und Modellunsicherheiten als Zufallsvariable betrachtet. Diese Zufallsvariable wird durch die logarithmische Normalverteilung mit Mittelwert m = 1 und Variationskoeffizient V=0,05 beschrieben.

Der Anteil der Streuung der geometrischen Parameter und der Modellunsicherheiten ergibt sich aus Gleichung (2.79):

$$\gamma_{Rd} = \frac{\gamma_{M0}}{\gamma_m} = \frac{1{,}3}{1{,}23} = 1{,}05 \tag{2.82}$$

Gemäß Gleichung (2.67) muss der charakteristische Wert der Betondruckfestigkeit durch den Teilsicherheitsbeiwert γ_{M0} = 1,3 dividiert werden, um den Bemessungswert zu bestimmen. Es stellt sich jedoch die Frage, wo der charakteristische Wert der Betondruckfestigkeit definiert werden muss. Prinzipiell kann man sich drei Orte vorstellen, an denen der charakteristische Wert (das 5- %-Quantil) der Betondruckfestigkeit vorliegen müsste. Im Transportbetonwerk, auf der Baustelle oder im Bauteil. Letzterer Ort ist naheliegend, lässt sich aber nur an Bohrkernen, unter hohem Kostenaufwand und unter Schädigung des Bauteils ermitteln. Deshalb wird das 5- %-Quantil anhand von Probekörpern, welche entweder im Transportbetonwerk oder auf der Baustelle hergestellt werden, kontrolliert.

Aus wirtschaftlichen Gründen ist das Vorliegen des charakteristischen Werts im Transportbetonwerk eine sinnvollere Variante. Die Herstellung und Lagerung der Probekörper sowie der Konformitätsnachweis werden normalerweise im Transportbetonwerk erbracht. Der Bemessungswert der Betondruckfestigkeit muss jedoch im Bauwerk vorliegen, da dieser Wert bei Bemessung bzw. Nachrechnung des Bauwerkes verwendet wird. Es wurde im Rahmen des Konzeptes der Eurocodes entschieden, den Unterschied zwischen der Druckfestigkeit basierend auf Probekörpern im Transportbetonwerk und derjenigen, welche im Bauwerk vorhanden ist, mit Hilfe eines Umrechnungsfaktor γ_U abzudecken. Dieser Faktor ist dann in dem gesamten Teilsicherheitsbeiwert γ_M enthalten, was bedeutet:

$$\gamma_M = \gamma_{M0} \cdot \gamma_U \tag{2.83}$$

Die Ermittlung des Umrechnungsfaktors γ_U muss auf probabilistischer Ebene ablaufen. Es wurden verschiedene Untersuchungen zu diesem Aspekt durchgeführt. Eine Zusammenfassung kann z. B. in /KÖN 98/ gefunden werden.

Der charakteristische Wert der Betondruckfestigkeit f_{ck} wird an Probekörpern im Transportbetonwerk ermittelt. Dieser Wert wird anhand von Zylindern mit einem Durchmesser von 150 mm und einer Höhe von 300 mm im Alter von 28 Tagen überprüft. Die an den Zylindern gemessene Festigkeit entspricht nicht der im Bauteil anzutreffenden Festigkeit. Das hat zwei Gründe:

- Die technologischen Prozesse beim Betonbau am Bauwerk wie Einbringen, Verdichten, Nachbehandeln usw. können nicht so hochwertig ausgeführt werden wie am Probekörper im Transportbetonwerk.
- Durch die Reibung zwischen Probekörper und Presse wird die Querdehnung des Probekörpers behindert. Je nach Geometrie des Probekörpers stellt sich ein mehr oder minder ausgedehnter Bereich ein, in dem ein dreiaxialer Spannungszustand vorherrscht, wodurch höhere Längsspannungen aufgenommen werden können. Den gleichen Effekt erhält man im Bauteil durch die Umschnürungswirkung von Bügeln bei enger Verbügelung. Bei weit auseinander liegenden Bügeln tritt dieser Effekt nicht ein. Dort kann sich eventuell eine ungünstigere Bruchfläche einstellen als im Probekörper.

Um diesem Unterschied Rechnung zu tragen, wird nach den Eurocodes ein Umrechnungsfaktor γ_U berücksichtigt, welcher sich auf den charakteristischen Wert f_{ck} bezieht.

Auf Basis der gezogenen Bohrkerne im Transportbetonbauwerk ist es auch möglich, den charakteristischen Wert als 5 %-Quantil (wird auch als Bauwerksfestigkeit f_B bezeichnet) der Betonfestigkeit zu ermitteln. Wie schon erwähnt, geschieht dies unter hohem Kostenaufwand und unter Schädigung des Bauwerks. Deswegen wurde diese Vorgehensweise nur bei Untersuchungen im Vergleich mit dem charakteristischen Wert, der im Transportbetonbauwerk vorliegt, vorgenommen.

Für einen bestimmten Wert f_{ck} einer Festigkeitsklasse ist die mittlere Bauwerksfestigkeit $\bar{f}_B$ eine zufällige Variable, die von vielfältigen Faktoren abhängt: Pumpen, Einbringen, Verdichten, Erhärten, Nachbehandeln, Temperatur, Lieferwerk, Betonsorte, Würfelherstellungsort, Art- und Alter des Bauteils. Dies hat zur Folge, dass jedes Tragwerk eine unterschiedliche mittlere Bauwerksfestigkeit aufweist (siehe Abb. 2.30).

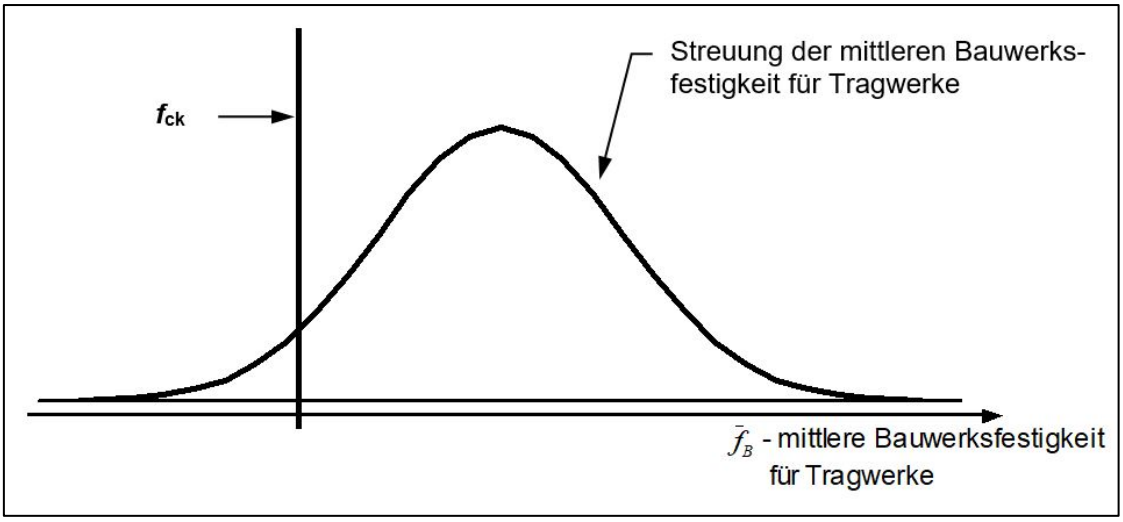

Abb. 2.30 Verteilungsdichte der mittleren Bauwerksfestigkeit $\bar{f}_B$ für Tragwerke /KÖN 98/

Die Bauteilfestigkeit in einem bestimmten Tragwerk weicht wiederum von $\bar{f}_B$ ab, was ebenfalls durch die oben genannten Einflüsse hervorgerufen wird (siehe Abb. 2.31). Beide Zufallsvariablen (die mittlere Bauwerksfestigkeit $\bar{f}_B$ und die Bauteilfestigkeit in einem bestimmten Tragwerk) sind logarithmisch normalverteilt.

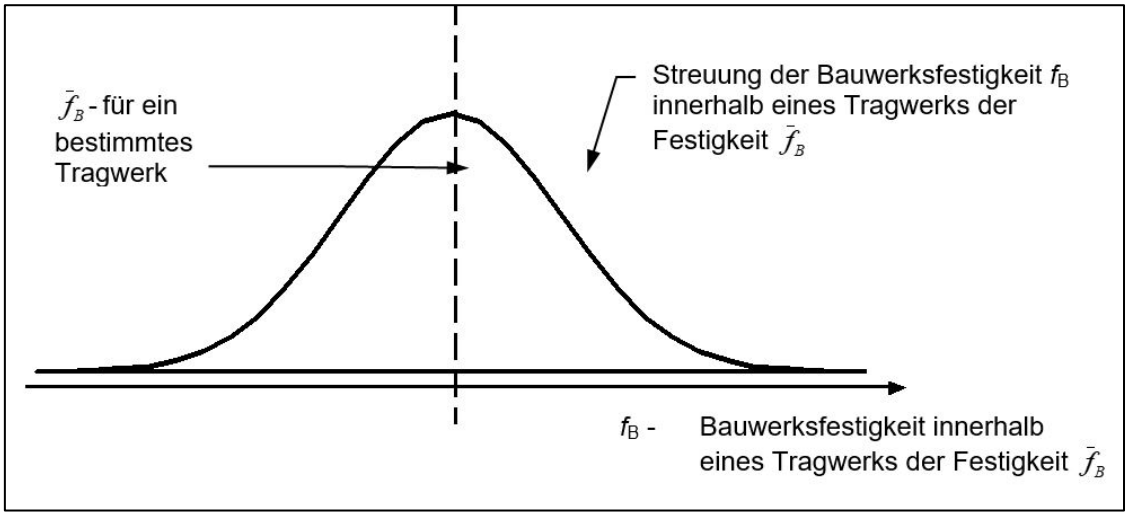

Abb. 2.31 Verteilungsdichte der Abweichung der Bauwerksfestigkeit in einem bestimmten Tragwerk von der mittleren Bauwerksfestigkeit $\bar{f}_B$ /KÖN 98/

Die Streuung der Bauwerksfestigkeit kann in zwei verschiedene Teile zerlegt werden:

- die Streuung der mittlere Bauwerksfestigkeit $\bar{f}_B$,

- die Abweichung der Bauwerksfestigkeit innerhalb eines bestimmten Bauwerks.

Die Streuung der Festigkeit eines einzelnen Bauteils aus einem Tragwerk mit bestimmter mittlerer Bauwerksfestigkeit ist von vier Einflussfaktoren abhängig /KÖN 98/:

- Streuung innerhalb einer Betonmischung (Variationskoeffizient V_M = 0,03),
- Streuung zwischen verschiedenen Betonmischungen, wenn das Tragwerk aus mehr als einer Betonmischung hergestellt wurde (Variationskoeffizient V_{MM} = 0,10; für Fertigteile etwa 0,05),
- systematische Streuung zwischen identischen Bauteilen (Variationskoeffizient V_T = 0,05 für Säulen und 0,06 für andere Bauelemente),
- systematische Streuung zwischen verschiedenen Bauteilen, wenn das Tragwerk aus mehr als einem Element besteht (Variationskoeffizient V_{TT} = 0,05).

Zusammenfassend wurde gezeigt, dass der globale Variationskoeffizient der Festigkeit innerhalb eines Tragwerks eines willkürlich herausgegriffenen Bauwerks, das sich aus mehreren Bauteilen und verschiedenen Betonmischungen zusammensetzt, den folgende Wert aufweisen wird: $V\,(f_B)_{gl}$ = 0,227.

Das Verhältnis f_B / f_{ck} wird in /KÖN 98/ als zufällige Variable betrachtet, die logarithmisch normalverteilt ist. Das 5- %-Quantil des Verhältnisses f_B / f_{ck} hat dann für Säulen und Wänden einen Wert von 0,90 und für Platten und Balken einen Wert von 0,83. Als Durchschnittswert wurde 0,85 angenommen. Dieser Wert kann den Druckfestigkeitsverlust zwischen dem 5- %-Quantil der Grundgesamtheit f_{ck} und dem 5- %-Quantil der Bauteilfestigkeit abdecken. Der inverse Wert für 0,85 beträgt 1,15. Dieser Wert wird im EN 1990 /DIN 10/ bzw. in EN 1992 /DIN 11/ als Umrechnungsfaktor angenommen und stellt einen Bestandteil des gesamten Teilsicherheitsbeiwertes für die Betonfestigkeit dar:

$$\gamma_M = \gamma_{M0} \cdot \gamma_U = 1{,}3 \cdot 1{,}15 = 1{,}5 \qquad (2.84)$$

Abb. 2.32 gibt einen qualitativen Überblick über die Veränderung der Druckfestigkeit und über die durchzuführenden Prüfungen vom ersten Mischungsentwurf bis zum endgültig eingebauten Beton.

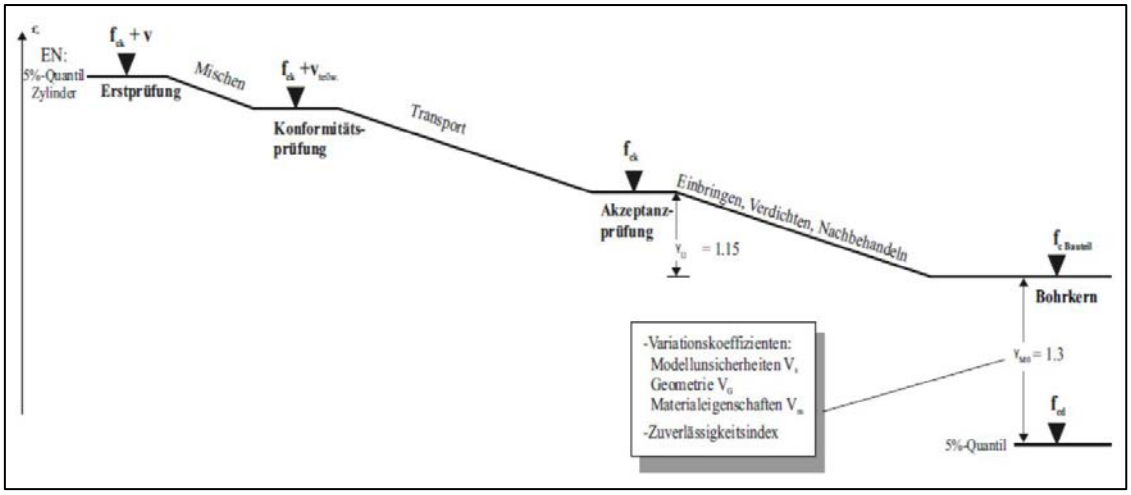

Abb. 2.32 Veränderung der Betondruckfestigkeit und entsprechende Prüfungen /KÖN 98/

Es ist anzumerken, dass für Fertigbauteile der Umrechnungsfaktor entfallen und der Teilsicherheitsbeiwert mit 1,3 angenommen werden kann.

2.8.5.2 Teilsicherheitsbeiwert für ständige Einwirkungen

Eine ständige Einwirkung (z. B. Eigengewicht) wird als normalverteilte Zufallsvariable betrachtet. Als charakteristischer Wert wird der Mittelwert angenommen. Dementsprechend wird der Teilsicherheitsbeiwert aus der Gleichung (2.72) abgeleitet:

$$\gamma_G = \frac{G_d}{G_k} = \frac{m_G - \alpha_G \cdot \beta \cdot \sigma_G}{m_G} = 1 + 0{,}7 \cdot 3{,}8 \cdot V_G \qquad mit\ V_G = \frac{\sigma_G}{m_G} \tag{2.85}$$

Der Variationskoeffizient wurde mit einem Wert 0,1 angenommen. Dann wird aus der Gleichung (2.85) der Wert von 1,27 berechnet.

Ähnlich wie bei der Betondruckfestigkeit (siehe Gleichung (2.82)) wurde der Anteil der Streuung der geometrischen Parameter und der Modellunsicherheiten mit einem Faktor von 1,05 festgelegt. Hiermit wird dann der Teilsicherheitsbeiwert für ständige Einwirkungen endgültig ermittelt:

$$\gamma_G = 1{,}27 \cdot 1{,}05 = 1{,}33 \approx 1{,}35 \tag{2.86}$$

In EN 1990 /DIN 10/ sind zwei Teilsicherheitsbeiwerte für ständige Einwirkungen angegeben:

- $\gamma_{G,sup}$ = 1,35
- $\gamma_{G,inf}$ = 1,00

Die charakteristischen Werte aller ständigen Einwirkungen, die den gleichen Ursprung besitzen, werden mit $\gamma_{G,sup}$ multipliziert, wenn ihre gesamte Auswirkung ungünstig ist. Für den Fall, dass alle ständigen Einwirkungen eine günstige Wirkung verursachen, ist $\gamma_{G,inf}$ zu verwenden /DIN 10/.

2.8.5.3 Teilsicherheitsbeiwert für veränderliche Einwirkungen

Für eine veränderliche Einwirkung (z. B. Wind oder Schnee) wird eine Extremwertverteilung vom Type I (Gumbel-Verteilung) für das Maximum zu Grunde gelegt. Dabei werden als statistische Basis die maximalen Jahreswerte der Windlast/Schneelast berücksichtigt. Aus Gleichung (2.75) mit den Parametern aus Gleichung (2.59) wird der Teilsicherheitsbeiwert wie folgt bestimmt:

$$\gamma_W = \frac{W_d}{W_k} = \frac{m_W \cdot \langle 1 - V_W \cdot \{0{,}45 + 0{,}78 \cdot Ln[-Ln\,\emptyset\,(-\alpha_E \cdot \beta)]\}\rangle}{m_W \cdot \langle 1 - V_W \cdot \{0{,}45 + 0{,}78 \cdot Ln[-Ln\,(0{,}98)]\}\rangle} \tag{2.87}$$

Der charakteristische Wert hat eine Wiederkehrperiode von 50 Jahren und hat deswegen eine Überschreitungswahrscheinlichkeit von 0,98. Da die statistischen Werte Jahreswerte sind, wird dementsprechend der Zuverlässigkeitsindex für die Zuverlässigkeitsklasse RC2 auch auf ein Jahr bezogen (β = 4,7). Demnach wird der Teilsicherheitsbeiwert für verschiedene Variationskoeffizienten V_W berechnet und noch mit dem Faktor von 1,05 (ähnlich wie in Gleichung (2.86)) multipliziert, um den Anteil der Streuung der geometrischen Parameter und der Modellunsicherheiten zu erfassen. In /FIB 16/ wird jedoch für diesen Faktor ein Wert von 1,12 vorgeschlagen. Ergebnisse mit diesem Wert sind ebenfalls nachfolgend angegeben:

- V_W = 0,1γ_W = 1,23 x 1,05 = 1,29γ_W = 1,23 x 1,12 = 1,38
- V_W = 0,2γ_W = 1,38 x 1,05 = 1,45γ_W = 1,38 x 1,12 = 1,55
- V_W = 0,25γ_W = 1,44 x 1,05 = 1,51γ_W = 1,44 x 1,12 = 1,61
- V_W = 0,3γ_W = 1,49 x 1,05 = 1,56γ_W = 1,49 x 1,12 = 1,67
- V_W = 0,4γ_W = 1,57 x 1,05 = 1,64γ_W = 1,57 x 1,12 = 1,76

- $V_W = 0{,}5 \gamma_W = 1{,}63 \times 1{,}05 = 1{,}71 \gamma_W = 1{,}63 \times 1{,}12 = 1{,}82$

In EN 1990 /DIN 10/ ist ein Wert von $\gamma_W = 1{,}5$ festgelegt. Daraus ist zu entnehmen, dass für den Variationskoeffizient größer als ca. 0,2 der Wert für den Teilsicherheitsfaktor γ_W nach den Eurocodes auf der unsicheren Seite liegt. Das bestätigt die Aussagen aus Kap.2.8.4.1 (siehe auch Abb. 2.28). Für große Verhältniswerte σ_E/σ_R (größere Streuung der Einwirkung) wird der Sensitivitätsfaktor der Einwirkung betragsmäßig größer und liefert größere Teilsicherheitsbeiwerte γ_E. Der Ansatz des festen Sensitivitätsfaktor γ_E liegt für Verhältnisse $\sigma_E/\sigma_R > 1$ auf der unsicheren Seite.

Da die Variationskoeffizienten V_W der maximalen Jahreswerte der veränderlichen Einwirkungen (besonders für Schneelast) oft deutlich größer als 0,2 sind, wird mittlerweile klar, dass der entsprechende Teilsicherheitsbeiwert in den Eurocodes zu niedrig ist. Dieser Faktor wird höchstwahrscheinlich in der nächsten Generation der Eurocodes neu berechnet und erhöht.

2.8.6 Nachweis nach dem Verfahren der Teilsicherheitsbeiwerte

Das Bemessungskonzeptes nach EN 1990 /DIN 10/ ist in der Tab. 2.4 schematisch dargestellt. Wie schon erwähnt, wird bei der Nachweisführung zwischen den Grenzzuständen der Tragfähigkeit und den Grenzzuständen der Gebrauchstauglichkeit unterschieden. Für eine Bemessung müssen die Tragwerks- und Lastmodelle für die maßgebenden Bemessungssituationen zu Grunde gelegt werden.

Die Tragfähigkeitsnachweise werden für ständige und vorübergehende, außergewöhnliche sowie erdbebenrelevante Bemessungssituationen durchgeführt. Die Gebrauchstauglichkeitsnachweise werden für charakteristische, häufige und quasi-ständige Einwirkungskombination durchgeführt.

Nachzuweisen ist, dass die Grenzzustände nicht überschritten werden, wenn die Bemessungswerte der Einwirkungen, der Baustoffeigenschaften und geometrischen Werte in den Berechnungsmodellen verwendet werden.

Tab. 2.4 Bemessungskonzept nach EN 1990 /DIN 10/

	Grenzzustand	
	Tragfähigkeit	**Gebrauchstauglichkeit**
Anforderungen	Sicherheit von Personen, Sicherheit des Tragwerks	Wohlbefinden von Personen, Funktion des Tragwerks, Erscheinungsbild
Nachweiskriterien	Verlust von Lagesicherheit, Versagen durch Bruchzustand, Versagen durch instabile Lage, Versagen durch Materialermüdung	Verformungen und Verschiebungen, Schwingungen, Schäden, die Dauerhaftigkeit und Funktionsfähigkeit beeinflussen
Bemessungssituationen, Kombinationen	ständige und vorübergehende, außergewöhnliche, erdbebenrelevante Bemessungssituationen	charakteristische, häufige, quasi-ständige Kombinationen
Beiwerte	Teilsicherheitsbeiwerte, Kombinationswerte und Beiwerte für veränderliche Einwirkungen	Kombinationswerte und Beiwerte für veränderliche Einwirkungen
Beanspruchung	Bemessungswert der Beanspruchung (z. B. destabilisierende Einwirkungen, Schnittgrößen)	Bemessungswert der Beanspruchung (z. B. Spannungen, Rissbreiten, Verformungen)
Widerstand/ Beanspruchbarkeit	Bemessungswert des Tragwiderstandes (z. B. stabilisierende Einwirkungen, Materialfestigkeiten, Querschnittswiderstände)	Bemessungswert des Gebrauchstauglichkeitskriteriums (z. B. Grenzwerte für Spannungen, Rissbreiten, Verformungen)

2.9 Zeitabhängigkeit der Versagenswahrscheinlichkeit

Die Versagenswahrscheinlichkeit ist eine zeitabhängige Funktion. Generell sind die Einwirkungen und die Widerstandsparameter auch zeitabhängig.

Je größer der Zeitraum ist, auf den sich die Versagenswahrscheinlichkeit bezieht, desto größer wird auch die Wahrscheinlichkeit, dass ein Versagen auftritt. Damit ist die Versagenswahrscheinlichkeit eine mit der Zeit monoton steigende Funktion (Gleichung (2.88)):

$$P_f(t_1) \leq P_f(t_1) \quad f\ddot{u}r \quad t_1 \leq t_2 \tag{2.88}$$

Wenn angenommen wird, dass sich das Bauwerk zum Zeitpunkt des Nutzungsbeginns im Zustand des Nicht-Versagens befindet, gelten die beiden Grenzbedingungen (Gleichung (2.89)):

$$P_f(t = 0) = 0 \quad \lim_{t \to \infty} P_f\,(t) = 1 \tag{2.89}$$

Die komplementäre Funktion wird oft als Zuverlässigkeitsfunktion bezeichnet und gibt die Wahrscheinlichkeit an, dass das Bauwerk die Zeit *t* überlebt. Die Funktion *L(t)* bzw. P_s ist eine monoton fallende Funktion (siehe Gleichung (2.90) und P_s in Abb. 2.33).

$$L(t) = P_s(t) = 1 - P_f(t) \tag{2.90}$$

Das zeigt, dass die Zeitabhängigkeit der Versagenswahrscheinlichkeit in der Bauwerkszuverlässigkeitstheorie immer berücksichtigt werden muss. Jeder Versagenswahrscheinlichkeit muss deswegen einer Zeitangabe zugeordnet sein. Versagenswahrscheinlichkeiten (bzw. Zuverlässigkeiten) sind nur dann miteinander vergleichbar, wenn sie sich auf den gleichen Zeitraum beziehen. Logischerweise kann die vorgesehene Nutzungsdauer des Bauwerkes als geeigneter Zeitraum betrachtet werden. Jedoch sind die Nutzungsdauern für Bauwerke unterschiedlicher Art sehr verschieden. Außerdem bezieht sich oft die Ermittlung der statistischen Informationen auf im Vergleich zur Nutzungsdauer kurze Zeiträume. Das spricht für einen relativ kurzen Zeitraum als Bezugsbasis für die Versagenswahrscheinlichkeit. Damit wird vorgeschlagen, einen festen Zeitraum von einem Jahr als Bezugszeitraum für die Versagenswahrscheinlichkeit zu Grunde legen.

Als Lebensdauer T_L wird dann die Zeit vom Beginn der Nutzung des Bauwerkes bis zum Eintritt eines Versagensfalles bezeichnet. Die Lebensdauer ist eine Zufallsgröße und besitzt eine Verteilungsdichte und eine Verteilungsfunktion. Versagt beispielweise ein Bauwerk nach 30 Jahren, wird dann t_L = 30 Jahre als eine Realisierung der Zufallsgröße T_L betrachtet. Die Verteilungsfunktion der Lebensdauer $F_{TL}(t)$ ist dann die Wahrscheinlichkeit, dass die Lebensdauer T_L kleiner oder gleich *t* ist. Anders gesagt, ist das die Wahrscheinlichkeit, dass bis zum Zeitpunkt *t* ein Versagen auftritt (siehe Gleichung

(2.91) und Abb. 2.33)). Die Versagenswahrscheinlichkeit ist gleich der Verteilungsfunktion der Lebensdauer.

$$F_{T_L}(t) = P(T_L \leq t) = P_f(t) \tag{2.91}$$

Der Mittelwert der Lebensdauer wird dann durch Gleichung (2.92) bestimmt:

$$m_{T_L} = \int_0^{t_e} [1 - P_f(t)]\, dt \tag{2.92}$$

Dabei ist t_e der Zeitpunkt, bei dem das Bauwerk mit Gewissheit versagt bzw. die Versagenswahrscheinlichkeit gleich 1 ist. Ein Grenzfall ist, wenn t_e zur Unendlichkeit strebt.

Aus Abb. 2.33 kann man entnehmen, dass die mittlere Lebensdauer m_{TL} geometrisch als die Fläche oberhalb der Funktion $P_f(t)$ interpretiert werden kann /SPA 92/.

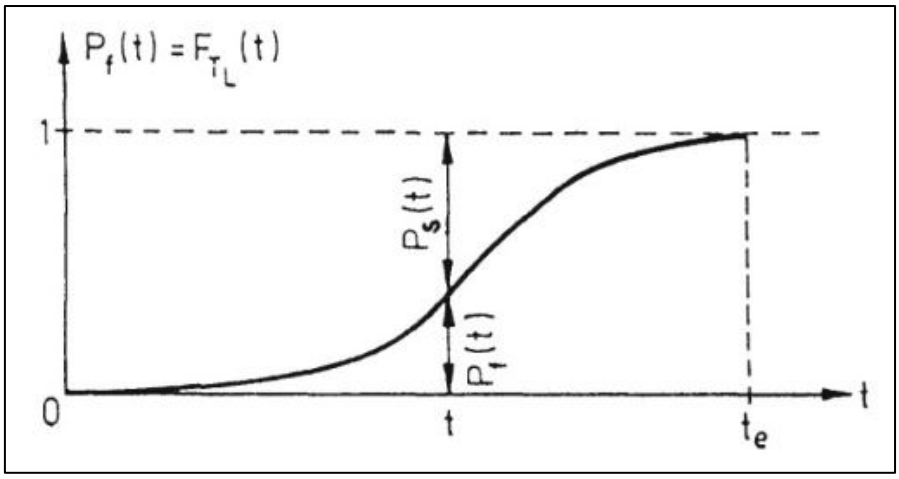

Abb. 2.33 Zeitabhängigkeit der Versagenswahrscheinlichkeit bzw. der Zuverlässigkeit

Lebensdauer und Versagenswahrscheinlichkeit sind voneinander abhängig. Eine Aussage wie "die Versagenswahrscheinlichkeit für den Zeitraum von 50 Jahren beträgt 10^{-4}" entspricht „das 0,0001-Quantil der Lebensdauer beträgt 50 Jahre“ /SPA 92/.

Die Nutzungsdauer T_N ist der Zeitraum der vorgesehenen zukünftigen Nutzung des Bauwerkes, für welche die Sicherheit und die Zuverlässigkeit gewährleistet werden muss. Die Nutzungsdauer ist eine Planungsgröße.

Die Bedingung, dass die Lebensdauer größer als die Nutzungsdauer sein muss, ist nur probabilistisch zu formulieren, da die Lebensdauer eine streuende Zufallsgröße ist.

Die Anforderung nach einer zulässigen Versagenswahrscheinlichkeit bezogen auf die Nutzungsdauer ist gleich mit der Anforderung, dass das Quantil der Lebensdauer q_{TL}, welches der zulässigen Versagenswahrscheinlichkeit zul P_f entspricht, gleich oder größer als die Nutzungsdauer ist: $q_{TL} \geq T_N$.

Dabei ist dieses Quantil als Quantil der inversen Funktion der Verteilungsfunktion der Lebensdauer darzustellen:

$$q_{T_L} = F_{T_L}^{-1}\left(zul\ P_f\right) \tag{2.93}$$

Die Ausfallrate $h_t(t)$ ist eine zeitlich lokale Eigenschaft der Zuverlässigkeit. Sie gibt die Versagenswahrscheinlichkeit in einem Zeitintervall (t, t + Δt) für ein Bauwerk an, welches bis zum Zeitpunkt t nicht versagt. Mittels der Versagenswahrscheinlichkeit $P_f(t)$ kann die Ausfallrate wie folgt definiert werden:

$$h_t = \frac{1}{1 - P_f(t)} \cdot \frac{dP_f(t)}{dt} \tag{2.94}$$

Die Ausfallraten realer technischer Systeme zeigen fast immer einen typischen Verlauf, wie in Abb. 2.34 gezeigt. Zu Beginn der Lebensdauer, in der Phase I, treten vermehrt Ausfälle auf. Bei Bauteilen werden sie z. B. durch mangelnde Qualität der Bauausführung und ungenügende Baustoffeigenschaften verursacht. Phase II weist eine relativ konstante Ausfallrate aus. Hier werden die Versagensfälle z. B. durch zufällige extreme Überbelastungen verursacht. In der letzten Phase III nimmt die Ausfallrate wieder durch die zeitabhängige Abnahme der Beanspruchbarkeit des Bauteils infolge von Ermüdung oder Alterung zu.

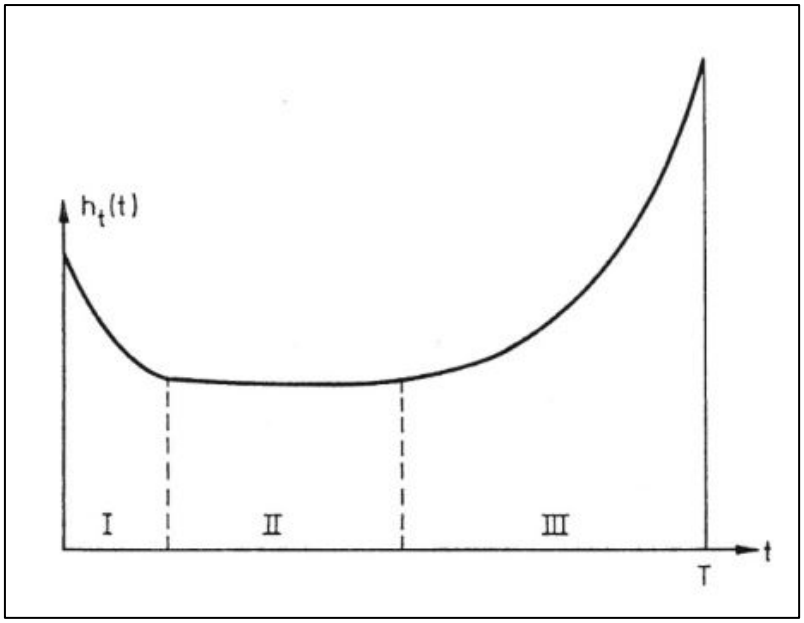

Abb. 2.34 Typischer Verlauf der Ausfallrate (/RAC 06/, /SPA 92/)

Die Materialverschlechterung aufgrund ungünstiger Einwirkungen der äußeren Umgebung (z. B. Feuchtigkeit, Kohlendioxid und Chloride) stellt einen zeitabhängigen Prozess dar, welche die Bauwerkszuverlässigkeit und -dauerhaftigkeit beeinträchtigen kann. Aufgrund der Vielzahl der unbekannten Faktoren können diese Alterungsprozesse normalerweise als Zufallsprozesse betrachtet werden. Somit ist ein probabilistisches Vorgehen für ihre Analyse am passendsten.

Die Wirkung der äußeren Einflüsse wird als zeitabhängiger Prozess E(t) bezeichnet. Es wird normalerweise angenommen, dass es sich um eine monoton ansteigende Funktion der Zeit handelt (zum Beispiel die Karbonatisierungstiefe in Betonbauteilen). Um den sicheren Bauteilzustand zu gewährleisten, ist es erforderlich, dass die Größe E den zeitabhängigen Bauteilwiderstand R(t) (z. B. die Dicke der Betondeckung) nicht überschreitet. Für den Prozess R(t) wird angenommen, dass dies eine monoton abnehmende Funktion der Zeit ist. Abb. 2.35 zeigt die Funktionen E(t) und R(t).

Die grundlegende Bedingung eines akzeptablen bzw. sicheren Zustands der Bauteile kann dann wie folgt formuliert werden:

$E(t) < R(t)$

Diese Bedingung ist eine Verallgemeinerung der Hauptbedingung $R > E$ (siehe Kap. 2.7). Die Zufallsgrößen E (t) und R (t) sind durch die Verteilungsdichtefunktionen

φ_E (x,t) und φ_R (x,t) sowie durch die Verteilungsfunktionen $Ø_E$(x,t) und $Ø_R$(x,t) beschrieben (siehe Abb. 2.35). Diese Zufallsgrößen sind, erstens die Funktionen einer Realisierung x der beobachteten Zufallsvariablen und zweitens die Funktionen von einer nicht zufälligen Zeit t (siehe Zeitpunkte t_1 und t_2 in Abb. 2.35). Die Momentparameter der zeitabhängigen Verteilungen (z. B. Mittelwerte und Standardabweichungen) sind Funktionen der Zeit t.

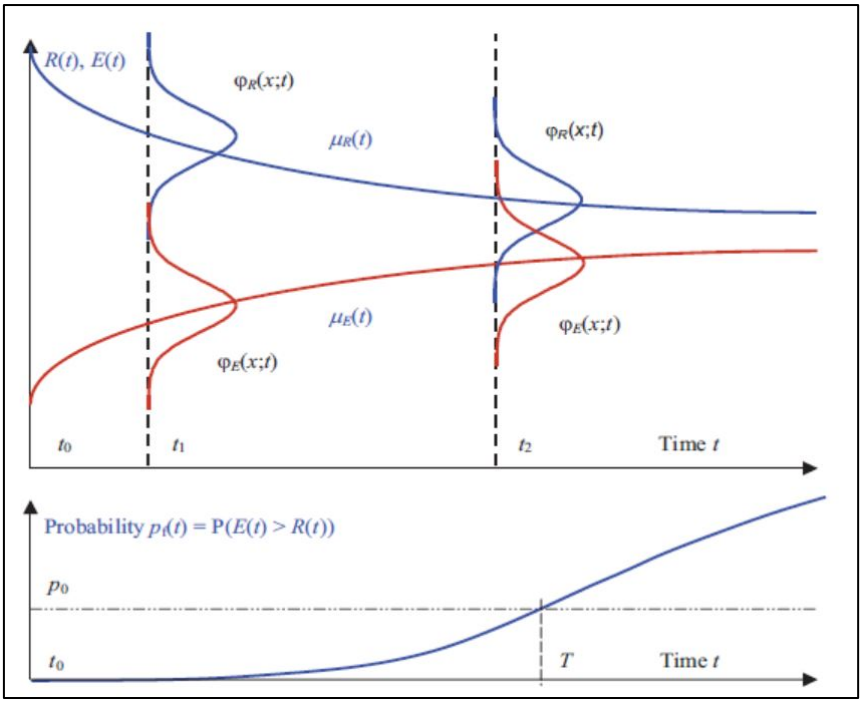

Abb. 2.35 Zeitabhängige Funktionen des Widerstandes R(t) und der Einwirkung E(t) /HOL 09/

Berücksichtigt man die Gleichung (2.2) aus Kap. 2.7, kann dann die zeitabhängige Versagenswahrscheinlichkeit wie in Gleichung (2.95) formuliert werden:

$$P_f(t) = P\,[E(t) > R(t)] = \int_{-\infty}^{\infty} \emptyset_R(x,t)\varphi_E(x,t)dx \qquad (2.95)$$

Die Bauwerks- bzw. Bauteillebensdauer T_L kann nun als die Zeit definiert werden, während der das Versagen nur mit einer gegebenen Wahrscheinlichkeit p_0 (z. B. 0,01) auftreten wird:

$P_f(T_L) = p_0$

Unter der Annahme der monotonen Funktionen E (t) und R (t) ist auch die Wahrscheinlichkeit P_f (t) monoton und dann kann ihre Umkehrfunktion $P_f^{-1}(p)$ bestimmt werden. Dabei kann die Lebensdauer T_L wie folgt definiert werden.

$$T_L = P_f^{-1}(p_0)$$

Die Lebensdauer T ist somit mit der Versagenswahrscheinlichkeit p_0 verbunden. Wenn die Lebensdauer T_L überschritten wird, dann überschreitet auch die Versagenswahrscheinlichkeit P_f den Wert p_0.

3 Möglichkeiten der Anpassung des Zielzuverlässigkeitsindexes β_{Ziel} für die Nachrechnung bestehender Bauwerke

3.1 Zuverlässigkeit und Zuverlässigkeitsindex

Unter Zuverlässigkeit versteht man die Fähigkeit eines Bauwerks bzw. Bauteils, die Anforderungen innerhalb der Nutzungszeit zu erfüllen. Quantitativ gesehen ist die Zuverlässigkeit die Wahrscheinlichkeit, dass ein Bauwerk nicht versagt. Wenn die Versagenswahrscheinlichkeit gleich P_f, entspricht, dann ist die Zuverlässigkeit P_s (Gleichung (3.1):

$$P_S = 1 - p_f \tag{3.1}$$

In /SUC 14/ wurde gezeigt, dass die Versagenswahrscheinlichkeit P_f wie folgt definiert werden kann (Gleichung (3.2):

$$P_s = P[g(x) < 0] \tag{3.2}$$

wobei *g(x)* eine Grenzzustandsfunktion ist, die eine Versagensbedingung darstellt. Diese Funktion ist eine Grenzfunktion zwischen sicheren ($g>0$) und unsicheren Bereichen ($g<0$). *x* ist ein *n*-dimensionaler Zufallsvektor, welcher die zufallsverteilten Systemeigenschaften beschreibt.

Wenn *E* eine Beanspruchung und *R* eine Beanspruchbarkeit sind, kann die Grenzzustandsfunktion *g* wie folgt definiert werden:

$$g(R, E) = Z = R - E \tag{3.3}$$

wobei *Z* als ein Sicherheitsabstand definiert wird. *E* und *R* werden normalerweise durch Zufallsvariablen oder stochastische Prozesse beschrieben. Dann kann die Zuverlässigkeit wie folgt berechnet werden:

$$P_s = P[g(R, E) > 0] = P(Z > 0) = P(R > E) \tag{3.4}$$

Wenn *E* und *R* normalverteilte Größen sind, dann ist auch *Z* normalverteilt und die Versagenswahrscheinlichkeit kann wie folgt bestimmt werden:

$$P_f = \emptyset\left[-\frac{(m_Z)}{\sigma_Z}\right] = \emptyset\left[-\frac{(m_R - m_E)}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_E^2}}\right] \tag{3.5}$$

wobei *Ø* die Funktion der standardisierten Normalverteilung, *m* ein Mittelwert und σ eine Standardabweichung sind. Abb. 3.1 illustriert das Vorgehen.

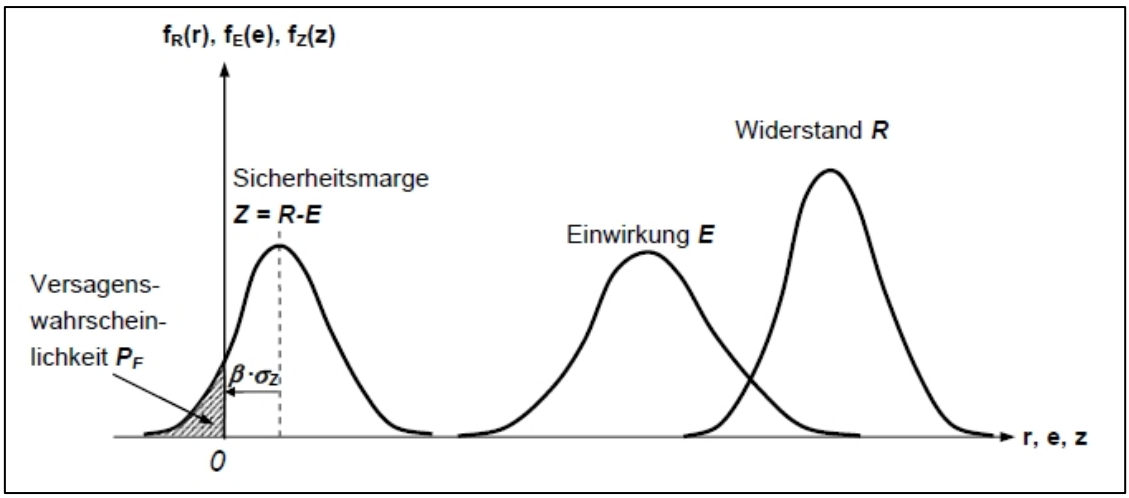

Abb. 3.1 Zuverlässigkeit als Funktion der Einwirkung und des Widerstands /GLO 07/

Der Zuverlässigkeitsindex *β* wurde zuerst von Cornell /COR 69/ als Maß für die Zuverlässigkeit baulicher Strukturen vorgeschlagen. Hasofer und Lind /HAS 74/ enwickelten das Konzept des Zuverlässigkeitsindex weiter. Dabei müssen die Basisvariablen in den Standardnormalraum transformiert und die Taylorreihenentwicklung im Versagenspunkt durchgeführt werden. Der Zuverlässigkeitsindex ist als kürzester Abstand zwischen dem Koordinatenursprung und der Grenzzustandsfunktion im Versagenspunkt definiert /SUC 14/. Nach Transformation in die Hessesche Normalform wird die Grenzzustandsfunktion wie folgt aussehen:

$$Z = g(t_E, t_R) = \alpha_E t_E - \alpha_R t_R - \beta = 0 \tag{3.6}$$

mit den Parametern, die als Sensitivitätsfaktoren weiter genannt werden:

$$\alpha_R = \frac{\sigma_R}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_E^2}}\ ; \quad \alpha_E = \frac{\sigma_E}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_E^2}} \tag{3.7}$$

Der Zuverlässigkeitsindex β wird dann wie folgt dargestellt:

$$\beta = \frac{m_R - m_E}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_E^2}}. \tag{3.8}$$

Die Versagenswahrscheinlichkeit kann dann direkt unter Verwendung von Φ (kumulative Verteilungsfunktion für die standardisierte Normalverteilung) berechnet werden:

$$P_f = \emptyset(-\beta) \tag{3.9}$$

Die Zuverlässigkeit wird dann entsprechend definiert:

$$P_s = 1 - P_f = \emptyset(\beta) \tag{3.10}$$

Die Beziehung zwischen P_f und β ist Tab. 3.1 zu entnehmen.

Tab. 3.1 Beziehung zwischen dem Zuverlässigkeitsindex β und der Versagenswahrscheinlichkeit *Pf*

P_f	10^{-1}	10^{-2}	10^{-3}	10^{-4}	10^{-5}	10^{-6}	10^{-7}	10^{-8}
β	1,28	2,33	3,09	3,72	4,27	4,75	5,20	5,61

3.2 Optimierung baulicher Anlagen

Bauingenieure planen, entwerfen und managen Bauwerke (z. B. Brücken, Hochhäuser, Stadien, Kraftwerke usw.). Auftraggeber und Gesellschaft erwarten von Bauingenieuren, dass diese Bauwerke/Systeme sicher und zuverlässig funktionieren. Andererseits muss die vorgesehene Nutzung des Bauwerkes rentabel sein. Kosten des Bauwerks entstehen u. a. aus Entwurf, Errichtung und Unterhaltung. Zweck ist, den Nutzen zu maximieren bzw. die Kosten zu minimieren. Die erwarteten Schadenskosten sind dabei das Risiko. Somit ergibt sich das optimal zu tragende Risiko direkt aus der Optimierung (siehe Abb. 3.2).

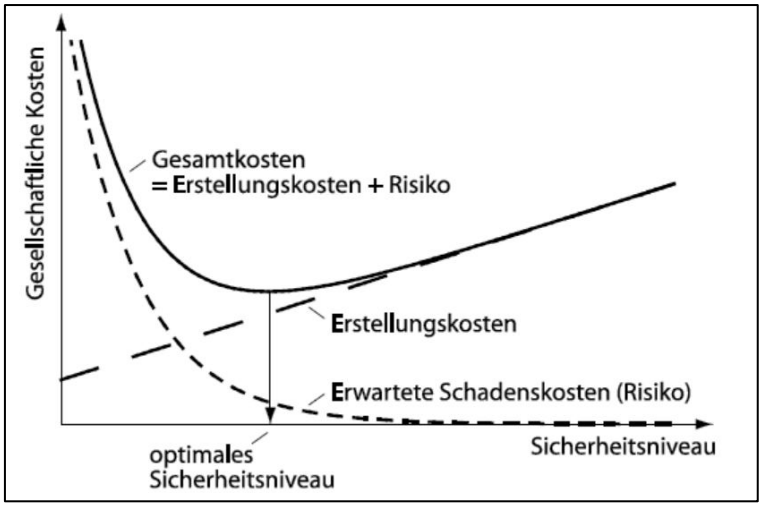

Abb. 3.2 Prinzip der Risikooptimierung /STR 10/

Schon in den 1970er Jahren machen Rosenblueth /ROS 71/ und andere Autoren (z. B. /HAS 74a/) darauf aufmerksam, dass die Festlegung von Sicherheitsanforderungen auf eine Optimierungsaufgabe hinausläuft. Der Zielwert der Zuverlässigkeit bzw. die zulässige Versagenswahrscheinlichkeit wird als Optimum zwischen Risiko und Kosten für ein Bauwerk verstanden. Der ökonomische Nutzen stellt eine skalare Größe dar, die monetär bewertet werden muss, indem soziale und gesellschaftliche Aspekte in Geldeinheiten ausgedrückt werden. Die Problemstellung ist sehr komplex und die Aufgabe ist derzeit schwierig zu lösen /RAC 01/.

In /ROS 71/ ist die Zielfunktion zur Optimierung von baulichen Anlagen auf ökonomischer Basis angegeben mit:

$$Z(p) = B(p) - C(p) - D(P) \tag{3.11}$$

Dabei ist *p* ein Vektor der Bemessungsparameter, *B(p)* ist der aus der Existenz einer baulichen Anlage erwachsende Nutzen, *C(p)* sind die Errichtungskosten und *D(p)* sind die Kosten bei einem Versagen der Anlage. Im Sinne der statistischen Entscheidungstheorie sind jeweils die Erwartungswerte zu nehmen. *B(p)* wird im Allgemeinen von den Bemessungsparametern unabhängig sein oder mit *p* geringfügig abnehmen. Deswegen kann in den meisten Anwendungsfällen *B(p)* = *B* gesetzt werden /RAC 04/. Um diesen auf eine Zeiteinheit zu beziehen, wird die Variable *b* eingeführt. Für die Erstellungskosten verwendet man häufig folgenden den Ansatz:

$$C(p) = C_0 + \sum c_i p_i \quad wobei \;\; C_0 \gg \sum c_i p_i \tag{3.12}$$

Dabei sind C_0 die nicht von Parameter *p* abhängigen Kosten.

Der Erwartungswert des Risikos *D(p)* einer baulichen Anlage wird aus dem Produkt der direkten Versagenskosten – inkl. Abbruch und Abräumkosten *H(p)* – und der Versagenswahrscheinlichkeit P_f gebildet. Unter Annahme, dass *C* und *D* mindestens einmal nach *p* differenzierbar sind und *C* mit jeder Komponente von *p* wächst, während *D* abfällt, hat die Zielfunktion ein Optimum/Maximum. Aus wirtschaftlichen Überlegungen ist nur eine positive Zielfunktion für alle Beteiligten sinnvoll. Der sinnvolle Parameterbereich ist der Durchschnitt aller Kostenansätze für *Z(p)* /RAC 04/. Abb. 3.3 stellt die Vorgehensweise dar.

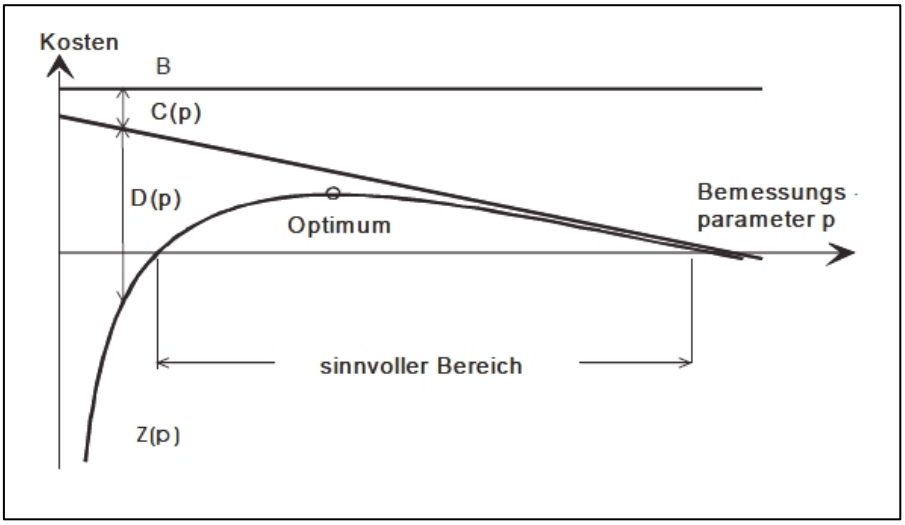

Abb. 3.3 Grafische Darstellung der Zielfunktion /RAC 04/

Da die Entscheidung über Bauvorhaben jedoch bereits zum Zeitpunkt *t* = 0 getroffen wird, müssen alle eingehenden Parameter verzinst werden. Zu diesem Zweck kann näherungsweise eine kontinuierliche Verzinsung angenommen werden:

$$\delta(t) = exp\ (-rt) \tag{3.13}$$

Die Variable *r* bezeichnet den Realzinssatz und *t* die betrachtete Zeitspanne. Für den Diskontsatz *r* sollte ein Mittelwert über einen angemessen großen Zeitraum angenommen werden, um den Einfluss zeitlicher Unterschiede des Diskontsatzes realistisch zu erfassen bzw. zu minimieren. Somit ergibt sich für den Nutzen im Zeitraum T nach /JCS 01/:

$$B(p) = \int_0^T b(t)\delta(t) = \frac{b}{r}[1 - exp\,(-rt)] \tag{3.14}$$

Der Erwartungswert der Schadenskosten zum Zeitpunkt *t* = 0 kann wie folgt dargestellt werden:

$$D(p) = D\delta(t) = D_0 - exp\,(-rt) \tag{3.15}$$

Wenn ein jährlicher Diskontsatz r‘ definiert ist, rechnet man mit r = ln (1+r‘) um.

Liegt ein Versagen, welches durch zeitinvariante Lasten verursacht wird, direkt nach der Fertigstellung bzw. während der Erstellung vor, wobei ein Bauwerk nach dem Versagen aufgegeben werden muss, so ergibt sich schließlich Gleichung:

$$Z(p) = B(p) - C(p) - [B(p) + H(p)]\,P_f(p) \tag{3.16}$$

Wird das Bauwerk nach dem Versagen sofort wiederaufgebaut, kann folgende Zielfunktion angesetzt werden:

$$Z(p) = B(p) - C(p) - [C(p) + H(p)]\,P_f(p)/\left[1 - P_f(p)\right] \tag{3.17}$$

Das sind die am häufigsten verwendeten Zielfunktionen. Dabei wird unterstellt, dass der Entwurf im Hinblick auf die Zuverlässigkeit bereits optimal war und somit keine Änderungen bezüglich der Parameter vorgenommen werden müssen. Diese Annahme ist rein theoretisch, da das Bauwerk nach einem Einsturz sicherlich modifiziert werden würde.

Zur Berücksichtigung des zeitabhängigen Versagens werden in der Bauwerkszuverlässigkeit zeitabhängige Belastungsereignisse häufig durch einen Poisson-Prozess modelliert. Unter der Annahme, dass ein Bauwerksversagen nur unter einem extremen Lastereignis auftritt, folgt die Versagenswahrscheinlichkeit ebenfalls einem Poisson-Prozess. Aufgrund des funktionalen Zusammenhangs wird der Parameter *λ(p)* auch als Versagensrate bezeichnet. Für einen großen Zeitraum $T \rightarrow \infty$ ergibt die Zielfunktion unter der Annahme, dass das Bauwerk nach dem Einsturz aufgegeben wird /JCS 01/:

$$Z(p) = \frac{b}{r} - C(p) - \left[\frac{b}{r} + H(p)\right]\frac{\lambda(p)}{r + \lambda(p)} \tag{3.18}$$

Für den Fall, dass das Gebäude nach dem Einsturz wiederaufgebaut wird, lautet die Zielfunktion:

$$Z(p) = \frac{b}{r} - C(p) - [C(p) + H(p)]\ \frac{\lambda(p)}{r} \tag{3.19}$$

Da die direkten Schadenskosten i. d. R. unabhängig von den Bemessungsparametern sind, kann meist *H(p) = H* gesetzt werden. Die Schadenskosten werden vor allem durch die Bewertung von menschlichen Opfern beeinflusst, die hierfür in ein Geldäquivalent pro Opfer umgerechnet werden müssen. Es handelt sich dabei nicht um die Kosten für ein Menschenleben, sondern vielmehr um den gesellschaftlich akzeptablen finanziellen Aufwand, um ein Menschenleben zu retten. Zur Bestimmung der Lebensrettungskosten gibt es verschiedene Ansätze. Der sogenannte Lebensqualitätsindexes (Life Quality Index - LQI) wird dafür häufig verwendet (siehe u. a. /NAT 97/, /RAC 01/, /RAC 02/).

Lebensqualitätsindexes (LQI) ist ein Indikator der Lebensqualität als Funktion der Lebensdauer und des wirtschaftlichen Wohlstands und basiert auf einer Kombination von volkswirtschaftlichen Überlegungen mit empirischen Beobachtungen. Eine Variante des LQI ist gegeben zu:

$$L = g^q(1 - w)e \tag{3.20}$$

wobei *g* das durchschnittlich verfügbare jährliche Einkommen darstellt, *e* die durchschnittliche Lebenserwartung und *w* den Anteil der Lebenszeit, welche für die Arbeit aufgewendet wird, so dass *(1-w)·e* die frei verfügbare Zeit (Freizeit) darstellt. Typische Werte von *w* für heutige Gesellschaften in der ersten und zweiten Welt sind in der Größenordnung von 0,08 – 0,13. *q* ist eine Konstante, welche auf verschiedene Weise hergeleitet werden kann. Typische Werte von *q* sind in der Größenordnung von 0,15 – 0,2. Dieser Index stellt den Zusammenhang zwischen Wohlstand (ausgedrückt durch das verfügbare Einkommen) und Lebenserwartung dar. Der Index erlaubt nun eine Quantifizierung des gesellschaftlichen Nutzenkriteriums: Eine Aktivität ist dann akzeptabel, wenn sie den Lebensqualitätsindex nicht verringert, d. h., wenn für die mit der Aktivität verbundenen Änderungen *dg* und *de* gilt, dass

$$dL = \frac{dL}{dg}dg + \frac{dL}{de}de\ \geq 0 \tag{3.21}$$

Es folgt die Bedingung:

$$\frac{dg}{dg} \geq -\frac{1}{q}\frac{de}{e} \tag{3.22}$$

Dies bedeutet, eine Aktivität ist dann akzeptabel, wenn die relative Änderung des verfügbaren Einkommens *dg/g* größer ist als die relative Änderung der Lebenserwartung *de/e* multipliziert mit dem Faktor *1/q*. Umgekehrt lässt sich aussagen, dass mindestens *dg/g* investiert werden soll, um *de/e* an Lebenserwartung zu gewinnen. Für einen Wert von *q= 0,2* sollte also etwa 5 % des verfügbaren Einkommens investiert werden, um die Lebenserwartung um 1 % zu erhöhen. Dieser Zusammenhang ist in Abb. 3.4 dargestellt.

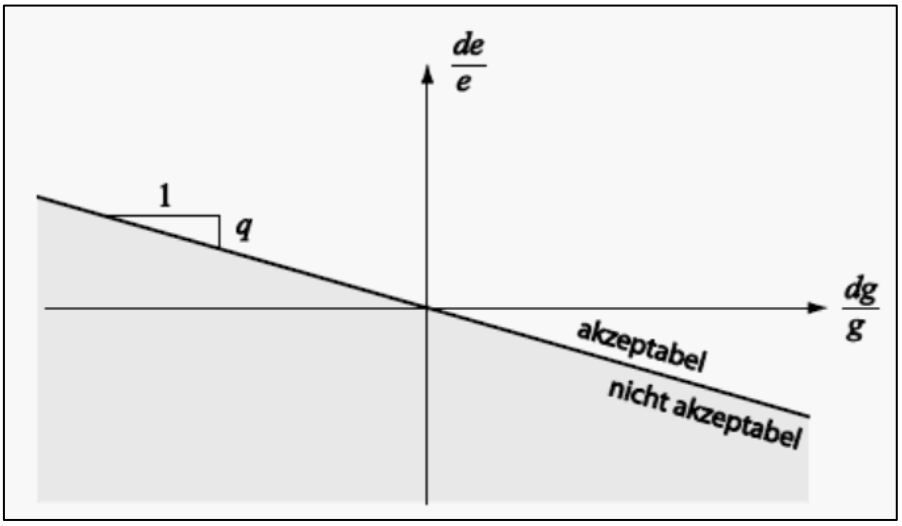

Abb. 3.4 Grafische Darstellung der Zielfunktion /NAT 97/

Der Lebensqualitätsindex stellt ein vereinfachtes Modell dar, welches durch zusätzliche Indikatoren noch verfeinert werden könnte. Der Vorteil des LQI ist seine Einfachheit, welche klar wiedergibt, dass es hierbei nur um eine einfache Beziehung zwischen Lebensdauer und Wohlstand geht, sowie die Tatsache, dass der LQI auf leicht messbaren statistischen Kennwerten beruht. Außerdem stimmt der LQI gut mit anderen empirisch beobachtbaren ökonomischen Indikatoren überein. Aus diesem Grund ist der LQI ein äußerst hilfreiches Instrument zur Bestimmung der Akzeptanzkriterien. Die Beziehung in Gleichung (3.22) erlaubt einen Zusammenhang zwischen den zu investierenden Mitteln und der Veränderung der Lebenserwartung. Somit lässt sich damit die Geldmenge ermitteln, welche in die Rettung eines Menschenlebens investiert werden sollte. Bei dieser Geldmenge handelt es sich um die sogenannten Rettungskosten. Diese Größe kann dann als Richtlinie für die Bestimmung notwendiger Maßnahmen dienen.

Aus dem Lebensqualitätsindex (LQI) ergeben sich die optimal akzeptierten impliziten Kosten für die Abwendung eines Todesfalls, das sogenannte ICAF (Implied Cost of Averting a Fatality) /FAB 03/. Dieser Wert ist u. a. vom Bruttosozialprodukt und der Lebenserwartung abhängig. Für ein Bauvorhaben in Mitteleuropa ergibt sich für das ICAF ungefähr ein Wert von 2.700.000 EUR pro gerettete Menschenleben.

Für die Anwendung auf bauliche Anlagen muss noch die Anzahl der eventuellen Opfer N_F hinzugefügt werden. Dann werden die Lebensrettungskosten von technischem Projekt mit N_F eventuellen Opfer als folgendes dargestellt:

$$H_F = ICAF \cdot k \cdot N_F \tag{3.23}$$

Der Faktor k erfasst die Wahrscheinlichkeit, bei einem Bauwerksversagen ein Menschenleben zu verlieren. In diesem Zusammenhang ist auch die zu erwartende Versagensart (duktil oder spröde) von Bedeutung. Für ein unerwartetes, sprödes Versagen empfiehlt /RAC 02/ $0{,}01 \leq k \leq 0{,}5$.

Das Gruppenrisiko wird häufig in Form einer numerischen F-N-Kurve dargestellt, wobei N die Anzahl der Todesfälle und F die Häufigkeit von Unfällen mit mehr als N Todesfällen darstellt (siehe z. B. /SYK 18/). Diese Kurve zeigt die Wahrscheinlichkeit einer Überschreitung als Funktion der Anzahl der Todesfälle N, üblicherweise unter Verwendung einer doppelten logarithmischen Skala:

$$1 - F_N(x) = P(N > x) = \int_x^{\infty} f_N(t)dt \tag{3.24}$$

wobei f_N (x) - Verteilungsdichtefunktion der Anzahl der Todesfälle pro Jahr; und F_N (x) - kumulative Dichtefunktion, deren Wert eine Wahrscheinlichkeit von ≤ x Todesfällen pro Jahr ergibt. Ein einfaches Maß für das Gruppenrisiko ist der jährliche Erwartungswert der Anzahl der Todesfälle, der häufig verwendet wird, um alternative Projekte hinsichtlich ihres inhärenten Risikos in Bezug auf die Sicherheit von Menschen zu vergleichen.

In der Literatur angegebene typische *F-N*-Kurven zeigen unterschiedliche Muster für dieselbe industrielle Aktivität in verschiedenen Ländern oder für unterschiedliche industrielle Aktivitäten in demselben Land. Die folgende allgemeine Formel wurde vorgeschlagen, um das Gruppenrisikoakzeptanzkriterium darzustellen:

$$F \leq a \cdot N^{-k} \tag{3.25}$$

wobei *a* und *k* vordefinierte Konstanten sind, die sich auf statistische Beobachtungen von Naturgefahren und vom Menschen verursachte Gefahren beziehen können. Für akzeptable Risiken in Bezug auf strukturelle Ausfälle wäre die Konstante etwa $a = 10^{-6}$ und für geringfügig akzeptable Risiken $a = 10^{-4}$; $k = 1$ stellt risikoneutrale Kurven dar, $k > 1$ beschreibt Kurven mit Risikoaversion und $k < 1$ Kurven mit Risikoanfälligkeit. Der Fall von $k < 1$ führt zu unendlich hohen erwarteten Verlusten (in Bezug auf Leben oder Kosten) und ist daher nicht akzeptabel. Die Konstante *a* repräsentiert die Häufigkeit des Auftretens von Ereignissen mit einem oder mehreren Todesfällen; In der Regel werden Jahreswerte berücksichtigt.

Basierend auf den *F-N*-Kurven kann die sogenannte ALARP-Region („as low as reasonably practicable“ – „so niedrig, wie vernünftigerweise praktikabel“) durch zwei Grenzen definiert werden. Der Bereich oberhalb der Obergrenze stellt das Risiko dar, das unter keinen Umständen toleriert wird, während das Risiko unterhalb der Untergrenze von keinem praktischen Interesse ist (ein Beispiel des ALARP-Konzeptes ist in Abb. 3.5 dargestellt). Solche Akzeptanzkurven wurden für verschiedene Industriebereichen entwickelt, einschließlich der chemischen Industrie und der Transportindustrie.

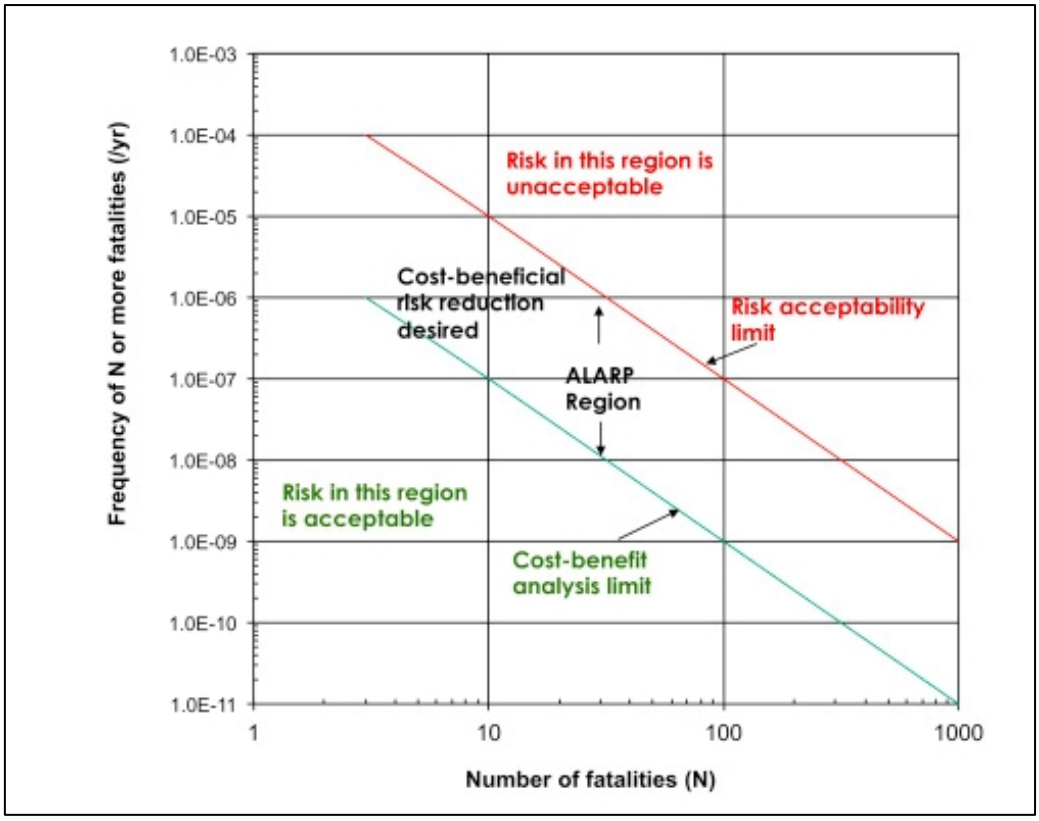

Abb. 3.5 ALARP Region /TCH 19/

Im ALARP-Prinzip ist die „Breite“ zwischen der oberen und unteren Kurve von Bedeutung. Diese Breite beträgt häufig zwei Größenordnungen, was in praktischen Fällen eine übermäßige Flexibilität ermöglicht. Beispiele für Todeskriterien (*F-N*-Kurven) in Abb. 3.6 basieren auf den Empfehlungen in:

- ISO 2394-1998 /ISO 98/ (abgelöst in 2015)
  für allgemeine Grundsätze der strukturellen Zuverlässigkeit: a = 0,1 oder 0,01 pro Jahr und k = 2. Diese Werte dienen dazu, Unfälle zu vermeiden, bei denen eine große Anzahl von Menschen getötet werden kann. Der Unfall ist mit einem Zusammenbruch der gesamten Struktur verbunden.

- Trbojevic /TRB 09/
  $a = 2 \times 10^{-5}$ pro Jahr und k = 1. Dieses Kriterium dient für eine Struktur mit 100 gefährdeten Personen.

- FIN-Bulletin 80 /FIB 16/
  $a = 5 \times 10^{-4}$ pro Jahr und k = 2. Dieses Kriterium wird aus einem tragenden Hauptelement einer Straßenbrücke abgeleitet: Es dient dazu, das Sicherheitsniveau zu gewährleisten, weiches mit den derzeit bewährten Verfahren verbunden ist.

- ISO 2394-2015 /ISO 15/
  basiert auf dem LQI-Ansatz (siehe oben).

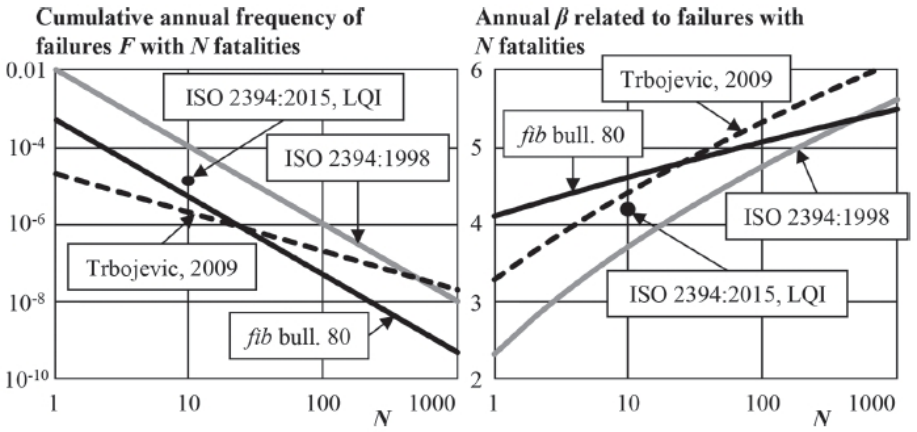

Figure 1: a) *F-N* curves relating expected fatalities (*N*) from an accidental event or failure and the annual frequency of occurrence (*F*) of events with ≥*N* fatalities; b) Annual reliability indices derived from the *F-N* curves, related to events with *N* fatalities.

Abb. 3.6 Verschiedene *F-N*-Kurven /SYK 18/

Die ISO-Empfehlung wird in einigen Ländern angewendet. Beispielsweise betrachten Belgien und die Niederlande das Akzeptanzkriterium für Ereignisse mit N ≥ 10 Todesopfern.

Die Kriterien in Abb. 3.6 (Fig. 1a) liefern Werte, die sich über mehr als zwei Größenordnungen erstrecken. Dies wird auf verschiedene Referenzsysteme zurückgeführt, für die diese Kriterien gelten. Während das Beispiel in ISO 2394-1998 /ISO 98/ für große Gruppen von Bauwerken verwendet werden soll, konzentrieren sich die beiden anderen Empfehlungen auf einzelne Gebäude oder auf ein Schlüsselbauteil einer Brücke. Daher ist das Bezugssystem für die Festlegung der Kriterien für die Sicherheit des Menschen von zentraler Bedeutung.

Abb. 3.6 (Fig. 1b) zeigt die jährlichen Zuverlässigkeitsindizes β, die von der in Abb. 3.6 (Fig. 1a) angegebenen Wahrscheinlichkeit $F(N)$ abgeleitet sind. Es scheint, dass die betrachteten Kriterien zu einem weiten Bereich von β-Werten führen, insbesondere für Ereignisse mit N < 10.

Es wird darauf hingewiesen, dass zum Themenkomplex Sicherheit des Menschen nicht nur Todesfälle, sondern auch Verletzungen gehören. In vielen Studien werden Verlet-

zungen mit Todesfällen in Verbindung gebracht, indem ein multiplikativer Faktor verwendet wird, beispielsweise 0,1 für mittelschwere Verletzungen und 0,5 für schwere Verletzungen. Basierend auf diesem einfachen Verfahren können gewichtete Todesfälle erhalten werden.

In /DIA 00/ wurden die Akzeptanzkriterien für das menschliche Risiko in der Eisenbahnindustrie abgeleitet, indem angenommen wurde, dass die Sicherheit der traditionellen Eisenbahnen in den letzten zwei oder drei Jahrzehnten akzeptabel ist. Das Sicherheitsziel wurde daher abgeleitet, indem die jüngste Risikohistorie des Eisenbahnsystems im Hinblick auf die Häufigkeit des Auftretens von Unfällen und das Ausmaß ihrer Folgen analysiert wurde. Das allgemeine Verfahren zur Abschätzung des mit dem Schienenverkehr verbundenen Risikos basiert auf Analysen der Häufigkeit des Auftretens bestimmter Folgen für einen bestimmten Unfall. Die aufgeführte Einteilung der Folgen wurde vorgeschlagen:

- Mittlere Folgen: 1 bis 10 Todesfälle mit einem Durchschnittswert von 3 Todesfällen,
- Schwere Folgen: 11 bis 100 Todesfälle mit einem Durchschnittswert von 30 Todesfällen,
- Katastrophale Folgen: 101 bis 1000 Todesfälle mit einem Durchschnittswert von 300 Todesfällen.

Die Bewertung der Wahrscheinlichkeit kann unter der Annahme durchgeführt werden, dass Unfälle nach einem Poisson-Verfahren auftreten. Im Allgemeinen wird aufgrund der begrenzten Erfahrung mit Unfällen ein Bayes-Ansatz empfohlen, in dem Expertenurteile mit statistischen Daten kombiniert werden können. Dieser Ansatz wurde auf Daten über gemeldete Unfälle der italienischen, österreichischen und deutschen Eisenbahn angewendet. Die erhaltenen Ergebnisse gelten für eine erste Definition eines akzeptablen Sicherheitsniveaus für die westeuropäischen Eisenbahnsysteme und sind vergleichbar mit berechneten Werten für verschiedene Tunnelprojekte. Die Ergebnisse und die empfohlenen Akzeptanzkriterien lassen sich wie folgt zusammenfassen:

- Ereignisse mittlerer Konsequenz gehen mit einer jährlichen Wahrscheinlichkeit von 10^{-9} pro Zugkilometer einher.
- Ereignisse mit schwerwiegenden Folgen gehen mit einer jährlichen Wahrscheinlichkeit von 10^{-10} pro Zugkilometer einher.

- Ereignisse mit katastrophalen Folgen gehen mit einer Wahrscheinlichkeit von 10^{-11} pro Zugkilometer einher.

In /DIA 16/ (siehe Tab. 3.2) ist ein Vergleich der oben erwähnten Ansätze dargestellt.

Tab. 3.2 Vergleich der diskutierten Ansätze

Ansatz	Vorteil	Nachteil	eingesetzt in ISO
Menschliches Risiko - F-N-Kurve	- einfach anzuwenden - wenig Input-Parameter benötigt - traditionell angewendet in vielen Branchen, Vergleiche zwischen verschiedene Aktivitäten möglich	- in einigen Fällen können risikoscheue Entscheidungen zugunsten bestimmter Gruppen von Menschen getroffen werden - fallende Kosten für Sicherheitsmaßnahmen sind nicht direkt berücksichtigt (obwohl sie durch Optimierung reflektiert werden können)	ISO 2394-1998 /ISO 98/
Kosten - Optimierung	- ermöglicht Vorschlag einer optimalen Bemessungsstrategie bezüglich der ganzen Lebenszyklus-kosten - bietet die optimale Lösung für einen Eigentümer, unabhängig von anderen industriellen Branchen	- oft ist es schwierig, Versagensfolgen zu spezifizieren - für langfristige Nutzungsdauer ist es schwierig, die Diskontsätze zu spezifizieren	ISO 2394-1998 /ISO 98/, ISO 2394-2015 /ISO 15/ und ISO 13822-2010 /ISO 10/
Prinzip der Lebensrettungs-kosten – LQI (Lebensqualitäts-index)	- verbindet menschliche Sicherheit und Kostenoptimierung - ermöglicht einen Vergleich der lebensrettenden Investitionen in verschiedenen industriellen und gesellschaftlichen Sektoren	- hängt von sozioökonomischen Faktoren ab, welche langfristig schwierig zu beurteilen sind - gewichtet den Wert des erwarteten Opfers einer bestimmten Tätigkeit gegen den wirtschaftlichen Wert der Tätigkeit. Die Gefahr, weicher die Menschen ausgesetzt sind, kann innerhalb der betroffenen Bevölkerung je nach Person variieren	ISO 2394-2015 /ISO 15/

3.3 Zielwerte der Zuverlässigkeit im Normen

Eine Bemessung von Bauwerken ist ein Iterationsprozess. Wenn ein Zielzuverlässigkeitsindex zu Grunde gelegt wird, wird ein Bemessungsprozess so lange iteriert, bis der bei der Bemessung nachgewiesene Zuverlässigkeitsindex gleich dem Zielzuverlässigkeitsindex wird.

Die Zielzuverlässigkeit wird nicht von Bauingenieur definiert, sondern muss von Behörden bzw. Normenmacher festgelegt werden. Die Vorschläge für die Zielzuverlässigkeit wurden jedoch seit einigen Jahrzehnten von der Forschung erarbeitet und veröffentlicht. Dabei wurden zwei wichtige Einflussfaktoren für die Festlegung der Zielzuverlässigkeit betrachtet: die Kosten-Nutzung-Optimierung des Bauwerks und die menschliche Sicherheit.

In der /DIN 81a/ wurde zum ersten Mal in der Normengeschichte der Bundesrepublik Deutschland ein baustoff- und bauartübergreifendes Sicherheitskonzept in Anlehnung an europäische Entwicklungen definiert. Es wurde im Hinblick auf die möglichen Versagensfolgen baulicher Anlagen eine Differenzierung für Mensch und Umwelt in Form von Sicherheitsklassen vorgenommen (siehe Tab. 3.3).

Tab. 3.3 Sicherheitsklassen nach /DIN 81a/

Klasse	Mögliche Folgen von Gefährdungen	
	vorwiegend die Tragfähigkeit betreffend	**vorwiegend die Gebrauchstauglichkeit betreffend [1)]**
1	Keine Gefahr für Menschenleben und geringe wirtschaftliche Folgen	Geringe wirtschaftliche Folgen, geringe Beeinträchtigung der Nutzung
2	Gefahr für Menschenleben bzw. beachtliche wirtschaftliche Folgen	Beachtliche wirtschaftliche Folgen, beachtliche Beeinträchtigung der Nutzung
3	Große Bedeutung der baulichen Anlage für die Öffentlichkeit	Große wirtschaftliche Folgen, große Beeinträchtigung der Nutzung

[1)] Besteht bei Verlust der Gebrauchstauglichkeit Gefahr für Leib und Leben (z. B. Undichtigkeit von Behältern und Leitungen mit gefährlichen Stoffen) so wird dieser wie ein Verlust der Tragfähigkeit betrachtet.

Diesen Sicherheitsklassen wurde der Sicherheitsindex β für einen Bezugszeitraum von einem Jahr zugewiesen (siehe Tab. 3.4). Nach /DIN 81a/ sind die meisten Bauwerke in die Sicherheitsklasse 2 einzuordnen.

Tab. 3.4 Sicherheitsindex β nach /DIN 81a/ für den Bezugszeitraum von einem Jahr

Grenzzustand	Sicherheitsklassen		
	1	**2**	**3**
Grenzzustand der Gebrauchsfähigkeit (auch Rissbildung und Schwingungsempfindlichkeit)	2,5	3,0	3,5
Grenzzustand der Tragfähigkeit (Kollaps, Bruch, Gleiten, Instabilität)	4,2	4,7	5,2

Eine ähnliche Definition der Sicherheits- bzw. Schadensfolgeklassen findet sich in der europäischen Normung wieder, die ideelle und materielle Wertverluste beziffern.

Eurocode /DIN 10/ betrachtet folgende Gesichtspunkte bei der Wahl differenzierter Zuverlässigkeitsniveaus für ein bestimmtes Tragwerk:

- Mögliche Ursachen und Formen des Versagens,
- Mögliche Versagensfolgen in Hinblick auf Leben und Unversehrtheit von Personen und auf wirtschaftliche Verluste,
- Öffentliche Einstellung zu dem Versagen,
- Kosten und Aufwendungen, um das Versagensrisiko zu vermindern.

Dabei musste die geplante Nutzungsdauer festgelegt werden. In Tabelle 2.1 von /DIN 10/ werden fünf Klassen der Nutzungsdauer definiert. Zwei Klassen kommen für kerntechnische Bauwerke in Betracht:

- Klasse 4 – Nutzungsdauer 50 Jahren (Gebäude und andere gewöhnliche Tragwerke),
- Klasse 5 – Nutzungsdauer 100 Jahren (Monumentale Gebäude, Brücken und andere Ingenieurbauwerke).

Anhang B „Behandlung der Zuverlässigkeit im Bauwesen“ /DIN 10/ gibt zuerst die Klassen für Schadensfolgen (Tabelle B.1 in /DIN 10/) an. Sie sind in Tab. 3.5 dargestellt.

Tab. 3.5 Klassen für Schadensfolgen

Schadensfol-geklassen	Merkmale	Beispiele im Hochbau oder bei sonstigen Ingenieurbauwerken
CC3	Hohe Folgen für Menschenleben oder sehr große wirtschaftliche, soziale oder umweltbeeinträchti-gende Folgen	Tribünen, öffentliche Gebäude mit hohen Versagensfolgen (z. B. eine Konzerthalle)
CC2	Mittlere Folgen für Menschenleben, beträchtliche wirtschaftliche, soziale oder umweltbeeinträchtigende Folgen	Wohn- und Bürogebäude, öffentliche Gebäude mit mittleren Versagensfolgen (z. B. ein Bürogebäude)
CC1	Niedrige Folgen für Menschenleben und kleine oder vernachlässigbare wirtschaftliche, soziale oder umwelt-beeinträchtigende Folgen	Landwirtschaftliche Gebäude ohne regelmäßigen Personen-verkehr (z. B. Scheunen, Ge-wächshäuser)

Als Nächstes werden die drei Zuverlässigkeitsklassen definiert, welche mit den Schadenfolgenklassen (CC) verknüpft werden können. Dabei werden die Zuverlässigkeitsklassen (RC) durch den Zuverlässigkeitsindex β definiert (siehe oben). Dieser Index bestimmt die Zielzuverlässigkeit (siehe Tab. 3.6).

Tab. 3.6 Mindestwerte des Zuverlässigkeitsindex β

Zuverlässigkeitsklasse	Mindestwert für β	
	Bezugszeitraum 1 Jahr	Bezugszeitraum 50 Jahre
RC 3	5,2	4,3
RC 2	4,7	3,8
RC 1	4,2	3,3

Anmerkung: Größere Zuverlässigkeitsklassen als RC 3 werden in diesem Anhang nicht weiter betrachtet, da für die betroffenen Bauteile Sonderuntersuchungen angestellt werden müssen.

In Anhang C „Grundlagen für die Bemessung mit Teilsicherheitsbeiwerten und die Zuverlässigkeitsanalyse“ /DIN 10/ sind weitere Differenzierungen der Zuverlässigkeit aufgelistet. Dabei werden die Zielwerte der Zuverlässigkeit der RC 2-Klasse für verschiedene Grenzzustände angegeben (siehe Tab. 3.7).

Tab. 3.7 Zielwert des Zuverlässigkeitsindex β für Bauteile der RC 2-Klasse

Grenzzustand	Zielwert des Zuverlässigkeitsindex	
	1 Jahr	**50 Jahre**
Tragfähigkeit	4,7	3,8
Ermüdung		1,5 bis 3,8[a]
Gebrauchstauglichkeit (nicht umkehrbar)	2,9	1,5

a - Abhängig von der Zugänglichkeit und Schadenstoleranz

Die Zielwerte der Zuverlässigkeit in Tab. 3.6 und Tab. 3.7 gelten für die Bezugszeiträume 1 Jahr bzw. 50 Jahre. Eine Umrechnung des Zuverlässigkeitsindex β_n für andere Bezugszeiten (*n*-Jahren) ausgehend von Bezugsraum für ein Jahr (Zuverlässigkeitsindex β_1) kann mit folgender Gleichung (3.26) durchgeführt werden:

$$\beta_n = \emptyset^{-1}\{[\emptyset(\beta_1)]^n\} \tag{3.26}$$

Diese Gleichung ist jedoch nur gültig unter der Bedingung, dass die Versagenswahrscheinlichkeit im Jahr *m* x gleich der Versagenswahrscheinlichkeit im Jahr *m-1* ist. Anders ausgedrückt, Zuverlässigkeitswerte pro Jahr sind voneinander unabhängig. Diese Aussage ist richtig, wenn die Hauptunsicherheiten durch Lasten verursacht werden, bei welchen die Jahresmaxima statistisch voneinander unabhängig sind. In Wirklichkeit ist diese Aussage selten richtig. Wenn jedoch gewisse Abhängigkeit zwischen den Jahreswerten vorhanden ist, stellt die Gleichung (3.26) untere Abschätzung der Zuverlässigkeit nach *n*-Jahren.

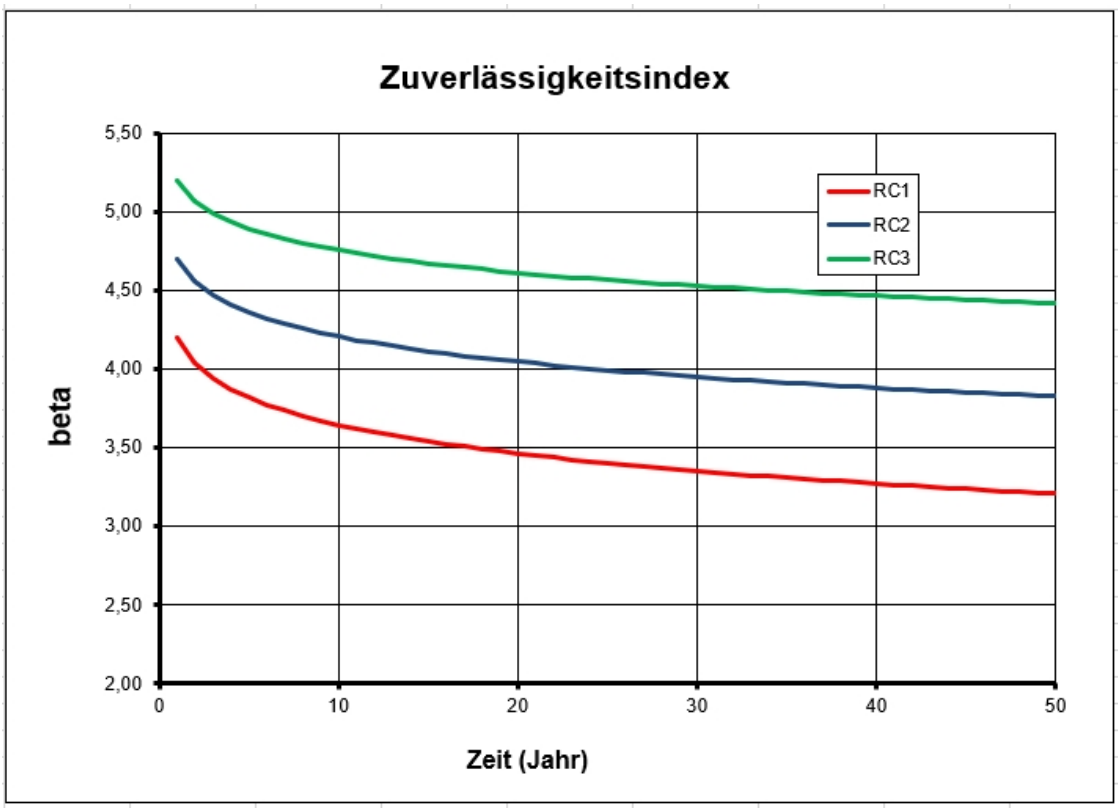

Abb. 3.7 Zuverlässigkeitswerte in Abhängigkeit vom Bezugszeitraum

Eine grafische Umsetzung der Umrechnung (Gleichung (3.26)) für die Zuverlässigkeitsklassen aus Tab. 3.6 ist in Abb. 3.7 dargestellt.

Der grundlegende Eurocode EN 1990 /DIN 10/ wird zurzeit verbessert. In /HOL 18/ wurde erklärt, dass mit der aktuellen globalen Überarbeitung des Eurocodes EN 1990 /DIN 10/ weitere allgemeine Grundsätze in Bezug auf Maßnahmen, strukturelle Beständigkeit, Gebrauchstauglichkeit und Haltbarkeit unter Berücksichtigung anderer Dokumente (/ISO 15/ und /JCS 01/) herausgearbeitet werden sollen.

Im Unterschied zur /DIN 10/ sollen die Folgen eines strukturellen Versagens in Abhängigkeit von den in Tab. 3.8 angegebenen sozialen und wirtschaftlichen Aspekten in fünf nachfolgende Klassen unterteilt werden, die als CC0 bis CC4 bezeichnet werden. Die Bestimmungen für die nachfolgenden Klassen CC0 und CC4 fallen nicht in den Geltungsbereich der Eurocodes. Diese Entwicklung zeigt, dass in dem überarbeiteten Eurocode eine neue höhere Klasse CC4 vorgesehen ist, welche sich auf die Baustrukturen bezieht, die außerhalb des Geltungsbereiches der Eurocodes liegen. Diese Klasse kann für kerntechnische Bauwerke in Vorteil sein. Die Zielzuverlässigkeit für diese Klasse

kann aber nicht in den Eurocodes festlegt werden. Diese muss durch die kerntechnischen Regelwerke bzw. Behörden bestimmt werden.

Tab. 3.8 Schadensfolgeklassen gemäß /HOL 18/

Schadens-folge-klassen	Schadensfolgen	Verlust des menschlichen Lebens	Wirtschaftliche, soziale oder ökologische Folgen
CC4	höchste Folgen	extrem	enorm
CC3	hohe Folgen	groß	sehr groß
CC2	mittlere Folgen	mittlere	beträchtlich
CC1	niedrige Folgen	gering	klein
CC0	niedrigste Folgen	sehr gering	unbedeutend

In dem vor kurzen veröffentlichten wissenschaftlichen Beitrag /DIA 19/ wurde vorgeschlagen, eine Klassifizierung der Schadensfolgen auf Basis des Risikos zu unternehmen. Wie schon erwähnt, wird der Erwartungswert des Risikos C_f einer baulichen Anlage aus dem Produkt der direkten Versagenskosten (inkl. möglicher Abbruch und Abräumkosten) und der Versagenswahrscheinlichkeit P_f gebildet.

Das Risiko soll für Bauwerke der verschiedenen Schadensfolgeklassen gleich sein. Aus Tab. 3.5 und Tab. 3.6 ergibt sich die Versagenswahrscheinlichkeit für die Schadensfolgeklasse CC1 gleich 10^{-5}, für die Schadensfolgeklasse CC2 gleich 10^{-6} und für die Schadensfolgeklasse CC3 gleich 10^{-7}.

Wenn zum Beispiel die Versagensfolgen in Bezug auf Todesfälle bei Menschen für die Bauwerke der Klasse CC1 gleich ein Todesfall, für die Bauwerke der Klasse CC2 gleich 10 Todesfälle und für die Bauwerke der Klasse CC3 gleich 100 Todesfälle wären, dann wird für alle drei Klassen die zu akzeptierende erwartete Versagensfolgen gleich 10^{-5} Todesfälle pro Jahr, d. h. das Risiko wird einheitlich.

Es wurde dann eine Bauwerksklassifizierung vorgeschlagen, bei welcher sich die quantitativen Parameter auf die Risikoexposition beziehen. Die Konsequenzen müssen dabei implizit berücksichtigt und müssen nicht von Bauingenieuren bei der Bauwerksbemessung bewertet werden. Eine solche mögliche Klassifizierung ist in Tab. 3.9 vorgeschlagen. Dabei wurde die Baunormenentwicklung in den USA betrachtet. Bei dem im Jahr 2017 veröffentlichten US-Regelwerk /ASC 17/ ist eine Risikokategorisierung eingefügt.

Tab. 3.9 Schadensfolgeklassen für Bauwerke

Schadensfolgeklassen	Anzahl N der Personen, die dem Risiko ausgesetzt sind	Beispiele für die Bauwerke
CC1	N < 10	Einfamilienhäuser, landwirtschaftliche Gebäude
CC2	10 < N < 1000	alle anderen Gebäude
CC3	N ≥ 1000	Bauwerken mit N ≥ 1000 (dauerhaft), Tribünen mit mehr als 5000 Personen, wichtige Industriebauwerke, Resilienz kritischer Bauwerke, die Gemeinschaften mit mehr als 5000 Personen dienen

Es müssen alle Personen berücksichtigt werden, die vom Bauwerkszusammenbruch betroffen sind, und nicht nur die Bewohner des Gebäudes. Sobald das Bauwerk klassifiziert ist, sind seine Bauteile für das gleiche Zuverlässigkeitsniveau zu bemessen.

Die Autoren meinen, dass ein solches Verfahren leicht angewendet werden kann und für viele Länder einen Fortschritt auf dem Weg zu einem einheitlichen Risiko darstellt.

Der Anhang E “Principles of reliability-based design” des Dokumentes ISO 2394-1998 „Allgemeine Anforderungen an die Zuverlässigkeit von Bauwerken“ („General Principles on Reliability on Structures“) /ISO 98/ beschreibt grundliegende Prinzipien für die Berechnung der Bauwerkszuverlässigkeit basierend auf der sozioökonomischen Optimierung von Ressourcen, welche zur Bemessung und Bewertung von Bauwerken verwendet werden sollten, unter Berücksichtigung aller zu erwartenden Konsequenzen von Bauwerksversagen sowie der Kosten des Bauwerks. Diese Optimierung muss dementsprechend nicht nur auf der Kostenanalyse des Bauwerks basieren, sondern auch die Aspekte der menschlichen Sicherheit beim Bauwerksversagen berücksichtigen.

Das Bemessungskonzept der Grenzzustände liegt diesen Berechnungen zu Grunde.

Es ist anzumerken, dass es sehr schwierig ist, diese Prinzipien direkt in der Praxis anzuwenden. Der Grund dafür ist, dass es große Unterschied zwischen der Versagenswahrscheinlichkeit nach der Bemessungsprozedur und der tatsächlichen Versagenshäufigkeit gibt. Die Letztere ist stark von menschlichen Fehlern abhängig. Deswegen basiert oft die Zielzuverlässigkeit auf der Kalibrierungsprozedur. Diese sog. Kalibrierungswerte sind jedoch stark abhängig von den gewählten bautechnischen und probabilistischen

Modellen. Tab. 3.10 (aus Anhang E von /ISO 98/) gibt ein Beispiel der Kalibrierung der Zielzuverlässigkeitswerte für die Nutzungsdauer von Bauwerken in Abhängigkeit von Versagenskonsequenzen und den relativen Kosten für die Sicherheitsmaßnahmen.

Tab. 3.10 Zielwerte der Zuverlässigkeitsindex β (Nutzungsdauer, Beispiel)

Relative Kosten der Sicherheits-maßnahmen	**Versagenskonsequenzen**			
	klein	**manche**	**moderat**	**groß**
hoch	0	A 1,5	2,3	B 3,1
moderat	1,3	2,3	3,1	C 3,8
niedrig	2,3	3,1	3,8	4,3

Empfehlungen:

- A: für Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit ist β = 0 für umkehrbaren Grenzzustände und β ,5 für unumkehrbaren Grenzzustände.
- B: für Grenzzustände der Ermüdung ist β = 2,3 bis β = 3,1, abhängig von möglicher Inspektion.
- C: für Grenzzustände der Tragfähigkeit ist β = 3,1, 3,8 und 4,3.

Im „Probabilistic Model Code“ von JCSS /JCS 01/ wird bei der Festlegung der erforderlichen Tragwerkszuverlässigkeit neben den Folgen eines Tragwerksversagens auch hinsichtlich der relativen Kosten der Sicherheit unterschieden. Der Zielwert der zulässigen Versagenswahrscheinlichkeit steigt an, wenn die Konsequenzen eines Versagens gering und die relativen Kosten für eine Steigerung der Tragwerkszuverlässigkeit groß sind. Die in Tab. 3.11 aufgelisteten Zielwerte gelten bei Verwendung von gängigen stochastischen Modellen für Einwirkungen und Widerstand. Sie berücksichtigen nicht das Versagen infolge menschlichen Fehlverhaltens. Die tabellierten Zielwerte können sowohl auf Systemebene als auch auf Bauteilebene angewendet werden, wobei der Unterschied darin besteht, dass die Kosten zur Steigerung der Zuverlässigkeit eines einzelnen Bauteils wesentlich kleiner sind als diejenigen für ein gesamtes Gebäude /VRO 02/. Somit ist der zulässige Grenzwert der Versagenswahrscheinlichkeit für ein System in der Regel kleiner als für ein Einzelbauteil, wenn Versagenskosten der gleichen Größenordnung unterstellt werden. Die Bewertung der Folgen im Versagensfall erfolgt in Tab. 3.11 anhand des Verhältniswertes ρ der Gesamtkosten (Baukosten und direkte Kosten infolge des Versagens) und Baukosten. Ebenso ist im /JCS 01/ eine Beschreibung der Scha-

densfolgeklassen zu finden, die große Ähnlichkeiten zu denen in /DIN 10/ aufweisen. Für extreme Schadensfolgeklassen, d. h. ρ ist größer als 10, finden sich im /JCS 01/ keinerlei Angabe zur Zielzuverlässigkeit. Vielmehr wird dort empfohlen, eine ökonomisch optimale Versagenswahrscheinlichkeit zu wählen, was jedoch auch zum Ergebnis führen kann, dass es sinnvoll ist, die geplante Baumaßnahme unter den gegebenen Randbedingungen nicht durchzuführen.

Tab. 3.11 Zielwerte des Zuverlässigkeitsindexes β und der Versagenswahrscheinlichkeit nach /JCS 01/ für den Bezugszeitraum von einem Jahr und Grenzzustand der Tragfähigkeit

Relative Kosten der Sicherheitsmaßnahmen	**Versagenskonsequenzen**		
	gering $\rho < 2$	**mittel** $2 \leq \rho < 5$	**groß** $5 \leq \rho < 10$
groß	3,1 (10^{-3})	3,3 (10^{-4})	3,7 (10^{-4})
mittel	3,7 (10^{-4})	<u>4,2 (10^{-5})</u>	4,4 (10^{-6})
klein	4,2 (10^{-5})	4,4 (10^{-5})	4,7 (10^{-6})

Der unterstrichene Wert wird als Richtwert für Standardfälle empfohlen.

Man sollte sich der Tatsache bewusst sein, dass die Folgen eines Ausfalls auch von der Art des Versagens abhängen /JCS 01/. Sie können wie folgt klassifiziert werden:

a) duktiles Versagen mit Reservetragfähigkeit infolge Verfestigung,

b) duktiles Versagen ohne Reservefähigkeit,

c) sprödes Versagen.

Somit sollte ein Bauteil, welches plötzlich ohne Warnung versagt, für ein höheres Maß an Zuverlässigkeit ausgelegt werden als dasjenige, welches mit einer Art der Warnung versagt, was es ermöglicht, Maßnahmen zur Vermeidung schwerwiegender Folgen zu ergreifen.

Die angegebenen Werte in Tab. 3.11 beziehen sich auf das Struktursystem in Annäherung zu einer dominanten Versagensart oder eine einzige strukturellen Komponente, die den Systemfehler dominiert. Deswegen sollten die Strukturen mit mehreren, gleichmäßig wichtigen Versagensarten für ein höheres Maß an Zuverlässigkeit ausgelegt werden.

Bei der Kostenbeurteilung zur Steigerung der Sicherheit müssen gemäß /JCS 01/ die Variationskoeffizienten der Basisvariablen – insbesondere der Einwirkungen – beachtet werden. Bei mittleren Variationskoeffizienten von $0{,}1 < V < 0{,}3$ empfiehlt /JCS 01/ die Klasse (B), während hingegen z. B. bei Erdbebenbeanspruchung die Klasse (A) gewählt werden sollte, da die Kosten zur Steigerung der Tragfähigkeit unverhältnismäßig groß sind.

Bei der Festlegung von Sollwerten für Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit (SLS) ist zu unterscheiden zwischen irreversiblen und reversiblen Grenzzuständen der Gebrauchstauglichkeit. Zielwerte für SLS können auf Basis von Entscheidungsanalyse abgeleitet werden.

Für irreversible Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit sind vorläufige Zielwerte in Tab. 3.12 angegeben. Abweichungen von den angestrebten Gebrauchstauglichkeitsindizes in der Größenordnung von 0,3 können berücksichtigt werden. Zu Grenzzuständen der reversiblen Gebrauchstauglichkeit werden keine allgemeinen Werte angegeben.

Tab. 3.12 Vorläufige Zielzuverlässigkeitsindizes (und zugehörige Wahrscheinlichkeiten) in Bezug auf einen einjährigen Bezugszeitraum und irreversible Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit /JCS 01/

Relative Kosten von Sicherheitsmaßnahmen	Zielzuverlässigkeitsindex
Groß	1,3 (10^{-1})
Mittel	1,7 (5×10^{-2})
klein	2,3 (10^{-2})

Das Dokument ISO 2394-2015 „Allgemeine Anforderungen an die Zuverlässigkeit von Bauwerken“ („General Principles on Reliability on Structures“) /ISO 15/ stellt eine weitere Überarbeitung der vorherigen Version /ISO 98/ dar. Im Kapitel „Leistungszielniveau“ ist angegeben wie der angemessene Grad an Zuverlässigkeit unter Berücksichtigung der folgenden Aspekten zu beurteilen ist: mögliche Versagenskonsequenzen, damit verbundene Kosten und das Ausmaß der Anstrengungen und Verfahren, die erforderlich sind, um das Risiko von Versagen und Schaden zu reduzieren.

Zu Gewährleistung eines akzeptablen Niveaus an Risiko, Sicherheit und Zuverlässigkeit von Bauwerken im Rahmen von baulichen Maßnahmen, Entwurfs- und Bewertungsentscheidungen, müssen Annahmekriterien und andere Anforderungen formuliert, bewertet

und eingehalten werden. Einige dieser Anforderungen beziehen sich auf die Sicherheit von Menschen und Umwelt und werden von der Gesellschaft festgelegt. Andere beziehen sich auf die Zuverlässigkeit der Funktionalität der Strukturen und werden von den Eigentümern angegeben.

Das Grundprinzip der Grenzlebensrettungskosten für die Regulierung der Lebenssicherheit wird empfohlen.

Anhang G "Optimierung und Lebenssicherheitskriterium" (Optimization and criterion on life safety) des Dokumentes /ISO 15/ beschreibt ausführlich den oben erwähnten Problemkreis. Ausgehend von den ALARP Kriterien (ALARP ist „as low as reasonably practicable" – „so niedrig, wie vernünftigerweise praktikabel") wird das MLSC-Prinzip (marginal lifesaving cost principle - Grenzkostenprinzip für die Lebensrettung) mittels LQI (Life Quality Index - Lebensqualitätsindex) in der Praxis umgesetzt. Dazu wird LQI-Annahmekriterien wie folgt abgeleitet:

$$\frac{dP_f(p)}{dp} \leq K_1 \tag{3.27}$$

Entscheidungsparameter *p* ist definiert als das Verhältnis zwischen dem erwarteten Wert des Widerstands und dem Erwartungswert der Last als:

$$p = \frac{E[S]}{E[R]} \tag{3.28}$$

Die Konstante K_1 ist eine Funktion von folgenden Parametern: (i) Grenzkosten, die mit einer in Betracht gezogenen Sicherheitsmaßnahme verbunden sind, (ii) Zinssatz, der für die Entscheidungsfindung im Namen der Gesellschaft relevant ist, d. h. moderat ausgewählte Wirtschaftswachstumsrate, (iii) jährliche Alterungsrate, (iv) erwartete Anzahl von Todesfällen bei strukturellem Versagen.

Angenommen, sowohl der Widerstand als auch die Last sind logarithmisch normalverteilt und die Koeffizienten von Variation V sowohl für R als auch für S liegt im Bereich von $0{,}1 < V < 0{,}3$, dann sind die angestrebten jährlichen Versagenswahrscheinlichkeiten in Abhängigkeit von der Konstante K1 zu finden (siehe Tab. 3.13).

Tab. 3.13 Minimale Zielwerte des Zuverlässigkeitsindex β und die Versagenswahrscheinlichkeit nach /ISO 15/ für den Bezugszeitraum von einem Jahr und dem Grenzzustand der Tragfähigkeit basierend auf dem LQI Akzeptanzkriterium

Relative Kosten von Lebensrettung	Reichweite für K1 Konstante	**LQI-Zielzuverlässigkeitsindex**
Groß	10^{-3} - 10^{-2}	3,1 (10^{-3})
Mittel	10^{-4} - 10^{-3}	3,7 (10^{-4})
klein	10^{-5} - 10^{-4}	4,2 (10^{-5})

Die Zielversagenswahrscheinlichkeit kann für höhere Variationskoeffizienten von grundlegenden Zufallsvariablen um den Faktor 5 erhöht werden. Bei geringer Variabilität sollte sie dagegen um den Faktor 2 reduziert werden.

Für die Zielzuverlässigkeitswerte basierend auf einer wirtschaftlichen Optimierung gibt /ISO 15/ die Werte aus /JCS 01/ wieder (siehe Tab. 3.11 oben oder Tab. G4 in /JCS 01/).

Ein Beispiel für K_1-Werte ist in Tab. 3.14 angegeben (Tab, G.5 in /ISO 15/).

Tab. 3.14 Werte für Schweizer Gebäude mit unterschiedlichen Baukosten C_0 als Funktion der relativen Kosten der Sicherheitsmaßnahmen und der menschlichen Folgen im Versagensfall

Bürogebäude, C_0 = 2000 CHF/m²			
N_f / m²	**C_1 / C_0 - relative Kosten der Sicherheitsmaßnahme**		
	0,001 (klein)	**0,01 (normal)**	**0,1 (groß)**
0,0001	2×10^{-4}	2×10^{-3}	2×10^{-2}
0,001	2×10^{-5}	2×10^{-4}	2×10^{-3}
0,01	2×10^{-6}	2×10^{-5}	2×10^{-4}
0,1	2×10^{-7}	2×10^{-6}	2×10^{-5}

Das Dokument „FIB Model Code 2010“ /FIB 12/ enthält auch die Werte für den Zielzuverlässigkeitsindex. Sie wiederholen für die Grenzzustände der Tragfähigkeit (GZT) die Werte aus Tab. 3.10 (siehe oben) des Dokuments /ISO 98/, dabei wird explizit angegeben, dass diese Werte einen Bezugszeitraum von 50 Jahren haben (in /ISO 98/ ist der Bezugszeitraum als Nutzungsdauer genannt). Auch der „FIB Model Code 2010“ /FIB 12/

berechnet diese Werte für einen Bezugszeitraum von einem Jahr (nach der Gleichung (3.26)) und gibt diese Werte in Tab. 3.15 an.

Tab. 3.15 Zielwerte des Zuverlässigkeitsindex β (1 Jahr, Beispiel)

Relative Kosten von Sicherheits-maßnahmen	Versagenskonsequenzen			
	klein	einige	moderat	groß
hoch	2.3	3,0	3,5	4,1
mo-de-rat	2,9	3,5	4,1	4,7
nied-rig	3,5	4,1	4,7	5,1

Weiterhin betont der „FIB Model Code 2010“ /FIB 12/, dass normalerweise die vorgegebene Auslegungslebensdauer als Bezugszeitdauer angesehen wird, wenn ein Bauwerk für die Gebrauchstauglichkeit und Ermüdung ausgelegt wird. Bei der Bewertung des bestehenden Bauwerks wird häufig die ermittelte Restnutzungsdauer als Bezugszeitraum betrachtet. Dokument /FIB 12/ besagt, dass die Entscheidung, eine andere Zielzuverlässigkeitsstufe für ein Bestandsbauwerk zu wählen, nur auf der Grundlage einer fundierten Analyse der Konsequenzen von dem Versagen und den Kosten der Sicherungsmaßnahmen für jeden einzelnen Fall getroffen werden darf.

Einige Vorschläge für den Zuverlässigkeitsindex der Bestandsbauwerke sind in Tab. 3.16 gegeben.

Tab. 3.16 Vorgeschlagener Bereich des Zielzuverlässigkeitsindizes β für bestehenden Bauwerken für unterschiedlichen Bezugszeiträumen /FIB 12/

Grenzzustände	Zuverlässigkeitsindex β	Bezugszeitraum
Gebrauchstauglichkeit:	1,5	Restnutzungsdauer
Tragfähigkeit	3,1-3,8 [a)] 3,4-4,1 [a)] 4,1-4,7 [a)]	50 Jahre 15 Jahre 1 Jahr

a) in Abhängigkeit von den Kosten für Sicherheitsmaßnahmen bei der Modernisierung des bestehenden Bauwerks

Die Anforderungen an die Zuverlässigkeit der baulichen Komponenten des Systems müssen von den Systemeigenschaften abhängig sein. Die Zielzuverlässigkeitsindizes in

Tab. 3.16 beziehen sich auf das bauliche System oder auf eine bauliche Komponente, welche das Systemversagen dominiert. Deswegen sollen die baulichen Strukturen mit mehreren, gleich wichtigen Versagensmoden für ein höheres Maß an Zuverlässigkeit pro Komponente ausgelegt sein als in /FIB 12/ empfohlen.

Die in den Tab. 3.16 angegebenen Zielzuverlässigkeitsindizes gelten für duktile Bauteile oder redundante Systeme, für die ein Zusammenbruch durch eine vorhergehende Warnung erfolgt. Das erlaubt Maßnahmen zu ergreifen, die schwerwiegende Folgen vermeiden. Deswegen muss sichergestellt sein, dass kein Sprödbruch auftritt. Eine bauliche Komponente oder ein strukturelles System, welche plötzlich ohne Vorwarnung zusammenbrechen können, sollten für ein höheres Maß an Zuverlässigkeit ausgelegt werden als in /FIB 12/ für duktile Bauteile empfohlen.

3.4 Anpassung des Zielzuverlässigkeitsindexes β für die Nachrechnung bestehender Bauwerke

Die Bewertung der Zuverlässigkeit von Bestandstragwerken muss aufgrund von Überlegungen hinsichtlich Wirtschaftlichkeit, Nachhaltigkeit und sozialen Gründen differenziert von den Regelungen zur Erstellung von Neubauten betrachtet werden. Auf Basis der Angaben und Festlegungen in /ISO 98/ beinhaltet ISO 13822 „Bases for design of structures – Assessment of existing structures“ /ISO 10/ die grundlegenden Anforderungen und Anweisungen zur Bewertung bestehender Bauwerke.

Der Ansatz zur Bewertung von Bestandstragwerken unterscheidet sich dabei grundlegend von den Regelungen zur Erstellung von Neubauten und setzt zusätzliches Wissen über die Konstruktion voraus. Zur Ermittlung des erforderlichen Zuverlässigkeitsniveaus bestehender Bauwerke empfiehlt /ISO 10/ die Berücksichtigung zusätzlicher Gesichtspunkte. Dazu gehören neben der angestrebten weiteren Nutzbarkeit eines Bauwerks insbesondere der Bezugszeitraum und die Konsequenzen im Versagensfall. Für bestehende Bauwerke können reduzierte Zuverlässigkeitsniveaus verwendet werden, wenn diese auf der Basis von sozioökonomischen Kriterien begründbar sind.

In /ISO 98/ (siehe oben) wird hinsichtlich des erforderlichen Zuverlässigkeitsniveaus nicht zwischen Neubauten und Bestandsbauten unterschieden, obwohl zwischen beiden Anwendungsfällen wesentliche Unterschiede existieren. Aus diesem Grund wird in /ISO 10/ das erforderliche Zuverlässigkeitsniveau zur Bewertung bestehender Bauwerke auf Basis der nachfolgend aufgeführten Aspekte spezifiziert:

- Wirtschaftliche Betrachtung:
  Im Gegensatz zur Erstellung von Neubauten sind die Kosten zur Erhöhung der Zuverlässigkeit bestehender Bauwerke sehr hoch. Da die Erhöhung der Zuverlässigkeit im Neubaufall mit verhältnismäßig geringen Kosten verbunden ist, sind die diesbezüglichen Festlegungen in den Neubaunormen sehr konservativ.

- Soziale Betrachtung:
  Bestehende Bauwerke sind oftmals in sozialer Hinsicht in die Umgebung eingebunden (Denkmalschutz, Nutzungsvereinbarungen), was bei Neubauten nicht der Fall ist. Bei der Erhöhung des Sicherheitsniveaus von Bestandsbauwerken muss man mit Störungen (oder Verlagerung) von Personen und Aktivitäten rechnen.

- Nachhaltigkeitsbetrachtung:
  Reduzierung von Abfall und Recycling müssen in Betracht gezogen werden. Diese Überlegungen sind von geringerer Bedeutung beim Entwerfen von neuen Bauwerken.

Die bei der Bewertung ermittelte Restnutzungsdauer gilt als Bezugszeitraum für die Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit (GZG) und Ermüdung eines Bestandsbauwerkes, während die gesamte Lebensdauer oft als Bezugszeitraum für ein neues Bauwerk betrachtet werden. Ein kürzerer Bezugszeitraum kann für die Grenzzustände der Tragfähigkeit sinnvoll sein. Die Zielzuverlässigkeitsindexes können gemäß den aktuellen Normen gewählt werden, sofern solche zur Verfügung stehen, ansonsten sind die in der Tab. 3.17 angegebenen Werte als Beispiel zur Bewertung von Bestandsbauwerken zu betrachten (siehe /ISO 98/).

Tab. 3.17 Beispiel für Zielwerte des Zuverlässigkeitsindexes β

Grenzzustände	Zuverlässig-keitsindex β	Bezugszeitraum
Gebrauchstauglichkeit: umkehrbare unumkehrbare	0,0 1,5	vorgesehene Restnutzungsdauer vorgesehene Restnutzungsdauer
Ermüdung: mit Inspektion ohne Inspektion	2,3 1,5	vorgesehene Restnutzungsdauer vorgesehene Restnutzungsdauer
Tragfähigkeit: - sehr niedrige Versagens-konsequenzen - niedrige Versagenskonse-quenzen - mittlere Versagenskonse-quenzen - große Versagenskonse-quenzen	 2,3 3,1 3,8 4,3	 L_s Jahre [a)] L_s Jahre [a)] L_s Jahre [a)] L_s Jahre [a)]

a) L_s ist ein gewöhnlicher minimaler Zeitraum für Sicherheit (z. B. 50 Jahre)

Es ist zu erkennen, dass die empfohlenen in /ISO 10/ ausgezeigten Zielwerte des Zuverlässigkeitsindex β für Grenzzustände der Tragfähigkeit (GZT) in Tab. 3.17 den Zielwerten des Codes /ISO 98/ für niedrige relative Kosten von Sicherheitsmaßnahmen entsprechen (siehe Tab. 3.10, untere Zeile). Das unterstreicht noch einmal, dass der Code /ISO 10/ die Bestandsbauwerke als solche darstellt, für welche die relativen Kosten von Sicherheitsmaßnahmen niedrig sind. Die eigenständigen Überlegungen zur Zuverlässigkeit der Bestandsbauwerke fehlt jedoch in dieser Norm.

In den Niederlanden wird der Umgang mit bestehender Bausubstanz (Hochbauten, Brückenbauwerke) innerhalb der Regelwerke „Assessment of existing structures in case of reconstruction and disapproval – Basic Rules“ /NEN 11/ und „Assessment of existing structures in case of reconstruction and disapproval – Actions“ /NEN 11a/ geregelt. Analog zum Eurocode-Konzept ist auch hier vorgesehen, die Normenreihe zukünftig, um materialspezifische Teile zu erweitern. Das Normenkonzept basiert grundsätzlich auf den Inhalten der Eurocodes, die aufgrund der Besonderheiten beim Bauen im Bestand erweitert bzw. angepasst werden. Diese Regelwerke sind als nationale Ergänzungen zu den eigentlichen Eurocodes zu verstehen.

Im Sinne der Norm wird ein Tragwerk ab dem Zeitpunkt seiner Fertigstellung als bestehendes Tragwerk bezeichnet und es wird ein Restnutzungsdauerkonzept mit der Annahme eines minimalen Bezugszeitraums von 15 bzw. 30 Jahren verfolgt. Hinsichtlich der Zuverlässigkeit bestehender Tragwerke werden in den Niederlanden zwei Stufen unterschieden.

Das Zielzuverlässigkeitsniveau des „Disapproval level“ (Missbilligung bzw. Ablehnung) ist gesetzlich verankert und als Mindestzuverlässigkeitsniveau auf jeden Fall sicherzustellen. Kann dieses Zuverlässigkeitsniveau am Tragwerk nicht nachgewiesen werden, sind umgehend Maßnahmen (Bauteilverstärkungen, Lastbeschränkungen etc.) erforderlich. Diese Nachweisstufe kann zur Bewertung von Tragwerken angewandt werden, die augenscheinlich Beeinträchtigungen aufweisen bzw. ohne Genehmigung einer Umnutzung unterzogen wurden. Vereinfacht ausgedrückt stellt das „Disapproval level“ eine bauaufsichtlich geforderte Grenzwertbetrachtung dar, bei deren Unterschreitung zwingend Maßnahmen zu ergreifen sind.

Zur Zuverlässigkeitsbetrachtung bestehender Tragwerke im üblichen Sinn, d. h. zur planmäßigen Ertüchtigung bzw. Weiternutzung über einen längeren Zeitraum, ist das „Reconstruction level“ (Umbau) maßgebend. Bei dieser Nachweisstufe ist der Zielzuverlässigkeitsindex im Vergleich zu dem für Neubauten geforderten Zielzuverlässigkeitsindex ebenfalls abgesenkt, allerdings nicht so stark wie beim „Disapproval level“. Zur Bewertung bestehender Tragwerke wird prinzipiell immer die Zuverlässigkeitsstufe „Reconstruction level“ empfohlen. Wird die darin implementierte Zielzuverlässigkeit erreicht, sind bei schadensfreien Tragwerken keine Maßnahmen erforderlich.

Angaben zum Zielzuverlässigkeitsindex sind im normativen Anhang B „Management of Structural Reliability for Construction Works“ /NEN 11/ enthalten. Die Zuverlässigkeit wird hierbei über Schadensfolgeklassen (CC) bzw. den damit korrespondierenden Zuverlässigkeitsklassen (RC) differenziert. Die in /NEN 11/ ausgewiesenen Mindestwerte des Zuverlässigkeitsindex werden in Tab. 3.18 gegeben. Neben der Absenkung des Zielzuverlässigkeitsniveaus wird auch die Bezugszeitdauer von 50 Jahren (Eurocode) auf 15 bzw. 30 Jahre herabgesetzt.

Tab. 3.18 Mindestwerte des Zuverlässigkeitsindexes β für minimale Bezugszeitraum (GZT) in /NEN 11/

Mindestwerte des Zuverlässigkeitsindexes β bei Umbau („Reconstruction level“)			
Schadensfolge-klassen	**Minimaler Bezugszeitraum**	**Zuverlässigkeitsindex β**	
		Wind ist dominierend	**Wind ist nicht dominierend**
CC 3	15 Jahre [b)]	3,8	3,3 [a)]
CC 2	15 Jahre [b)]	3,3	2,5 [a)]
CC 1	15 Jahre	2,8	1,8
a) Untergrenzwert ist durch menschliches Leben definiert b) In der Regel wird eine Restnutzungsdauer und demzufolge auch ein Bezugszeitraum von 30 Jahre empfohlen			
Mindestwerte des Zuverlässigkeitsindexes β für Missbilligung („Disapproval level“)			
Schadensfolge-klassen	**Minimaler Bezugszeitraum**	**Zuverlässigkeitsindex β**	
		Wind ist dominierend	**Wind ist nicht dominierend**
CC 3	15 Jahre	3,3 [a)]	3,3 [a)]
CC 2	15 Jahre	2,5 [a)]	2,5 [a)]
CC 1b [b)]	15 Jahre	1,8	1,1 [a)]
CC 1a [b)]	1 Jahr	1,8	0,8
a) Untergrenzwert ist durch menschliches Leben definiert b) Hier ist zwischen der Klasse 1a (Verlust von Menschenleben ausgeschlossen) und der Klasse 1b (Gefahr des Verlustes von Menschenleben ist klein) zu unterscheiden			

Es zeigt sich, dass im Vergleich zu den Eurocodes (siehe auch Tab. 3.19), in denen ein Zielzuverlässigkeitsindex von β = 3,8 (Neubauniveau, RC 2, 50 Jahre) zugrunde gelegt wird, in /NEN 11/ für das Bauen im Bestand („Reconstruction“) ein Zielzuverlässigkeitsindex von β = 3,3 für einen Bezugszeitraum von 15 Jahren (Schadensfolgeklasse CC 2) ausgewiesen ist. Der für diese Schadensfolgeklasse im „Disapproval level“ maßgebende Zielzuverlässigkeitsindex beträgt β = 2,5. Bei der Einstufung in Schadensfolge- bzw. Zuverlässigkeitsklassen entspricht die Klasse CC 2 der Klasse RC 2.

Tab. 3.19 Mindestwerte des Zuverlässigkeitsindexes β (Schadensfolgeklasse)

Regel-werk	Anwendungsbereich		Bezugs-zeitraum (Jahre)	Zuverlässig-keitsindex β	Versagenswahr-scheinlichkeit P_f
DIN EN 1990 /DIN 10/	Neubau		50	3,8	$7{,}2 \times 10^{-5}$
/NEN 11/	Bauen im Be-stand	„Recon-struction“	15	3,3	$4{,}8 \times 10^{-4}$
		„Disap-proval“	15	2,5	$6{,}2 \times 10^{-3}$

Es ist anzumerken, dass die Erhöhung der operativen Versagenswahrscheinlichkeit in /NEN 11/ gegenüber dem Eurocode nicht zwangsläufig zu einer Erhöhung der tatsächlichen Versagenswahrscheinlichkeit eines Bauwerks führt, da der im Bestandsfall im Vergleich zur Erstellung von Neubauten vorhandene Informationsgewinn als Kompensationsmaßnahme angesehen werden darf.

4 Einwirkungen

4.1 Allgemeine Darstellung der Einwirkungen

4.1.1 Einführung

Gebäude sind während ihrer Nutzungsdauer unterschiedlichsten Einwirkungen ausgesetzt. Die Einwirkungen können als auf ein Bauwerk einwirkende Kräfte (direkte Einwirkung) oder durch Verformungen/Beschleunigungen, die z. B. durch Temperaturänderungen, Feuchtigkeitsänderungen, ungleiche Setzung oder Erdbeben hervorgerufen werden (indirekte Einwirkung), definiert werden. Oftmals werden auch Beanspruchungen wie Korrosion oder Carbonatisierung als Einwirkungen bezeichnet, welche selbst keine Spannungen hervorrufen, jedoch die Tragfähigkeit verändern können. Einwirkungen können aus der natürlichen Umgebung resultieren oder vom Menschen verursacht werden, wobei die Einwirkungsintensität in den meisten Fällen statistischen Schwankungen unterliegt. Für eine probabilistische Beurteilung von Tragwerken sind dabei die stochastische Modellierung und die Quantifizierung der statistischen Parameter von großer Bedeutung.

Generell unterscheidet man zwischen zeitlich nahezu konstanten, sogenannten ständigen (permanente) Einwirkungen wie z. B. dem Konstruktionseigengewicht, zeitlich veränderlichen Einwirkungen wie z. B. Nutzlasten, Wind- und Schneelasten, außergewöhnlichen Einwirkungen wie z. B. Explosionen oder Fahrzeuganprall, Einwirkungen infolge Erdbeben und geotechnische Einwirkungen. Die genannten Gruppen variieren hinsichtlich ihrer statistischen Eigenschaften signifikant voneinander. Ständige Einwirkungen können relativ zuverlässig durch Messungen bestimmt werden und weisen im Regelfall geringe Schwankungen auf, was nicht zuletzt auch auf ihr zeitlich nahezu konstantes Verhalten zurückzuführen ist. Im Gegensatz dazu sind veränderliche und außergewöhnliche Einwirkungen aufgrund ihrer zeitlichen und meist auch räumlichen Variabilität schwer zu prognostizieren, weshalb ihre Streuung um ein Vielfaches höher ist. Einige Einwirkungen, wie z. B. Erdbebeneinwirkungen oder Schneelasten, werden nach Bauwerksstandort als außergewöhnliche oder veränderliche Einwirkung angesehen. Wasserlasten dürfen je nach ihrer Zeitveränderlichkeit als ständige oder veränderliche Einwirkung eingestuft werden.

Einwirkungen werden allgemein von einem beliebig gearteten Ereignis, wie z. B. dem Bauteileigengewicht oder Wind, verursacht und erzeugen in der betrachten Struktur eine

Tragwerksantwort (Auswirkung). Diese Auswirkungen können in Form der Beanspruchungen von Bauteilen (z. B. Schnittkräfte, Momente, Spannungen, Dehnungen) oder der Reaktionen des Gesamttragwerks (z. B. Durchbiegungen, Verdrehungen) auftreten. Allgemein ergibt sich daher der in Abb. 4.1 dargestellte Zusammenhang, der am Beispiel von Wind veranschaulicht wird.

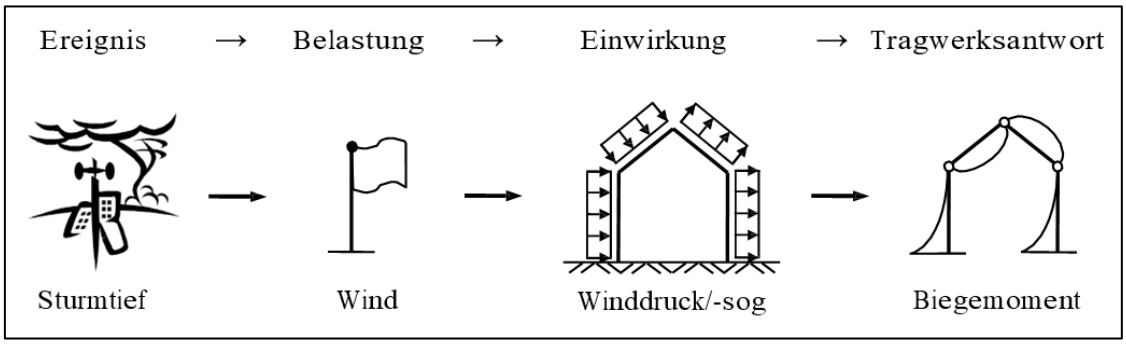

Abb. 4.1 Exemplarische Darstellung des allgemeinen Zusammenhangs zwischen Ereignis, Einwirkung und Tragwerksantwort am Beispiel des Windes /GLO 07/

Einwirkungen unterliegen mehr oder weniger intensiven zeitlichen und räumlichen statistischen Schwankungen. Im Allgemeinen stellen sie dreidimensionale stochastische Felder dar, welche jedoch nur mit erheblichem Aufwand direkt modelliert werden können. Für die Anwendung im Bereich der Zuverlässigkeitstheorie versucht man daher, zeitlich veränderliche Einwirkungen mithilfe von stochastischen Prozessen abzubilden, was mit unvermeidbaren Informationsverlusten einhergeht. Darüber hinaus muss auch die räumliche Variabilität vereinfacht berücksichtigt werden. Für eine probabilistische Berechnung von Tragwerken ist es zweckmäßig, diese multivariablen Einwirkungen durch eine einzige charakterisierende Verteilungsfunktion zu approximieren. Die aus den entsprechenden Prozessen und stochastischen Feldern resultierenden Verteilungen werden häufig in soggenannte Extremwertverteilungen transformiert.

Abhängig vom Ursprung der Einwirkung und von Bauwerksreaktionen können Einwirkungen statisch oder dynamisch sein.

Zusammenfassend können die Einwirkungen bezüglich ihrer zeitlichen Veränderung in folgende Kategorien eingestuft werden (siehe auch /SUC 14/):

- ständige (permanente) Einwirkungen (G) (z. B. Eigengewicht von Tragwerken, eingebauten Ausrüstungen oder indirekte Einwirkungen aus ungleichmäßigen Setzungen/Schwinden),

- veränderliche Einwirkungen (Q) (z. B. Nutzlasten oder klimatische Einwirkungen wie Temperatur-, Eis-, Schnee- oder Windlasten),
- außergewöhnliche Einwirkungen (A) (z. B. Explosionen oder Aufprall),
- Einwirkungen infolge Erdbeben,
- geotechnische Einwirkungen.

4.1.2 Modelle für die Darstellung der Einwirkungen

Da ständige Einwirkungen meistens zeitinvariant sind (zeitunabhängig), werden sie durch Zufallsvariablen mit entsprechenden Verteilungen beschrieben. Beispielweise folgen die Einwirkungen einer Normalverteilung (siehe Kap. 2.8).

Die Mehrheit der veränderlichen Einwirkungen streuen jedoch stark über Zeit und Raum. Schematisch ist der zeitliche Verlauf einer Einwirkung X(t) in Abb. 4.2 dargestellt. Dabei wird der Zusammenhang zwischen der Verteilungsdichte der Momentanwerte f(x) über einen beliebigen Zeitraum sowie die Verteilungsdichte der maximalen Extremwerte $f_{max}(x)$ im Beobachtungszeitraum T verdeutlicht.

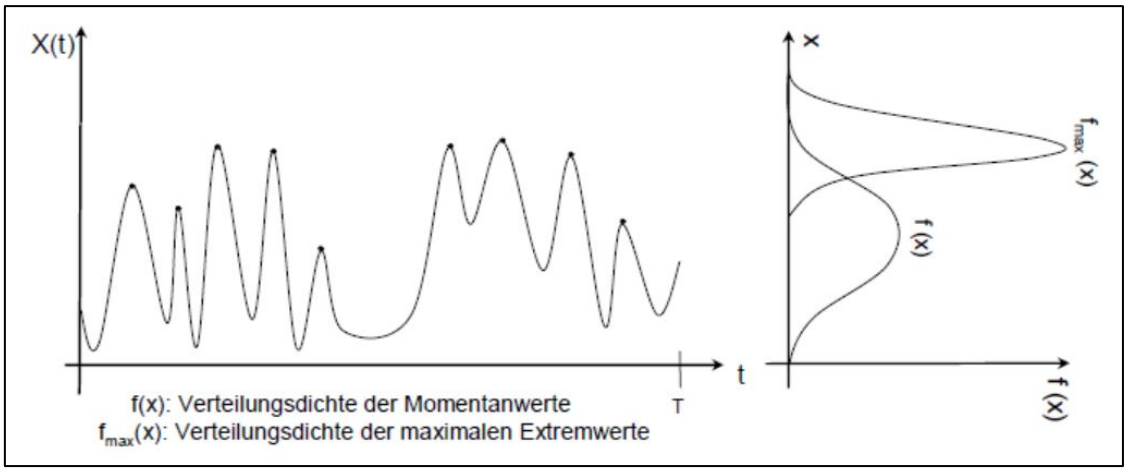

Abb. 4.2 Probabilistische Modellierung einer zeitlich veränderlichen Einwirkung /GLO 07/

Die Extremwerte der veränderlichen Einwirkungen sind für Bauwerke von großer Bedeutung, da das Bauwerksversagen ein sehr seltenes Ereignis darstellt und daher nur in extrem seltenen Einwirkungssituationen auftritt. Zur Modellierung dieser seltenen Extremwertereignisse werden Extremwertverteilungen zu Hilfe gezogen. Die Verteilung der Momentanwerte wird direkt aus Messungen gewonnen. Für die Verteilung der Extrem-

werte muss dafür noch die zeitliche Abhängigkeit der veränderlichen Einwirkung berücksichtigt werden.

Eine mögliche Modellierung der zeitveränderlichen Einwirkungen ist eine vereinfachte Darstellung durch zeitveränderliche Zufallsfolgen, welche im Bauwesen als ausreichend anerkannt wurde. Dabei wird die Einwirkung als Verlauf den rechteckförmigen Pulsen mit zufälliger Lastenintensität und Zeitintervallen von konstanter Dauer angenähert (Pulsdauer ist konstant). Diese Zufallsfolge ändert ihre Amplitude zu den Zeitpunkten $t_j = j \cdot d$ $(j = 0, 1, 2, ..., n)$, wobei d eine Konstante ist. Die einzelnen Amplituden sind unabhängig voneinander und streuen ausschließlich nach der Verteilungsfunktion $F_X(x)$. Die zufälligen Eigenschaften dieses Lastprozesses werden in diesem Modell nur durch die Zufallsgrößen der Lasthöhe im Zeitintervall j beschrieben (siehe Abb. 4.3).

Allgemein bilden die Pulsprozesse die flexibleren stochastischen Modelle, mit denen außer den zufälligen Lastenintensitäten auch zufällige Zeitpunkte der Lasteintragung und zufällige Lastdauern simuliert werden können.

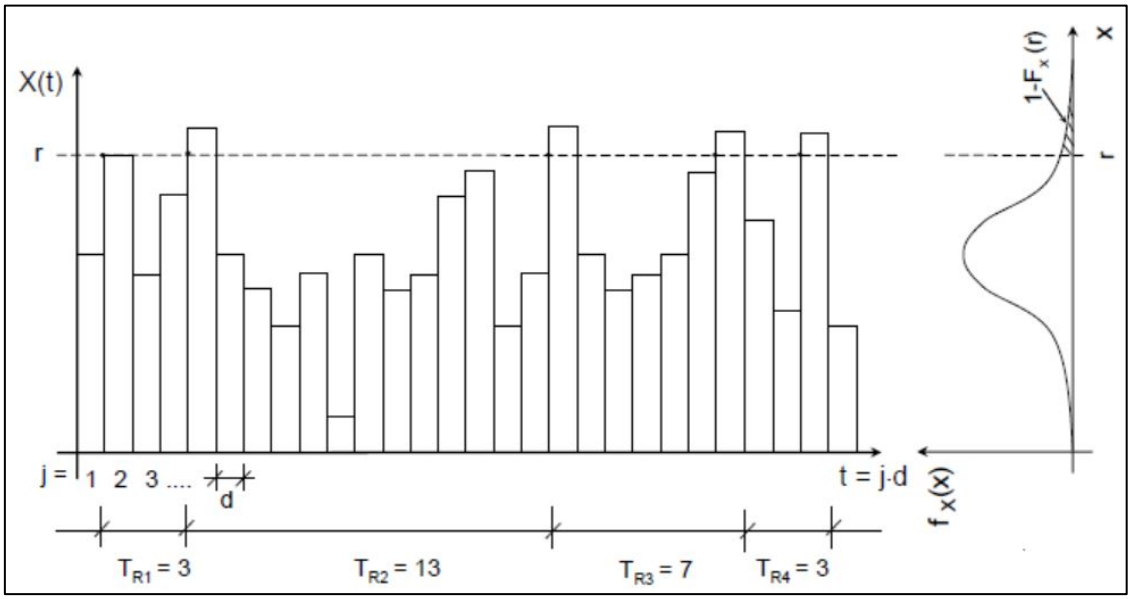

Abb. 4.3 Darstellung einer Einwirkung durch Zufallsfolge /SPA 92/

Die Frage ist, in welchen zeitlichen Abständen T_R ein bestimmter Lastwert r wieder überschritten wird. Die Zahl $j \cdot d$ zwischen zwei Überschreitungen wird als Wiederkehrperiode oder Rückkehrperiode T_R bezeichnet. Die Wiederkehrperiode T_R ist eine diskrete Zufallsgröße, die mit einer bestimmten Wahrscheinlichkeit die Werte $j \cdot d = 1 \cdot d, 2 \cdot d, 3 \cdot d, ...$ annehmen kann. Die Wahrscheinlichkeit, dass $T_R = j \cdot d$ ist, entspricht der Wahrscheinlichkeit, dass in der Folge die x-Werte $(j - 1)$ - mal kleiner als r sind und dann einmal der $_x$-

Wert größer als *r* ist, was mathematisch durch Gleichung (4.1) ausgedrückt werden kann /SPA 92/:

$$P(T_R = j) = [P(X \leq r)]^{j-1} \cdot P(X > r) = [F_x(r)]^{j-1} \cdot [1 - F_x(r)] \tag{4.1}$$

Der Mittelwert der Wiederkehrperiode T_R wird durch Gleichung (4.2) bestimmt:

$$m_{T_R} = \sum_{j=1}^{\infty} j \cdot P(T_R = j) = [1 - F_x(r)] \sum_{j=1}^{\infty} j \cdot F_x^{j-1}(r) = \frac{1}{1 - F_x(r)} \tag{4.2}$$

In der Fachliteratur wird unter der Wiederkehrperiode dann dieser Wert, also die mittlere Wiederkehrperiode, verstanden. Die Wahrscheinlichkeit, dass ein Ereignis mit der mittleren Wiederkehrperiode m_{TR}-Jahren im Zeitraum von j Jahren auftritt beträgt laut Gleichung (4.3):

$$F_{T_R}(j) = 1 - F_x^j(r) = 1 - \left[1 - \frac{1}{m_{T_R}}\right]^j \tag{4.3}$$

Für seltene Ereignissen (T_R groß) kann die Auftrittswahrscheinlichkeit innerhalb der Wiederkehrperiode T_R wie folgt approximiert werden (Gleichung (4.4)):

$$P(Auftritt\ in\ T_R) = 1 - \frac{1}{e} = 0{,}632 \tag{4.4}$$

Das bedeutet, dass ein 100-Jahres-Ereignis im Zeitraum von 100 Jahren mit der Wahrscheinlichkeit von 0,632 auftritt. Es ist nicht richtig anzunehmen, dass z. B. ein 100-Jahres-Hochwasser tatsächlich alle 100 Jahre eintritt. Vielmehr bedeutet es, dass so ein Ereignis im Mittel alle 100 Jahre auftritt.

Manchmal stimmen der Bezugszeitraum der Beobachtungen und der Bezugszeitraum des Sicherheitsnachweises (bzw. Nutzungs- oder Lebensdauer) nicht überein. Die Nutzungsdauer kann oft größer sein. Die Verteilung der unabhängigen Maximalwerte der Beanspruchung $F_{max,X}(x)$ (Extremwertverteilung) für einen längeren Zeitraum bzw. für die Nutzungsdauer $T_R = n \cdot d$ kann durch Gleichung (4.5) berechnet werden:

$$F_{max\,X}(x) = F_X^n(x) \tag{4.5}$$

Die dazugehörige Verteilungsdichte wird dann durch Gleichung (4.6) ausgedrückt:

$$f_{max\,X}(x) = n \cdot F_X^{n-1}(x) \cdot f_X(x) \tag{4.6}$$

Entsprechend werden die Verteilungsfunktion und Verteilungsdichte der unabhängigen Minimalwerte der Beanspruchung $F_{min,X}(x)$ für einen Zeitraum T_R mittels Gleichungen (4.7) und (4.8) berechnet:

$$F_{min\,X}(x) = 1 - [1 - F_X(x)]^n \tag{4.7}$$

$$f_{min\,X}(x) = n \cdot [1 - F_X(x)]^n \cdot f_X(x) \tag{4.8}$$

Der Faktor *n* (*n* ist ganzzahlig) in diesen Gleichungen bedeutet bei zufälligen Folgen von unabhängigen Belastungszuständen (siehe Abb. 4.3) das Verhältnis des Bezugszeitraums des Sicherheitsnachweises t_{SN} zu dem Beobachtungszeitraum t_B, also $n = t_{SN} / t_B$.

Für eine große Anzahl n konvergieren die oben angegebenen Verteilungen gegen einen der drei Typen der asymptotischen Extremwertverteilungen. Die Normalverteilung konvergiert z. B. gegen den Typ I (Gumbel-Verteilung), siehe Kap. 2.8. Andere Typen sind die Frêchet-Verteilung (Typ II) und Typ III- Extremwertverteilung, welche für die Minimalwerteverteilung auch als Weibullverteilung bezeichnet wird.

Die Gumbel-Verteilung ist sehr gut zur Modellierung von zeitlich veränderlichen Einwirkungen geeignet, wenn ein größeres Zeitintervall wie die Nutzungsdauer eines Bauwerks berücksichtigt wird. Zusätzlich zu den Informationen in Kap. 2.8 kann die Verteilungsfunktion im Bezugszeitraum des Sicherheitsnachweises t_{SN} mit Hilfe der Verteilung für den Beobachtungszeitraum t_B (Gleichung (4.9)) ausgedrückt werden:

$$\begin{aligned} F_x^{t_{SN}}(x) &= \left[F_x^{t_B}(x)\right]^n = \exp^n\left\{-\exp\left[-\mathrm{a} \cdot \left(\mathrm{x} - \mathrm{u}_{t_B}\right)\right]\right\} = \\ &exp\left\{-\exp\left[-\mathrm{a} \cdot \left(\mathrm{x} - \mathrm{u}_{t_B}\right)\right] + \ln(n)\right\} \end{aligned} \tag{4.9}$$

wobei a und *u* sind Parametern der Verteilung sind.

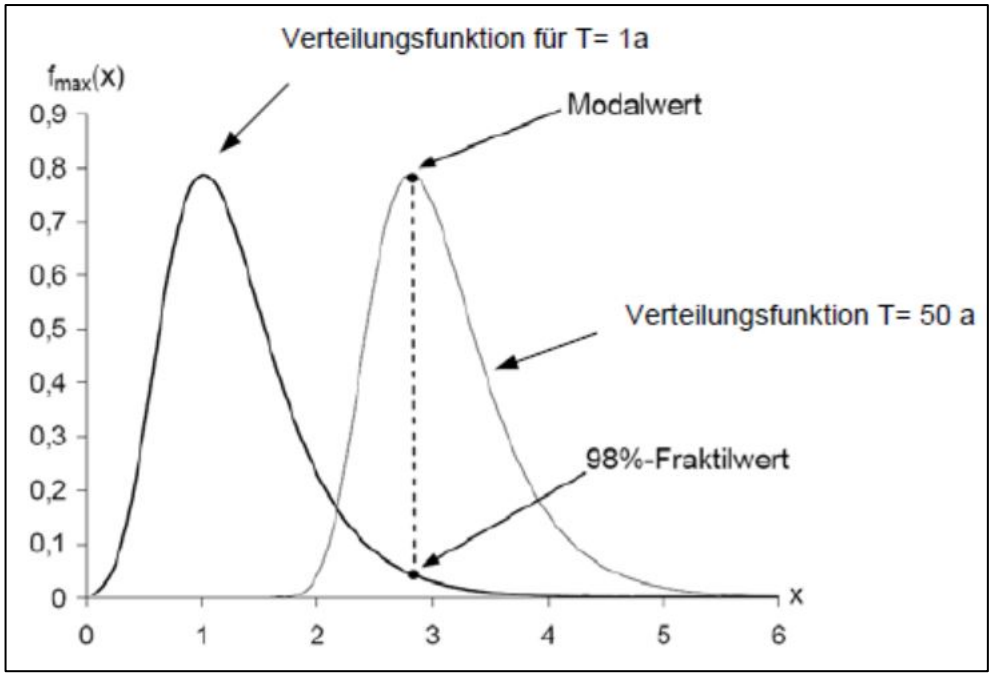

Abb. 4.4 Gumbel-Verteilung für die Bezugszeiträume von 1 und 50 Jahre /FIS 10/

Aus Gleichung (4.9) erkennt man, dass sich die Gumbel-Verteilung für den Bezugszeitraum t_{SN} aus der Gumbel-Verteilung im Beobachtungszeitraum t_B durch eine Verschiebung auf der x-Achse um die Größe (ln*n*) / *a* (siehe Abb. 4.4) ergibt. Entsprechend verschieben sich auch der Modalwert *u* und der Mittelwert m_x (d. h. sie werden größer), während die Standardabweichung σ_x ihre Größe nicht ändert (Gleichungen (4.10) und (4.11)):

$$u_{t_{SN}} = u_{t_B} + \frac{\ln(n)}{a} = u_{t_B} + \sigma_x \frac{\ln(n) \cdot \sqrt{6}}{\pi} \tag{4.10}$$

$$m_{t_{SN}} = m_{t_B} + \frac{ln(n)}{a} = m_{t_B} + \sigma_x \frac{ln(n) \cdot \sqrt{6}}{\pi} \tag{4.11}$$

Wie schon in Kap. 2.8 erläutert wird der charakteristische Wert der klimatischen Lasten als 98 %-Quantil bezogen auf ein Jahr bestimmt. Im Sicherheitsnachweis z. B. für 50 Jahre entspricht das 98 %-Quantil bezogen auf ein Jahr, dem Modalwert bezogen auf 50 Jahren (siehe Abb. 4.4). Damit kann man die Gumbel-Verteilungen für unterschiedliche Zeiträume T bezogen auf die Beobachtungen von einem Jahr durch eine Verschiebung der Verteilungsfunktion um die Größe ln (T) auf der Abszisse bestimmen. Die statistischen Momente der Extremwertverteilung vom Typ I kann man durch die Gleichung (4.12) für beliebige Bezugszeiträume T berechnen:

$$m_T = m_1 + 0{,}78 \cdot \sigma_1 \cdot \ln(T)\,; \quad \sigma_T = \sigma_1 \quad V_1 = \frac{\sigma_1}{m_1} > V_T = \frac{\sigma_1}{m_T} \tag{4.12}$$

Da die Standardabweichung für ein Jahr und für T Jahre gleich ist, wird entsprechend der Variationskoeffizient für T Jahre kleiner als der Variationskoeffizient für ein Jahr.

Mit Hilfe von Gleichung (4.12) kann man für jede beliebige Restnutzungsdauer eine Anpassung der veränderlichen Einwirkungen durchführen.

Wenn veränderliche Einwirkungen ihre Lastintensität zu diskreten Zeitpunkten ändern (z. B. bei Nutzlasten durch die Renovierung) und die Annahme der konstanten Pulsdauer nicht möglich ist, wird oft ein sogenannter Erneuerungsprozess zu Hilfe gezogen, welcher manchmal auch als Punkt- oder Zählprozess bezeichnet ist.

Der Erneuerungsprozess N(t) beschreibt die Anzahl N der bis zum Zeitpunkt t eingetretenen Laständerungen. N(t) stellt einen diskreter Zufallsprozess dar, der ganzzahlige, positive Werte annimmt. Der am häufigsten verwendete Erneuerungsprozess ist der Poisson-Prozess, für den die Anzahl der Laständerungen N(t) bis zum Zeitpunkt t einer Poisson-Verteilung unterliegt (siehe Gleichung (4.13)). Dabei folgen die Zeitintervalle zwischen den Erneuerungspunkten einer Exponential-Verteilung:

$$P[N(t) = n] = \frac{(\lambda \cdot t)^t}{n!} \cdot exp(-\lambda \cdot t) \qquad n = 0{,}1{,}2, \ldots \tag{4.13}$$

In dieser Gleichung stellt der Parameter λ die Anzahl der Erneuerungspunkte je Zeiteinheit dar und wird als Erneuerungsrate oder Intensität bezeichnet. Der Poisson-Prozess stellt sich als sehr gute Modellierung seltener Ereignisse bzw. seltener Schwellwertüberschreitungen *v* dar. Die Wahrscheinlichkeit, dass ein Schwellwert *r* überschritten wird, wird mit der Zeit zunehmen. Die mittlere Anzahl der Schwellwertüberschreitungen im Bezugszeitraum *t* wird mittels Integration über die Zeit ermittelt. Dann kann man Mittelwert und Varianz des Poisson-Prozess gemäß Gleichung (4.14) berechnen:

$$E[N(r,t)] = \sigma^2[N(r,t)] = \int_0^t v(r,\tau)d\tau \tag{4.14}$$

Für den stationären stochastischen Prozess ist der Wert *v* unabhängig vom Zeitpunkt τ, deswegen kann sowohl der Mittelwert als auch die Varianz der Anzahl *N* im Zeitraum *t* wie in Gleichung (4.15) berechnet werden:

$$E[N(r,t)] = \sigma^2[N(r,t)] = \lambda \cdot t \tag{4.15}$$

Die Wahrscheinlichkeit, dass im Zeitraum *t* keine Überschreitung des Schwellwert *r* stattfindet (d. h. N(r) = 0), ist von besonderem Interesse bezüglich Zuverlässigkeitstheorie von Bauwerken. Sie kann durch Gleichung (4.16) ermittelt werden:

$$E[N(r)] = \sigma^2[N(r)] = v(r) \cdot T = \lambda \tag{4.16}$$

Zu betrachten ist nun die Wahrscheinlichkeitsverteilung der Zeit zwischen den Ereignissen, genauer zunächst nach der Verteilung F_T^t der Zeit *T* bis zum ersten Ereignis (Wartezeit). Sie ist komplementär zu der Wahrscheinlichkeit, dass im Zeitraum *T* keine Überschreitung des Schwellwert r auftritt (N(r) = 0), welche durch Gleichung (4.17) berechnet werden kann:

$$P[T > t] = 1 - F_T(t) = P[N(t) = 0] = exp(-\lambda \cdot t) \tag{4.17}$$

Dann kann man die Wartezeitverteilung wie in Gleichung (4.18) definieren:

$$P[T \leq t] = F_T(t) = 1 - exp(-\lambda \cdot t) \tag{4.18}$$

Das ist die Verteilungsfunktion der Exponentialverteilung. Sie hat die Dichtefunktion (Gleichung (4.19):

$$f_T(t) = \lambda \cdot exp(-\lambda \cdot t) \tag{4.19}$$

mit dem Mittelwert $E[T] = 1 / \lambda$ und der Varianz $Var[T] = 1 / \lambda^2$.

Man kann annehmen, dass die veränderliche Last ihre Höhe nur zu diskreten Zeiten ändert und in den Zeiträumen dazwischen annähernd konstant bleibt (z. B. Einwirkungen aus Lagergütern). Solchen Einwirkungen werden durch sogenannte Pulsprozesse mit „Rechteckwellen“ beschrieben, wenn man den Zeitintervallen D_n eines Erneuerungsprozesses N(t) eine zufällige, in Intervall D_n eine konstante Lasthöhe X_n zuordnet. Die Lasthöhen X_n (n = 1, 2, …, m) sind unabhängige, identisch verteilte Zufallsvariablen. Bei

Lastwechseln (z. B. Nutzlasten aus Einrichtungsgegenständen) wird die Last auf null reduzieren. Deswegen wird die Verteilungsfunktion der Großwerte für Rechteck-Pulsprozesse mit Pausen in folgender Form durch die Verteilungsfunktion der eigentlichen Puls $F_Y(x)$ dargestellt (Gleichung (4.20)):

$$F_X(x) = p + q \cdot F_Y(x) \tag{4.20}$$

wobei p die Wahrscheinlichkeit ist, dass die Last den Wert gleich null annimmt, und q = 1 – p die Wahrscheinlichkeit ist, dass die Last in beliebiger Größe auftritt. Die Verteilungsfunktion $F_X(x)$ wird auch als Verteilung der Momentanwerte veränderlicher Einwirkungen bezeichnet. Solche Prozesse können „fiktive“ Erneuerungspunkte beinhalten, an denen keine Lasten existieren. Diese Punkte sind nicht zu beobachten und besitzen keine Erneuerungsrate (siehe Abb. 4.5).

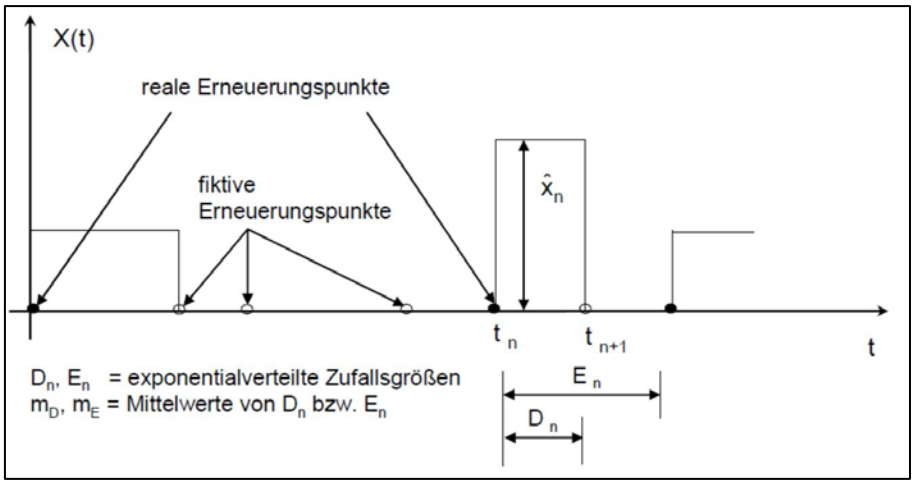

Abb. 4.5 Pulsprozess mit Pausen /SPA 92/

Die Erneuerungsrate λ für den Pulsprozess mit Pausen wird durch Gleichung (4.21) berechnet:

$$\lambda = \frac{1}{m_E} \tag{4.21}$$

Die Wahrscheinlichkeit *q*, dass der Prozess aktiv ist, bedeutet, dass die Last nicht gleich null ist und kann dann durch Gleichung (4.22) ermittelt werden:

$$q = \frac{m_D}{m_E} \tag{4.22}$$

Dabei ist m_E der Mittelwert der Zeitintervalle zwischen den realen Laständerungen, die nicht gleich null sind, und m_D ist der Mittelwert der Lastdauer mit Lasthöhen, die nicht gleich null sind (siehe Abb. 4.5). Dann kann die mittlere Schwellwertkreuzungsrate v für solche Pulsprozesse nach Gleichung (4.23) wie folgt definiert werden (siehe /SPA 92/):

$$v(r) = \lambda \cdot F_X(r) \cdot [1 - F_X(r)] \tag{4.23}$$

4.1.3 Kombination zeitabhängiger Einwirkungen

Wenn mehrere zeitabhängige Lasten gleichzeitig einwirken, werden die Extremwerte dieser Lasten mit hoher Wahrscheinlichkeit nicht gleichzeitig auftreten. Deswegen wäre die Summierung der Extremwerte unterschiedlicher Einwirkungen eine zu konservative Lösung. Deswegen müssen hier mehr Informationen über den Prozessverlauf dieser Einwirkungen berücksichtigt werden.

Die maximale Einwirkung $S_{max}(T)$ kann aus der Linearkombination der Einzeleinwirkungen $S_i(t)$ im Bezugszeitraum T gewonnen werden (siehe Gleichung (4.24)):

$$S_{mas}(T) = max\{S_1(T) + S_2(T) + .. S_n(T)\} \tag{4.24}$$

Die Versagenswahrscheinlichkeit des Bauwerks kann unter Berücksichtigung verschiedener veränderlicher Einwirkungen durch Gleichung (4.25) ermittelt werden:

$$P_f = P\{g[\bar{E}]\} = P\{g[X_1(t), X_n(t) \ldots\ldots X_n(t)] < 0 | t \in (0, T)\} \tag{4.25}$$

wobei g eine Grenzzustandsfunktion ist (siehe Kap. 2.7). Es wird angenommen, dass ein Versagen auftritt, wenn durch den zeitabhängigen Zufallsvektor $\bar{E}$ im Zeitraum $0 < t \leq T$ mindestens einmal der unsichere Bereich $g(x) < 0$ erreicht wird.

Mittels stochastischer Prozesse und der Ausfallrate *v*, die eine Kreuzung der Grenzzustandsfunktion in Richtung vom sicheren Bereich hin zum unsicheren beschreibt, kann die Versagenswahrscheinlichkeit für diese Aufgabenstellung durch Gleichung (4.26) ermittelt werden:

$$P_f(T) = P_f(0) + \int_0^T v(t)dt \tag{4.26}$$

Die Wahrscheinlichkeit $P_F(0)$ stellt die Versagenswahrscheinlichkeit des Bauwerks zu Beginn der Nutzungsdauer (t = 0) dar. Berücksichtigt man, dass der Anteil des Terms $P_F(0)$ am Gesamtergebnis sehr klein ist, kann die Gleichung (4.26) für stationäre Prozesse (v - konstant) durch Gleichung (4.27) ersetzt werden:

$$P_f(T) = v \cdot T \tag{4.27}$$

Entsprechend wird die Ermittlung der Ausfallrate v in den Fokus gestellt. Die geschlossene mathematische Lösung existiert nur für Sonderfälle, wie beispielweise für einen stationären, zweiparametrischen Rechteckwellenprozess. Meistens wird der Widerstand R durch eine zeitlich konstante Zufallsvariable berücksichtigt, damit kann die Ausfallrate v mittels Gleichung (4.28) berechnet:

$$v(R) = \sum_{i=1}^{n} q_i \cdot \lambda_i \cdot \emptyset(-\beta_i) \tag{4.28}$$

dabei werden die Parametern q und λ nach Gleichungen (4.21) und (4.22) bestimmt. β_i ist der Zuverlässigkeitsindex, welcher unter Verwendung der Verteilung der Extremwerte des Zufallsprozesses mit Nummer *i* bestimmt wird. Dabei wird nicht berücksichtigt, ob der Prozess aktiv ist (q_i = 1,0 und p_i = 0,0, siehe Gleichung (4.20)). Mehr dazu kann man z. B. in /SPA 92/ finden.

Eine Kombination mehrerer zeitvarianter Einwirkungen, welche mittels komplexer Modelle beschrieben werden, stellt eine schwierig zu lösende Aufgabe dar. Eine von möglichen vereinfachten Lösungen ist die Überführung in ein zeitunabhängiges Problem. Ein Näherungsverfahren zur Superposition der Einwirkungen wurde von Turkstra /TUR 70/ vorgeschlagen und ist in der Fachwelt sehr verbreitet. Zu Grunde liegt die Annahme, dass es sehr unwahrscheinlich ist, dass mehrere unkorrelierte, zeitabhängige Einwirkungen zum selben Zeitpunkt ihren maximalen Wert erreichen, was zu einem Bauwerksversagen führen würde. Es ist wahrscheinlicher, dass das Versagen durch den Maximalwert von nur einer der gleichzeitig auftretenden veränderlichen Einwirkungen, verursacht wird. Die Regel von Turkstra reduziert die zeitlich kontinuierliche Darstellung der Einwirkungskombinationen auf einige wenige diskrete Zeitpunkte, in denen jeweils eine der beteiligten veränderlichen Einwirkungen ihr Maximum im Bezugszeitraum T erreicht. Bei diesem Verfahren wird jede veränderliche Einwirkung einmal mit ihrer Extremwertverteilung berücksichtigt, wobei alle anderen Einwirkungen mit der Verteilung ihrer Moment-

anwerte (q_i = 1,0) als begleitende Größen betrachtet werden (siehe Abb. 4.6). Die Superposition wird für alle sinnvollen Kombinationen der Einwirkungen betrachtet. Es sollen solche Kombinationen berücksichtigt werden, welche die maximale Gesamteinwirkung darstellen.

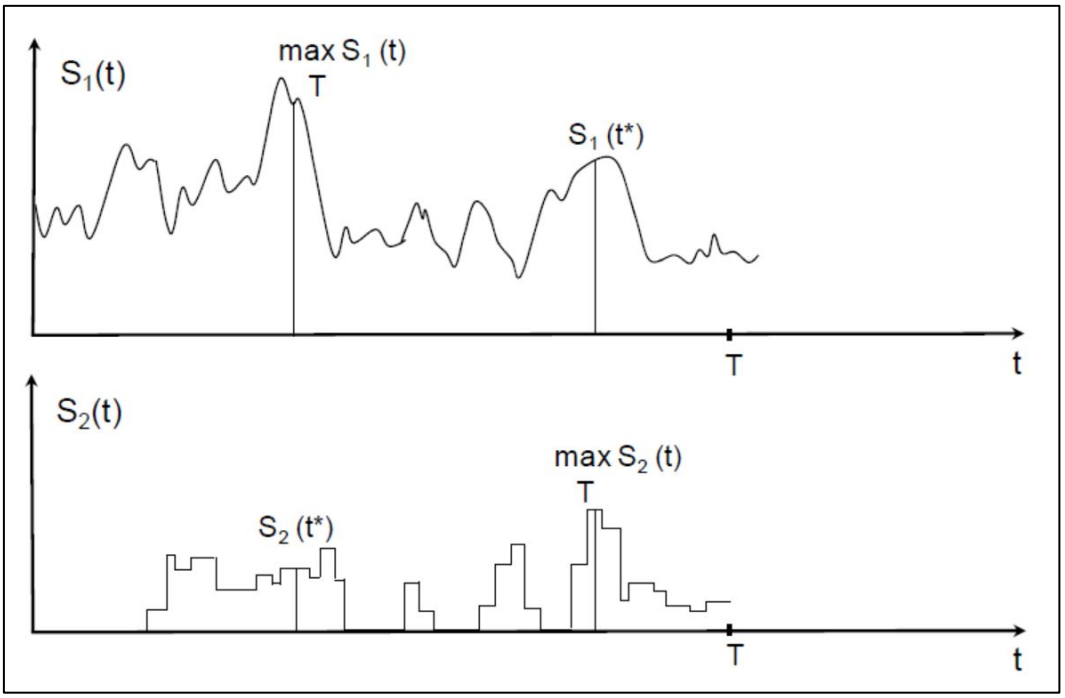

Abb. 4.6 Grundlage der Turkstra-Regel /TUR 70/

Die maximale Gesamteinwirkung wird aus der Summe *n* der zu betrachteten Einwirkungen durch Gleichung (4.29) ermittelt:

$$max\{S_1(t) + S_2(t) + .. S_n(t)\} \approx \begin{Bmatrix} maxS_1(t) + S_2(t^*) + .. S_n(t^*) \\ \vdots \\ S_1(t^*) + S_2(t^*) + .. maxS_n(t) \end{Bmatrix} | t \in (0, T) \qquad (4.29)$$

Dabei ist t* ein beliebiger Zeitpunkt im Zeitraum [0, T] (sieh Abb. 4.6). In /SPA 92/ wurde bemerkt, dass die Turkstra-Regel zur gängigen Baupraxis passt, da diese zeigt, dass das Bauteilversagen meist zu einem Zeitpunkt auftritt, an dem irgendeine vorhandene Einwirkung ihren Maximalwert erreicht (wenn das Versagen nicht auf menschliches Fehlverhalten zurückgeht).

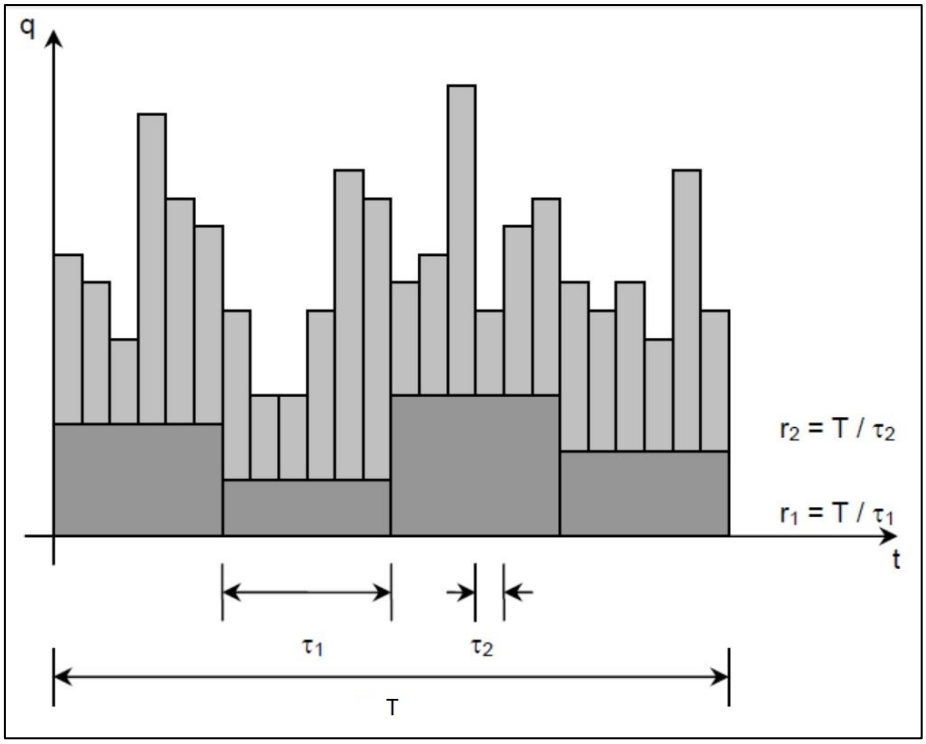

Abb. 4.7 Darstellung des Borges-Castanheta-Modells (FBC-Modell) /FER 72/

Die Turkstra-Regel kann durch die Betrachtung der zeitlichen Dauer des Lastimpulses verbessert werden. Das wurde von Ferry-Borges und Castanheta (FBC-Modell) /FER 72/ vorgeschlagen. Dabei wurden unterschiedliche zeitvariante und unabhängige Einwirkungen als Pulsprozesse mit Rechteckwellen modelliert. Die Pulsdauer (Grundzeitintervall) τ_i wurde dabei mittels dem Bezugszeitraum T und Anzahl die Laständerungen r_i als $\tau_i = T / r_i$ bestimmt (siehe Abb. 4.7 für zwei Einwirkungen). Außerdem wird jede Einwirkung durch die Auftretenswahrscheinlichkeit p_i im Intervall τ_i und der Lastintensität x_i beschrieben. Die Verteilung der Extremwerte $F_{i,max}(x_i)$ im Grundzeitintervall τ_i kann wie in Gleichung (4.30) dargestellt werden:

$$F_{i,max}(x_i) = \{1 - p_i \cdot [1 - F_i(x_i)]\}^{r_i} \tag{4.30}$$

Das Maximum des Lasteffekts (E_{max}) kann durch die FORM-Analyse (bzw. SORM) oder durch Simulationstechniken ermittelt werden. Die Versagenswahrscheinlichkeit wird durch Gleichung (4.31) bestimmt:

$$P_f(T) = P\{g[R, E_{max}] < 0\} \tag{4.31}$$

welche dann mittels zuverlässigkeitstheoretischer Methoden aus Kap. 2.7 berechnen werden kann.

4.1.4 Die repräsentativen Werte für ständige und veränderlichen Einwirkungen in Rahmen des Teilsicherheitskonzepts

In /SUC 14/ werden die Darstellung die repräsentativen- bzw. Bemessungswerte der Einwirkungen sowie Besonderheiten der dynamischen und außergewöhnlichen Einwirkungen ausführlich beschrieben und daher hier nur in Kürze erläutert.

Im Rahmen der Teilsicherheitskonzepte wird der charakteristische Wert F_k einer Einwirkung als wichtigster repräsentativer Wert betrachtet. Der charakteristische Wert der ständigen Einwirkung G soll bei kleiner Streuung als einziger Wert G_k, bei größerer Streuung von G als oberer Wert $G_{k,sup}$ und unterer Wert $G_{k,inf}$ festgelegt werden. Eine kleine Streuung der Einwirkung G darf angenommen werden, wenn sich diese Einwirkung G nicht erheblich während der geplanten Nutzungszeit verändert und der Variationskoeffizient klein ist. Dann darf der charakteristische Wert G_k als Mittelwert angesetzt werden. Ein solcher Variationskoeffizient liegt normalerweise im Bereich von 0,05 bis 0,10. Reagiert das Bauwerk sehr empfindlich auf die Veränderung der Einwirkung G (z. B. bei einigen Arten von vorgespannten Betontragwerken), dann sollten auch bei $V_G \leq 0{,}05$ die Werte *Gk,sup* und *Gk,inf* verwendet werden. Dann darf $G_{k,inf}$ als 5 %-Quantil und $G_{k,sup}$ als 95 %–Quantil einer Gaußverteilung der Einwirkung G angenommen werden (siehe z. B. /DIN 10/).

Die Vorspannung (P) sollte als ständige Einwirkung betrachtet werden. Der charakteristische Wert der Vorspannung zum Zeitpunkt t kann durch den oberen Wert $P_{k,sup\,(t)}$, den unteren Wert $P_{k,inf\,(t)}$ oder den Mittelwert $P_{m\,(t)}$ angenommen werden.

Der charakteristische Wert Q_k für veränderlichen Einwirkungen wird meistens so festgelegt, dass er für einen bestimmten Bezugszeitraum als oberer Wert eine vorgegebene Wahrscheinlichkeit nicht überschreitet.

Der charakteristische Wert der klimatischen Einwirkungen (z. B. in /DIN 10/) wird als 98 %-Überschreitungsquantil der Extremwertverteilung der entsprechenden zeitveränderlichen Einwirkung für einen Bezugszeitraum von einem Jahr definiert. Dies entspricht einer mittleren Wiederkehrperiode dieses Wertes von 50 Jahren. Aber auch andere Wiederkehrperioden oder Quantile können verwendet werden.

Außergewöhnliche Einwirkungen sind durch ihre Bemessungswerte A_d für jedes Projekt festzulegen. Bei Erdbebeneinwirkungen kann der Bemessungswert A_{Ed} für den Einzelfall aus dem charakteristischen Wert A_{Ek} bestimmt werden. Weitere repräsentative Werte einer Einwirkung sind folgende:

- der Kombinationswert, der durch das Produkt $\psi_0 Q_k$ beschrieben wird und für GZT (Grenzzustand der Tragfähigkeit) und GZG (Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit) mit nicht umkehrbaren Auswirkungen verwendet wird,
- der häufige Wert, der durch das Produkt $\psi_1 Q_k$ beschrieben wird und für GZT einschließlich solcher mit außergewöhnlichen Belastungen und für GZG mit umkehrbaren Grenzzuständen verwendet wird (für den Hochbau z. B. ist der häufige Wert so zu wählen, dass er in nicht weniger als 1 % des Bezugszeitraumes überschritten wird; für die Verkehrsbelastung von Straßenbrücken ist der häufige Wert mit einer Wiederkehrperiode von einer Woche definiert),
- der seltene Wert, der durch das Produkt $\psi_{1,infq} Q_k$ beschrieben wird, wird derzeit nur für die GZG für Betonbrücken verwendet und hat eine Wiederkehrperiode von einem Jahr,
- der quasi-ständige Wert, der durch das Produkt $\psi_2 Q_k$ beschrieben wird und für GZT mit außergewöhnlichen Einwirkungen und GZG mit umkehrbaren Grenzzuständen verwendet wird. Quasi-ständige Werte werden auch für die Berechnung von Langzeitwirkungen verwendet. Für Nutzlasten auf Decken ist der quasi-ständige Wert beispielsweise so festzulegen, dass er in nicht weniger als 50 % des Bezugszeitraumes überschritten wird. Der quasi-ständige Wert kann auch aus der Mittelung über ein bestimmtes Zeitintervall festgelegt werden.

Der Kombinationswert $\psi_0 Q_k$ wird bei GZT in Kombinationen von Einwirkungen bei ständigen oder vorübergehenden Bemessungssituationen (Grundkombinationen) und bei GZG in charakteristischen Kombinationen (siehe unten) verwendet. Dabei wird die leitende Einwirkung ohne Abminderung (mit Wert Q_k) benutzt und die Begleiteinwirkung durch den Kombinationsbeiwert ψ_0 (mit Wert $\psi_0 Q_k$) berücksichtigt.

Basierend auf der Darstellung der unterschiedlichen zeitvarianten und unabhängigen Einwirkungen als Pulsprozesse mit Rechteckwellen (siehe oben) und dem Grundkonzept der Bestimmung der Bemessungswerte mittels des Zuverlässigkeitsindex β und den Sensitivitätsfaktoren (nach der Zuverlässigkeitsmethode 1. Ordnung, siehe Kap. 2.8) wurden in Rahmen der pränormativen Forschung verschiedene Kombinationen verän-

derlicher Einwirkungen untersucht und normentaugliche Vorschläge abgeleitet. Mit deren Hilfe wurden danach die Kombinationsregeln in den Eurocodes definiert. Sie stehen in /DIN 10/ im informativen Anhang C. Diese Regeln stellen eine gewisse Vereinfachung der Kombinationsproblematik dar. Sie sind jedoch in Rahmen der semi-probabilistischen Verfahren für die meisten Einwirkungsfälle ausreichend. Der Kombinationswert ψ_0 für die Begleiteinwirkung *E* wird durch das Verhältnis des Bemessungswertes der Einwirkung *E*, welche die Begleiteinwirkung dargestellt, und dem Bemessungswert der Einwirkung *E*, welche die Leiteinwirkung dargestellt, definiert. Diese Bemessungswerte können mit Hilfe der Gleichungen (2.68) bis (2.71) aus Kap. 2.8 bestimmt werden und können durch Gleichung (4.32) ausgedrückt werden:

$$\varphi_0 = \frac{F_E^{-1}[\emptyset(0{,}4\beta^*)^{N_1}]}{F_E^{-1}[\emptyset(0{,}7\beta)^{N_1}]} \;\; mit \;\; \beta^* = -\emptyset^{-1}[\emptyset(-0{,}7\beta)/N_1] \tag{4.32}$$

wobei

- $F_E()$ - Wahrscheinlichkeitsverteilung der Extremwerte der Einwirkung *E* im Bezugszeitraum T,
- Φ - Verteilungsfunktion der standardisierten Normalverteilung,
- T – Bezugszeitraum,
- T_1 – Grundzeitraum der Einwirkung *E*,
- N_1 - Ganzzahlige Näherung für das Verhältnis T/T_1,
- V - Variationskoeffizient der Einwirkung *E* im Bezugszeitraum.

Wenn die Verteilungsfunktion $F_E()$ eine Normalverteilung ist, dann kann Gleichung (4.32) durch Gleichung (4.33) approximiert werden:

$$\varphi_0 = \frac{1 + (0{,}28\beta - 0{,}7lnN_1)V}{1 + 0{,}7\beta V} \tag{4.33}$$

Wenn die Verteilungsfunktion $F_E()$ eine Extremwertverteilung vom Typ I (Gumbel-Verteilung) ist, dann kann Gleichung (4.32) durch Gleichung (4.34) approximiert werden:

$$\varphi_0 = \frac{1 - 0{,}78V\{0{,}577 + \ln[-\ln(\emptyset(0{,}28\beta))] + lnN_1\}}{1 - 0{,}78V\{0{,}577 + \ln[-\ln(\emptyset(0{,}7\beta))]\}} \tag{4.34}$$

Der Beiwert ψ_1, welcher für den häufigen Wert $\psi_1 Q_k$ verwendet wird, wird durch das Verhältnis des Werts Q_H mit einer Wiederkehrperiode von einer Woche zu dem charakteristischen Wert Q_k definiert.

Der Beiwert ψ_2, welcher für den quasi-ständigen Wert $\psi_2 Q_k$ verwendet wird, wird durch das Verhältnis des Werts Q_Q, welcher als durchschnittlichen Wert der Last Q in einen Bezugszeitraum bestimmt wird, zu dem charakteristischen Wert Q_k definiert.

4.1.5 Bemessungswerte der Einwirkungen

In Rahmen der Stufe II-Methode wird der Bemessungspunkt mit Hilfe der FORM-Verfahren bestimmt (siehe Kap. 2.7und 2.8). Die Bemessungswerte E_{di} für jede einzelne Zufallsvariable X_i werden als Koordinaten des Bemessungspunktes im *n*-dimensionalen Raum ermittelt. Dabei können sowohl direkte Einwirkungen als auch Zwangsgrößen (z. B. Temperatur- oder Setzungsunterschieden) erfasst werden. Die Sensitivitätsfaktoren α_i, die den Beitrag der Zufallsvariablen X_i an der Versagenswahrscheinlichkeit charakterisieren, können auch mit Hilfe des FORM-Verfahrens ermittelt werden.

Für den Nachweis der Tragfähigkeit bzw. der Gebrauchstauglichkeit im Rahmen der Stufe- II werden die gewonnenen Bemessungswerte direkt verwendet. Für den Nachweis in Rahmen der Stufe I (semi-probabilistisches Konzept) müssen dann die entsprechenden Teilsicherheitsbeiwerte bestimmt werden (Gleichung (4.35)). Dabei ist der Bemessungswert E_{di} für die Zufallsvariable X_i durch den charakteristischen Wert E_{ki} zu dividieren.

$$\gamma_E = \frac{E_d}{E_k} \tag{4.35}$$

Die ermittelten Teilsicherheitsbeiwerte γ_E werden dann im Rahmen der Stufe I verwendet.

4.1.6 Dynamische und außergewöhnliche Einwirkungen

Bei der Ermittlung der Größen der dynamischen Einwirkungen müssen sowohl die tragenden Bauteile als auch den nicht tragenden Bauteilen mit ihren Eigenschaften (Massen, Tragfähigkeiten, Steifigkeiten und Dämpfungseigenschaften) berücksichtigt werden. Dynamische Einwirkungen können als quasi-statisch wirkende Einwirkungen

angesetzt werden, dabei kann es notwendig sein, zusätzliche Schwingbeiwerte bei den statischen Einwirkungen zu berücksichtig. Dabei können die Eigenfrequenzen verwendet werden. Bei einer Interaktion von Boden- und Bauwerksverformungen kann der Baugrund durch Federn und Dämpfer modelliert werden. Dynamische Nachweise können in bestimmten Fällen mittels einer Modalanalyse mit linear elastischem Bauteilverhalten nach der Theorie erster Ordnung geführt werden (siehe auch Kap. 4.3). Dynamische Einwirkungen können in Form von Zeitverläufen oder Dichteverteilungen über Frequenzen dargestellt werden. Wenn dynamische Einwirkungen Schwingungen verursachen, die aufgrund ihrer Amplitude und Frequenzen Gebrauchstauglichkeitsgrenzen überschreiten, sollten Gebrauchstauglichkeitsnachweise durchgeführt werden.

Eine Strategie zur Behandlung außergewöhnlicher Bemessungssituationen ist z. B. in /DIN 10/ dargestellt. Außergewöhnliche Einwirkungen sind, wenn möglich, zu identifizieren. Die Größen der außergewöhnlichen Einwirkungen sind von folgenden Faktoren abhängig:

- Maßnahmen zur Vermeidung oder Minderung der Auswirkungen außergewöhnlicher Einwirkungen,
- Auftretenswahrscheinlichkeit der identifizierten außergewöhnlichen Einwirkungen,
- mögliche Schadensfolgen identifizierter außergewöhnlicher Einwirkungen,
- öffentliche Einschätzung,
- Größe des akzeptablen Risikos.

In der Praxis kann die Auftretenswahrscheinlichkeit und die Schadensfolge außergewöhnlicher Einwirkungen mit einem bestimmten Risikoniveau verbunden werden. Wird dieses Risikoniveau nicht akzeptiert, sind zusätzliche Maßnahmen erforderlich. Meistens muss ein bestimmtes Risikoniveau akzeptiert werden. Diese Risikoniveau kann durch bestimmte Faktoren definiert werden, z. B. der möglichen Anzahl von Unfallopfern, wirtschaftlichen Folgen, Kosten von Sicherheitsmaßnahmen usw. Lokales Versagen infolge außergewöhnlicher Einwirkungen darf akzeptiert werden, wenn die Stabilität des Tragwerks nicht gefährdet wird, die Gesamttragfähigkeit erhalten bleibt und notwendige Sicherungsmaßnahmen (z. B. Evakuierung von Personen) durchgeführt werden können. Für die Maßnahmen zur Risikominderung von außergewöhnlichen Einwirkungen sollten eine oder mehrere der folgenden Strategien in Betracht kommen:

- Vermeiden der Einwirkung (z. B. durch entsprechende lichte Höhen zwischen Fahrzeug und Bauwerk bei Brücken) oder Reduzierung der Auftretenswahrscheinlichkeit und/oder Größe der Einwirkung auf ein akzeptables Niveau durch geeignete Konstruktionen,
- Schutz des Tragwerkes gegen Überbelastung durch Reduktion der außergewöhnlichen Einwirkung,
- Vorsehen ausreichender Robustheit durch folgende Maßnahmen:
  - Bemessung von bestimmten Bauwerksteilen als Haupttragelemente, um die Überlebenswahrscheinlichkeit nach außergewöhnlichen Einwirkungen zu vergrößern,
  - Bemessung von Bauteilen und Auswahl von Materialien, um ausreichenden Duktilität zu haben und die Energie aus der Einwirkung absorbieren,
  - Vorsehen ausreichender Tragwerksredundanzen, um alternative Lastpfade zu ermöglichen.

Die außergewöhnlichen Einwirkungen sollen zusammen mit den gleichzeitig wirkenden ständigen und veränderlichen Einwirkungen betrachtet werden. Die Möglichkeit eines progressiven Einsturzes (Reißverschlusseffekt) muss berücksichtigt werden. Die Bemessungs- und Konstruktionsregeln müssen so ausgewählt werden, um die Robustheit des Tragwerks zu erhöhen. Folgende Schadensfolgeklassen (/DIN 10a/) können bei Berücksichtigung der außergewöhnlichen Einwirkungen betrachtet werden:

- CC 1 - Geringe Versagensfolgen:
  Eine spezielle Berücksichtigung von außergewöhnlichen Einwirkungen über die Robustheit- und Stabilitätsregeln in den Eurocodes hinaus ist nicht erforderlich.
- CC 2 - Mittlere Versagensfolgen:
  Abhängig vom Einzelfall des Tragwerks darf eine vereinfachte Berechnung mit statisch äquivalenten Ersatzlasten durchgeführt werden oder es dürfen Bemessung- bzw. Konstruktionsregeln angewendet werden.
- CC 3 - Hohe Versagensfolgen:
  Hier sollte der Einzelfall sollte besonders untersucht werden, um das erforderliche Zuverlässigkeitsniveau und die Tiefe der Tragwerksberechnung zu bestimmen. Das kann eine Risikoanalyse erfordern, ebenso die Anwendung weitergehender Metho-

den wie eine dynamische Berechnung, nicht lineare Modelle und die Berücksichtigung der Interaktion von Einwirkung und Tragwerk.

4.1.7 Einwirkungskombinationen und Bemessungssituationen in Rahmen des semi-probabilistischen Nachweiskonzeptes

Einwirkungskombinationen und Bemessungssituationen werden in /SUC 14/ auf Grundlage des Eurocodes /DIN 10/ erläutert. Sie werden hier kurz dargestellt.

4.1.7.1 Einwirkungskombinationen und Bemessungssituationen für Grenzzustände der Tragfähigkeit

Folgende Bemessungssituationen sind für GZT zu betrachten:

- Ständige Situationen, die den normalen Nutzungsbedingungen des Tragwerks entsprechen,
- vorübergehende Situationen, die sich auf zeitlich begrenzte Zustände des Tragwerks beziehen,
- außergewöhnliche Situationen, die sich auf außergewöhnliche Zustände für das Tragwerk beziehen (z. B. Brand, Explosion, Aufprall),
- Situationen bei Erdbeben.

Die Bemessungswerte E_d (aus den Auswirkungen der Kombination der Einwirkungen) sollen für jeden kritischen Lastfall bestimmt werden. Diese Einwirkungen werden als gleichzeitig auftretend betrachtet. Jede Einwirkungskombination sollte eine dominierende Einwirkung (Leiteinwirkung) oder eine außergewöhnliche Einwirkung demonstrieren.

Ungünstig wirkende sowie günstig wirkende Teile der ständigen Einwirkung müssen getrennt erfasst werden, wenn der Nachweis sehr empfindlich auf die räumliche Verteilung dieser Einwirkung reagiert. Wenn mehrere Auswirkungen aus einer Einwirkung (z. B. Biegemoment und Normalkraft infolge Eigengewichts) nicht voll korrelieren, sollte der Teilsicherheitsbeiwert der günstig wirkenden Auswirkung reduziert werden.

4.1.7.1.1 Kombinationen von Einwirkungen bei ständigen oder vorübergehenden Bemessungssituationen (Grundkombinationen)

Die Auswirkung der Einwirkungen sollte durch die allgemeine Kombination bestimmt werden (Gleichung (4.36)):

$$E_d = \gamma_{Sd}\, E\, \{\gamma_{G,j}\, G_{k,j}\, ;\, \gamma_p\, P_k\, ;\, \gamma_{Q,1}\, Q_{k,1}\, ;\, \gamma_{Q,i}\, \psi_{0,i}\, Q_{k,i}\}\; j \geq 1\, ;\, i > 1 \qquad (4.36)$$

wobei:

- γ_{Sd} – der Teilsicherheitsbeiwert zur Berücksichtigung der Modellunsicherheiten der Idealisierung der Einwirkungen und/oder Auswirkungen,
- $\gamma_{Q,j}$ – der Teilsicherheitsbeiwert für die ständige Einwirkung G_j,
- γ_p – der Teilsicherheitsbeiwert für Einwirkungen aus Vorspannen P,
- $\gamma_{Q,i}$ – der Teilsicherheitsbeiwert für die veränderliche Einwirkung Q_i,
- $\psi_{0,i}$ – der Kombinationswert für die veränderliche Einwirkung Q_i.

sind. Das bedeutet, dass die Kombinationen der Auswirkungen aus den Bemessungswerten der ständigen Einwirkungen, den Bemessungswerten der Einwirkungen infolge Vorspannung, dem Bemessungswert der dominierenden veränderlichen Einwirkung (Leiteinwirkung) und den Bemessungswerten der Kombinationswerte der begleitenden veränderlichen Einwirkungen (Begleiteinwirkungen) ermittelt werden sollten.

Die Kombination der Einwirkungen in Klammern { } in Gleichung (4.36) darf wie folgt ausgedrückt werden:

$$\sum \gamma_{G,j}\, G_{k,j} + \gamma_p\, P_k + \gamma_{Q,1}\, Q_{k,1} + \sum \gamma_{Q,i}\, \psi_{0,i}\, Q_{k,i} \quad j \geq 1\, ;\, i > 1 \qquad (4.37)$$

Bei einer nicht linearen Beziehung zwischen den Einwirkungen und den Auswirkungen muss die Gleichung (4.36) direkt benutzt werden.

4.1.7.1.2 Kombinationen von Einwirkungen bei außergewöhnlichen Bemessungssituationen

Die Auswirkung der Einwirkungen sollte mittels Gleichung (4.38) bestimmt werden:

$$E_d = E\ \{G_{k,j}\ ;\ P_k\ ;\ A_d\ ;\ (\psi_{1,1} \text{ oder } \psi_{2,1})\ Q_{k,1}\ ;\ \psi_{2,i}\ Q_{k,i}\}\ j \geq 1\ ;\ i > 1 \qquad (4.38)$$

wobei:

- A_d – der Bemessungswert einer außergewöhnlichen Einwirkung,
- $\psi_{1,1}$ – der Beiwert für den häufigen Wert der dominierenden veränderlichen Einwirkung Q_1,
- $\psi_{2,i}$ – der Beiwert für die quasi-ständigen Werte der veränderlichen Einwirkung Q_i.

sind. Die Kombination der Einwirkungen in Klammern { } in Gleichung (4.38) kann durch Gleichung (4.39) bestimmt werden:

$$\sum G_{k,j} + P_k + A_d + (\psi_{1,1} \text{ oder } \psi_{2,1})\ Q_{k,1} + \sum \psi_{2,i}\ Q_{k,i}\ \ j \geq 1\ ;\ i > 1 \qquad (4.39)$$

Welche der n Einwirkung, $\psi_{1,1}Q_{k,1}$ oder $\psi_{2,1}Q_{k,1}$, ausgewählt wird, hängt von der maßgebenden außergewöhnlichen Bemessungssituation ab (Aufprall, Brandbelastung oder Überleben nach einem außergewöhnlichen Ereignis). Die Einwirkungskombinationen für außergewöhnliche Bemessungssituationen sollten entweder explizit eine außergewöhnliche Einwirkung A (Brandbelastung oder Aufprall) beinhalten oder eine Situation nach einem außergewöhnlichen Ereignis aufzeichnen (A = 0). Für die Brandbemessung sollte A_d neben den Temperaturauswirkungen auf die Baustoffeigenschaften auch den Bemessungswert der indirekten Auswirkungen der thermischen Einwirkung des Brandes darstellen.

4.1.7.1.3 Kombinationen von Einwirkungen für Bemessungssituationen bei Erdbeben

Die Auswirkung der Einwirkungen sollte durch Gleichung (4.40) festgelegt werden:

$$E_d = E\ \{G_{k,j}\ ;\ P_k\ ;\ A_{Ed}\ ;\ \psi_{2,i}\ Q_{k,i}\}\ j \geq 1\ ;\ i \geq 1 \qquad (4.40)$$

wobei:

- A_d – der Bemessungswert einer Einwirkung infolge von Erdbeben $A_{Ed} = \gamma_I\ A_{Ek}$ und

- γ_I – der Bedeutungsfaktor (siehe Kap. 2.7)

ist.

Die Kombination der Einwirkungen in Klammern { } in Gleichung (4.40) kann durch Gleichung (4.41) berechnet werden:

$$\sum G_{k,j} + P_k + A_{Ed} + \sum \psi_{2,i}\, Q_{k,i} \quad j \geq 1 \; ; \; i \geq 1 \tag{4.41}$$

4.1.7.2 Einwirkungskombinationen für Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit

Für den Nachweis der GZT müssen die Kombination der Einwirkungen das Bauwerksverhalten und die Gebrauchstauglichkeitskriterien berücksichtigen. Die Gebrauchstauglichkeitskriterien können z. B. Verformungs-, Spannungs- oder Dehnungsbegrenzungen sein.

Die Kombinationen für Einwirkungen, die für Gebrauchstauglichkeitsnachweise maßgebend sind, können in drei nachfolgenden Gruppen eingeteilt werden. Dabei werden alle Teilsicherheitsbeiwerte mit einem Wert von 1,0 angenommen /DIN 10/.

4.1.7.2.1 Charakteristische Kombination

Die charakteristische Kombination wird normalerweise für nicht umkehrbare Auswirkungen am Tragwerk verwendet (z. B. Risse im Stahlbeton). Der Bemessungswert für die charakteristische Kombination lässt sich mittels Gleichung (4.42) bestimmen:

$$E_d = E\,\{G_{k,j}\,;\,P_k\,;\,Q_{k,1}\,;\,\psi_{0,i}\,Q_{k,i}\} \qquad j \geq 1 \; ; \; i > 1 \tag{4.42}$$

wobei die Kombination der Einwirkungen in Klammern { } in Gleichung (4.42) durch Gleichung (4.43) ersetzt werden kann:

$$\sum G_{k,j} + P_k + Q_{k,1} + \sum \psi_{0,i}\, Q_{k,i} \qquad j \geq 1 \; ; \; i > 1 \tag{4.43}$$

4.1.7.2.2 Häufige Kombination

Die häufige Kombination wird normalerweise für umkehrbare Auswirkungen am Tragwerk verwendet (z. B. Verformungen). Der Bemessungswert für die häufige Kombination ist mit Hilfe von Gleichung (4.44) darzustellen:

$$E_d = E\,\{G_{k,j}\,;\,P_k\,;\,\psi_{1,1}\,Q_{k,1}\,;\,\psi_{2,i}\,Q_{k,i}\} \qquad j \geq 1\,;\,i > 1 \tag{4.44}$$

wobei die Kombination der Einwirkungen in Klammern { } in Gleichung (4.44) durch Gleichung (4.45) bestimmt werden kann:

$$\sum G_{k,j} + P_k + \psi_{1,1}\,Q_{k,1} + \sum \psi_{2,i}\,Q_{k,i} \qquad j \geq 1\,;\,i > 1 \tag{4.45}$$

4.1.7.2.3 Quasi-ständige Kombination

Die quasi-ständige Kombination wird normalerweise für Langzeitauswirkungen (z. B. Kriechen und ein entsprechendes Erscheinungsbild des Bauwerks) angewendet. Der Bemessungswert für die häufige Kombination wird durch Gleichung (4.46) bestimmt:

$$E_d = E\,\{G_{k,j}\,;\,P_k\,;\,\psi_{2,i}\,Q_{k,i}\} \qquad j \geq 1\,;\,i \geq 1 \tag{4.46}$$

wobei die Kombination der Einwirkungen in Klammern { } in Gleichung (4.46) wie in Gleichung (4.47) bestimmt werden kann:

$$\sum G_{k,j} + P_k + \sum \psi_{2,i}\,Q_{k,i} \qquad j \geq 1\,;\,i \geq 1 \tag{4.47}$$

Für die Gebrauchstauglichkeitsnachweise müssen die Teilsicherheitsbeiwerte γ_M für die Baustoff-, Bauprodukt- und Bauteileigenschaften mit einem Wert von 1,0 verwendet werden. Sie sollen nur in besonderen Fällen von 1,0 abweichen.

4.2 Flugzeugabsturz als außergewöhnliche Einwirkung

4.2.1 Historische Entwicklung des Lastfalls Flugzeugabsturz

Mir der Entwicklung der Kernenergie in den 1960er-Jahren kam der Lastfall „Flugzeugabsturz“ in Betracht. Die Entscheidung eine Anlage gegen Flugzeugabsturz auszulegen, wurde in der damaligen Zeit nur aufgrund der Absturzwahrscheinlichkeit in der Nähe

eines Kernkraftwerks getroffen. Die Flugzeugabsturzwahrscheinlichkeit ist beim Start und der Landung am größten. Deshalb wurde in den USA am Ende der 1960er-Jahre entschieden, nur die zwei Kernkraftwerke (Three-Miles-Island und Seabrook), die in der Nähe von Flughäfen gebaut wurden, gegen einen Absturz eines Passagierflugzeugs vom Typ Boeing B707 bzw. Boeing B720 auszulegen. Für den Aufprall einer Boeing B707 (mit Masse m = 90 t und Geschwindigkeit v = 100 m/s) berechnete Prof. Riera die Last-Zeit-Funktion (LZF) (sieh Abb. 4.9). Daraus entwickelte er eine Methode, die später als sogenannte „Riera–Methode“ bekannt geworden ist /RIE 68/.

Diese LFZ von Prof. Riera wurde danach in der Schweiz verwendet, als entschieden wurde, die Kernkraftwerke Gösgen und Leibstadt gegen den Absturz einer Boeing B707 auszulegen. Ein Triebwerk (mit Masse m = 1,8 t und Durchmesser d = 1,35 m) wurde als ein kompaktes Projektil separat für den Perforationsschutz der Gebäudewand betrachtet /DEG 76/.

In Belgien wurde, in den 1970er-Jahren, der Lastfall Flugzeugabsturz bei der Auslegung der Anlagen Tihange 2 und 3 sowie Doel 3 und 4 berücksichtigt. Die Riera-LZF von Three-Miles-Island wurde auch hier zu Grunde gelegt. Die LZF basierte auf dem Aufprall einer Maschine vom Typ B707 (mit m = 80 t und v = 100 m/s bzw. m = 90 t und v = 85 m/s). Sie ist im zu Abb. 4.9 sehen. Auch wurde der Absturz von einem Militärflugzeug F-104 „Starfighter“ (v = 150 m/s) bei der Auslegung berücksichtigt (LZF ist im Abb. 4.10 als „Starfighter 150“ zu sehen /FUZ 77/).

In Frankreich wurde in den 1970er-Jahren festgestellt, dass die höchste Absturzrate die sogenannte allgemeine Luftfahrt (Flugzeuge mit einer Masse m < 5,7 t) aufweist. Als repräsentative Maschine für diese Gruppe wurde das Kleinflugzeug Cessna 210 (Einpropellermaschine, m = 1,5 t) bei der Auslegung von Anlagen der Baureihe 900 MW_e (34 Anlagen) zugrunde gelegt. Das Triebwerk (m = 0,2 t) wurde separat untersucht und als ein Projektil bei einem harten Stoß betrachtet. In den 1980er-Jahren ersetzte in Frankreich das Kleinflugzeug Lear Jet 23 (2-strahlig, m = 5,7 t) das Flugzeug Cessna 210 als repräsentatives Flugzeug für die allgemeine Luftfahrt bei der Auslegung von Anlagen der Baureihen 1300 MW_e (20 Anlagen), 1450 MW_e (4 Anlagen) und auch bei einigen Anlagen der Baureihe 900 MW_e. Die LZF für Cessna 210 und Lear Jet 23 sind in Abb. 4.8 dargestellt /HUB 91/.

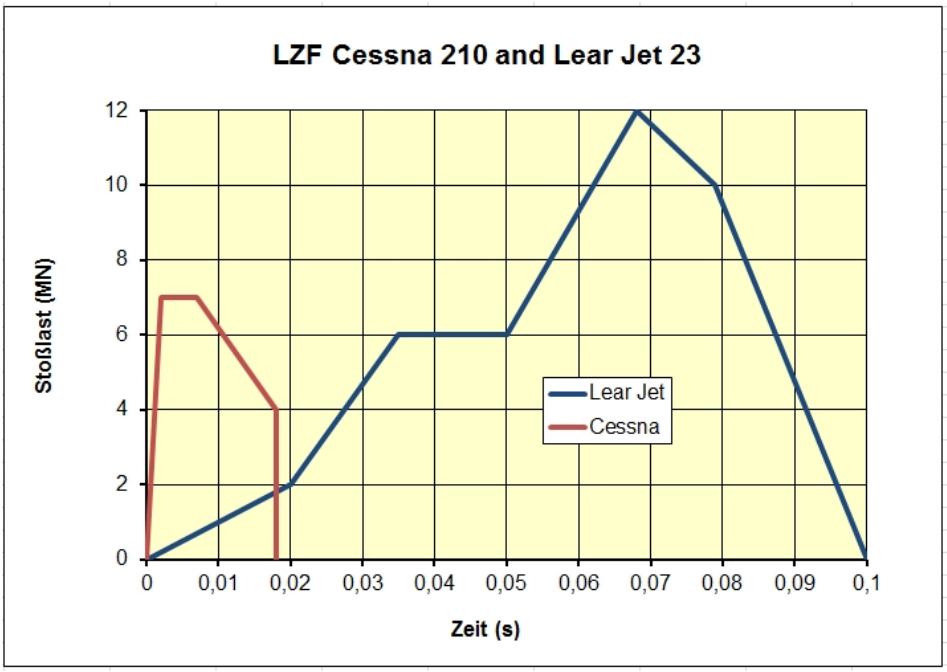

Abb. 4.8 Last-Zeit-Funktionen in Frankreich für den Lastfall Flugzeugabsturz

Auch die IAEA hat eine LZF veröffentlicht /IAE 03/, welche auf der Riera-Funktion für eine Boeing B707 basiert. Der Spitzenwert liegt jedoch ca. 9 MN höher (siehe Abb. 4.9).

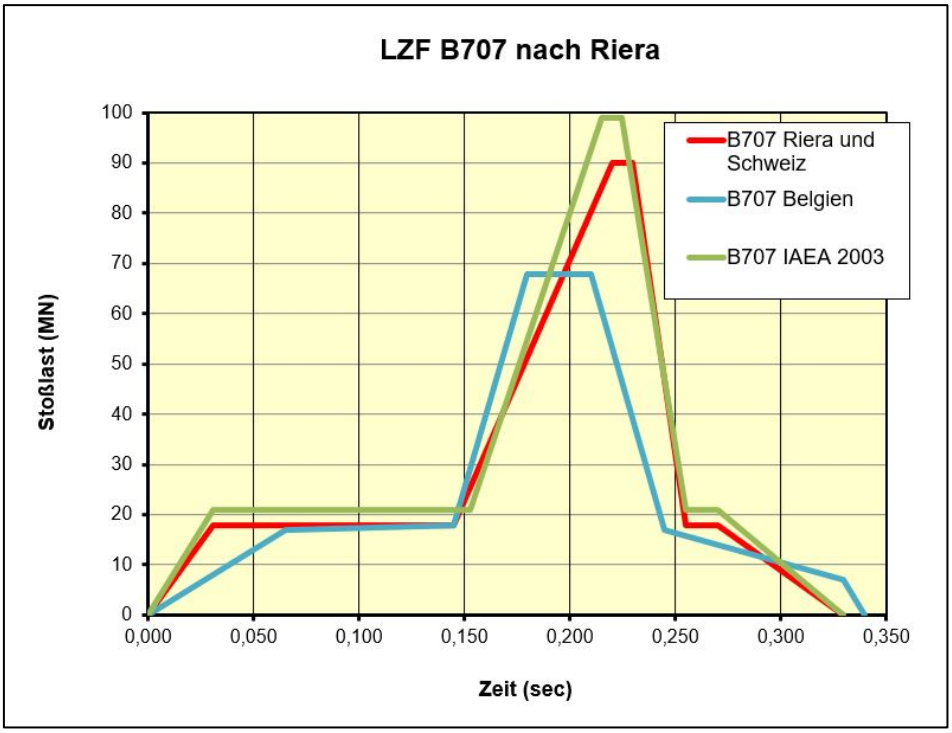

Abb. 4.9 Last-Zeit-Funktionen basierend auf dem Riera-Modell

In der Bundesrepublik Deutschland zeigte sich in den 1970er-Jahren eine erhöhte Absturzwahrscheinlichkeit (im westdeutschen Luftraum) für das Militärflugzeug Lockheed F-104 „Starfighter“ (v = 100 m/s, m = 13 t) (LZF ist im Abb. 4.10 als „Starfighter 100“ zu sehen /HEN 84/). Deshalb wurden einige Kernkraftwerke in der Bundesrepublik Deutschland gegen den Absturz dieser Maschine ausgelegt.

Im Rahmen der weiteren Entwicklung haben die NATO-Länder die Maschine F104 durch das Militärflugzeug McDonnell Douglas F-4E Phantom II ersetzt. Aufgrund der zahlreichen Flugübungen der Nato in Luftraum der BRD wies die Absturzrate dieses Flugzeug hohe Werte auf. Das war der Grund, die neuen Kernkraftwerke in Deutschland Ende der 1970er - Anfang 1980er-Jahre gegen diesen Militärflugzeugtyp (m = 20 t, v = 215 m/s, Aufprallfläche A = 7 m^2 kreisförmig) auszulegen /RSK 96/. Basierend auf der modifizierten Riera-Methode wurde in Deutschland die LZF für Militärmaschinen des Typs Phantom ermittelt /DRI 73/, /DRI 75/. Diese LFZ wurde bei der Auslegung neuer deutschen Kernkraftwerke in den 1970-er Jahren zu Grunde gelegt /RSK 96/ (siehe Abb. 4.10, rote Linie). Diese LZF wurde auch als Basis für Lastannahmen des Reaktortyps EPR (*E*uropean Pressurised *R*eactor) /GPR 00/ berücksichtigt. Die LZF „EPR1“ aus Abb. 4.10 (grüne Linie) muss für die Bemessung des Grenzzustands der Tragfähigkeit gemäß des Eurocodes ENV1992-1 /DIN 11/ verwendet werden. Die LFZ „EPR2“ aus Abb. 4.10 (grüne Strichlinie) muss für die Bemessung der inneren Strukturen des Reaktorgebäude, des Hilfsanlagegebäudes und des Gebäudes für abgebrannte Brennelemente gegen induzierte Erschütterungen verwendet werden /GPR 00/. Die LZF für Militärmaschinen sind im Abb. 4.10 zu sehen.

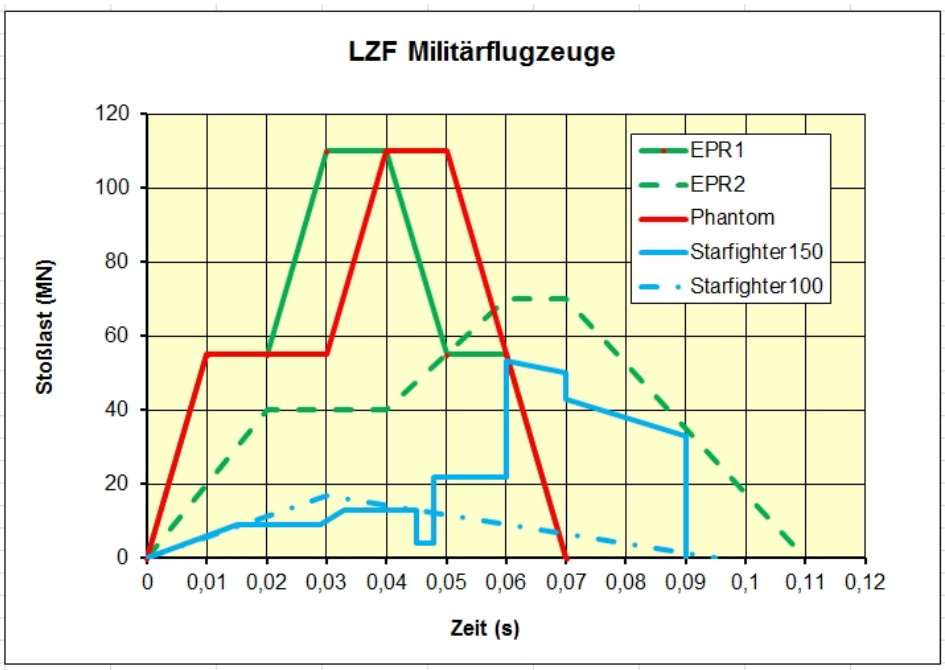

Abb. 4.10 Last-Zeit-Funktionen für Militärflugzeuge

In den 2000-er Jahren fokussierten sich die Untersuchungen zum Flugzeugabsturzauf den Absturz von großen Passagierflugzeugen. In einigen Ländern wurden unterschiedliche Lastannahmen in Form von Last-Zeit-Funktionen entwickelt. Da die bestehenden Anlagen im Fokus dieser Untersuchungen standen, musste eine Methodik für die Bewertung von Bestandsbauwerken von Kernkraftwerken unter dem Lastfall Flugzeugabsturz entwickelt werden.

In den USA wurden die Untersuchungen durch EPRI /EPR 02/ durchgeführt. Als Lastfall wurde eine Boeing B767-400 mit den Parametern: v = 156 m/s, m = 204 t und Kerosinmasse $m_{kerosin}$ = 71,2 t zu Grunde gelegt. Dabei wurden zwei Analysen durchgeführt: (1) Aufprall des Triebwerks senkrecht zur Gebäudeoberfläche (mit Masse m = 4,3 t), und (2) Aufprall des ganzen Flugzeugs senkrecht zur Gebäudeoberfläche. In Brasilien im Jahr 2003 untersuchte Prof. Riera den Absturz einer Boeing B767 mit v = 100 m/s.

Die HSK-Studie wurde in der Schweiz 2003 erstellt /HSK 03/. Dabei wurden alle schweizerischen Anlagen mit verschiedener Untersuchungstiefe analysiert. Die neueren Kernkraftwerke Gösgen und Leibstadt wurden durch einen Vergleich der mit der Riera-Methode erstellten LZF gegenüber den Auslegungsbedingungen analysiert. Die älteste Anlage Mühlenberg wurde mit einer gekoppelten Methode untersucht, dabei wurden die Baustrukturen sowie Flugzeugbauteile mit Finite-Elementen (FE) abgebildet. Die Ergeb-

nisse wurden dann auf das Kernkraftwerk Beznau durch Kalibrierung übertragen. Die Bewertung von Schadenszenarien wurde dann probabilistisch durchgeführt.

In verschiedenen Ländern wurde der Lastfall Flugzeugabsturz sowohl als Auslegungsstörfall als auch auslegungsüberschreitender Störfall betrachtet. Auch für die neu in Finnland zu errichtende EPR-Anlage Olkiluoto, Block 3 (OL3) wurde dieser Lastfall betrachtet. Dabei wurde ein Absturz eines Militärflugzeugs als Auslegungsstörfall zugrunde gelegt (LZF „EPR“ ist im Abb. 4.10 zu sehen, /GPR 00/). Der unfallbedingte Absturz eines größeren Passagierflugzeugs wurden als auslegungsüberschreitende Störfälle berücksichtigt. Das bedeutet, dass obwohl die Anlage nicht direkt gegen diese Lastfälle ausgelegt wurde, nachgewiesen werden musste, dass die Anlage diese Lastfälle ohne große Schäden überstehen würde. Ein ähnliches Vorgehen wurde bei der Bemessung der französische EPR-Anlage Flamanville 3 (FLA 3) verwendet. Die LZF eines größeren Passagierflugzeugs für FLA 3 weist deutlich größere Spitzenlasten als die „Riera“-LZF für eine Boeing B707 auf.

In Deutschland werden seit 2002 Zwischenlager für abgebrannte Brennelemente kontinuierlich genehmigt und gebaut. Als Auslegungsgrundlage wurde ein Militärflugzeug vom Typ F4E Phantom II betrachtet. Als auslegungsüberschreitende Störfall für den Lastfall Flugzeugabsturz wurden Passagierflugzeuge der Familie Airbus A320, A300 und A340 berücksichtigt.

In den USA ist das neue kerntechnische Regelwerk 10CFR § 50.150 „Aircraft Crash Assessment“ /NRC 09/ im Jahr 2009 in Kraft getreten. Der Lastfall Flugzeugabsturz muss bei einer Genehmigung neuer Anlagen und bei einer Nutzungsdauerverlängerung der alten Anlagen berücksichtigt werden. Als auslegungsüberschreitender Störfall für den Lastfall Flugzeugabsturz ist ein großes Passagierflugzeug zu betrachten. Als Hintergrunddokument wurde 2011 seitens des Nuclear Energy Institutes (NEI) der Bericht /NEI 11/ veröffentlicht. In diesem Dokument wird eine Methodik dargestellt, welche eine Bewertung des Absturzes eines großen Passagierflugzeugs auf ein Kernkraftwerk ermöglicht. Dabei wurde dieses Ereignis als auslegungsüberschreitend postuliert. Auch in anderen Ländern wurde der Lastfall Flugzeugabsturz in Regelwerksdokumenten berücksichtigt. Die finnische Richtlinie YVL A.11 /STU 13/ enthält einen Anhang C, welcher die Lastannahmen beschreibt.

Auch die IAEA hat in Rahmen ihrer „Safety Report Series“ ein neues Dokument /IAE 18/ veröffentlicht, welches sich auf zivilisatorisch bedingte Einwirkungen von außen bezieht.

Dieses Dokument /IAE 18/ beinhaltet neben anderen Lastfällen (wie z. B. Brand und Explosion) auch viele Informationen bezüglich dem Lastfall Flugzeugabsturz. So werden darin beispielsweise folgende Aspekte beschrieben: Lastannahmen, Baustoffeigenschaften (Beton, Betonstahl, Spannstahl), Analyse von Bauwerksverhalten, Bewertung und Akzeptanzkriterium.

4.2.2 Methodik zur Untersuchung mechanischer Auswirkungen

Auswirkungen von Flugzeugabstürzen werden normalerweise mit Hilfe des entkoppelten Verfahrens oder des gekoppelten Verfahrens untersucht. Beim entkoppelten Verfahren wird eine Last-Zeit-Funktion auf eine Zielstruktur aufgebracht. Dabei wird die Last auf die Aufprallfläche verteilt. Das gekoppelte Verfahren hingegen basiert auf CrashSimulationen.

Die mechanischen Phänomene sowie methodischen Aspekte des Lastfalls Flugzeugabsturz wurden in /SUC 14/ beschrieben und werden hier nur kurz erläutert.

Generell ist zwischen einem weichen und einem harten Aufprall zu unterschieden. Bei einem weichen Aufprall wird das Flugzeug als deformierbar und die Baustruktur als starr betrachtet. Bei einem harten Aufprall ist das Projektil nicht deformierbar (hart). Gegenüber den massiven Betonstrukturen wird das Gesamtflugzeug als relativ weicher Körper betrachtet. Die Flugzeugkomponenten zerbersten an der Kontaktstelle von Flugzeug und Baustruktur bzw. sie fragmentieren in kleine Teile. Der im Flugzeug vorhandene Treibstoff (Kerosin) wird vereinfacht als feste Masse betrachtet. Im Rahmen des entkoppelten Verfahrens ist es prinzipiell möglich den Treibstoff durch spezielle Partikel, wie z. B. SPH (smoothed particle hydrodynamics), abzubilden. Die Berechnung der Lasten erfolgt auf Basis der Flugzeuggeometrie, der Masse der Flugzeugbauteile, der Widerstandfähigkeit der Flugzeugbauteile sowie der Aufprallgeschwindigkeit. Die Last-Zeit-Funktionen und Aufprallflächen werden als Ausgangsgrößen bei einem weichen Aufprall betrachtet /RIE 68/ und für die Ermittlung der Tragfähigkeit der Bauwerke verwendet. Das Ergebnis des harten Aufpralls sind die Perforations- bzw. Vollschutzdicke. Mit dieser Vorgehensweise wurden die Last-Zeit-Funktion ermittelt, die bei der Auslegung deutscher Kernkraftwerke gegen den unfallbedingten Absturz einer schnell fliegenden Militärmaschine berücksichtigt wurden /DRI 73/, /DRI 75/, /RSK 96/.

Auch das Perforationsvermögen harter Teile ist zu berücksichtigen. Harte Teile sind z. B. die Triebwerkswellen, die Triebwerksaufhängungen, das Fahrgestell und die Hydrau-

likzylinder. Als Referenzteile wurden Projektile betrachtet, welche hinsichtlich ihrer Masse und Abmessung einen großen Bereich aller möglichen harten Teile abdecken. Die harten Teile besitzen überwiegend eine rohrförmige Geometrie. Für die Beurteilung der Einwirkungen harter Teile auf Betonstrukturen werden meistens empirische Formeln (Perforationsformeln) verwendet.

Generell sind die Lastannahmen (gesamter Lasteintrag und Perforationsbeanspruchung) auf Basis probabilistischer Untersuchungen zu gewinnen. In vielen Fällen ist dies jedoch nicht möglich. Dann können die Lastannahmen deterministisch ermittelt werden.

Normalerweise werden die Triebwerke gesondert betrachtet. Sie können separat auf die Baustrukturen aufprallen. Die Masse des Triebwerks ist kompakt angeordnet und der Berstwiderstand höher als beim Rumpf oder bei den Flügeln. Deswegen wird oft die Last-Zeit-Funktion der Triebwerke separat ermittelt. Der Aufprall des Triebwerks kann ein lokales Versagen (Durchstanzen) verursachen. Ein Triebwerk besitzt auch einige harte Teile, welche eine Perforation verursachen können.

4.2.3 Zu betrachtende Flugzeugtypen

Da verschiedene Flugzugtypen beim Aufprall auf bauliche Strukturen unterschiedliche Versagensarten verursachen können, werden die Passagierflugzeuge in Klassen unterteilt. Die Kriterien für diese Klassifizierung sind vor allem die Flugzeugabmessungen und das Flugzeuggewicht. Die Flugzeuge der Hersteller Boeing und Airbus wurden in vier Klassen aufgeteilt und exemplarisch dargestellt (siehe Tab. 4.1).

Zur ersten Klasse (A1) gehören die Flugzeuge mit einem Startgewicht unter 100 t. Alle Flugzeuge dieser Gruppe besitzen einen geringen Durchmesser des Rumpfes.

Zur zweiten Klasse (A2) gehören die Flugzeuge mit einem Startgewicht zwischen ca. 100 t und ca. 250 t. Der Rumpfdurchmesser der Flugzeuge dieser Gruppe ist größer als bei der Klasse A1 (bis zu 5,5 m).

Die neue Maschine Boeing B787 „Dreamliner“ wurde als Nachfolgemodell für die B767 konzipiert. Jedoch übertrumpft die Boeing B787 die Boeing B767 bei vielen technischen Parameter deutlich. Deswegen wurde die Boeing B787 zuerst als Schnittstelle zwischen Klassen A2 und A3 angeordnet.

Zur Klasse A3 gehören schwere Flugzeuge mit einem Gewicht von bis zu fast 400 t. Die Boeing B747 hat einen Rumpfdurchmesser von 6,3 m. Die Spannweite der Flugzeuge dieser Gruppe ist etwa doppelt so groß wie bei den kleinen Flugzeugen.

Der Airbus A380 gehört zu Klasse A4. Er ist das größte Passagierflugzeug mit einem maximalen Startgewicht von 560 t. Trotz des hohen maximalen Startgewichts sind die Abmessungen nur wenig größer. Dies wird durch die Massenreduzierung an den Flugzeugstrukturen erreicht. Einige Flugzeugbauteile wurden aus CFK (englisches Begriff – CFRP – carbon fibre reinforced plastic, hochfester Kunststoff mit eingebetteten Kohlefasern) gefertigt (z. B. Flügelmittenkasten, Leitwerkskasten, Ruder, äußere Landeklappen, Flügelrippen, hinterer Druckschott, Fußbodenquerträger im Oberdeck, hintere Rumpfsektion).

Die Militärflugzeuge werden in Tab. 4.2 dargestellt. Zur ersten Gruppe gehören zwei Maschinen (Lockheed F-104G Starfighter und McDonnell Douglas F-4E Phantom II), die nicht mehr produziert werden. Sie wurden jedoch bei der Ermittlung der Last-Zeit-Funktionen in verschiedenen Ländern berücksichtigt und in Deutschland bei der Auslegung der kerntechnischen Anlagen zu Grunde gelegt.

Die zweite Gruppe umfasst die US-Militärflugzeuge, die auch in anderen Ländern zu den Luftstreitkräften gehören. Der neueste Militärjet F35 gehört auch zu dieser Gruppe.

Die dritte Gruppe enthält die Militärflugzeuge, die derzeit in Deutschland eingesetzt werden (Panavia Tornado und Eurofighter). Zu erkennen ist, dass zwischen den Militärflugzeugen keine so großen Unterschiede bestehen wie zwischen den Passagierflugzeugen.

Da die bautechnischen Untersuchungen nicht für alle Flugzeugtypen durchgeführt werden können, muss für jede Klasse eine Referenzmaschine ausgewählt werden. In vorherigen deutschen Studien wurden beispielweise folgende Referenzflugzeuge berücksichtigt:

- Airbus A320 (Klasse A1),
- Airbus A300 (Klasse A2),
- Airbus A340 (Klasse A3),
- Airbus A380 (Klasse A4),

- F-4E Phantom II (für Militärflugzeuge).

Normalerweise sollen die bautechnischen Untersuchungen für Referenzflugzeuge aller Klassen durchgeführt werden, da zu unterschiedlichen Klassen gehörige Flugzeuge verschiedene Versagensmechanismen der Baustruktur verursachen können.

Tab. 4.1 Klassen der Passagierflugzeuge

Klasse	Flugzeug	Rumpfdurch-messer [m]	Spannweite [m]	Länge [m]	Anzahl der Triebwerke	Maximales Startgewicht MTOW [t]	Treibstoff-kapazität [m³]
A1	Boeing B737	3,6	27 - 31	29 - 36	2	50 - 68	26 / 40
	Airbus A320	3,5	34	38	2	73	24 / 30
	Airbus A320neo	3,9	35,8	37,6	2	79	26,7
	Airbus 220	3,7	35	35 - 39	2	61 - 68	22
A2	Boeing B757	3,6	38	47 -55	2	115 – 124	43
	Airbus A321XLR	3,7	36	44,5	2	101	36 - 40
	Boeing B707	3,7	43	47	2	143	80
	Airbus A300	5,5	45	54	2	172	68 / 75
	Boeing B767	4,8	48 – 52	49 – 61	2	180 – 204	90
A2 / A3	Boeing B787	5,7	60	57 - 63	2	228 - 254	127 - 139
A3	Airbus A330	5,5	60	59 – 64	2	230	97 / 139
	Airbus 350	6,0	64,7	67 -74	2	280 - 316	156 - 165
	Airbus A340	5,5	60 – 63	59 – 75	4	275 – 365	195
	Boeing B777	6,2	60 - 64	63 - 73	2	247 - 351	181
	Boeing B747	6,3	60 – 64	71	4	bis zu 397	216 / 243
A4	Airbus A380	7,1	80	73	4	bis zu 569	310 / 325

Tab. 4.2 Technische Parameter der Militärflugzeuge

Militärflugzeug	Stückzahl	Spannweite [m]	Länge [m]	Leergewicht [t]	Nominales Startgewicht [t]	Maximales Startgewicht [t]	Anzahl der Triebwerke	Treibstoff-masse [t]
Lockheed F-104G Starfighter	2578	6,7	16,7	6,4	9,4	13,2	1	3,0
McDonnell Douglas F-4E Phantom II	5195	11,8	19,2	13,8	18,8	28,0	2	6,0 / 10,1
McDonnell Douglas F/A-18 Hornet C/D	1480	12,3	17,1	10,4	16,8	23,5	2	5,1
Boeing F/A-18 E/F Super Hornet	608	13,6	18,3	13,8	21,3	29,9	2	6,5
McDonnell Douglas F-15 Eagle C/D	1603	13,1	19,4	12,7	20,2	30,8	2	4,9
General Dynamics F-16C Fighting Falcon	4573	10,0	15,1	8,6	12,0	19,2	1	4,0
Lockheed Martin F-35A Lightning II	180	10,7	15,7	13,2	22,3	31,8	1	6,6
Panavia Tornado ECR/GR4	977	8,6 / 13,9	16,7	14,1	20,2	28,5	2	4,8
Eurofighter Typhoon	487	11,0	16,0	11,0	15,5	23,5	2	5,0

4.2.4 Absturzparameter, Aufprallszenarien und Schadenszenarien

Über die möglichen unfallbedingten Absturzszenarien und die Aufprallparameter (Aufprallgeschwindigkeit und Aufprallwinkel) wurde in /SUC 14/ ausführlich berichtet. Deshalb wird dies hier nur kurz dargestellt. Im Allgemeinen ist die Ermittlung dieser Parameter auf probabilistischer Basis durchzuführen.

Generell ist ein unfallbedingter Absturz mit einem beliebigen Bahnneigungswinkel von 0 ° bis 90 ° möglich. Grenzfälle sind ein Absturz parallel zum Boden und ein Absturz senkrecht zum Boden. Der Pitch-Winkel (Abweichung der Flugzeuglängsachse von der Horizontalen) kann beliebige Werte für die größeren Bahnneigungswinkel erreichen. Die Differenz zwischen dem Pitch-Winkel und dem Bahnneigungswinkel wird normalerweise gleich null angenommen, um die Lastermittlung zu vereinfachen. Dieses Vorgehen ist in der Regel ein abdeckender Fall bezüglich der mechanischen Einwirkungen auf die Baustrukturen.

Es ist bekannt, dass die Absturzgeschwindigkeit stark variiert. Für Zivilflugzeuge kann sie Werte von bis ca. 200 m/s erreichen. Für Militärmaschinen kann die Absturzgeschwindigkeit Werte von bis 400 m/s erreichen.

Für Militärmaschinen wird normalerweise eine Absturzgeschwindigkeit von 215 m/s in den Untersuchungen benutzt, da dieser Wert statistisch in Deutschland begründet wurde und in normativen Dokumenten verankert ist (siehe z. B. /RSK 96/).

Zusammenfassend kann man annehmen, dass Auftreffpunkt und Aufprallwinkel beliebig sein können. Das führt dazu, dass jeder Bereich der Gebäudewand bzw. des -daches betroffen werden kann. Die ungünstige Aufprallrichtung wird senkrecht zur Wand unterstellt. Für eine krümmende Gebäudewand soll der Aufprallwinkel 90 ° zur Tangentialebene aufweisen.

Die Aufprallszenarien werden auf Basis von Lastannahmen und identifizierter sensitiver Strukturen ermittelt. Die ausgewählten Aufprallszenarien werden dann für die bautechnischen Untersuchungen zu Grunde gelegt. Ausgehend von diesen Untersuchungen werden dann die möglichen Schadenszenarien abgeschätzt. Die bautechnischen Berechnungen sind im Allgemeinen sehr komplex und benötigen spezielle Finite-Elemente-Programmen. Sie können nur von erfahrenen Ingenieuren durchgeführt werden. Selten ist es möglich vereinfachte Bemessungsmethoden anzuwenden. Wenn es möglich ist,

eine große Zahl der bautechnischen Berechnungen zu wiederholen, lässt sich die Versagenswahrscheinlichkeit mittels stochastischer Simulationen (Monte-Carlo-Methode) ermitteln. In Einzelfällen können die stochastischen Finite-Elemente-Methoden verwendet werden. Die Widerstandsparameter (z. B. Betonfestigkeit) sind probabilistisch zu ermitteln. Sofern statistische Daten dies ermöglichen, müssen auch die Einwirkungsparameter probabilistisch ermittelt werden.

4.2.5 Wahrscheinlichkeit eines unfallbedingten Flugzeugabsturzes

Seit dem Beginn der Entwicklung der Kernenergie stellte sich die Frage, ob die kerntechnischen Anlagen gegen einen unfallbedingten Flugzeugabsturz auszulegen sind oder nicht. Das Hauptkriterium war dabei der Wert der Absturzwahrscheinlichkeit bezogen auf die Flächeneinheit, welche danach auf die Anlagenfläche umgerechnet wurde. Dabei wurde festgestellt, dass die Absturzwahrscheinlichkeit von Militärflugzeugen deutlich kleine war, als diejenige für Passagierflugzeuge. In den USA wurde dieses Vorgehen bei der Entscheidung, zwei Kernkraftwerke in der Nähe von Flughäfen gegen Flugzeugabsturz auszulegen, angewendet. Die Flugzeugabsturzwahrscheinlichkeit ist beim Anflug und der Landung am größten. In /CHE 72/ wurden folgende Werte für die Absturzwahrscheinlichkeit von Passagierflugzeugen bezogen auf die Anlagefläche angegeben (siehe Tab. 4.3):

Tab. 4.3 Werte der Absturzwahrscheinlichkeit für Passagierflugzeugen in den USA

Flugzeug	Position der Anlage	
	Außerhalb 5 Meilen vom Flughafen	**Innerhalb 5 Meilen vom Flughafen**
klein (kleiner als 5,7 t)	$1{,}4\ 10^{-5}$	$3{,}3\ 10^{-5}$
groß (größer als 5,7 t)	$4{,}6\ 10^{-6}$	$1{,}1\ 10^{-5}$

Dabei wurden für große Passagierflugzeuge nur Flughäfen berücksichtigt, die die großen Maschinen aufnehmen können. Diese Werte erklären das US-amerikanische Vorgehen, nur solche Anlagen gegen einen unfallbedingten Flugzeugabsturz auslegen, die sich in der Nähe von Flughäfen befinden.

In Frankreich wurde folgende Vorgehensweise verwendet. Die Bestimmungen ergeben sich aus der grundlegenden Sicherheitsregel RFS 1.2.a /ASN 80/. Die Anwendung dieser Regel für die Auslegung der französischen Anlagen wird in Tab. 4.4 dargestellt.

Tab. 4.4 Werte der Absturzwahrscheinlichkeit in Frankreich

Flugzeugtyp	Auftreffwahrscheinlichkeit / Jahr/ Anlage
gewerbliche Luftfahrt	$< 10^{-8}$
militärische Luftfahrt	10^{-7}
allgemeine Luftfahrt	10^{-6}

Dabei wird zwischen drei Flugzeugtypen unterschieden:

- Die gewerbliche Luftfahrt (Flugzeuge mit einer Masse von mehr als 5,7 t):
  Die jährliche Absturzwahrscheinlichkeit für einen beliebigen Standort ist kleiner als 10^{-8}. Es wurde entschieden, die Anlagen nicht gegen diesen Lastfall auszulegen.

- Militärflugzeuge:
  Die Wahrscheinlichkeit für den Absturz auf eine Anlage beträgt im Durchschnitt 10^{-7} pro Jahr. Es wurde entschieden, diesen Lastfall für Anlagen nicht zu berücksichtigen und nur Standorte mit einem ausreichenden Abstand zu Militärflughäfen zu wählen.

- Allgemeine Luftfahrt (Flugzeuge mit einer Masse von weniger als 5,7 t):
  Die Wahrscheinlichkeit für den Absturz auf eine Anlage liegt in der Größenordnung von 10^{-6} pro Jahr. Es wurde entschieden, diesen Lastfall bei der Auslegung zu berücksichtigen.

Für die allgemeinen Luftfahrt wurden zwei Flugzeugarten ausgewählt:

- CESSNA 210 (Einpropellermaschine) mit der Berücksichtigung von zwei Aspekten: "Weiches Projektil“ mit einer Masse von 1,5 t und einer Auftrefffläche von 4 m^2; der Motor stellt ein "hartes Projektil“ mit einer Masse von 0,2 t und einer Auftrefffläche von 0,5 m^2 dar.

- LEAR JET 23 (2-strahlig): "Weiches Projektil“ mit einer Masse von 5,7 t und einer Aufprallfläche von 12 m^2.

Der unfallbedingte Absturz eines Flugzeuges auf ein Kernkraftwerk wurde bereits in den sechziger und siebziger Jahren in Deutschland zur Bewertung der Sicherheit, der damals geplanten bzw. im Bau befindlichen Kernkraftwerke untersucht. Im Rahmen der „Deutschen Risikostudie Kernkraftwerke – Phase A“ /GRS 79/ wurde durch die GRS für eine Referenzanlage (Kernkraftwerk Biblis, Block B) neben anderen Einwirkungen von außen auch das auslösende Ereignis „Flugzeugabsturz“ analysiert. Dabei wurde zunächst die Absturzwahrscheinlichkeit abgeschätzt, um darauf aufbauend mögliche Ereignisabläufe

und die entsprechenden Schutzmaßnahmen darzustellen und eine Risikorelevanz abzuleiten. Danach erfolgte im Rahmen der „Deutschen Risikostudie Kernkraftwerke – Phase B“ /GRS 90/ eine Aktualisierung der Daten über die Absturzhäufigkeiten bis Mitte 1988.

Dabei wurde die Absturzhäufigkeit für zivile Großflugzeuge (Masse größer als 15 t) für den Standort Biblis mit $1 \cdot 10^{-8}$ pro Jahr abgeschätzt. Die Absturzhäufigkeit für kleinere Flugzeuge, die in /GRS 79/ mit $9 \cdot 10^{-7}$ pro Jahr ermittelt wurde, wurde in /GRS 90/ bestätigt.

Wie schon oben erwähnt, zeigte in den 1970er-Jahren das Militärflugzeug Lockheed F-104 „Starfighter“ eine erhöhte Absturzwahrscheinlichkeit, insbesondere im westdeutschen Luftraum durch NATO-Trainingsflüge. Im weiteren Verlauf wurde das Militärflugzeug McDonnell Douglas F-4E Phantom II eingesetzt. Auch dieses Flugzeug wies hohe Werte bei der Absturzrate auf. Im Zeitraum von 1978 bis Mitte 1988 ereigneten sich über dem Gebiet der Bundesrepublik Deutschland 145 Abstürze der Militärflugzeuge der Bundeswehr und ihrer NATO-Partner. Für die Anlage Biblis wurde eine standortspezifische Absturzhäufigkeit von $9 \cdot 10^{-5}$ pro km^2 ermittelt.

Die GRS hat die Absturzparameter für diese Abstürze statistisch untersucht /GRS 90/. Die Ergebnisse dieser Untersuchungen sind in Abb. 4.11 dargestellt.

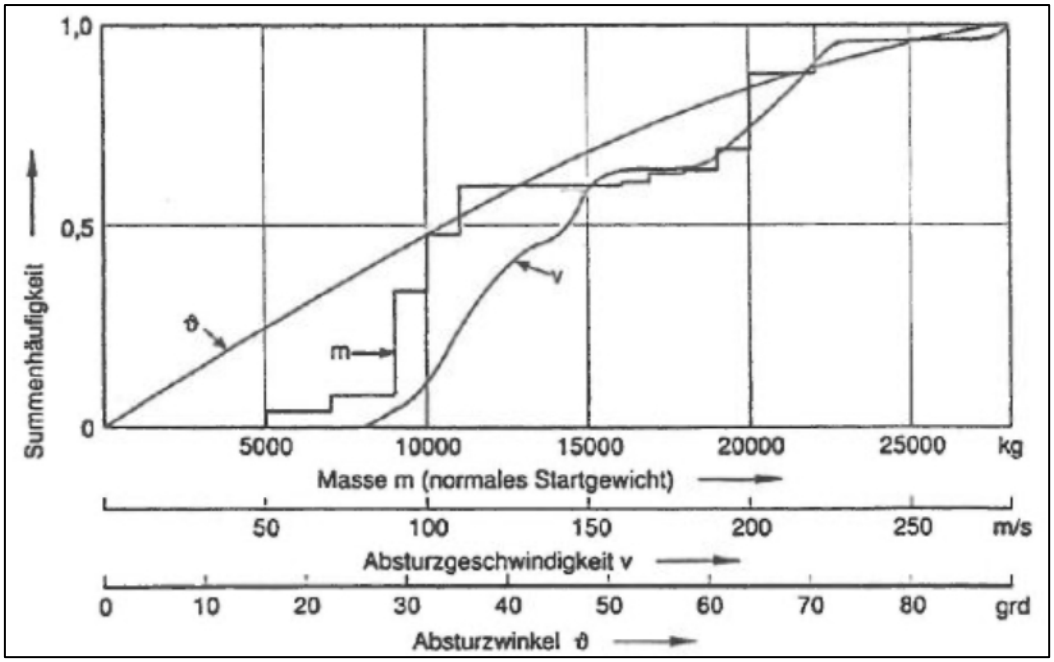

Abb. 4.11 Summenhäufigkeitsverteilung der Massen, der Absturzgeschwindigkeiten und der Absturzwinkel von abgestürzten Militärflugzeugen /GRS 90/.

Aus dieser Abbildung ist zu erkennen, dass die Parameter, die in /RSK 96/ (m = 20 t und v = 215 m/s) erwähnt werden, den oberen Quantilen von ca. 90 % entsprechen. Die Absturzwinkel sind nahezu gleichverteilt. Der Wert von 90 ^{o} (Aufprall senkrecht zur Oberfläche) wurde als konservative Abdeckung in /RSK 96/ festgelegt. Die Last-Zeit-Funktion basiert auf diesen Parameter und ist in Abb. 4.10 (siehe oben) mit Rot dargestellt. Die Aufprallfläche wurde kreisförmig mit einer Fläche von A = 7 m^2 (Durchmesser d = 3 m) angenommen (siehe grüne Fläche in Abb. 4.12).

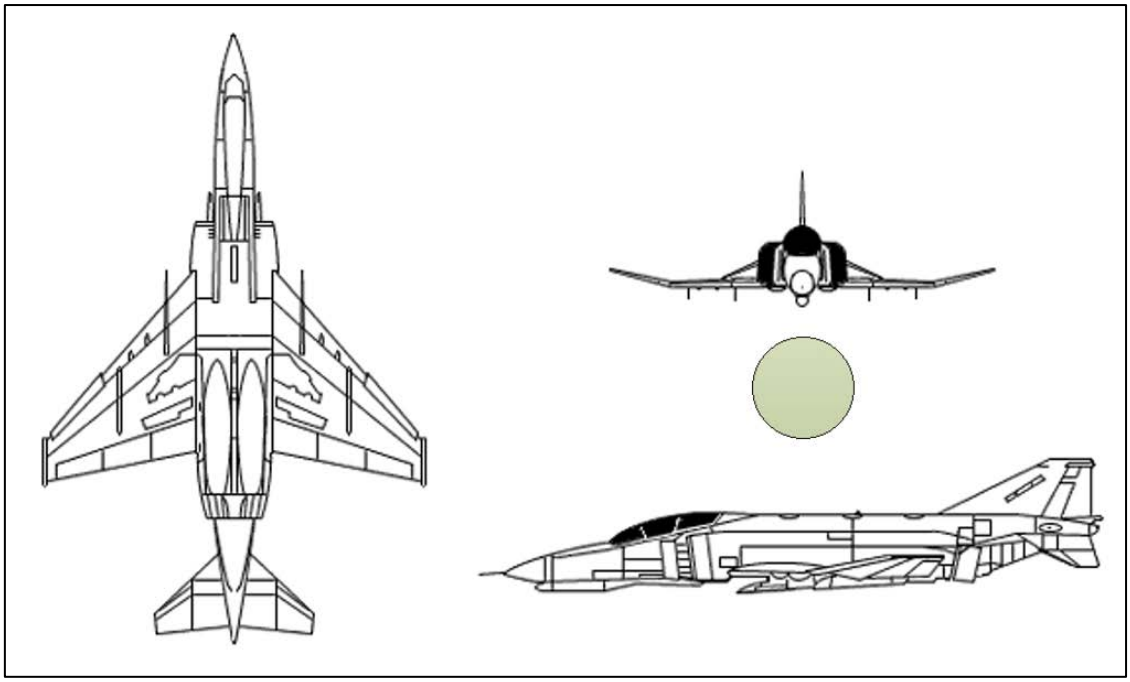

Abb. 4.12 Ansichten von einer McDonnell Douglas F-4E Phantom II und Aufprallfläche

Seit der Erstellung der oben genannten GRS-Studien hat sich die Situation im Luftraum der Bundesrepublik Deutschland verändert. So stieg die Anzahl der zivilen Flüge stark an, während die Anzahl der militärischen Flugbewegungen sich reduzierte. Nach der Wiedervereinigung Deutschlands und der Beendigung des Kalten Krieges vergrößerte sich der deutsche Luftraum. Zusätzlich ist ein starkes Wachstum des zivilen Luftverkehrs in Europa zu verzeichnen, vor allem durch die Liberalisierung des europäischen Luftverkehrs und den Eintritt von „Billigfluggesellschaften“ in den europäischen Luftverkehrsmarkt. Zur Bewältigung und Entzerrung des gestiegenen Aufkommens im zivilen Luftverkehr wurden in Deutschland zahlreiche neue Routen im oberen und unteren Luftraum eingeführt und gleichzeitig die Anzahl militärischer Lufträume reduziert.

Vor einigen Jahren hat die GRS die Absturzwahrscheinlichkeiten aktualisiert. Die Untersuchungen zu den Abstürzen der schnellfliegenden Militärmaschinen haben gezeigt, dass die Absturzrate mit der Zeit abnimmt. Für den Zeitraum von 1982 bis 2011 wurde ein Wert von $6{,}25 \cdot 10^{-6}$ pro Jahr und km^2 ermittelt. Für Zeitraum von 2002 bis 2011 beträgt dieser Wert $1{,}68 \cdot 10^{-6}$ pro Jahr und km^2.

Die Passagierflugzeuge wurden zuerst in Luftfahrzeuggruppen (LFZ) aufgeteilt (z. B. LFZ-Gruppe „Boeing-737“). Basierend auf weltweit statistischen Daten über die Flugzeugunfälle wurden die Absturzrate für verschiedenen LFZ-Gruppen ermittelt. Parallel dazu wurden die Flugbewegungen in deutschen Raum analysiert und die Häufigkeits-

verteilung für verschiedene Flugzeuggruppen bezüglich der Flugrouten im deutschen Raum erstellt (siehe z. B. Abb. 4.13).

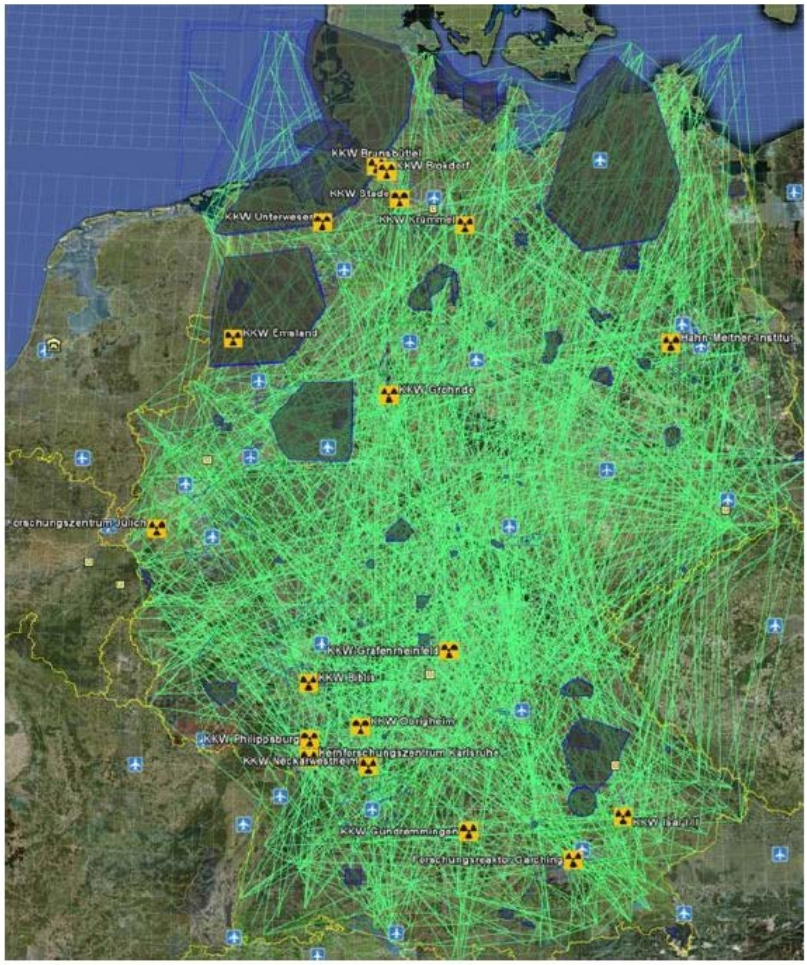

Abb. 4.13 Routennetz im Luftraum der Bundesrepublik Deutschland /EUR 20/

Mit der Kombination aus den oben gewonnenen Ergebnissen wurde es möglich, Absturzrate pro Flug und danach Absturzraten pro Flug und km für zivile Luftfahrzeuge zu ermitteln. Außerdem wurden weltweit ermittelte Unfallhäufigkeiten in Abhängigkeit von Flugphase definiert. Dazu wurde zwischen drei Flugphasen unterschieden: Start (21 % aller Unfälle), Reiseflug (18 % aller Unfälle) und Landung (45 % aller Unfälle) (siehe Abb. 4.14). Flugunfälle am Boden werden bei den Untersuchungen nicht betrachtet. In Abhängigkeit der ermittelten Unfallhäufigkeiten ergibt sich je nach Flugphase eine individuelle Absturzwahrscheinlichkeit eines Fluges pro km Flugstrecke. Die größte Absturzrate weist die Startphase (ca. $2 \cdot 10^{-9}$ pro km) auf.

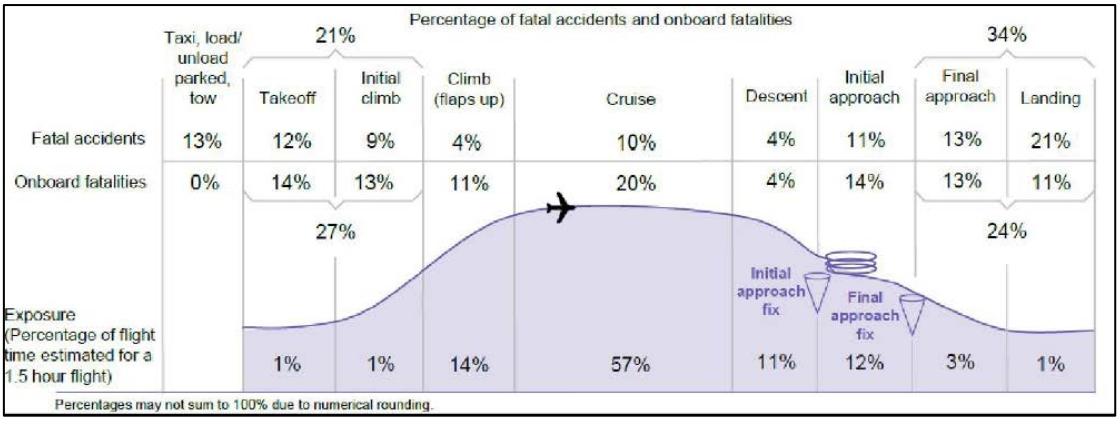

Abb. 4.14 Ermittelte Unfallhäufigkeiten in Abhängigkeit zu der Flugphase /BOE 10/

Auf der Basis der zuvor erarbeiteten Ergebnisse erfolgte dann die Übertragung der allgemeingültigen Absturzhäufigkeiten auf das Gebiet der Bundesrepublik Deutschland. Zunächst wurden die Flugerwartungsgebiete mit den entsprechenden Bewegungszahlen auf einer Karte dargestellt. Sie basieren auf der geografischen Lage der Flughäfen in Deutschland und im angrenzenden Ausland und auf entsprechenden Flugrouten. Durch eine Überlagerung der Flugerwartungsgebiete mit den ermittelten Absturzhäufigkeiten pro km Flugstrecke und in Abhängigkeit der Flugphase lassen sich im Anschluss standortspezifische Absturzhäufigkeiten der verschiedenen Kernkraftwerksstandorte in Deutschland abschätzen. Hierbei wurden die nach der Flugphase gegliederten Absturzwahrscheinlichkeiten auf die zuvor erarbeitete Routenführung über Deutschland und die tatsächlich in Deutschland eingesetzte Luftfahrzeugflotte angewandt. Zuerst wurden separat folgende Flugbewegungen betrachtet: Innerdeutsche Flugbewegungen, Ein- und Ausflüge, Überflüge. Durch Überlagerung dieser Flugbewegungen lassen sich die Flugerwartungsgebiete des Gesamtverkehrs im deutschen Luftraum darstellen. Danach wurden durch eine Überlagerung der zuvor bestimmten Flugerwartungsgebiete mit den aktualisierten Absturzwahrscheinlichkeiten nach Flugphase und der entsprechenden geographischen Lage, für alle Kernkraftwerksstandorte in Deutschland die entsprechenden Wahrscheinlichkeiten eines Flugzeugabsturzes abgeschätzt.

Die Auswertung der Berechnungen zur Bestimmung der jeweiligen Absturzwahrscheinlichkeiten in Deutschland zeigte, dass das Risiko eines Flugzeugabsturzes in Deutschland nicht überall gleich hoch ist und vor allem in Flughafennähe und auf hoch frequentierten Flugrouten stark ansteigt. Für die Kernkraftwerksstandorte wurde ein mittlere Wert von ca. $4 \cdot 10^{-7}$ pro Jahr pro km^2 ermittelt. Dieser Wert streut jedoch für unterschiedlichen Anlagen bis ca. eine Größenordnung. Umgerechnet auf ein großes Bauwerk (z. B. 100 m x·100 m) ist dann dieser Wert mit ca. $4 \cdot 10^{-9}$ anzusetzen.

4.2.6 Ermittlung der Lastannahmen für den Lastfall Flugzeugabsturz

Wie schon erwähnt, kann das Gesamtflugzeug als relativ weicher Körper gegenüber den massiven Betonstrukturen des Gebäudes betrachtet werden. Die mechanischen Lasten infolge eines Aufpralls werden als Zeitfunktion der auf die Baustruktur einwirkenden Kraft dargestellt. In Kap. 4.2.1 wurden schon einige Last-Zeit-Funktionen (LZF) gezeigt, die weltweit bei Auslegung einiger Kernkraftwerke im letzten Jahrhundert verwendet wurden. Die Mehrheit von diesen Funktionen wurde mit Hilfe Riera-Methode berechnet. Diese Methode hat Prof. Riera im Jahr 1968 für den Aufprall eines Passagierflugzeugs auf eine starre Wand entwickelt /RIE 68/. Dieses Verfahren wurde zunächst auf ein Passagierflugzeug von Typ Boeing angewendet, anschließend aber auch für die Berechnung von LZF für den Absturz von Militärmaschinen, z. B. des Typs Phantom genutzt /DRI 73/, /DRI 75/.

Gemäß diesem Verfahren wird die Aufprallkraft als Funktion der Zeit berechnet, basierend auf dem Impulssatz und unter Verwendung der Massen- und Berstkraftverteilungen längs der Flugzeugachse. Dabei wurden folgende Modelannahmen getroffen. Der Flugzeugkörper birst an der Kontaktstelle zu Wand. Die Berstzone bleibt während des Aufpralls im Wesentlichen auf die Kontaktstelle beschränkt. Die anschließenden, noch nicht geborstenen Strukturteile werden abgebremst Deformationen (z. B. elastische Wellen) werden nicht betrachtet, d. h., der zu einem bestimmten Zeitpunkt noch intakte Teil des Flugzeugkörpers wird momentan als starr angenommen. Dadurch lässt sich die Aufprallast als Funktion der Zeit nach Gleichungen (4.48) und (4.49) berechnen:

$$F_{Stoß}\,[x(t)] = P_{berst}[x(t)] + \mu[x(t)] \cdot v^2\,[x(t)] \tag{4.48}$$

$$dV[x(t)] = -P_{berst}[x(t)]/M_{Rest}[x(t)] \tag{4.49}$$

wobei:

- P_{Berst} - Berstkraft (N),
- μ - momentane Masse pro Länge [kg/m],
- V - momentane Geschwindigkeit [m/sec],
- V0 - Anfangsgeschwindigkeit [m/sec],

- L - Flugzeuglänge [m],
- x - Abstand vom Bug zur Zeit t [m],
- M_{Rest} - Restmasse zwischen Berstzone und Heck.

Numerische Verfahren sind generell zur Lösung der Differentialgleichung (4.49) erforderlich. Sogar im Fall konstanter Massen- und Berstkraftverteilung müssen die Näherungen für die Berechnung der Gesamtstoßzeit verwendet werden, da die Stoßzeit von der Geschwindigkeit und der Berstlänge nichtlinear abhängig ist. Die Berstlänge ist dabei die Länge des Projektils, die während des Aufpralls geborsten ist.

Die Abb. 4.9 und Abb. 4.10 zeigen die LFZ, welche mit der Riera-Methode berechnet wurden.

Basierend auf der modifizierten Riera-Methode wurde in Deutschland die LZF für Militärmaschinen des Typs Phantom ermittelt /DRI 73/, /DRI 75/. Diese LFZ wurde bei der Auslegung neuer deutschen Kernkraftwerke in den 1970-er Jahren zu Grunde gelegt /RSK 96/ (siehe Abb. 4.10, rote Linie). Diese LZF wurde als Basis für Lastannahmen des Reaktors EPR /GPR 00/ berücksichtigt. Die LZF „EPR1“ aus Abb. 4.10 (grüne Linie) muss für die Bemessung des Grenzzustands der Tragfähigkeit gemäß des Eurocodes ENV1992-1 /DIN 11/ verwendet werden.

Dabei ist sicherzustellen, dass das Reaktorgebäude nicht perforiert wird und das mögliche Abplatzungen des Betons das Abschalten des Reaktors und die Verhinderung der Kernschmelze nicht gefährden. Für das Gebäude mit den abgebrannten Brennelementen muss sichergestellt sein, dass die abgebrannten Brennelemente nicht freigelegt werden /GPR 00/.

Die LFZ „EPR2“ aus Abb. 4.10 (grüne Strichlinie) muss für die Bemessung der inneren Strukturen des Reaktorgebäude, des Hilfsanlagegebäudes und des Gebäudes für abgebrannte Brennelemente gegen induzierte Erschütterungen verwendet werden. Vorausgesetzt werden ein linear elastisches Materialverhalten und ein Aufprall in der Mitte jeder äußeren Gebäudewand /GPR 00/.

Während der letzten 15 Jahre hat die Anzahl der Veröffentlichungen mit ermittelten LZF für verschiedene Passagierflugzeuge ständig zugenommen. Diese LZF werden entweder mit Riera-Methode oder mit gekoppelten FE-Berechnungen berechnet. Meistens ist

nicht eindeutig erkennbar, wie die Flugzeuge modelliert wurden und welche Beladesituation zu Grunde gelegt wird. Die Mehrheit der Autoren verwendet jedoch das MTOW (maximale take-off weight – maximales Startgewicht) und eine volle Betankung mit Treibstoff. Einige der veröffentlichten LZF für das Passagierflugzeug Boeing B747 werden in Abb. 4.15 zusammengefasst (aus /ALL 16/). Daraus kann man entnehmen, dass die resultierenden LZF stark streuen. Eine Ursache dafür besteht darin, dass verschiedene Forscher verschiedene Beladesituation verwenden. Auch die Massenverteilung ist normalerweise nicht bekannt und wird unterschiedlich simuliert. Nur selten ist es möglich, eine Massenverteilung für eine bestimmte Beladesituation direkt von Flugzeughersteller zu bekommen (z. B. von Boeing oder Airbus).

Um die Wirkung eines Flugzeugabsturzes auf ein Gebäude ermitteln zu können, ist es erforderlich zu beschreiben, wie die Kräfte aus den berechneten LZF auf das Gebäude übertragen werden. Der Flugzeugrumpf, die Tragflächen und die Triebwerke sind die wesentlichen Teile, die die Last in das Bauwerk einleiten. Dabei unterscheiden sich die Passagierflugzeuge erheblich von militärischen Flugzeugen, insbesondere durch eine völlig andere Geometrie. Durch die sehr kompakte Bauform eines Militärflugzeugs stellen dessen Rumpf und Triebwerk praktisch eine Einheit dar. Normalerweise wird eine kreisförmige Aufprallfläche zu Grunde gelegt.

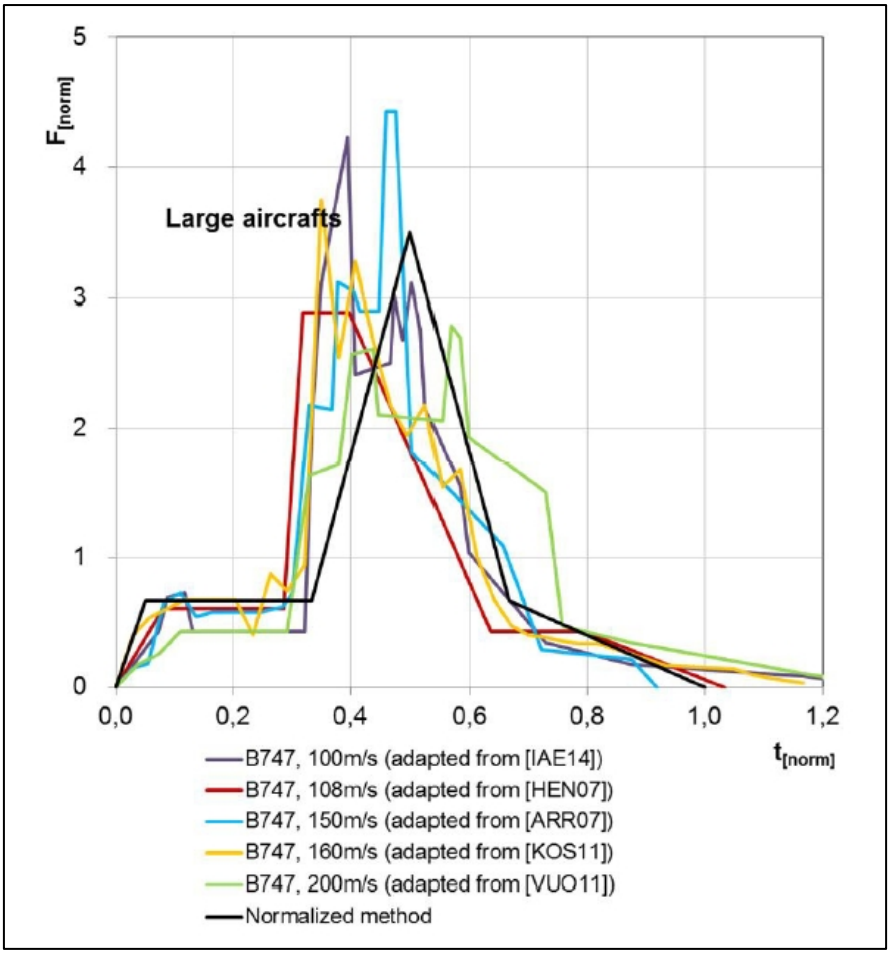

Abb. 4.15 Vergleich der vorhandenen LZF (volle Betankung) (Quelle: /ALL 16/)

Bei Passagierflugzeugen sind Rumpf, Tragflächen und Triebwerke deutlich voneinander zu trennen, so dass für jedes Teil eine separate Aufprallfläche bestimmt werden muss. Die Projektion der Tragflächen in Flugzeuglängsrichtung zeigt eine mit dem Rumpf mindestens vergleichbare (bei kleinen Flugzeugen) oder bei großen Flugzeugen eine sogar deutlich größere Aufprallfläche. Die Aufprallflächen der Triebwerke der größeren Flugzeuge sind mit dem gesamten Militärflugzeug vergleichbar.

Die Last wird über die jeweiligen Querschnittsflächen der Flugzeugteile (Rumpf, Tragfläche, Triebwerke) auf das Bauwerk übertragen. Beim Aufprall werden die Teile des Flugzeugs in der Weise deformiert, dass von einer begrenzten Ausweitung der Aufprallflächen auszugehen ist. Bei /RIE 68/ werden die geometrisch gewonnenen Schnittflächen für den Rumpf und die Tragflächen um etwa 10 % vergrößert, um die Vergrößerung der Kontaktfläche zwischen Ziel und Projektil bei einem weichen Aufprall zu berücksichtigen.

Es ist darauf hinzuweisen, dass die so ermittelten Aufprallflächen nur für den senkrechten Aufprall, d. h. normal zur Oberfläche einer ebenen Gebäudewand gelten. Erfolgt der

Aufprall nicht senkrecht zur Oberfläche, müssen die Aufprallflächen mit dem Kosinus des Aufprallwinkels, bezogen auf die Normale, korrigiert werden.

Bei der Ermittlung der Aufprallflächen der Tragflächenbereiche soll die zeitabhängige Entwicklung der Aufprallflächen berücksichtigt werden.

Wie schon erwähnt, besteht das Flugzeug nicht nur aus verhältnismäßig weichen Bauteilen, wie beispielsweise dem Rumpf und den Tragflächen, deren Aufpralllasten auf ein Bauwerk sich mit der Last-Zeit-Funktion berechnen lassen. Sie enthalten auch sehr kompakte, harte (jedoch deformierbare) Bauteile wie beispielsweise Teile des Fahrwerks, Turbinenwellen und Aufhängung des Triebwerks, deren Einwirkungen auf eine Wand eher denen eines Geschosses entsprechen. Hierfür ist zu berechnen, wie weit diese harten Teile in eine Wand eindringen und diese möglicherweise auch perforieren können.

Auf Basis der Informationen zur Flugzeugstruktur werden die zylindrischen Körper festgelegt, die das mögliche Spektrum harter Teile der betrachteten Flugzeuge abdecken. Beispielhaft können Mehrfachwellen aus Stahl mit einem harten Teil (nachfolgend HT genannt) mit einer Masse von z. B. 500 kg und einem Durchmesser von z. B. 0,2 m repräsentiert werden.

Beim Eindringverhalten wird unterschieden zwischen:

- Eindringtiefe (penetration depth),
- Perforationsschutzdicke (perforation thickness),
- Vollschutzdicke (scabbing thickness).

Die Eindringtiefe gibt an, wie tief das Projektil in die Betonstruktur eindringt. Die Perforationsschutzdicke ist die minimal notwendige Wanddicke, um eine Perforation noch zu vermeiden. Perforation bedeutet, dass das Projektil die ganze Betonwand durchdringt und gegebenenfalls weiterfliegt. Vollschutzdicke ist die minimal notwendige Wanddicke, um Scabbing zu vermeiden. Scabbing bedeutet das Abplatzen des Betons auf der inneren Seite der Betonwand.

In Fachliteratur gibt es eine Zahl von verschiedenen Perforationsformeln, die meistens aus Militärversuchen stammen und eigentlich für absolut harte Teile (wie z. B. Militärmunition) vorgesehen sind. Teilweise sind diese Formeln jedoch mit einem Anpassungsfak-

tor anwendbar. Eine der Formeln, die auf Versuchen mit deformierbaren harten Teilen basiert, ist CEA-EDF (French Atomic Energy und Électricité de France) Formel /BUZ 07/. Die Perforationsschutzdicke lässt sich mit folgender Formel (Gleichung (4.50)) abschätzen:

$$t_p = 0{,}82 \cdot f_c^{-\frac{3}{8}} \cdot p_c^{-\frac{1}{8}} \cdot \left(\frac{W}{d}\right)^{\frac{1}{2}} \cdot V^{3/4} \tag{4.50}$$

wobei:

- t_p-notwendige Wanddicke, um eine Perforation zu vermeiden [m],
- W -Masse des harten Teils [kg],
- V -Anfangsgeschwindigkeit [m/sec],
- f_c -Betondruckfestigkeit [N/m^2],
- ρ_c-Betondichte [2500 kg/m^3].

Die Ergebnisse aus den exemplarischen Berechnungen sind in Tab. 4.5 für die zwei Betonfestigkeiten dargestellt.

Tab. 4.5 Abschätzung der Perforationsdicke für harte Teilen bei einer Aufprallgeschwindigkeit von 150 m/s mit der CEA-EDF-Formel

Hartes Teil	Durchmesser [m]	Masse [kg]	Perforationsschutzdicke [m]	
			Betonfestigkeit 25 MPa	Betonfestigkeit 35 MPa
T1	0,10	150	0,86	0,76
T2	0,15	200	0,81	0,88
T3	0,15	330	1,04	0,92
T4	0,20	350	0,93	0,82
T5	0,20	400	0,99	0,88

4.2.7 Versagensmechanismen der Stahlbetonstrukturen bei einem harten und weichen Aufprall

In diesem Kapitel werden die möglichen baulichen Versagensmechanismen aufgezeigt, die bei einem harten oder weichen Aufprall infolge eines Flugzeugabsturzes auf ein Bauwerk auftreten können. Diese Versagensmechanismen werden durch die Kombinationen

von Lasteintrag und Auftrefffläche hervorgerufen. Die unterschiedliche Flugzeugklassen sind hierfür relevant. Das bedeutet, dass bei der Bauwerksbemessung bzw. -nachrechnung alle Versagensmechanismen und Flugzeugklassen bedacht werden müssen. Folgende Versagensmechanismen müssen berücksichtigt werden:

- Verlust der Stabilität der Gebäude (globale Lagesicherheit):
  Bei diesem Versagensart kann das ganze Gebäude kippen oder es kann durch Bodenversagen zu einer Horizontal- bzw. Vertikalverschiebung kommen. Dieser Versagensmechanismus tritt normalerweise auf, wenn der Aufprall des gesamten Flugzeugs im oberen Teil des Bauwerks erfolgt.

- Verlust der Tragfähigkeit der Gebäudestrukturen infolge großflächiger Biegebeanspruchung:
  Dieser Versagensmechanismus ist durch so große Biegebeanspruchungen in der Stahlbetonwand charakterisiert, dass das ganze Bauwerk einstürzen kann. Dieses Szenario tritt normalerweise bei einem weichen Aufprall des gesamten Flugzeugs auf, wenn die Spannweite des Flugzeuges mit der Gebäudebreite bzw. -länge vergleichbar ist.

- Örtliches Biegeversagen von Stahlbetonwänden infolge eines weichen Aufpralls:
  Dieses Versagensmechanismus kann auftreten, wenn ein kleines Flugzeug auf eine große Gebäudewand aufprallt. Diese Versagensart kann ebenfalls durch einen Teil des Flugzeugs (z. B. Rumpf) verursacht werden.

- Örtliches Durchstanzen von Stahlbetonwänden infolge eines weichen Aufpralls: Dieses örtliche Versagen kann unterschiedlich großflächig sein, abhängig davon, welches Flugzeugsteil (z. B. Rumpf, Triebwerk, Tragfläche, „Central Wing Box“) das Durchstanzen verursacht. Ein solches Versagen kann auch durch das ganze Flugzeug verursacht werden, sofern dessen Abmessungen deutlich kleiner sind als die des Bauwerks. Dieser Mechanismus kann sich mit einem Biegeversagen (global oder lokal) überlagern. Als Durchstanzen wird ein punktförmiges Querkraftversagen einer Stahlbetonplatte infolge Schubspannungsversagen des Betons bezeichnet.

- Örtliche Penetration / Perforation / Scabbing von Stahlbetonwänden infolge eines harten Aufpralls:
  Dieser Versagensmechanismus wird von einem harten (relativ kleinen) Projektil verursacht. Im Flugzeug können z. B. Triebwerkswellen, hydraulische Zylinder von Fahrwerken oder Klappenausführungen von Tragflächen als solche Projektile betrachten werden.

Diese Versagensmechanismen sind in Abb. 4.16 angegeben.

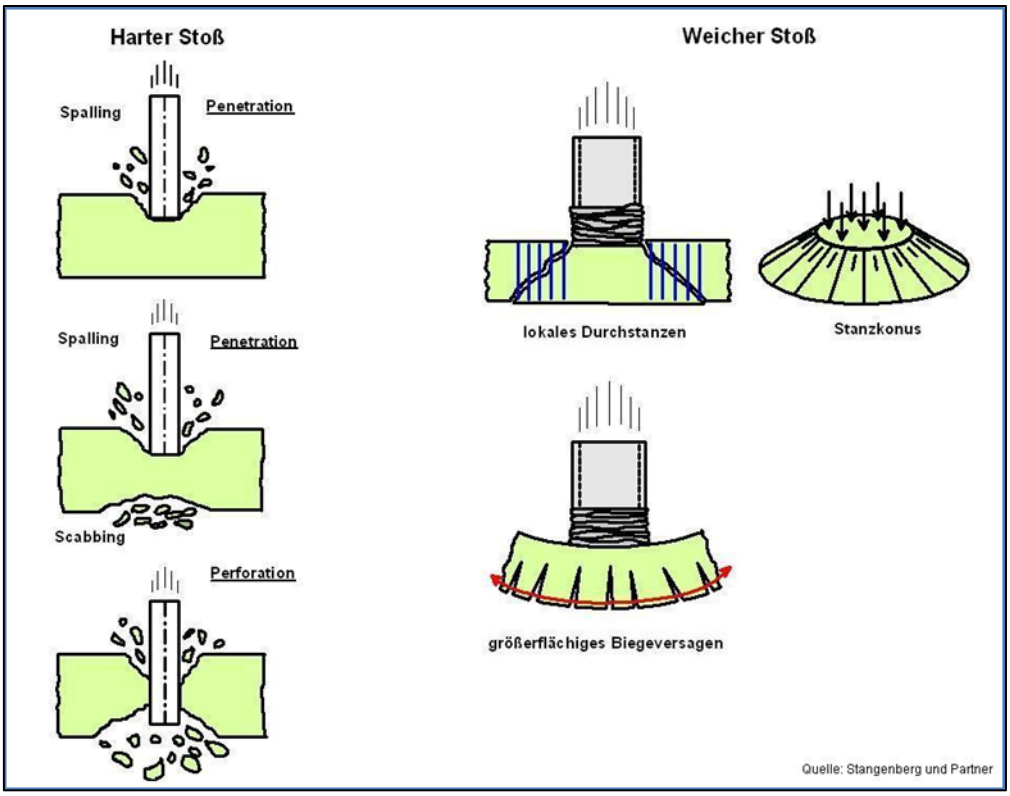

Abb. 4.16 Versagensmechanismen den Stahlbetonstrukturen /ZIN 02/

Die induzierten Erschütterungen in den inneren Strukturen des Bauwerks müssen ebenfalls berücksichtigt werden. Sie können im Gebäudeinnern besonders hoch werden, wenn das Bauwerk relativ starr ist. Als Konsequenzen ergeben sich z. B. das Versagen von kerntechnischen Komponenten. Dabei kann ein Versagen der baulichen Strukturen nicht auftreten.

4.2.8 Materialkennwerte und Werkstoffgesetze bei der Bewertung bestehender Bauwerke infolge eines Flugzeugabsturzes

Nach /IAE 18/ sollen für die Betrachtung auslegungsüberschreitender Einwirkungen (DEE - Design Extension Event) realistische Annahmen und Akzeptanzkriterien statt konservativer, wie bei der konventionellen Bemessung, angewendet werden.

Bei der konventionellen Bemessung der Bauwerke werden die charakteristischen Werte (untere Quantile) durch die Teilsicherheitsbeiwerte dividiert. Damit entstehen Bemessungswerte, die kleineren Quantilen entsprechen. Nach Eurocode /DIN 11/ ist für Beton der Teilsicherheitsbeiwert gleich 1,5. Bei der Ermittlung des Bauwerkverhaltens unter

Aufpralleinwirkung geht es um eine auslegungsüberschreitende Einwirkung. Aus diesem Grund werden alle Teilsicherheitsbeiwerte (für Last- und Widerstandsseite) auf 1,0 gesetzt.

Da die charakteristischen Werte selbst die Quantile sind, sind sie auch konservativ /IAE 18/. Dementsprechend werden bei der Bewertung bestehender Bauwerke infolge eines Flugzeugabsturzes nicht die charakteristischen Werte der Materialeigenschaften, sondern die „Best-Estimate“ Werte verwendet. Als „Best-Estimate“ werden oft die Mittelwerte oder Medianwerte betrachtet. Für Beton der Klasse C35/45 ist z. B. der charakteristische Wert (unterer 5 %-Quantil) gleich 35 N/mm^2. Dieser Wert wird für die Bemessung von Stahlbetonkonstruktionen angesetzt. Der Mittelwert für Beton dieser Klasse ist jedoch gemäß /DIN 11/ gleich 43 N/mm^2, was um 8 N/mm^2 größer ist. Der Mittelwert kann hier als „Best-Estimate“ betrachtet werden.

Normalerweise werden die charakteristischen Werte von Beton bei einem Alter des Betons von 28 Tagen nachgewiesen. Mit der Zeit wird jedoch die Betonfestigkeit größer. Dieser Effekt ist als Nacherhärtung des Betons bekannt und wurde intensiv untersucht. Der Zunahme der Betonfestigkeit ist von der Festigkeitsklasse des Zements, dem Typ und der Menge des Zuschlags, des Wasser-Zement-Verhältnisses und den Umweltbedingungen abhängig. Im Model Code 2010 /FIB 12/ wird die zeitliche Zunahme der Betondruckfestigkeit (Nacherhärtung) für drei Zementsorten (siehe Abb. 4.17) angegeben. Dabei ist $f_{cm(t)}$ / f_{sm} das Verhältnis vom Mittelwert der Betondruckfestigkeit im Alter *t* zum Mittelwert der Betondruckfestigkeit im Alter von 28 Tage. Wenn ein Bauwerk z. B. 20 Jahre alt ist, dann kann man annehmen, dass sich ein Zuwachs der Betondruckfestigkeit von mehr als 20 % bei allen Zementsorten ergibt. Dieser Effekt ist bei den Betrachtungen des realistischen Bauwerksverhaltens zu berücksichtigen.

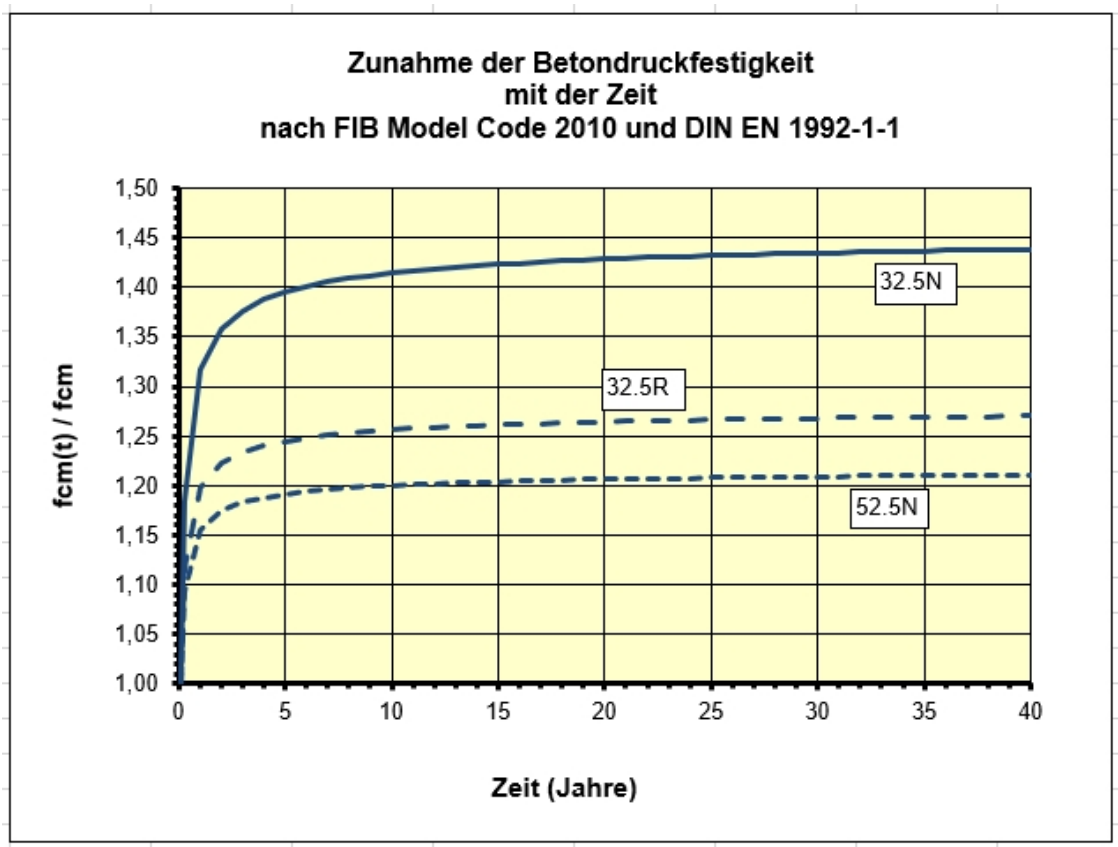

Abb. 4.17 Nacherhärtung des Betons nach Model Code 2010 /FIB 12/

Die in der Norm angegebenen Kennwerte für Beton und Stahl werden normalerweise unter statischer Belastung ermittelt. Bei dynamischer Belastung werden sich einige Materialeigenschaften ändern. Zum Beispiel wird die Materialfestigkeit mit einer höheren Dehnrate größer (Verfestigung des Baustoffs).

Abb. 4.18 (links) zeigt die relative Zunahme der Betondruckfestigkeit abhängig von der Dehnrate. Für den Lastfall Flugzeugabsturz (Dehnrate ca. 10^{-1} bis 10^{0}) kann die Vergrößerung der Betondruckfestigkeit bis zu 70 % betragen. Abb. 4.18 (rechts) zeigt die Änderung im Verhalten von Stahl bei einer steigenden Dehnrate. Aus dem Spannungs-Dehnungs-Diagramm kann man entnehmen, dass nicht nur die Zugfestigkeit, sondern auch die Gleichmaßdehnung größer wird.

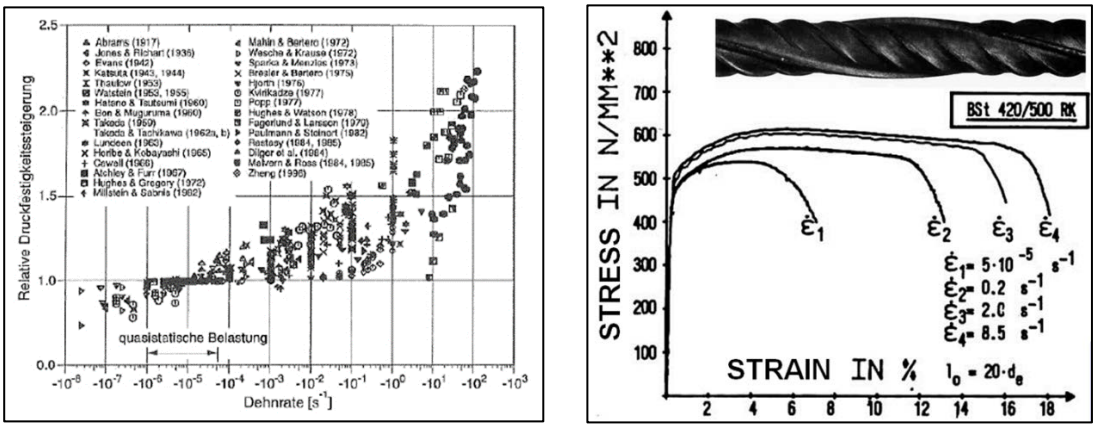

Abb. 4.18 Dynamische Verfestigung des Betons (links nach /BIS 91/) und des Stahls (rechts, nach BRA 85)

Bei der nichtlinearen Berechnung von Stahlbetonbauwerken bzw. -bauteilen ist die wirklichkeitsnahe Erfassung des Steifigkeitsverhaltens im ungerissenen Zustand, im Zustand der Erstrissbildung und im Zustand der abgeschlossenen Rissbildung zur Beschreibung des komplexen Trag- und Verformungsverhaltens von besonderer Bedeutung. Sofern der Beton keine Risse aufweist, kann man von einem vollständigen Verbund ausgehen, d. h. die Dehnungen von Beton und Bewehrungsstahl sind an den Kontaktstellen gleich. In der gerissenen Stahlbetonstruktur werden aber die Zugkräfte von der Bewehrung aufgenommen. Die Spannung am Riss wird im Beton verschwinden. Zwischen den Rissen jedoch beteiligt sich der Beton an der Lastabtragung und führt damit zu einer Versteifung der Struktur gegenüber der vereinfachten Struktur, bei der die Tragwirkung des Betons wegen der Rissbildung ganz vernachlässigt wird. Dieser versteifende Einfluss wird in der Fachliteratur als Tension-Stiffening /EMP 08/ bezeichnet.

Da sich das Bauwerk bei dem Lastfall Flugzeugabsturz normalerweise an der Grenze seiner Tragfähigkeit befindet, müssen alle vorhandenen Reserven der Stahlbetonkonstruktion einschließlich des ‘Tension Stiffening‘-Effektes berücksichtigt werden.

4.2.9 Behandlung des Flugzeugabsturzes im aktuellen Regelwerk der USA

Im Jahr 2009 wurde in den USA das neue Regelwerk §10 CFR 50.150 „Aircraft Crash Assessment“ (Bewertung des Flugzeugsaufpralls) durch die Aufsichtsbehörde NRC /NRC 09/ verabschiedet. Dabei ist der Lastfall Flugzeugabsturz bei der Genehmigung der neuen Anlagen und bei der Nutzungsdauerverlängerung der alten Anlagen zu betrachten. Als DEE (Design Extension Event – auslegungsüberschreitende Ereignis) für den Lastfall Flugzeugabsturz muss ein großes Passagierflugzeug zu Grunde gelegt wer-

den. Dabei sind Informationen über Flugzeug, Aufprallgeschwindigkeit und Triebwerksparameter in als geheim eingestuften Anhang zu finden.

Als Hintergrunddokument für diese Regel wurde 2011 der Bericht NEI-07-13 „Methodology for Performing Aircraft Impact Assessments for New Plant Designs" /NEI 11/ veröffentlicht. Dieses Dokument präsentiert eine Methodik, welche entwickelt wurde, um die Errichter von Kernkraftwerken bei der Bewertung der mechanischen und thermischen Auswirkungen des Aufpralls eines großen Verkehrsflugzeugs auf sicherheitsrelevante Gebäude mit Kernbrennstoffen (Containment und Brennelement-Lagerbecken) sowie andere Bauwerke mit Komponenten und Systemen zur Nachwärmeabfuhr zu unterstützen.

Die in dieser Richtlinie bewerteten Kernkraftwerkszustände sind, auch wenn sie über die Bemessungsgrundlage (Beyond Design Basis, BDB) hinausgehen, konsistent zu den Auslegungsregeln für neue Anlagen /NRC 09/.

Die Methodik besteht aus drei Teilen:

- Bewertung von Containment und Brennelement-Lagerbecken,
- Beurteilung der Nachwärmeabfuhr,
- verbesserte Auslegungsmerkmale und Funktionsfähigkeiten.

Der erste Teil dieser Methodik hilft dem Antragsteller, unter Verwendung realistischer Analysen solche Auslegungsmerkmale und Funktionsfähigkeiten zu identifizieren und in die Auslegung zu integrieren, um auf diese Weise zu zeigen, dass mit einem reduzierten Einsatz von Betreiberhandlungen:

- der Reaktorkern gekühlt bleibt oder das Containment intakt bleibt, und
- die Kühlung abgebrannter Brennelemente oder die Integrität des Brennelementlagerbeckens erhalten bleibt.

Zwei unterschiedliche bauliche Versagensmodi müssen für Containment und Brennelement-Lagerbecken berücksichtigt werden:

- globales Versagen (plastischer Kollaps), welches durch den Aufprall des gesamten Flugzeuges verursacht wird, und

- örtliches Versagen (Abplatzen und Perforation), welches durch den Aufprall der Triebwerke verursacht wird.

Das örtliche Versagen ist von Spannungs- und Verformungseigenschaften der globalen Baustruktur weitgehend unabhängig. Globales Versagen ist hingegen hauptsächlich von dynamischen Eigenschaften der globalen Baustruktur abhängig.

4.2.9.1 Globale Belastung

Die globale Gebäudereaktion kann durch große strukturelle Schäden, wie das Zusammenfallen / Kollaps großer Teile der Gebäudewände, der Gebäudezwischendecken und tragenden Bauteile gekennzeichnet werden. Dabei werden die durch Gebäude gehenden Erschütterungen induziert, welche jedoch die Baustrukturen, welche im Fokus der Untersuchungen stehen, nicht beeinflussen. Daher werden die Analysen der globalen Gebäudereaktion in dieser Methodik sich auf die Beurteilung der gesamten Strukturintegrität beziehen.

Bei der Aufprallanalyse können globale strukturelle Schäden an der Baustruktur basierend auf der Anfangsgeschwindigkeit des Projektils und auf den strukturellen und dynamischen Eigenschaften der Baustruktur analytisch bewertet. Abhängig von der Verfügbarkeit der Daten dieser Parameter und dem beabsichtigten Detaillierungsgrad der Analyse, kann eine der folgende Bewertungsmethoden angewendet werden:

- „Last-Zeit-Funktion“–Methode (LZF)
  Die Zeitverlauf der Aufprallkraft wird basierend auf den Informationen über die Berstlasten des Flugzeugs und den Impulserhaltungsprinzipien ermittelt. Dabei wird angenommen, dass die Zielstruktur starr ist. Die so erhaltene Last-Zeit-Funktion wird dann zum mathematischen Modell der Baustruktur für die Zeitverlaufsanalyse eingesetzt. Basierend auf den Schnittgrößen und den zugehörigen Spannungen, wird die Strukturintegrität ausgewertet.

- Projektil-Zielstruktur-Wechselwirkung-Methode (Crashsimulation)
  Hierbei wird eine kombiniertes dynamisches Analysemodell sowohl des Flugkörpers als auch der Zielstruktur entwickelt. Die nichtlinearen Modelle sind in der Regel erheblich größer und komplexer als die diejenigen, die für die Last-Zeit-Funktion-Methode verwendet werden. Dementsprechend erfordert dieses Verfahren mehr detailliertere Trägheits- und Steifigkeitsdaten des Flugkörpers; es kann jedoch eventuell genauere Ergebnisse liefern.

Die Last-Zeit-Funktion–Methode basiert auf dem Riera-Model /RIE 68/ (siehe oben) und wurde in eine Vielzahl von regulatorischen Dokumenten implementiert. In dem vertraulichen Anhang zu /NEI 11/ sind die Riera-Funktion und die dazugehörigen Aufprallflächen angegeben, welche für die Analyse verwendet werden.

Wenn die Projektil-Zielstruktur-Wechselwirkung Methode (Crashsimulation) angewendet wird, muss in der Analyse gezeigt werden, dass diese Methode eine LZF liefert, welche der in /NEI 11/ angegebenen LZF entspricht. Diese Methode erfordert detaillierte Kenntnisse der Flugzeugstrukturen, um ein Finite-Elemente-Model zu entwickeln.

4.2.9.2 Lokale Belastung

Bei der Analyse des örtlichen Versagens werden vier Stufen (siehe auch Abb. 4.16) betrachtet:

- Penetration (Eindringen des Projektils in die Zielstruktur),
- Spalling (Abplatzen des Betons auf der äußeren Seite der Baustruktur),
- Scabbing (Abplatzen des Betons auf der inneren Seite der Baustruktur),
- Perforation (Durchdringen des Projektils).

Örtliches Versagen wird nicht zum Baustrukturkollaps führen, muss jedoch betrachtet werden, da dieses Versagen zur Zerstörung von sicherheitstechnisch relevanten Systemen und Komponenten führen könnte.

Obwohl es andere steife Elemente in einem Flugzeug gibt, werden allgemein die Triebwerke als maßgebende Projektile betrachtet, da diese ein großes Potenzial haben, um ein örtliches Versagen zu verursachen. Dazu trägt die Tatsache bei, dass sie extern am Flugzeug angehängt sind und als separate Projektile beim Aufprall agieren können. Aus diesem Grund steht in der betrachteten Methode eine mögliche Perforation des Triebwerkes im Fokus. Die Triebwerke als Projektil stellen eine kompakte, sehr dichte, aber zerstörbare Struktur dar.

Der Begriff Perforationsgeschwindigkeit bezieht sich auf die anfängliche Aufprallgeschwindigkeit, welche gerade ausreicht, um die Zielstruktur vollständig zu durchdringen, ohne sie zu verlassen. Der Begriff Restgeschwindigkeit bezieht sich auf die Austrittsge-

schwindigkeit eines Flugkörpers mit einer anfänglichen Geschwindigkeit größer als die Perforationsgeschwindigkeit.

Wenn ein Triebwerk eine Anfangsgeschwindigkeit hat, die die Perforationsgeschwindigkeit, bezogen auf einer primären Wand, überschreitet, muss dann das Schadenspotential von dem geborstenen Triebwerk, welches auf eine sekundäre Betonbauwand aufprallt, abgeschätzt werden. Der Restgeschwindigkeit dieses Projektils kann unter Berücksichtigung der restlichen kinetischen Energie vorhergesagt werden.

Nach Perforation einer Primärwand werden das Triebwerksgehäuse- und die Welle in ein kompaktes und halbfestes Projektil transformiert, welches einen Durchmesser von der Größe des Gehäuses hat. Ein Teil der Triebwerksmasse kann während des Aufpralls auf die Primärwand verloren gehen. Die Fähigkeit des halbzerstörten Projektils die zweite Barriere zu perforieren, kann durch die Verwendung der gleichen empirischen Formeln vorhergesagt werden wie bei der Perforation der primären Barriere, jedoch mit einer reduzierten verbleibenden Triebwerksmasse.

Die Eindringtiefe (oder Betonschadenstiefe) x_c der zerstörten Masse von dem Triebwerksgehäuse wird durch die modifizierte NDRC-Formel (National Defense Research Committee) /LIQ 05/ bestimmt (Gleichung (4.51)):

$$x_c = \alpha_c\{4KWND[V/(1000D)^{1,8}]\}^{0,5} \quad f\text{ür} \ \frac{x_c}{\alpha_c D} < 2 \tag{4.51}$$

wobei:

- x_c - Eindringtiefe des zerstörten Triebwerksgehäuses [in],
- V - Triebwerksgeschwindigkeit [ft/s],
- D - durchschnittlicher Außendurchmesser des Triebwerksgehäuses [Zoll],
- W - Gesamttriebwerksgewicht [lbs],
- $K = 180 / (f_c')^{1/2}$,
- N = 0,72 (Flachnasenprojektil),
- f_c' – Betonfestigkeit [psi],
- $\alpha_c = 0,5$ ist der Penetrationsreduktionsfaktor, der die Verformbarkeit des Flugkörpers berücksichtigt.

Die zur Verhinderung von Scabbing (ts) erforderliche Wandstärke wird mit der reduzierten Chang-Formel /LIQ 05/ berechnet (Gleichung (4.52)):

$$t_s = \alpha_c 1{,}84 \left(\frac{200}{V}\right)^{0{,}13} (MV^2)^{0{,}4} / \left[\left(\frac{D}{12}\right)^{0{,}2} (144 f_c')^{0{,}4}\right] \tag{4.52}$$

wobei:

- M = W / g - Triebwerksmasse,
- g = 32,2 ft / s² (9,81 m/s²).

Die in Gleichung (4.52) verwendeten Faktoren 12 und 144 werden verwendet, um die Einheiten des Gehäusedurchmessers (Zoll) und der Betondruckfestigkeit (psi) auf die in der empirischen Chang-Formel verwendeten Einheiten (ft, psf) umzurechnen. Der empfohlene Wert für α_c beträgt 0,55.

Die reduzierte Degen-Formel /LIQ 05/ wird verwendet, um die Wandstärke (t_p) zu berechnen, welche notwendig ist, die Perforation zu verhindern (Gleichung (4.53)).

$$t_p = \alpha_p D\{2{,}2[x_c/(\alpha_c D)] - 0{,}3[x_c/(\alpha_c D)]^2\} \quad \text{für } \frac{x_c}{\alpha_c D} \leq 1{,}52 \tag{4.53}$$

Der empfohlene Wert für α_p beträgt 0,6.

Die Projektilgeschwindigkeit, die über die Perforationsgeschwindigkeit hinausgeht, kann mittels Kar-Formel /LIQ 05/, welche auf den CEA-EDF-Untersuchungen basiert, bestimmt werden (Gleichung (4.54)):

$$V_R^2 = \left[1/(1 + W_{cp}/W)\right] (V_1^2 - V_p^2) \quad \text{für } V_1 > V_p \tag{4.54}$$

wobei:

- V_R - Restgeschwindigkeit des Flugkörpers nach der Wandperforation,
- V_1 - anfängliche Aufprallgeschwindigkeit des Flugkörpers vor dem Wandaufprall,
- V_P - Flugkörpergeschwindigkeit, die gerade die Perforation auslöst,
- W_{cp} - Gewicht des Durchstanzkegels, welcher aus der Wand ausgestoßen wird, $M_{cp} = W_{cp}/g$.

Die Gleichung (4.54) basiert auf der Gleichung (4.55) des Energieausgleichs:

$$\frac{MV_R^2}{2} = \frac{MV_p^2}{2} + \frac{(M + M_{cp})V_R^2}{2} \tag{4.55}$$

Das Gewicht des Durchstanzkegels kann durch Gleichung (4.56) bestimmt werden:

$$W_{cp} = \pi\rho_c \frac{t_w}{3}(r_1^2 + r_1 r_2 + r_2^2) \tag{4.56}$$

wobei:

- ρ_c – Dichte des Betons,
- $r_1 = D/2$ – kleiner Radius des Stanzkegels (D – Durchmesser),
- $r_2 = r_1 + t_w(\tan\alpha)$ – Hauptradius des Durchstanzkegels,
- $\alpha = 45^o/(t_w/D)^{1/3} \leq 60^o$ - Neigungswinkel des Durchstanzkegels
- t_w – Wanddicke.

4.2.9.3 Materialeigenschaften und Versagenskriterien

Die Auswahl realistischer dynamischer Festigkeitseigenschaften und dehnungsbasierter Versagenskriterien für Stahl und Beton muss die Tatsache berücksichtigen, dass der zu betrachtende Lastfall ein auslegungsüberschreitendes Ereignis darstellt. Deswegen muss diese Auswahl einem best-estimate Materialverhalten entsprechen. Daher ist die Verwendung der konventionellen bautechnischen Normen in diesem Fall nicht zielführend.

Die Berücksichtigung der Erhöhung der Festigkeit aufgrund des Dehnungsrateneffekts im Verformungsprozess gilt für den diskutierten Lastfall als angemessen. Normalerweise können die statischen Festigkeitswerte mithilfe der dynamischen Erhöhungsfaktoren (DIF – dynamic increase factor) aufgeschlagen werden. Solche Werte sind in Tab. 4.6 angeben.

Tab. 4.6 Dynamische Erhöhungsfaktoren (DIF) für die dynamische Festigkeit /NEI 11/

Material	DIF	
	Streckgrenze	Maximale Festigkeit
Kohlenstoffstahl	1,29	1,10
Edelstahl	1,18	1,00
Bewehrungsstahl Klasse 40 Klasse 60	 1,20 1,10	1,05
Spannstahl	1,00	1,00
Betondruckfestigkeit		1,25
Betonschubfestigkeit		1,10

Bei Stahlwerkstoffen ist die angegebene Mindestfestigkeit immer geringer als die tatsächliche Festigkeit des für den Bau gelieferten Materials. In Tab. 4.7 werden die typischen Stahleigenschaften mit den Mindesteigenschaften des ASTM-Standards verglichen. Die typischen Eigenschaften basieren auf tatsächlichen Messungen.

Tab. 4.7 Vergleich zwischen den Mindestmaterialfestigkeitswerten und typischen (mittleren) Testwerten für Stahl /NEI 11/

Stahlwerkstoff		Streckgrenze, [ksi/MPa]	Zugfestigkeit [ksi/MPa]
Kohlenstoffstahl	Minimum	38 / 262	70 / 483
	typisch	48,6 / 335	77 / 531
Bewehrungsstahl Klasse 40	Minimum	60 / 414	90 / 621
	typisch	67,5 / 465	106,3 / 733

Aus dieser Tabelle ist zu entnehmen, dass die mittleren Festigkeitswerte für Bewehrungsstahl gegenüber den normativen Werten um 10 bis 15 % erhöht werden können.

Die tatsächliche Festigkeit des für den Bau verwendeten Betons ist immer größer als die in den Normen spezifizierte Bemessungsfestigkeit. Ein Beispiel dazu ist in /NEI 11/ angegeben. Wenn der Bemessungswert der Betondruckfestigkeit (basierend auf Tests im Betonalter von 28 Tage) gleich 4000 psi (27,6 MPa) ist, wird der entsprechende Mittelwert gleich 4619 psi (31,8 MPa) sein. Der Erhöhungsfaktor für die Berücksichtigung der

Alterungseffekte ist gleich 1,2 für Bauteile mit einer Wandstärke kleiner als 3 ft (0,91 m) und gleich 1,4 für Bauteile mit Wandstärke größer oder gleich 3 ft. Daraus ergibt sich eine Betonfestigkeit gleich 5543 psi (38,2 MPa) bzw. 6467 psi (44,6 MPa). Bei der Betrachtung des dynamischen Erhöhungsfaktors (DIF) von 1,25 wird dann die endgültige Betondruckfestigkeit von 6928 psi (47,8 MPa) bzw. 8084 psi (55,7 MPa) ermittelt, welche für die Analyse verwendet werden darf. Das bedeutet eine Erhöhung gegenüber dem normativen Wert um 62 % bzw. ca. 100 %.

Es wurden zwei Kriterien für das duktile Versagen entwickelt, die für die globalen Strukturantwort verwendet werden können:

- ein verformungsbasiertes duktiles Versagenskriterium für Kohlenstoffbleche und austenitische Edelstahlbleche, welche für Liners und Schalen verwendet werden,
- ein verformungsbasiertes duktiles Versagenskriterium für Bewehrungsstahl und Spannstahl.

Eine Zusammenfassung der Grenzdehnungen duktiler Materialien, welche in Kernkraftwerksbaustrukturen verwendet werden, ist in Tab. 4.8 dargestellt.

Tab. 4.8 Grenzwerte der Dehnungen für duktiles Versagen eines Werkstoffes /NEI 11/

Material	Verformung	Grenzwert
SA 516 Stahlblech	Membranhautspannungen (Zug)	0,05
	lokale effektive Dehnungen durch duktiles Reißen	0,14 / TF
304 Edelstahlblech	Membranhautspannungen (Zug)	0,067
	lokale effektive Dehnungen durch duktiles Reißen	0,275 7 TF
Bewehrungsstahl Klasse 60	Dehnung (einaxial)	0,05
Spannstahl (ohne Verbund)	Dehnung (einaxial)	0,03
Spannstahl (mit Verbund)	Dehnung (einaxial)	0,02

Da der Faktor TF durch eine komplexe Analyse ermittelt werden muss, ist es erlaubt, stattdessen den konservativen Wert TF = 2 zu verwenden.

Bei dem Material Stahlbeton wirken der Bewehrungs-/Spannstahl und Beton in Kombination auf das System ein, um der Belastung zu widerstehen. Es ist zulässig, dass die Aufprallbelastung Schäden an Stahlbetonbauteilen verursachen kann, solange die strukturelle Integrität erhalten bleibt. Das bedeutet, dass die lokalen unelastischen Verformungen und Beschädigungen des Betons in Form von Rissen und Bruch erlaubt sind, solange das Containment bzw. der Sicherheitsanschluss nicht durchbrochen werden.

Eine entsprechende Definition der verformungsbasierten Versagenskriterium berücksichtigt die spezifischen Materialien in der Baustruktur.

Die Vorhersage des Versagens von Stahlbeton- oder Spannbetonkonstruktionen ist eine schwierige Aufgabe, da der Beton sowohl duktile als auch spröde Materialien kombiniert. Es können zwei allgemeine Arten von Versagen identifiziert werden:

- Biegeversagen, welches durch die Begrenzung der Duktilität des Bewehrungsstahls ausgeprägt ist,
- Schubversagen, welches mit dem Verlust der lokalen Schubübertragungskapazität verbunden ist.

Die Entwicklung geeigneter Vorformungsgrenzen zur Beurteilung, ob ein Betonbauteil einen Versagenszustand erreicht hat, ist deswegen viel subjektiver als für duktile Stahlschalenstrukturen oder Liners. Die konkreten Materialversagensmechanismen sind in den grundlegenden Modellen für Bauwerkstoffen enthalten. Sie sind in der FE-Software (z. B. ABACUS und LSDYNA) vorhanden. Es ist zu beachten, dass die für die Auskleidungsplattenmaterialien festgelegten duktilen Dehnungsgrenzen zusammen mit der Restschubfestigkeit des Betons eine Grenztragfähigkeit des Containments bzw. des Sicherheitsanschluss darstellen.

4.2.10 Betrachtung der relevanten zukünftigen Flugzeugtypen

Bei der Nachrechnung von Bestandsbauwerken mit verlängerter Nutzungsdauer müssen die in Betracht kommenden Einwirkungen nicht nur für den Zeitpunkt der Nachrechnung aktualisiert, sondern auch für die erweiterte Nutzungsdauer extrapoliert werden. Deswegen ist in Betracht zu ziehen, ob in Zukunft andere als bei der Auslegung des Bauwerks berücksichtigte Flugzeugtypen relevant werden können.

Die technischen Daten für die derzeit am häufigsten im Einsatz befindlichen Passagierflugzeuge sind in Tab. 4.1 angegeben. Sie sind in drei Klassen untergliedert.

Das letzte große Verkehrsflugzeug, das auf den Markt kam, ist der Airbus A380 als die derzeit größte Passagiermaschine der Welt. In den kommenden Jahren sind derart neuartige Flugzeugtypen jedoch nicht zu erwarten. Die Entwicklung geht heute in die andere Richtung. Kleinere Maschinen kommen für Fernflüge zum Einsatz. Der Vorteil für die Passagiere besteht darin, dass sie seltener umsteigen müssen.

Heutzutage sind die großen Flugzeuge darauf ausgelegt, von Drehkreuz zu Drehkreuz zu fliegen. Kleine Zubringer-Maschinen bedienen die zentralen Hubs, wo die Passagiere auf die großen Maschinen verteilt werden (z. B. in Frankfurt oder München). Man kann von den Drehkreuzen auch zu kleineren, regionalen Flughäfen fliegen, wodurch die Hubs zunehmend überlastet sind. In den vergangenen Jahren hat sich vieles verändert, auch aufgrund der Billigflieger, welche mit kleineren Flugzeugen zu kleineren Flughäfen fliegen. Diese sogenannten Point-to-Point-Verbindungen sind immer mehr in Trend, weil die Anreise bequemer wird und kein Umsteigen erforderlich ist.

Dieses Konzept wird sich auch auf Interkontinental-Strecken ausweiten. Die Airlines haben in erster Linie ein Interesse an einer möglichst einheitlichen Flotte, die jedes angebotene Ziel erreichen kann. Die Maschinen, wie beispielweise die A320neo-Familie von Airbus, werden so angepasst, dass sie von Deutschland aus z. B. an die Ostküste der USA fliegen können.

Da die Emissionen verringert werden müssen, müssen die Flugzeuge zukünftig weniger Kerosin verbrauchen. Dies wird mittels eines geringeren Flugzeugsgewichts erreicht, welches durch die Verwendung der extrem leichter Carbon-Faserverbundwerkstoffe ermöglicht wird.

Eine zweite Entwicklung besteht darin, dass die Flugstrecken immer länger werden (Ultra-Langstrecke). Das wird durch neue Flugzeugmodelle begünstig. Zurzeit sind Ultra-Langstrecke-Flüge mittels Boeing 787 Dreamliner möglich. Ebenso kommt die neue Airbus-Entwicklung wie der A350-900 ULR (Ultra Long Range) dafür in Frage. Die Langstreckenversion des A350 ist in der zweiten Jahreshälfte 2018 erstmals in Dienst gegangen. All das weist darauf hin, dass in Zukunft keine größeren Passagierflugzeuge als in Tab. 4.1 angegebenen zu erwarten sind.

Die Airbus-Präsentation /AIR 19/ gibt folgende Prognosen bis zum Jahr 2038:

- Insgesamt ca. 39.000 neue Auslieferungen, davon
  - 36 % für den Austausch des existierenden Flugzeugpark, und
  - 64 % für den Zuwachs der Flotte.

Die ausgelieferten Maschinen werden zu den folgenden Klassen gehören (in Klammern wird erläutert, welche Maschinen in Zukunft zu den entsprechenden Klassen gehören werden):

- 76 % zu der kleinen Klasse (Familie A320, A220),
- 14 % zu der mittleren Klasse (A330neo, A321XLR),
- 10 % zu der großen Klasse (A350).

Nur der Flugzeugtyp A330neo ist in Tab. 4.1 nicht angegeben, da seine technischen Daten mit denjenigen des Airbus A330 nahezu identisch sind. Die erste Auslieferung des A330neo erfolgte im November 2018. Die Referenzflugzeuge für die Untersuchungen in Deutschland waren:

- A320 für die kleine Klasse,
- A300 für die mittlere Klasse,
- A340 und A380 für die große Klasse.

Man kann daraus entnehmen, dass die Flugzeuge, die im Jahr 2038 laut /AIR 19/ fliegen werden, durch die oben erwähnten Referenzflugzeuge abgedeckt sind.

Bezüglich der Gruppe der Militärflugzeuge steht fest, dass ältere Panavia-Tornado-Maschinen durch US-Militärflugzeuge wie die Boeing F/A-18 E/F Super Hornet und Boeing EA – 18 Growler ersetzt werden. Die Boeing EA-18 Growler ist ein Kampfflugzeug zur elektronischen Kampfführung, das auf dem Mehrzweckkampfflugzeug F/A-18F Super Hornet basiert und die gleichen technischen Daten aufweist. Die Maschine Boeing F/A-18 E/F Super Hornet ist in Tab. 4.2 angegeben. Daraus ist ersichtlich, dass diese Maschine ähnliche technische Parameter besitzen wie McDonnell Douglas F-4E Phantom II, welche in Deutschland bei der Auslegung der kerntechnischen Anlagen zu Grunde gelegt wurde.

Das bedeutet, dass die Passagierflugzeuge und Militärmaschinen, welche in den nächsten 20 Jahren voraussichtlich in Deutschland fliegen werden, durch die in Tab. 4.1 und Tab. 4.2 angegebenen Flugzeugtypen abgedeckt sind.

4.3 Einwirkung Erdbeben

4.3.1 Allgemeines

Die meisten Erdbeben werden durch die Plattentektonik verursacht. Man spricht dann von sogenannten „tektonischen Erdbeben“. Diese ereignen sich vorrangig an den Grenzen der tektonischen Platten. Weitere Ursachen können bspw. Kaverneneinsturz, Explosionen, vulkanische und Magmaaktivitäten sowie Meteoriteneinschläge sein. Im Rahmen dieses Berichtes wird nur auf die tektonischen Erdbeben eingegangen.

Die in einem Erdbeben freiwerdende Energie breitet sich in Form von Wellen, ausgehend vom Erdbebenherd aus. Zunächst werden wichtige Begrifflichkeiten anhand der Abb. 4.19 erläutert.

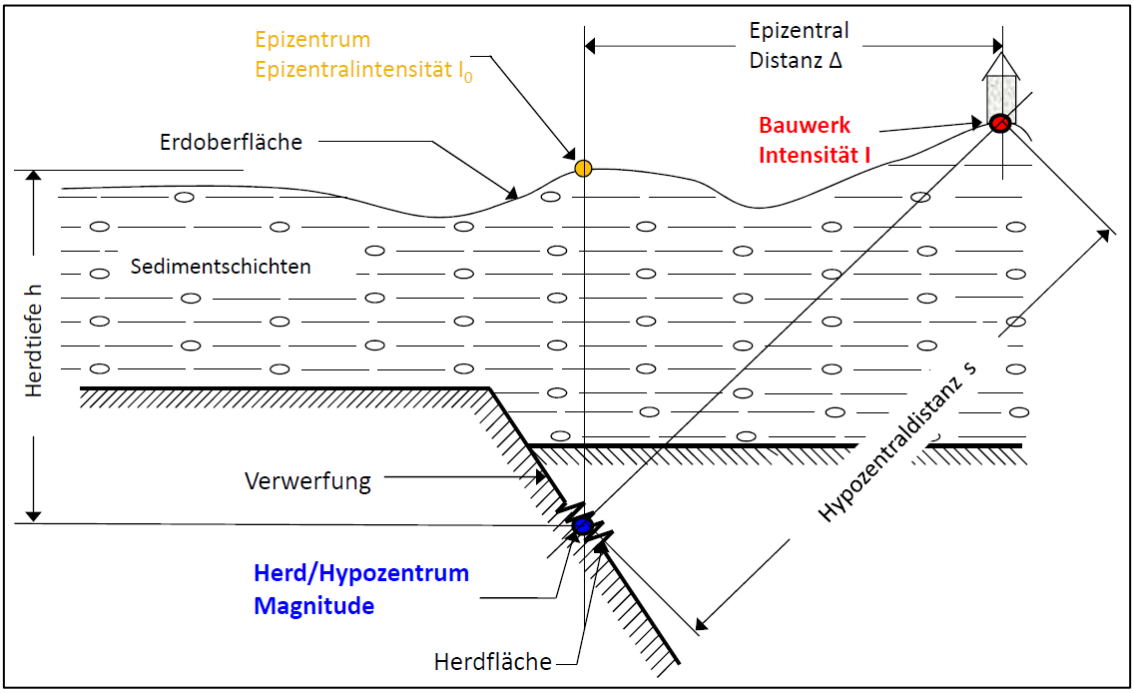

Abb. 4.19 Zusammenhang zwischen Magnitude und Intensität – Bebenherd und Standort /STU 86/

Erdbeben werden vorrangig durch zwei Größen beschrieben. Dies ist zum einen die Magnitude, welche die Stärke des Bebens an sich beschreibt. Mit ihr wird die bei einem

Erdbeben im Herd in Form elastischer Wellen abgestrahlten Energie („Erdbebenenergie“) angegeben. Es existiert eine Vielzahl von Magnitudenskalen. Die bekannteste Skala ist die Richterskala M_L. Sie wird auch als Lokalbeben-Magnitude bezeichnet. Allerdings kann sie als wissenschaftlich überholt betrachtet werden und gilt nur für Epizentraldistanzen bis zu 500 km. Weitere modernere Skalen sind bspw. die Momenten-Magnituden-Skala M_W und der Seismische Herdmoment M_0. Zum anderen wird die (makroseismische) Intensität verwendet, um die Auswirkungen eines Erdbebens an einem beliebigen Punkt der Erdoberfläche phänomenologisch zu beschreiben. Intensitätsskalen sind Ordinalskalen mit oftmals 12 Graden, welche die örtliche Schadenswirkung bzw. die Wahrnehmung durch den Menschen ausdrücken. Als wichtiges Beispiel ist hier die European Macroseismic Scale (EMS-98) /EMS 98/ zu nennen.

Zur Erfassung und Charakterisierung der Einwirkung Erdbeben in den verschiedenen Regionen, werden einerseits seismische Aktivitäten an über hundert Registrierorten deutschlandweit erfasst. Andererseits werden historische Quellen, die teilweise aus detaillierten Berichten über Erdbebenwahrnehmungen und beobachtete Schäden in zumeist städtischen Chroniken bestehen, herangezogen, um den Erdbebenkatalog über den messtechnisch erfassten Zeitraum hinaus bis zu den Anfängen historischer Aufzeichnungen zu Beginn des 20. Jahrhunderts /GRÜ 04/ zu erweitern. Informationen über die seismische Aktivität in noch weiter zurückliegenden Zeiträumen können aus paläoseismologischen Untersuchungen gewonnen werden, die bisher allerdings nur in geringem Umfang zur Verfügung stehen.

4.3.2 Prinzipielle Vorgehensweise bei der probabilistischen seismischen Gefährdungsanalyse

Neben der deterministischen seismischen Gefährdungsanalyse (DSHA) fordert das deutsche kerntechnische Regelwerk, die Einwirkung für den jeweiligen Standort auch mittels probabilistischer seismischer Gefährdungsanalysen (PSHA) zu beurteilen. Daher wird im Rahmen des Schwerpunktes dieses Berichtes auf die PSHA (engl. Probabilistic Seismic Hazard Analysis), welche eine Reihe von Parallelen zur DSHA hat, näher eingegangen. Nachstehend wird gemäß /REI 90/ und /MES 03/ das Vorgehen bei einer PSHA beschrieben, welches zur Abschätzung der seismischen Gefährdung für unterschiedliche Überschreitenswahrscheinlichkeiten dient. Diese werden in Abb. 4.20 dargestellt. Gemäß /REI 90/ ergeben sich vier Hauptschritte:

1. Schritt:
   Die Identifikation und Charakterisierung der seismischen Quellen, welche am Stand-

ort zu signifikanten Bodenbewegungen führen können, erfolgt wie bei der DSHA. Dabei werden Erdbebenquellen in Punktquellen, Linienquellen – mit einer oder mehreren Einzelverwerfungen – oder Volumenquellregionen unterschieden. Seismische Aktivitäten, u. a. aus weiter entfernten Bereichen, können ebenfalls eine Rolle spielen und werden als Hintergrundaktivität einbezogen. Abweichend vom Vorgehen bei der DSHA muss bei der PSHA allerdings auch die Wahrscheinlichkeitsverteilung der Erdbeben innerhalb einer Quelle bestimmt werden. Die Erdbebenverteilung wird mit der jeweiligen Entfernung zum Standort kombiniert, um Wahrscheinlichkeitsverteilungen der Herd-Standort-Entfernungen zu erhalten. Bei der DSHA hingegen, wird immer von der Wahrscheinlichkeit 1 eines Herdes bei der kleinstmöglichen Entfernung einer Quellregion zum Standort ausgegangen.

2. Schritt:
   Im Anschluss wird die zeitliche Verteilung der Erdbeben beschrieben. Für jede Quellregion wird die Häufigkeit (Rate) ermittelt, mit der Erdbeben einer bestimmten Stärke auftreten.

3. Schritt:
   Die Parameter der Bodenbewegungen, welche von Erdbeben der Quellregionen am Standort hervorgerufen werden können, werden ebenfalls ermittelt. Im Gegensatz zur DSHA sind die Bodenbewegungen hier jedoch für jedes mögliche Erdbeben an jedem möglichen Quellort zu bestimmen.

4. Schritt:
   Letztendlich werden die Erdbebenstärken, die Häufigkeiten von Erdbeben in den Quellregionen und die Ableitung der Schütterwirkung am Standort kombiniert, um die Wahrscheinlichkeit zu bestimmen, dass eine Bodenbewegung einer bestimmten Stärke am Standort in einem festgelegten Zeitraum eintritt oder überschritten wird.

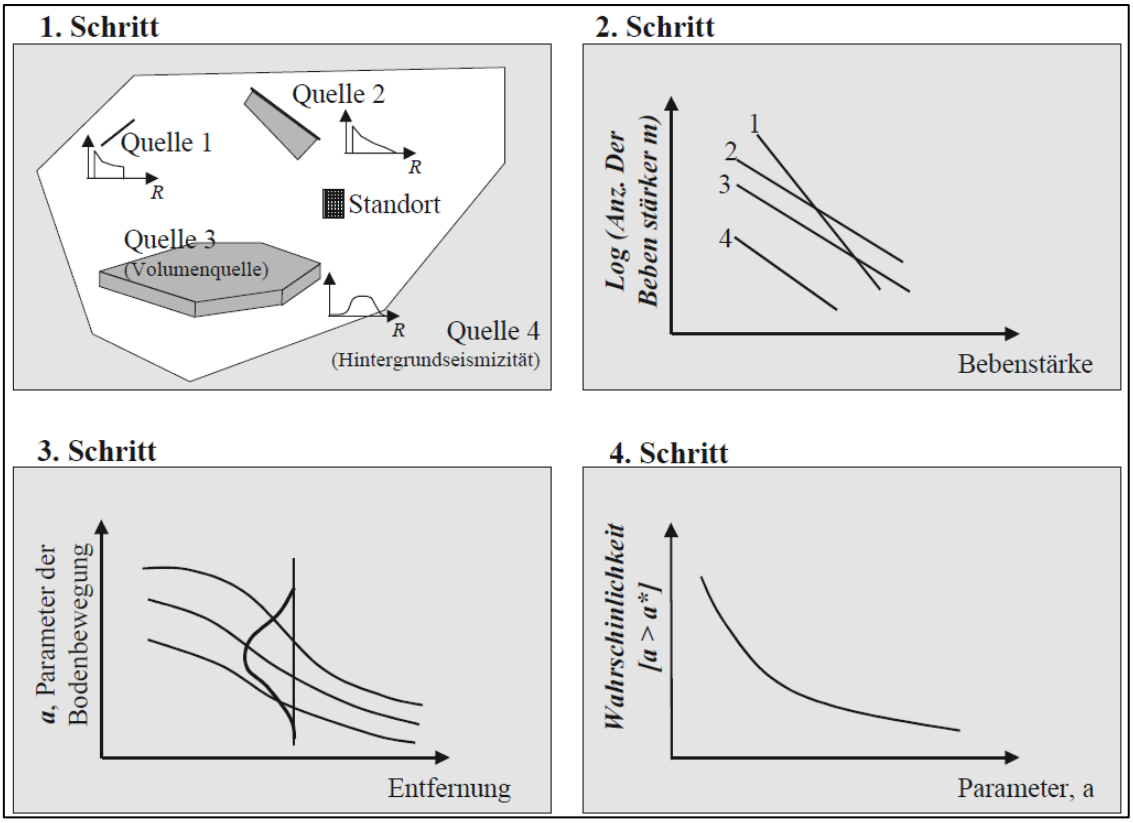

Abb. 4.20 Grundlegende Schritte einer probabilistischen seismischen Gefährdungsanalyse /REI 90/

Bei der probabilistischen seismischen Gefährdungsanalyse werden die Unsicherheiten in der Regel über das Gefährdungsintegral in die Berechnungen einbezogen. Bezüglich der Unsicherheiten kann zwischen zwei Arten unterschieden werden. Im Folgenden werden hierzu die Begriffe „aleatorisch“ und „epistemisch“ gebraucht. Unter der epistemischen Unsicherheit versteht man die wissenschaftliche Unsicherheit bei der Bestimmung einer Größe infolge zu geringer Informationen und Daten, daher wird sie häufig auch als Modellunsicherheit bezeichnet. Die aleatorische Variabilität hingegen ist die Zufälligkeit einer Größe (z. B. der Bodenbeschleunigung), welche durch die Standardabweichung ausgedrückt werden kann.

4.3.3 Ermittlung der seismischen Standortgefährdung

Nachdem vorstehend die Grundlagen und das allgemeine Vorgehen bei der PSHA erläutert wurden, wird im Folgenden auf einzelne wesentliche Aspekte der aktuellen Vorgehensweise zur Ermittlung der Standortgefährdung nach KTA eingegangen.

Obgleich die probabilistische seismische Gefährdungsanalyse noch keinen Eingang in die alte Fassung der KTA 2201.1 des Jahres 1990 /KTA 90/ fand, ist sie jedoch auch in Deutschland seit vielen Jahren bereits in der Praxis für kerntechnische Anlagen angewendet worden. Das Bemessungserdbeben ist nach aktueller Fassung der KTA 2201.1 /KTA 11/ nun basierend auf einer deterministischen und einer probabilistischen Standortgefährdungsanalyse (seismischen Gefährdungsanalyse) festzulegen.

Die probabilistische Bestimmung der Kenngrößen des Bemessungserdbebens erfolgt für eine jährliche Überschreitenswahrscheinlichkeit von 10^{-5} pro Jahr, für welche die seismischen Einwirkungen als 50 %-Quantil angegeben werden dürfen. Dies war bereits Praxis bei der seismologischen Begutachtung der deutschen Kernkraftwerkstandorte als die /KTA 90/ noch Gültigkeit besaß. Für kerntechnische Anlagen sind international Überschreitenswahrscheinlichkeiten zwischen 10^{-4} und 10^{-5} pro Jahr üblich, wobei bei ersterer Überschreitenswahrscheinlichkeit in der Regel 84 %-Quantile oder Erwartungswerte genutzt werden.

Paläoseismologische Befunde (vorgeschichtliche Erdbeben) sind zu berücksichtigen. Bei Vorliegen paläoseismologischer Untersuchungsergebnisse können diese zur Bestimmung maximaler Erdbebenstärken einer Verwerfung beitragen.

Unsicherheiten sind laut /KTA 11/ explizit zu berücksichtigen. Für deutsche Standorte erfolgte die Berücksichtigung von Unsicherheiten unterschiedlich umfangreich. Es wurden z. B. Sensitivitätsanalysen durchgeführt bei denen einzelne Parameter variiert wurden, um deren Einfluss auf das Gesamtergebnis zu untersuchen.

Die Berücksichtigung der beiden Unsicherheitsarten (aleatorisch und epistemisch) kann in der PSHA auf unterschiedliche Weise erfolgen. Während über aleatorische Variabilitäten zu integrieren ist, sind epistemische Unsicherheiten z. B. durch verschiedene Zweige von Entscheidungsbäumen zu behandeln. Bei der Weiterentwicklung der Elemente und Modelle der PSHA in den letzten Jahren hat die Berücksichtigung von epistemischen (Modell-) Unsicherheiten stark an Bedeutung gewonnen, was zum einen mit der Logischen-Baum-Methode, die bereits vielfach Anwendung gefunden hat, oder mit der Monte-Carlo-Methode erfolgen kann.

Die Erdbebengefährdung wird international meist mit Magnituden als Eingabeparameter berechnet, sowie unter Verwendung empirischer spektraler Ground-Motion-Abnahmebeziehungen, welche international als Ground-Motion Prediction Equations (GMPE) bezeichnet werden. Hierzulande werden zwar zur Ermittlung der Gefährdung seit über zehn

Jahren auch zunehmend GMPE eingesetzt, jedoch wird häufig primär auf Basis von Intensitätsabnahmebeziehungen gearbeitet. Von GMPE wurde meist nur zusätzlich bei der deterministischen Gefährdungsanalyse Gebrauch gemacht, beispielsweise bei der Begutachtung von Zwischenlagern. Als Folge der Einführung der neuen KTA 2201.1 /KTA 11/ ist die Anwendung von GMPE nahezu unvermeidbar; zumindest eine parallele Nutzung zu den Intensitätsabnahmebeziehungen ist erforderlich.

Die Vorgabe, das maßgebende Erdbeben der seismotektonischen Einheit, in der sich der Standort befindet, „in der Nähe des Standortes“ anzusiedeln, wird in /KTA 11/ mit der Formulierung „bis maximal 10 km“ konkretisiert. In der Vergangenheit wurde die alte Vorgabe teilweise so interpretiert, dass das Erdbeben direkt unter dem Standort anzusetzen sei (Entfernung 0 km), was bei Anwendung von empirischen Ground-Motion-Abnahmebeziehungen zu numerischen Schwierigkeiten führen kann.

Im Anschluss an die probabilistische Analyse ist eine Deaggregation durchzuführen, was zur Untersuchung des jeweiligen Beitrages der einzelnen Regionen zur Gesamtgefährdung des Standortes dient. Auf diese Weise können maßgebende Erdbebenszenarien ermittelt werden. Auch wird so eine Überschaubarkeit und Nachvollziehbarkeit von probabilistischen Berechnungen - die eine Vielzahl von Varianten beinhalten - ermöglicht.

Das Ergebnis jeder Erdbebengefährdungsberechnung sind Bemessungsantwortspektren. Es ergeben sich zwei prinzipielle Möglichkeiten zur Angabe der Ergebnisse für die weitere Verwendung der Antwortspektren für baudynamische Berechnungen. So können einerseits Berechnungen auf Basis eines einhüllenden Bemessungsantwortspektrums durchgeführt werden. Grundsätzlich ist hier kein Bezug zu einem bestimmten Erdbebenszenario gegeben, weil sich jenes Antwortspektrum aus der maximalen Erschütterungseinwirkung verschiedener Erdbeben aus unterschiedlichen Quellregionen zusammensetzt. Dieses einhüllende Antwortspektrum ist die konservative und einfachste Methode für Bauwerksberechnungen mittels Antwortspektren, da es nur ein Bemessungsantwortspektrum gibt. Anderseits können die für die Gefährdung des Standortes maßgeblichen Erdbebenszenarien ermittelt werden. Bei der DSHA werden nur „worst case“-Szenarien untersucht, während sich bei der PSHA die Erdbeben, welche die Hauptbeiträge zur Gefährdung liefern, erst aus der Deaggregation ergeben. Bei fortschrittlicheren volldynamischen Bauwerksberechnung mittel Zeitverlaufsberechnungen, für welche synthetische Zeitverläufe kompatibel zum Antwortspektrum generiert werden, ist es sinnvoll, einzelne Erdbebenszenarien heranzuziehen.

Für das Bodenantwortspektrum ist gemäß /KTA 11/ der Bezugshorizont anzugeben. Die Kenntnis des Bezugshorizontes ist erforderlich, um das Bodenantwortspektrum erforderlichenfalls auf einen anderen Bezugshorizont (z. B. das Fundament eines Gebäudes) umrechnen zu können. Insbesondere für die Durchführung bodendynamischer Berechnungen ist eine eindeutige Angabe des Bezugshorizontes des Antwortspektrums wichtig.

4.3.4 Erdbebenrelevante Regelwerke

Zum einen ist das kerntechnische Regelwerk zu beachten, zum anderen teilweise aber auch das konventionelle Regelwerk. Aufgrund der Komplexität der Regelwerkslage wird an dieser Stelle zunächst ein kurzer Überblick zum relevanten Regelwerk geben.

Zur Zeit der Planung und Erstellung der meisten kerntechnischen Anlagen in Deutschland waren als übergeordnetes kerntechnisches Regelwerk noch die Sicherheitskriterien des Bundesministeriums des Inneren (BMI) /BMI 77/ maßgebend, welche zwischenzeitlich durch die Sicherheitsanforderungen an Kernkraftwerke des BMU /BMU 15/ ersetzt wurden. Darüber hinaus werden Details durch den Kerntechnischen Ausschuss (KTA) mit der Sicherheitstechnischen Regel KTA 2201 „Auslegung von Kernkraftwerken gegen seismische Einwirkungen“ festgelegt.

Die KTA 2201 besteht aus sechs unterschiedlichen Teilen verschiedener Veröffentlichungsjahre (vergl. Tab. 4.9). Allerdings ist für die Ermittlung der Standortgefährdung nur Teil 1 „Grundsätze“ von Relevanz. In der Fassung von 2011 /KTA 11/ wird die Ermittlung der Standortgefährdung in Kap. 3 „Festlegung der Erdbebeneinwirkung“ geregelt.

Tab. 4.9 Teile der KTA 2201 „Auslegung von Kernkraftwerken gegen seismische Einwirkungen“ /KTA 11/ und Überarbeitungsstand

KTA-Nr.	Titel	Fassung	frühere Fassung
2201.1	Teil 1: Grundsätze	2011-11	1975-06, 1990-06
2201.2	Teil 2: Baugrund	2012-11	1982-11, 1990-06
2201.3	Teil 3: Bauliche Anlagen	2013-11	-
2201.4	Teil 4: Anlagenteile	2012-11	1990-06
2201.5	Teil 5: Seismische Instrumentierung	2015-11	1977-06, 1990-06, 1996-06
2201.6	Teil 6: Maßnahmen nach Erdbeben	2015-11	1992-06

Im Unterschied zu den Normen des konventionellen Bauwesens, die sich bei der Ermittlung der Erdbebeneinwirkung auf vorab festgelegte Gefährdungskarten stützen (siehe Abb. 4.21), wird in der KTA 2201 /KTA 11/ eine standortspezifische Ermittlung der Erdbebeneinwirkung gefordert, da nur so lokale Effekte ausreichend erfasst werden und somit das in der Kerntechnik erforderliche Sicherheitsniveau erreicht wird. Dazu werden für jeden Standort individuell seismologische Standortgutachten herangezogen.

Im Vergleich mit internationalen Normen kommen oftmals Missverständnisse hinsichtlich der Definition des Bemessungserdbebens, das im Englischen als Design Basis Earthquake (DBE) bezeichnet wird, auf. In der KTA 2201.1 (Fassung 2011-11) /KTA 11/ wird das Bemessungserdbeben begrifflich wie folgt definiert:

„*Das Bemessungserdbeben ist das für die Auslegung gegen seismische Einwirkungen maßgebende Erdbeben. Auf der Grundlage des Bemessungserdbebens werden die ingenieurseismologischen Kenngrößen festgelegt. Unter Bemessungserdbeben können auch mehrere maßgebliche Erdbeben oder die für die Auslegung maßgeblichen Bodenbewegungen am Standort der Anlage verstanden werden.*“

Das s. g. „Inspektionsniveau“ ist nur hinsichtlich der nach einem Erdbeben durchzuführenden Maßnahmen (geregelt in KTA 2201.6) relevant.

Gemäß KTA 2201.1 erfolgt auch eine Einteilung der baulichen Anlagen und Anlagenteile in die Klasse I, IIa und IIb, die wie folgt festgelegt wurden:

- „Klasse I
  Anlagenteile und bauliche Anlagen, die zur Erreichung der unter Abschnitt 1 genannten Schutzziele und zur Begrenzung der Strahlenexposition erforderlich sind.

- Klasse IIa
  Anlagenteile und bauliche Anlagen, die nicht zur Klasse I gehören, die aber durch bei einem Erdbeben an ihnen möglicherweise entstehenden Schäden und deren Folgewirkungen Anlagenteile oder bauliche Anlagen der Klasse I in ihrer sicherheitstechnischen Funktion beeinträchtigen können.

- Klasse IIb
  Alle sonstigen Anlagenteile und baulichen Anlagen.“ /KTA 11/

Die Bauwerke der Klasse I sind so auszulegen, dass sie ihre jeweilige sicherheitstechnische Funktion im Falle eines Erdbebens erfüllen. In der Regel folgt daraus, dass keine plastischen Verformungen auftreten dürfen, sondern dass das Tragwerk während des Bebens im elastischen Zustand verbleibt. Bei Stahlbeton wird dies als Zustand I bezeichnet. Dadurch soll vermieden werden, dass Risse auftreten, durch welche z. B. radioaktive Stoffe austreten könnten.

Die in der KTA 2201.1 geforderte seismische Gefährdungsanalyse wird im Abschnitt 4.3.3 beschrieben.

Im Folgenden wird nun auf die wichtigsten in Deutschland geltenden konventionellen Baunormen eingegangen, da sie auch für bauliche Anlagen in Kernkraftwerken zur Anwendung kommen, die nicht nach KTA 2201 ausgelegt werden müssen (bauliche Anlagen der Erdbebenklasse IIb).

Die Erdbebenbaunormen dienen einerseits zur Ermittlung der Erdbebenlasten für konventionelle Bauwerke (z. B. mittels Erdbebenzonen, siehe Abb. 4.21) und andererseits zu deren Bemessung. Auch sie wurden im Laufe der Jahre geändert, um den aktuellen Stand von Wissenschaft und Technik zu berücksichtigen. Mit Einführung der harmonisierten europäischen Baunormen, der sogenannten Eurocodes, wurde eine weitere Anpassungen der einschlägigen DIN-Normen erforderlich, da die Übernahme der Eurocodes in das nationale Normenwerk verpflichtend war. In Deutschland wurden allerdings die Eurocodes der Reihe EN 1998 noch nicht bauaufsichtlich eingeführt. Die nachfolgende Tab. 4.10 listet einige wichtige Normen chronologisch auf.

Tab. 4.10 Entwicklung kerntechnisch relevanter Teile der deutschen Erdbebennormung im Bauwesen

Veröffentlichung	Norm	Referenz
04.1981	DIN 4149-1: Bauten in deutschen Erdbebengebieten; Lastannahmen, Bemessung und Ausführung üblicher Hochbauten	/DIN 81/
07.2004	DIN 19700-10: Stauanlagen - Teil 10: Gemeinsame Festlegungen	/DIN 04/
04.2005	DIN 4149: Bauten in deutschen Erdbebengebieten - Lastannahmen, Bemessung und Ausführung üblicher Hochbauten	/DIN 05/
12.2010	DIN EN 1998-1: Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben - Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbauten; Deutsche Fassung EN 1998-1:2004 + AC:2009	/DIN 10b/
12.2010	DIN EN 1998-5: Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben - Teil 5: Gründungen, Stützbauwerke und geotechnische Aspekte; Deutsche Fassung EN 1998-5:2004	/DIN 10c/
01.2011	DIN EN 1998-1/NA: Nationaler Anhang - National festgelegte Parameter - Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben - Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbau	/DIN 11a/
07.2011	DIN EN 1998-5/NA: Nationaler Anhang - National festgelegte Parameter - Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben - Teil 5: Gründungen, Stützbauwerke und geotechnische Aspekte	/DIN 11b/
10.2018	DIN EN 1998-1/NA:2018-10 – Entwurf: Nationaler Anhang - National festgelegte Parameter - Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben - Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbau	/DIN 18/

Die eurocodebasierte Erdbebennormung zur Einwirkungsermittlung im konventionellen Bauwesen setzt sich zusammen aus der DIN EN 1998-1:2010-12 „Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbauten“ /DIN 10a/ und der DIN EN 1998-1/NA:2011-01 /DIN 11a/, dem s. g. Nationalen Anhang. In diesem findet sich beispielsweise auch die Karte der deutschen Erdbebenzonen (vgl. Abb. 4.21). Die Grenzen zwischen den Erdbebenzonen 0 – 1 – 2 – 3 sind Isolinien mit einer mittleren Wiederkehrperiode von 475 Jahren, was einer Überschreitenswahrscheinlichkeit von 10 % in 50 Jahren entspricht. Jeder Zone ist eine Intensität der EMS-98 (Europäische

Makroseismische Skala) zugeordnet (siehe Tab. 4.11). Die Erdbebenzone eines Standorts ist überdies detailliert in verschiedenen Tabellenwerken zu finden. Als zonenspezifischer Einwirkungsparameter gilt ein Referenz-Spitzenwert der Bodenbeschleunigung a_{gR}, der in Tab. 4.11 den Erdbebenzonen zugeordnet ist.

Abb. 4.21 Probabilistische Erdbebenzonen für das Gebiet der Bundesrepublik Deutschland /DIN 11a/

Tab. 4.11 Intensitätsintervalle und Referenz-Spitzenwerte der Bodenbeschleunigung /DIN 11a/

Erdbebenzone	Intensitätsintervall	Referenz-Spitzenwert der Boden-beschleunigung a_{gR} [m/s²]
0	$6 \leq I < 6{,}5$	-
1	$6{,}5 \leq I < 7$	0,4
2	$7 \leq I < 7{,}5$	0.6
3	$7{,}5 \leq I$	0,8

Der Eurocode /DIN 10b/ hat das Ziel, bei Erdbeben sicherzustellen, dass:

- menschliches Leben geschützt wird,
- Schäden begrenzt bleiben und
- wichtige Bauwerke zum Schutz der Bevölkerung funktionstüchtig bleiben.

Sonderbauwerke, wie Kernkraftwerke oder große Talsperren, von denen im Erdbebenfall besondere Gefahren ausgehen könnten, gehören nicht zum Anwendungsbereich dieser Norm. Dennoch stellt diese Erdbebennorm /DIN 10b/ eine wichtige und wesentliche Normungsgrundlage dar, aus der auch Informationen in die aktuelle KTA 2201 /KTA 11/ eingeflossen sind.

Das Regelwerk /DIN 10b/ gilt für den Entwurf, die Bemessung und die Konstruktion von Bauwerken des Hoch- und Ingenieurbaus in Erdbebengebieten. Dabei wird die Bemessungs-Erdbebeneinwirkung bezüglich der Anforderungen an die Standsicherheit auf folgenden Grundlagen definiert:

- der Referenz-Erdbebeneinwirkung mit einer Referenz-Überschreitungswahrscheinlichkeit P_U in 50 Jahren oder einer Referenz-Wiederkehrperiode T_U, und
- der Bedeutungsbeiwert γ_I, welche dazu dient, die erforderlichen Zuverlässigkeit differenzieren zu können.

Die Bemessungs-Erdbebeneinwirkung wird bezüglich der Anforderungen an die Schadensbegrenzung auf der Grundlage der Referenz-Erdbebeneinwirkung mit einer Referenz-Überschreitungswahrscheinlichkeit P_S in 10 Jahren oder einer Referenz-Wiederkehrperiode T_S. definiert.

Die empfohlenen Werte bezüglich der Standsicherheit sind P_U = 10 % und T_U = 475 Jahre. Die empfohlenen Werte bezüglich der Schadensbegrenzung sind P_S = 10 % und T_S = 95 Jahre. Jeder Mitgliedstaat kann diese Werte im nationalen Anhang festlegen.

Allgemein gilt: Wenn P_N eine Überschreitungswahrscheinlichkeit in N Jahren ist, dann wird die Überschreitungswahrscheinlichkeit für 1 Jahr wie folgt berechnet:

$$P_1 = 1 - (1 - P_N)^{1/N}$$

Die mittlere Wiederkehrperiode wird dann entsprechend wie folgt bestimmt: $T = 1 / P_1$.

Für N = 50 Jahre und P_N = 0,1 wird dann P_1 = 0,002105 und T = 475,1 Jahre.

Für N = 10 Jahre und P_N = 0,1 wird dann P_1 = 0,010481 und T = 95,4 Jahre.

Eine Differenzierung der Zuverlässigkeit wird durch die Einteilung der Bauwerke in unterschiedliche Bedeutungskategorien erreicht. Jeder Bedeutungskategorie ist ein Bedeutungsbeiwert γ_I zugeordnet (siehe Tab. 4.12 aus /DIN 11a/). Dieser Beiwert sollte derart ermittelt werden, dass er einem höheren oder niedrigeren Wert der Wiederkehrperiode der Erdbebeneinwirkung entspricht. Die unterschiedlich hohen Zuverlässigkeitsstufen erhält man durch Multiplikation der Referenz-Erdbebeneinwirkung oder (bei linearer Berechnung) der entsprechenden Auswirkungen mit diesem Bedeutungsbeiwert.

In den Kombinationen von Einwirkungen für Bemessungssituationen bei Erdbeben wird der Bemessungswert der Erdbebeneinwirkung A_d durch Multiplikation des charakteristischen Werts der Erdbebeneinwirkung A_k und des Bedeutungsbeiwertes γ_I definiert: $A_d = A_k \cdot \gamma_I$. (siehe /DIN 10/ und Kap. 4.3). Somit kann angenommen werden, dass der Bedeutungsbeiwert eine ähnliche Funktion wie der Teilsicherheitsbeiwert (wie z. B. bei anderen Einwirkungen) einnimmt.

Tab. 4.12 Bedeutungskategorien und Bedeutungsbeiwerte

Bedeutungskategorie	Bauwerke	Bedeutungsbeiwert γ_I
I	Bauwerke ohne Bedeutung für den Schutz der Allgemeinheit, mit geringem Personenverkehr (z. B. Scheunen, Kulturgewächshäuser, usw.).	0,8
II	Bauwerke, die nicht zu den anderen Kategorien gehören (z. B. kleinere Wohn- und Bürogebäude, Werkstätten, usw.).	1,0
III	Bauwerke, von deren Versagen bei Erdbeben eine große Anzahl von Personen betroffen ist (z. B. große Wohnanlagen, Schulen, Kaufhäuser, usw.).	1,2
IV	Bauwerke, deren Unversehrtheit im Erdbebenfall von hoher Bedeutung für den Schutz der Allgemeinheit ist (z. B. Krankenhäuser, wichtige Einrichtungen des Katastrophenschutzes, der Feuerwehr und der Sicherheitskräfte usw.).	1,4

In Tab. 4.12 ist der Bedeutungsbeiwert γ_I für die Referenzwiederkehrperiode T_R = 475 Jahre definiert. Carvalho erklärt in /CAR 11/, dass die Bestimmung der Bedeutungsbeiwerte in EN1998 /DIN 10b/ auf folgender Beziehung basiert:

$$\gamma_I \approx (T_I / T_R)^{-1/k}$$

Dabei wird für Bedeutungskategorie I eine Wiederkehrperiode T_I zu Grunde gelegt. Dann kann für jede Bedeutungskategorie die Wiederkehrperiode wie folgt ermittelt werden:

$$T_I = T_R / \gamma_I^{-k}$$

In /CAR 11/ wird angegeben, dass der Faktor *k* von der seismischen Aktivität abhängt. Verallgemeinert kann jedoch ein Wert von k = 3 angenommen werden. Dann werden mit Bezug auf Tab. 4.12 folgende Werte ermittelt:

- $I = I\gamma_I = 0{,}8T_I$ = 243 Jahre,
- $I = II\gamma_I = 1{,}0T_{II}$ = 475 Jahre,
- $I = III\gamma_I = 1{,}2T_{III}$ = 821 Jahre,
- $I = IV\gamma_I = 1{,}4T_{IV}$ = 1304 Jahre.

Im Eurocode /DIN 07/ wird für die Bedeutungskategorie IV ein Bedeutungsbeiwert von $\gamma_I = 1{,}6$ (statt 1,4) verwendet. Somit kann für diese Kategorie folgender Wert ermittelt werden:

- $I = IV\gamma_I = 1{,}6T_{IV} = 1950$ Jahre.

In den USA entwickelten sich in den 1990er Jahren funktionsorientierte seismische Bemessungskonzepte. Dabei werden verschiedene Erdbebenstärken (Hazard Levels) und Schädigungsstufen bzw. Performancestufen (Performance Levels) definiert. Die Verknüpfung gewünschter maximal tolerierbarer Schädigungsstufen bei definierten Erdbebenstärken ergeben die Bemessungsziele (Performance Objectives). In dem im Jahr 2000 veröffentlichten Dokument /ASM 00/ wurden vier Stufen der Erdbebenstärke mit entsprechenden Überschreitungswahrscheinlichkeiten und Wiederkehrperioden definiert (siehe Tab. 4.13). Basierend auf diesen Überschreitungswahrscheinlichkeiten müssen entsprechende Erdbebeneinwirkungen (z. B. die Spitzenwerte der Bodenbeschleunigung) den vier Schädigungsstufen bzw. Performancestufen (Performance Levels) gegenübergestellt werden.

Tab. 4.13 Verknüpfung der Erdbebenstärken mit den Performancestufen /ASM 00/

Erdbebenstärken-häufigkeit	Überschreitungswahr-scheinlichkeit	Wieder-kehr-pe-riode (Jahre)	Bauwerks-per-formance-Niveau
häufig	50 % in 50 Jahren	72	funktionsfähig
gelegentlich	20 % in 50 Jahren	225	sofort beziehbar
selten	10 % in 50 Jahren	475	sicher
sehr selten	2 % in 50 Jahren	2475	einsturzgefährdet

4.3.5 Grundlagen der kerntechnischen Auslegung baulicher Anlagen gegen Erdbeben

4.3.5.1 IAEA-Richtlinien

Die Internationale Atomenergie-Organisation (International Atomic Energy Agency, IAEA) beschreibt die allgemeine Vorgehensweise zur sicheren Auslegung von kerntechnischen Anlagen gegen seismische Einwirkungen. In den Richtlinien SSG-9 /IAE 10/ und NS-G-1.6 /IAE 03a/ wurden Empfehlungen zur Bestimmung der seismischen Einwirkungen und der entsprechenden Bemessung von Kernkraftwerken dargestellt. Diesen Emp-

fehlungen liegen die Sicherheitsanforderungen an die Bemessung von Kernkraftwerken aus SSR-2/1 /IAE 16a/ zu Grunde.

In der Sicherheitsrichtlinie NS-G-1.6 /IAE 03a/ wird das grundlegende Sicherheitskonzept zur Auslegung von Kernkraftwerken gegen Erdbeben dargelegt. Dabei wird zwischen einem Sicherheitserdbeben (SSE - Safe Shutdown Earthquake) und einem Auslegungserdbeben (OPE - Operation Basis Earthquake) unterschieden. Das Sicherheitserdbeben bezieht sich auf sicherheitstechnische Aspekte. Während und nach dem Eintreten des Sicherheitserdbeben müssen alle Funktionen für das sichere Abfahren der Anlage und die Abfuhr der Nachzerfallswärme gewährleistet sein. Auch muss der Einschluss der radioaktiven Spaltprodukte sichergestellt sein. Das Auslegungserdbeben bezieht sich auf die operativen Aspekte. Es muss nachgewiesen werden, dass bei einem Auslegungserdbeben die Anlage weiter betrieben werden kann. Die Bauwerksstrukturen, aber auch Anlagensysteme und Komponenten werden bezüglich ihrer sicherheitstechnischen Bedeutung bei seismischen Ereignissen in Klassen eingeteilt, um einen sicherheitsorientierten Ablauf bei der kerntechnischen Auslegung zu erlauben. Die nachfolgende Tab. 4.14 basiert auf /IAE 03a/ (siehe auch /SAD 11/).

Tab. 4.14 Seismische Klassifizierung der Bauwerke sowie Anlagen und Systeme

Klasse	Beschreibung	Beispiele
1	Anlagenteile sowie deren stützende Strukturen, die – bei Versagen infolge eines Erdbebens direkt oder indirekt einen Unfall verursachen können, – für die Abschaltung des Reaktors, für den Verbleib des Reaktors im abgeschalteten Zustand, für das Abführen der Nachzerfallswärme über einen ausreichenden Zeitraum und für diesbezüglich funktionsrelevante Überwachungs- und Steuerungsgerätschaften benötigt werden, – für die Vermeidung oder Verringerung einer Freisetzung radioaktiver Stoffe erforderlich sind.	Reaktorgebäude mit Containment, Maschinenhaus (SWR), Strukturen und Bauwerke, die Systeme der Reaktorschnell-abschaltung, Stromversorgung, Messtechnik und Überwachung einhausen oder stützen
2	Anlagenteile, welche die sicherheitsrelevanten Funktionen der Anlagenteile in Klasse 1 oder 3 sowie irgendwelche sicherheitsrelevanten Anlagenvorgänge – aufgrund ihrer räumlichen Anordnung durch Versagen, Herunterfallen oder Ablösung infolge Erdbeben gefährden können, – angesichts ihrer Interaktionsmöglichkeiten	Maschinenhaus (DWR), Abluftkamin, Kühlwasser-Einlaufbauwerk, Zugangsstraßen

Klasse	Beschreibung	Beispiele
	z. B. durch Freisetzung gefährlicher Stoffe, Feuer oder Überflutung sowie sonstiger erdbebeninduzierter Wechselwirkungen gefährden können, Anlagenteile, welche – nicht zur Bauwerksklasse 1 gehören, jedoch für die Vermeidung oder Beherrschung von Unfallzuständen (ausgelöst durch Ereignisse ausgenommen Erdbeben) über einen längeren Zeitraum benötigt werden, so dass währenddessen eine begründete Wahrscheinlichkeit für das Auftreten eines Sicherheitserdbebens besteht. – die Zugänglichkeit des Kraftwerkstandorts sicherstellen. – für die Umsetzung des Notfall-Evakuierungsplans erforderlich sind.	
3	Anlagenteile, die – eine radiologische Gefährdung darstellen können, jedoch nicht in Bezug auf den Reaktor.	Lager für abgebrannte Brennelemente oder radioaktiven Abfall
4	Anlagenteile, die – nicht der Bauwerksklasse 1, 2 oder 3 angehören.	Werkstätten, Kantine, Verwaltungsgebäude

Eine Zuordnung von Bau- bzw. Anlagenteilen in die seismischen Bauwerksklassen wird aufgrund des Reaktortyps und den standortspezifischen Randbedingungen durchgeführt. Damit werden alle Bau- bzw. Anlagenteile durch zugehörige seismische Bauwerksklasse und entsprechende Akzeptanzkriterien sorgfältig ausgerichtet.

4.3.5.2 Vorgehensweise bei einer kerntechnischen Auslegung

Um die seismische Einwirkung auf ein Bauwerk zu ermitteln sind vier Größen zu charakterisieren (siehe Abb. 4.22 aus /STU 86/): (1) Erdbebenquelle (Erdbebenherd), (2) Wirkung der Ausbreitungsbahn (Transmissionsweg), (3) örtliche Wirkung und (4) Boden-Bauwerk-Wechselwirkung.

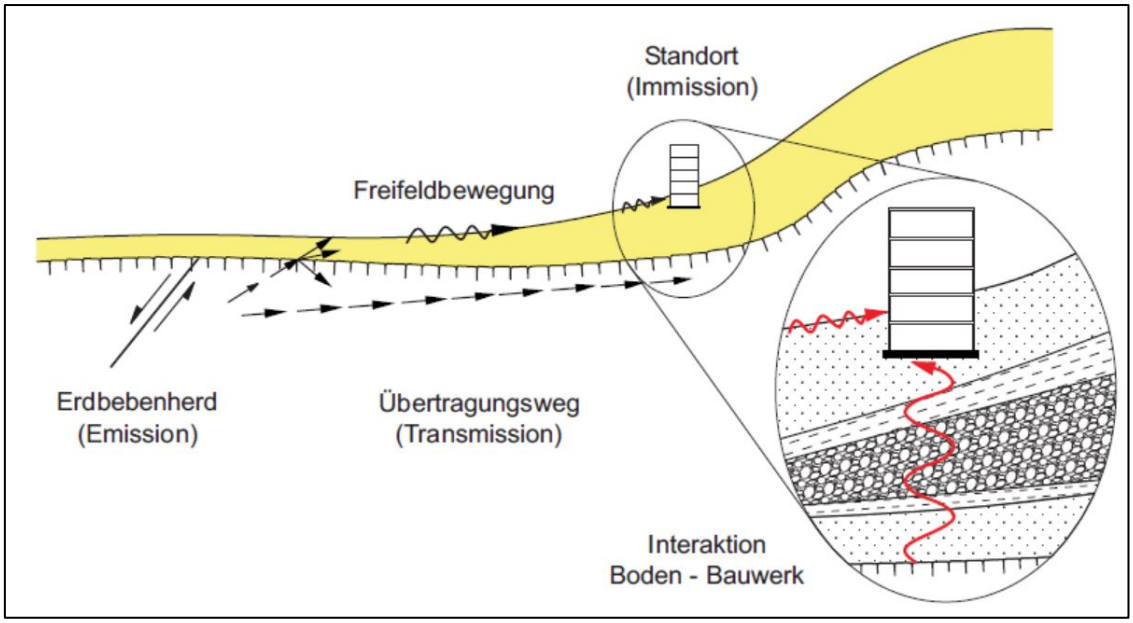

Abb. 4.22 Übertragung der Erschütterungen auf ein Bauwerk

Die Erdbebenquelle bedingt die anzunehmenden Erdbebenstärken und die Art möglicher Bruchmechanismen. Die Ausbreitungswirkung beeinflusst die Dämpfung der Wellen durch die Bodenstruktur. Die örtlichen Effekte entstehen aufgrund der seismischen Wellenausbreitung durch den Boden bis an die Oberfläche und sind für die frequenzabhängige Verstärkung oder Dämpfung der Wellenenergie verantwortlich. Das wird durch die Eigenschaften der einzelnen Bodenschichten und der Bodenprofilsgeometrie beeinflusst. Deshalb sind nicht nur seismologische Informationen, sondern auch die bodendynamischen Eigenschaften des Baugrunds für die bauliche Auslegung gegen Erdbeben notwendig. Die genannten Effekte verursachen die Freifeldbodenbewegung („free field ground motion“) an der Oberfläche. Es wird angenommen, dass das Bauwerk keinen Einfluss auf die Freifeldbodenbewegung hat.

Ein Bodenantwortspektrum wird als das wichtigste erdbebenrelevante Einwirkungscharakteristikum angesehen. Es wird für die horizontale und vertikale Richtungen sowie für ein bestimmtes Niveau (z. B. Geländeoberfläche) ermittelt. Zwei Beispiele für Bodenantwortspektren, eines aus der Schweiz (abhängig von der Dämpfung) und ein anderes aus den USA sind in Abb. 4.23 dargestellt.

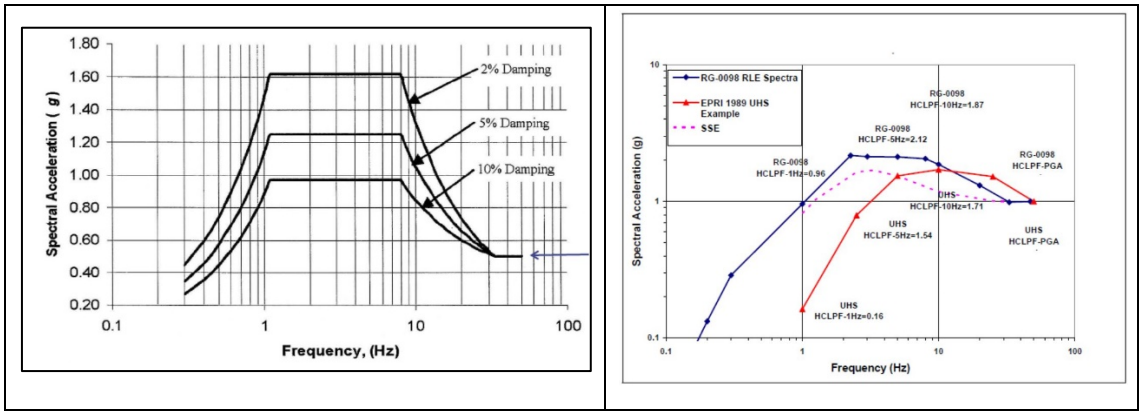

Abb. 4.23 Verschiedene Bodenantwortspektren (Schweiz (links) /KUR 11/ und USA (rechts) /NRC 10/)

Zusammen mit der Starkbewegungsdauer repräsentieren solche Spektren alle Informationen, die für die Bauauslegung notwendig sind. Die Ermittlung eines Bodenantwortspektrums für einen gegebenen Ort basiert auf zahlreichen seismologischen Untersuchungen und Auswertungen. Als Eingangsinformation können auch Zeitverläufe der Bodenbeschleunigung verwendet werden. Auch andere Zeitverläufe wie etwa Zeit-Verschiebungs-Funktionen oder Zeit-Geschwindigkeits-Funktionen können nützlich sein (siehe Abb. 4.24). Unter Berücksichtigung der Starkbewegungsdauer können Beschleunigungszeitverläufe aus dem Spektrum ermittelt werden.

Normalerweise ist die Lastannahme durch ein Bodenantwortspektrums im Freifeld (Oberfläche des tragfähigen Baugrundes) oder an der Oberkante des Felsuntergrunds vorhanden. Das Umwandeln dieser Einwirkung auf ein anderes Niveau, z. B. Fundamentunterkante, erfolgt durch eine Dekonvolution. Dabei erfolgt die Umrechnung normalerweise unter Berücksichtigung des nichtlinearen Bodenverhaltens. Dabei werden mögliche Streuungen der Bodeneigenschaften betrachtet. Die resultierenden Ergebnisse werden konservativ eingehüllt /SAD 11/.

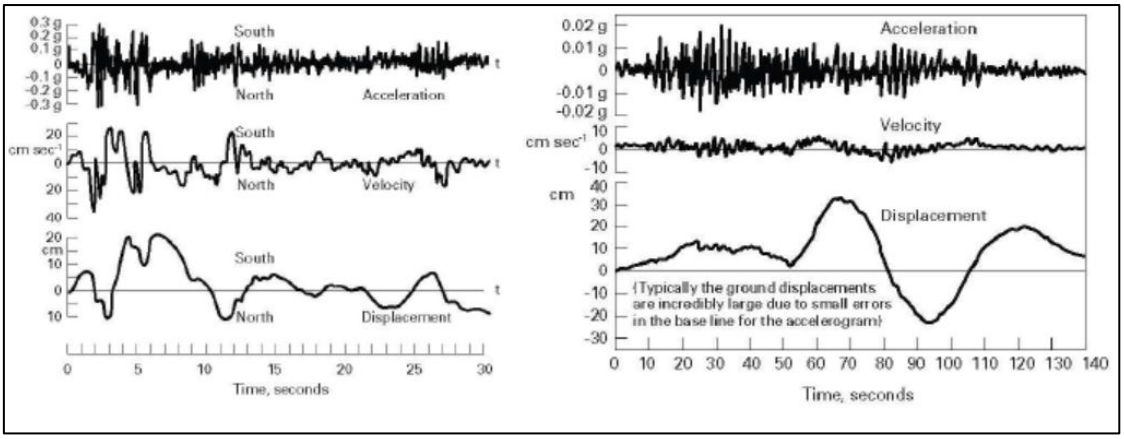

Abb. 4.24 Verschiedene Zeitverläufe /KUR 11/

Die Boden-Bauwerk-Wechselwirkung resultiert aus der Nachgiebigkeit des Bodens unter dem Fundament und der potenziellen Änderungen zwischen Fundament- und Freifeldbewegung. Diese Wechselwirkung bestimmt die tatsächlichen Lasten, welche sich aufgrund der Freifeldbewegung am Bauwerk-Fundament- entwickeln und ist hauptsächlich durch die Bauwerksmasse und Steifigkeit der Gründung zu erklären. Der Boden beeinflusst durch seine elastischen und dämpfenden Eigenschaften das Schwingungsverhalten eines Bauwerks. Die Wechselwirkung zwischen Bauwerk und Boden bzw. Baugrund kann einen nicht vernachlässigbaren Einfluss auf das dynamische Bauwerksverhalten ausüben. Dieser Einfluss ist von verschiedenen Randbedingungen abhängig. Man muss entscheiden, ob diese Wechselwirkung zu berücksichtigen ist oder ob Bauwerk und Boden getrennt untersucht werden können. Der Einfluss der Trägheitskräfte im Bauwerk zeigt sich besonders bei sehr massiven und sehr schlanken Bauwerken sowie bei großflächigen Fundamentplatten oder tiefen Einbettungen (siehe Abb. 4.25). Dabei ist zu beachten, dass die Bodeneigenschaften streuen und deswegen konservative Kennwerte verwendet werden müssen.

Der Boden-Bauwerk-Wechselwirkung wird durch folgende Schritte Rechnung getragen /SAD 11/: Für die Berücksichtigung der kinematischen Wechselwirkung wird die Bewegung des als masselos und starr angenommenen Bauwerks, welches im Baugrund eingebettet ist, bestimmt. Für die Berücksichtigung der trägen Wechselwirkung wird zuerst die Steifigkeit der Gründung und die Energieabstrahlung im Boden (dynamische Impedanzen) ermittelt. Danach wird das Bauwerkmodell, basierend auf den Impedanzen und angeregt durch schon ermittelte Fundamentbewegungen dynamisch berechnet.

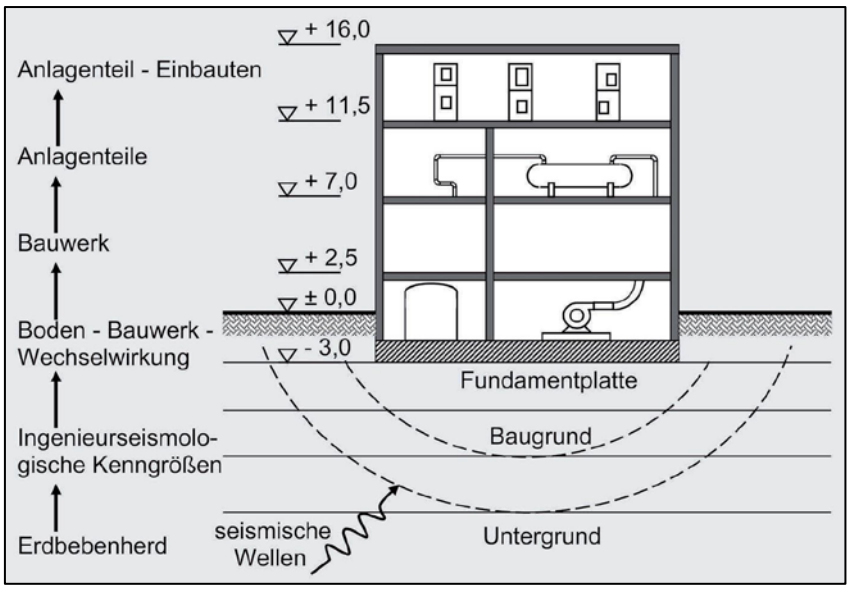

Abb. 4.25 Ablauf der Wirkung eines Erdbebens auf ein Bauwerk /HEN 09/

Die Bauwerksanalyse unter Einwirkung eines Erdbebens erfolgt mit Hilfe verschiedener Modelle und Rechenmethoden. Sie können mehr oder weniger detailliert und aufwendig sein. Der Detaillierungsgrad und die Berechnungsmethoden variieren je nach Bauwerkskomplexität und Berechnungszweck. Ein Balkenmodell eines typischen DWR-Reaktorgebäudes ist beispielweise in Abb. 4.26 dargestellt.

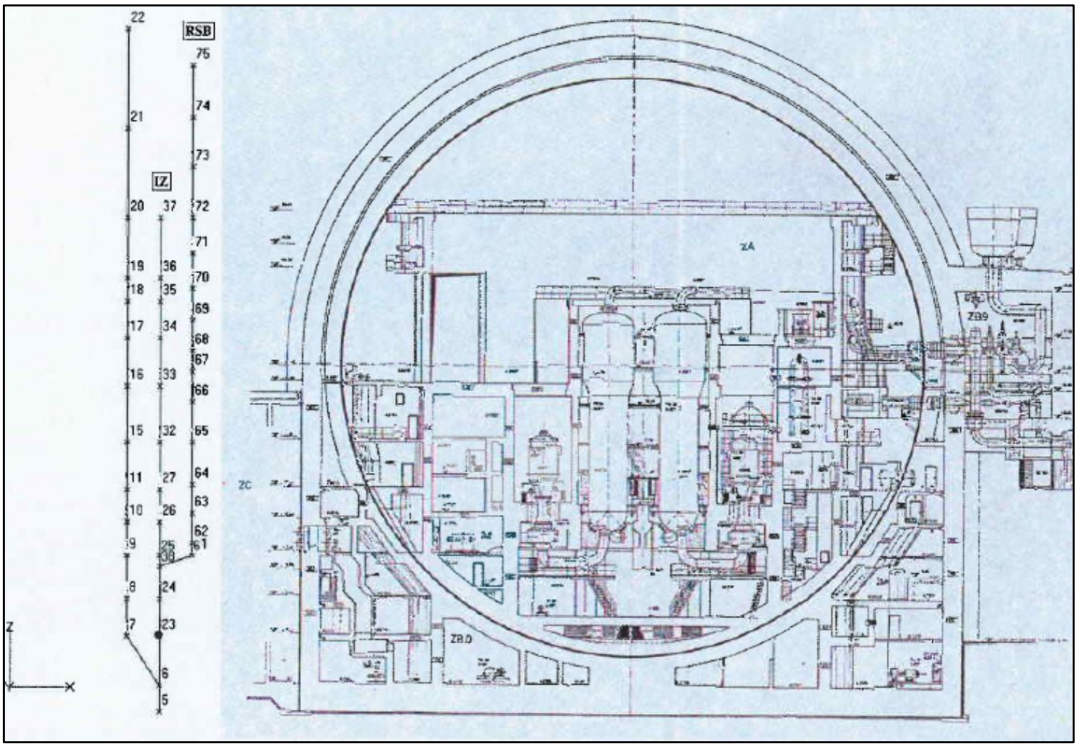

Abb. 4.26 Modell eines DWR-Reaktorgebäudes /WOE 04/

Ein 2D-Modell mit dem Ersatzkraftverfahren kann z. B. bei regelmäßigen und symmetrischen Bauwerken verwendet werden. Ein 3D-Modell kann bei komplexeren Bauwerken genutzt werden. Tab. 4.15 zeigt verschiedene Berechnungsverfahren mit entsprechenden Modelleigenschaften.

Tab. 4.15 Berechnungsverfahren und die zugehörigen Modelleigenschaften /SAD 11a/

	Ersatzkraft-verfahren	**Antwort-spektrum-verfahren**	**Frequenz-bereichs-analyse**	**Nichtlineare statische Berechnung**	**Nichtlineare / Lineare dynamische Berechnung (Zeitverlaufs-berechnung)**
Einsatz-bereich	regelmäßige Bauwerke	alle Bauwerke	alle Bauwerke	regelmäßige Bauwerke	alle Bauwerke
Erdbeben-anregung	Boden-antwort-spektrum	Boden-antwort-spektrum	Zeitverlauf	Boden-antwort-spektrum	Zeitverlauf
Modell	2D	2D / 3D	2D / 3D	2D	2D / 3D
Material-modell	linear	linear	linear	nichtlinear	nichtlinear
Berück-sich-tigte Eigenformen	Grundform	alle	-	Grundform	-
Dämpfungs-modell	viskos	viskos	viskos und hysteretisch	viskos	viskos und hysteretisch
Berück-sich-tigung Tor-sion	Amplifikati-onsfaktor	linear	linear	Amplifika-tionsfaktor	linear
Berück-sich-tigung Mate-rial-nicht-li-nearitäten*	q-Faktor	q-Faktor	nicht möglich	nichtlineares Material-mo-dell	Nichtlineares Materialmodell
Ergebnisse	Schnittkräfte und Verfor-mungen	Schnittkräf-te und Ver-formungen	Schnittkräfte und Verfor-mungen	lokaler Duk-tilitätsbedarf, Schnittkräfte und Verfor-mungen	lokaler Duktili-tätsbe-darf, Schnitt-kräfte und Verformun-gen
Typische An-wendung	Auslegung	Auslegung	Bauwerks-antwort-spektren (Etagen-ant-wort-spektren)	Überprüfung bestehender Bauwerke	Spezialbau-werke
Aufwand	niedrig	mittel	mittel	mittel	hoch

Das Antwortspektrumverfahren wird normalerweise für die Auslegung kerntechnischer Anlagen verwendet. Die Frequenzbereichsanalyse bzw. Zeitverlaufsberechnungen werden für die Bestimmung von Bauwerksantwortspektrum (Etagenantwortspektrum) genutzt. Beim Antwortspektrumverfahren werden zuerst durch Modalanalysen die Eigenfrequenzen des Bauwerks ermittelt. Danach wird die maximale Beschleunigung mit Hilfe des vorliegenden Antwortspektrums bestimmt. Die maximalen Lasten, die auf das Bauwerk wirken, werden dann berechnet. Dabei wird die Bauwerksmasse betrachtet. Als Ausgangsgrößen der Berechnung werden die Beanspruchungen (z. B. Schnittkräfte und Verformungen) ermittelt. Im Rahmen des Konzeptes der Eurocodes werden diese Beanspruchungen in erdbebenrelevanten Bemessungssituationen berücksichtigt. Dabei werden diese Beanspruchungen mit den Beanspruchungen, die infolge der ständigen und abgeminderten veränderlichen Lasten auftreten, kombiniert.

Ein Teil der Erdbebenenergie kann im Bauwerk mittels plastischem Materialverhalten aufgenommen werden. In einigen Berechnungsmethoden wird das durch einen q-Faktor ausgedrückt (siehe auch Tab. 4.15). Das plastische Verhalten macht das Bauwerk auch nachgiebiger. Dadurch nehmen die hohen Erdbebenbelastungen ab. Diese Wirkung kann bei der Bemessung von Bauwerken bzw. Industrieanlagen benutzt werden. Bei der Bemessung von kerntechnischen Anlagen wird dieser Effekt normalerweise jedoch nicht berücksichtigt /SAD 09/.

Die Bauwerksantwortspektren (Etagenantwortspektren) werden für die Auslegung von Anlagenteilen und Komponenten verwendet. Sie geben Informationen über die Anregung an einem bestimmten Punkt (auf einer bestimmten Ebene) im Bauwerk. Diese Anregung wird auch als Spektrum angegeben. Normalerweise werden die Etagenantwortspektren mittels der Frequenzbereichsanalyse generiert (siehe Abb. 4.27).

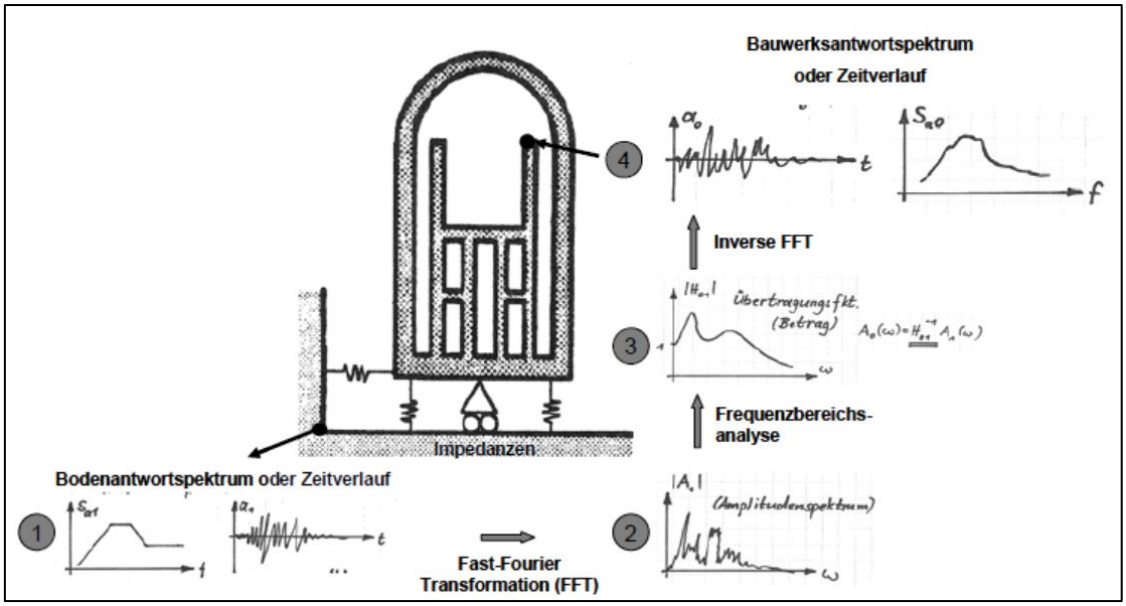

Abb. 4.27 Ermittlung der Bauwerksantwortspektren /SAD 11/

Danach werden die Etagenantwortspektren normalerweise eingehüllt und geglättet.

4.3.5.3 Kerntechnischer Auslegung in Deutschland

Die kerntechnische Auslegung (gemäß KTA 2201, Teil 1 /KTA 11/) fordert wesentlich höhere Erdbebenlasten, als es das vorstehend genannte konventionelle Regelwerk (DIN-Normung) für den gleichen Standort tut. So beträgt die zu berücksichtigende mittlere Wiederkehrperiode gemäß /DIN 04/ und /DIN 11a/ 475 Jahren, während nach /KTA 11/ Erdbebenintensitäten zu berücksichtigen sind, die statistisch nur einmal in 100.000 Jahren auftreten. Darüber hinaus wird für die Auslegung sicherheitstechnisch relevanter Bauwerke von Kernkraftwerken gefordert, dass Risse hinsichtlich Häufigkeit und Größe begrenzt bleiben (d. h. der Stahlbeton muss vorrangig im sogenannten Zustand I (elastisch) bleiben).

Die KTA /KTA 11/ unterteilt die Bemessungskriterien für den Nachweis der Erdbebensicherheit in drei Klassen (siehe Kap. 4.3.4). Diese definiert die KTA /KTA 11/ wie folgt:

„(1) Anlagenteile und bauliche Anlagen der Klasse I sind hinsichtlich ihrer

a) Tragfähigkeit

b) Integrität

c) Funktionsfähigkeit

so nachzuweisen, dass sie ihre jeweilige sicherheitstechnische Aufgabe im Falle eines Erdbebens erfüllen.

H i n w e i s:
Zur Erfüllung dieser Anforderungen können für bauliche Anlagen zusätzliche Nachweise (z. B. Verformungs- und Rissbreitenbegrenzungen) erforderlich werden.

(2) Für Anlagenteile und bauliche Anlagen der Klasse IIa ist nachzuweisen, dass Anlagenteile und bauliche Anlagen der Klasse I bei Erdbeben nicht so beeinträchtigt werden, dass diese ihre sicherheitstechnischen Aufgaben nicht mehr erfüllen.

(3) Anlagenteile und bauliche Anlagen der Klasse IIb müssen nicht gegen das Bemessungserdbeben nach dieser Regel ausgelegt werden.“ /KTA 11/

Hierzulande sind darüber hinaus auch alle Kernkraftwerke nach KTA 2201 „Auslegung von Kernkraftwerken gegen seismische Einwirkungen“ /KTA 11/ zumindest gegen eine Intensität VI (EMS-98) auszulegen. Es sei angemerkt, dass zum Zeitpunkt der Errichtung der gegenwärtig noch in Betrieb befindlichen Kernkraftwerke der Bundesrepublik Deutschland die Bemessung nach /KTA 90/ (oder ältere Versionen) erfolgte. Die Mindestauslegung wurden seinerzeit in Form einer maximalen horizontalen Bodenbeschleunigung von 0,5 m/s² definiert. Dies bedeutet, dass solche Kraftwerke mindestens gegen eine Intensität von VI (EMS-98) bzw. gegen eine horizontale Bodenbeschleunigung von 0,5 m/s² auszulegen sind, selbst wenn die standortspezifische seismische Gefährdungsanalyse eine geringere Erdbebeneinwirkung ausweist.

Mit den vorstehend ermittelten Erdbebenlasten für sicherheitstechnisch relevante kerntechnische Bauwerke (z. B. Reaktorgebäude, Notstandsgebäude etc.) erfolgte die weitere bautechnische Auslegung der Widerstandsseite mittels jeweils gültiger DIN-Normen des Bauwesens unter Berücksichtigung besonderer Vorschriften seitens des kerntechnischen Regelwerkes.

Die Bemessung von nicht sicherheitstechnisch relevanten Bauwerken im Kernkraftwerksbereichen (z. B. Bürogebäude) erfolgte wie für konventionelle Bauwerke.

4.3.6 Probabilistische Risikobewertung in den USA

Besonderheiten der Entwicklung der Zuverlässigkeitstheorie der Bauwerke konnten in den USA beobachtet werden. Dort wurde eine Methodik entwickelt, um das Risiko aufgrund eines Erdbebens, das stärker ist als dasjenige gegen welches das betrachtete Kernkraftwerk ausgelegt ist, probabilistische zu bewerten. Danach wurde diese Methodik auf andere Bauwerke erweitert. Im der Anfangsphase, seit Ende der 1960er Jahre, entstanden Forschungsarbeiten von Cornell, Benjamin, Ellingwood, Shinozuka, Kennedy, Reed usw. /BEN 68/, /COR 68/, /BEN 70/, /VEN 75/, /COR 80/, /SHI 83a/, /KEN 84/, /ELL 85/, /SHI 88/, /RAV 89/, /REE 89/, /ELL 89/, /ELL 01/. Danach hat die NRC (US Nuclear Regulatory Commission) die Koordinierung für diese Entwicklung übernommen. Die grundlegenden Dokumente und Berichte wurden in dieser Phase veröffentlicht /ELL 83/ /ELL 85/, /BUD 85/, /EPR 88/, /EPR 91/, /EPR 94/, /RAV 95/, /ELL 96/, /BUD 98/, /KEN 99/, /EPR 06/, /EPR 13/. In Folge entstanden die Standards und Leitlinien wie /ASC 05/, /NRC 07/ und /ASC 16/.

Die in den USA entwickelte Methodik SPRA (Seismic Probabilistic Risk Assessment) wurde in Deutschland als seismische PSA (Probabilistische Sicherheitsanalyse) bezeichnet. Da eine vollprobabilistische seismische PSA sehr komplex und aufwendig ist, wurde in den USA die Methode des SMA (Safety Margin Assessment) entwickelt (siehe z. B. EPRI-Berichte), die weniger aufwändig ist. In Deutschland verwendet man die Methode „Sicherheitsreservefaktorverfahren“. Dieses Verfahren ist in /FAK 05/ dargestellt und folgt im Wesentlichen den Untersuchungen in /HOF 96/, welche wieder auf grundlegende Arbeiten in den USA zur SPRA und SMA basieren.

Der Fachband zu PSA-Methoden /FAK 05/ des deutschen PSA-Leitfadens beschreibt die seismische probabilistische Sicherheitsanalyse als dreistufiges Verfahren:

- Ermittlung der standortspezifischen Erdbebenhäufigkeiten zur Durchführung einer Erdbebengefährdungsanalyse des Standortes,
- Durchführung einer Versagensanalyse für Gebäudestrukturen, Komponenten und Systeme durch Ermittlung der Nachweismargen und der Wahrscheinlichkeit, dass sie erdbebenbedingt versagen,
- Erstellung der Ereignisbäume für die erdbebeninduzierten auslösenden Ereignisse und die Berechnung der Eintrittshäufigkeit von Gefährdungszuständen.

Die amerikanische Aufsichtsbehörde NRC /BUD 16/ beschreibt eine SPRA als eine probabilistische Analyse über die seismische Sicherheit eines Kernkraftwerks, dessen Endergebnis das Gesamtrisikoprofil der Anlage ist. Das „Risikoprofil“ bedeutet (a) die jährliche Gesamthäufigkeit erdbebenbedingter Störfalle mit Kernschmelzen und erdbebenbedingte Störfalle mit großer früher Freisetzung; (b) die Identifizierung der wichtigsten Unfallabläufe, die solche Schäden verursachen können; (c) die Identifizierung der wichtigsten Strukturen, Systeme und Komponenten (SSC – structures systems and components), deren Fehler zu diesen Abläufe beitragen. Durch ihren Aufbau soll eine SPRA eine möglichst realistische Bewertung darstellen. Ein Ziel besteht darin, die gesamten Unsicherheiten zu analysieren und verstehen. Diese Unsicherheiten sind mit den drei genannten Bestandteilen des Risikoprofils verbunden.

Gemäß /EPR 13/ wurde die seismische probabilistische Risikoanalyse für Kernkraftwerke entwickelt, damit diese einem konservativ ausgewählten großen Erdbeben standhalten können. Dabei werden die Margen berücksichtigt, welche in verschiedenen Stadien von Bemessung, Analyse, Qualifizierung und Bauausführung eingeführt wurden. Es versteht sich jedoch, dass größere Erdbeben als das SSE (Safe Shutdown Earthquake - Bemessungserdbeben), obwohl selten, auftreten können. Ein Ziel einer Erdbeben-PSA ist die Wahrscheinlichkeit des Auftretens von Erdbeben unterschiedlicher Größe abzuschätzen, welche ein Kernkraftwerk in Mitleidenschaft ziehen können. Weitere Ziel ist die anlagenseitigen Auswirkungen zu solchen Erdbeben zu bewerten. Frühere SPRAs haben gezeigt, dass der seismische Beitrag zur Häufigkeit der Kernschmelzen und zur Häufigkeit der großen frühen Freisetzung in einigen Kernkraftwerken signifikant und gelegentlich sogar dominant sein kann. Abb. 4.28 zeigt die Hauptelemente der SPRA /RAV 09/.

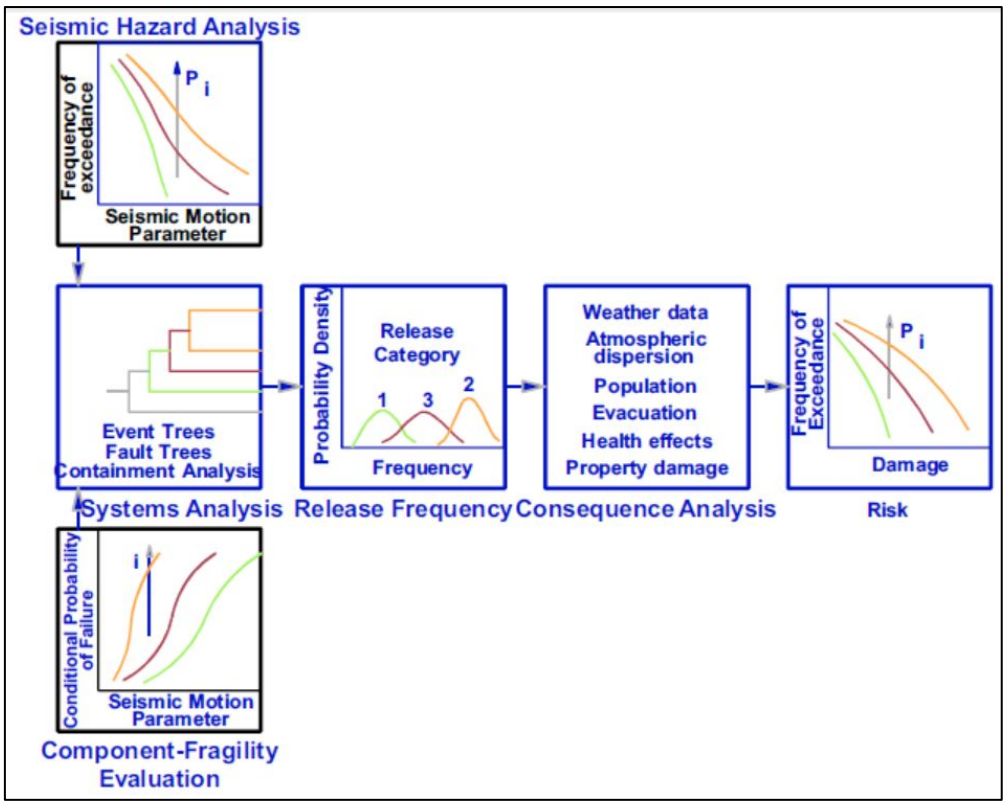

Abb. 4.28 Überblick der Methodik für eine seismische probabilistische Analyse

Die Hauptbestandsteile einer SPRA sind: (a) seismische Gefährdungsanalyse, (b) Ermittlung der seismischen Versagenskurven, (c) Analyse der Systeme, (d) Bestimmung der Freisetzungskategorien (Häufigkeit), (e) Analyse der Konsequenzen und (f) Risikoermittlung. Im Weiteren werden die zwei ersten Teile betrachten, welche die Einwirkung und den Tragwerkswiderstand beschreiben.

4.3.6.1 Seismische Gefährdungsanalyse

Das Ziel einer probabilistischen seismischen Gefährdungsanalyse (PSHA) ist es, die Überschreitungshäufigkeit unterschiedlicher Erdbebenbewegungen am Standort abzuschätzen. Dabei müssen die Erdbebengeschichte, Seismologie und Geologie der Region berücksichtigt werden. Die Anlage wurde so ausgelegt, um den Bemessungserdbeben (SSE) zu widerstehen. Normalerweise wird das SSE konservativ ausgewählt. Damit ist ein SSE ein starkes Erdbeben mit einer kleiner Überschreitenswahrscheinlichkeit. Die PSHA quantifiziert diese Wahrscheinlichkeit. Die PSHA-Methodik wurde erstmals von Cornell beschrieben /COR 68/. Normalerweise wird die Erdbebengefährdung mittels Erdbebengefährdungskurven dargestellt, wobei die Häufigkeiten des Überschreitens verschiedener Bodenbewegungspegel auf einen Bewegungsparameter, wie maxi-

male Bodenbeschleunigung (Peak Ground Acceleration – PGA) oder durchschnittliche spektrale Beschleunigung, bezogen werden. Ein Beispiel ist in Abb. 4.29 gezeigt.

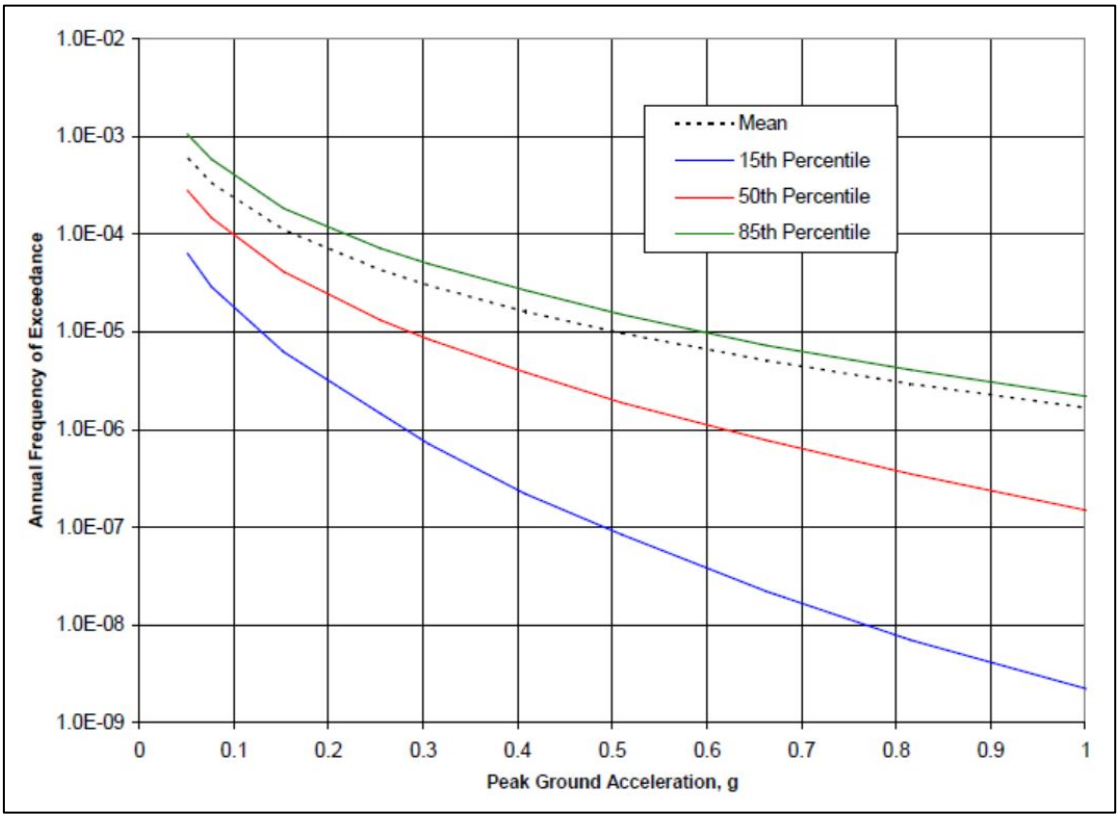

Abb. 4.29 Seismische Gefährdungskurven /EPR 13/

Wie zu erwarten nimmt die jährliche Häufigkeit bzw. Wahrscheinlichkeit der Überschreitung einer bestimmten maximalen Bodenbeschleunigung mit zunehmendem Bodenbeschleunigungsniveau ab.

Wenn das Modell und die Daten, die diese seismische Gefährdungskurve erzeugen, auf perfektem Wissen basieren würden, würde es keine Unsicherheit in der Kurve geben. Aber die Kenntnis der seismischen Parameter oder wie man sie modelliert und interpretiert, ist nicht perfekt. In der Tat gibt es im Allgemeinen eine Reihe von gleichermaßen plausiblen Modellen und Interpretationen, die von unterschiedlichen seismologischen und geologischen Experten unterstützt werden. Jedes dieser Modelle erzeugt eine andere seismische Gefährdungskurve. Daraus folgt die Unsicherheit über ein bestimmtes Ergebnis. Die Zusammenstellung aller dieser Kurven würde jedoch den Kenntnisstand der Erdbebengefahr am Standort vollständig wiedergeben. Um diese Unsicherheit zu quantifizieren, werden normalerweise diese Kurven gewichtet (subjektive Wahrschein-

lichkeiten) basierend auf dem Überzeugungsgrad, dass jede Kurve eine wahre Gefahr für den Standort darstellt. Diese Gewichte addieren sich zu 100 %.

Aus diesen Kurven ergibt sich die Median-Kurve, die per Definition angibt, dass die Hälfte der Kurven darunter und die Hälfte darüber liegt. Auch werden die mittlere Kurve (gewichteter Durchschnitt) und zwei typische Quantil-Gefahren Kurven (85 % und 15 %) ermittelt. Die 85-Perzentil-Kurve zeigt an, dass nur 15 % der Kurven über dieser Kurve liegen. Die 85-Perzentil-Kurve kann als das 85 %ige-Vertrauen charakterisiert werden. Dies bedeutet, dass in 15 % der Fälle die Gefahr höher sein könnte.

Manchmal wird eine einzelne Kurve verwendet, um die vollständige seismische Gefahr darzustellen. Typischerweise wird diese Kurve ermittelt, indem zuerst das Produkt der Überschreitungswahrscheinlichkeit und das Gewicht, das mit einer bestimmten Gefährdungskurve verbunden ist, berechnet wird. Abschließend werden solche Produkte über alle Gefährdungskurven aufsummiert. Durch Wiederholen dieses Vorgangs bei verschiedenen Bodenbewegungswerten wird eine gewichtete oder mittlere Erdbebengefährdungskurve am Standort berechnet. Wegen der großen Unsicherheit durch die Erdbebengefährdung, ist die mittlere Gefährdungskurve typischerweise viel höher als die Median-Kurve.

Ein wichtiges Ergebnis der Erdbebengefährdungsanalyse ist die Form des Bodenbewegungsspektrums. Die Form des Spektrums gibt die Frequenzen an, bei denen die vorherrschende Erdbebenenergie auftritt.

Frühere SPRA-Studien haben eine repräsentative Spektralform für die gegebene Überschreitungsrate verwendet. Diese Spektralform ist an der PGA verankert. In diesem Fall wird der PGA als primäre Gefährdungsvariable in der Erdbeben-PSA (SPSA - Seismic PSA) verwendet. Das Antwortspektrum, welches einer gegebenen Überschreitungsrate zugeordnet ist, ist die spektrale Erweiterung der PGA. Neuere SPSA betrachten die spektralen Ordinaten des Bodenbewegungsantwortspektrums (GMRS) als einen Satz von unabhängigen Variablen mit der in der PSHA ermittelten Überschreitungsraten. Die Abb. 4.30 zeigt typische mittlere Gefährdungskurven für das Beschleunigungsverhalten eines Satzes von Ein-Massen-Schwingern mit einem Freiheitsgrad und mit einer 5 %-Dämpfung. Die maximale Amplitude von der Beschleunigungsantwort eines Schwingers wird als spektrale Beschleunigung bezeichnet.

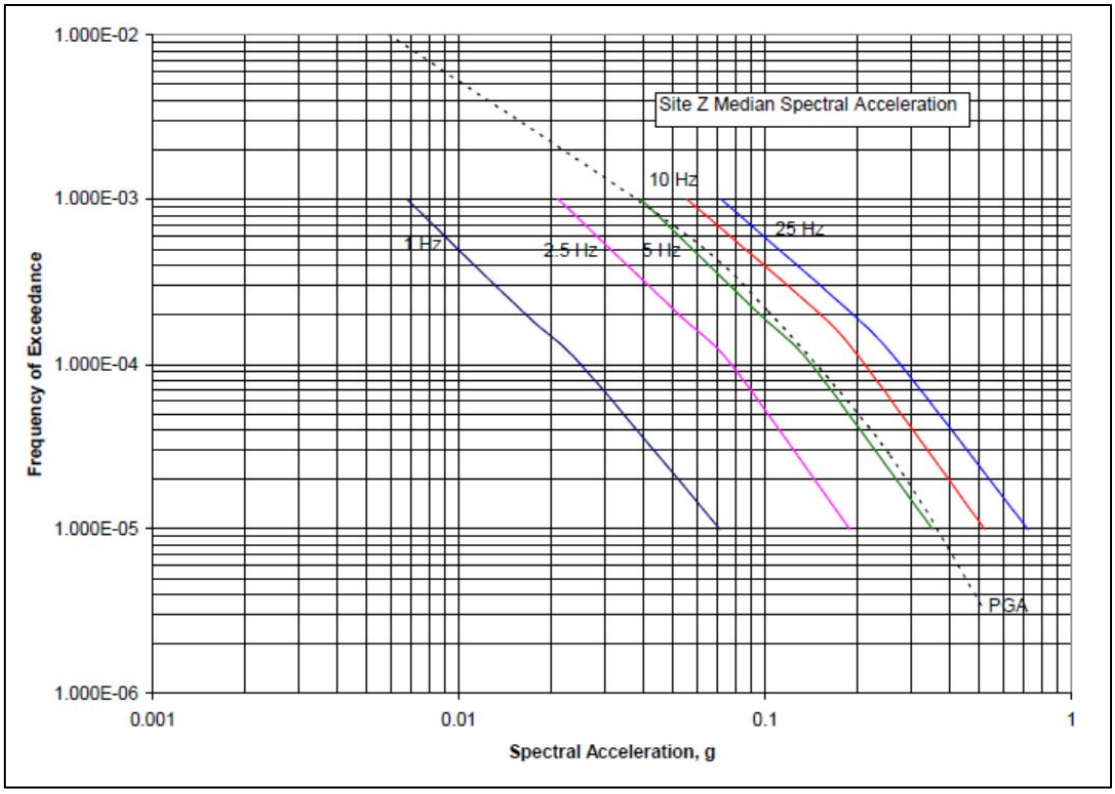

Abb. 4.30 Beispiel einer Kurve der spektralen Beschleunigung /EPR 13/

Wenn Kurven in Abb. 4.30 für den gesamten Bereich von Schwingerfrequenzen berücksichtigt werden, kann ein Antwortspektrum, welches einer gegebenen Überschreitungshäufigkeit zugeordnet ist, aufgezeigt werden. Dabei werden die Werte der spektralen Beschleunigung verwendet, welche mit der angegebenen Überschreitungshäufigkeit verbunden sind. Solche Diagramme der spektralen Beschleunigung aufgetragen gegen die Schwingerfrequenz werden als gleichmäßige Gefährdungsspektren (UHS – Uniform Hazard Spectra) bezeichnet.

Die Abb. 4.31 zeigt einen Vergleich des Median-Gefährdungsspektrums (UHS) für zwei Standorte. Einer der Standorte zeigt einen deutlichen Hochfrequenzbewegungsinhalt (Ort Z) während der andere eine geringere Hochfrequenzantwort aufweist (Ort U).

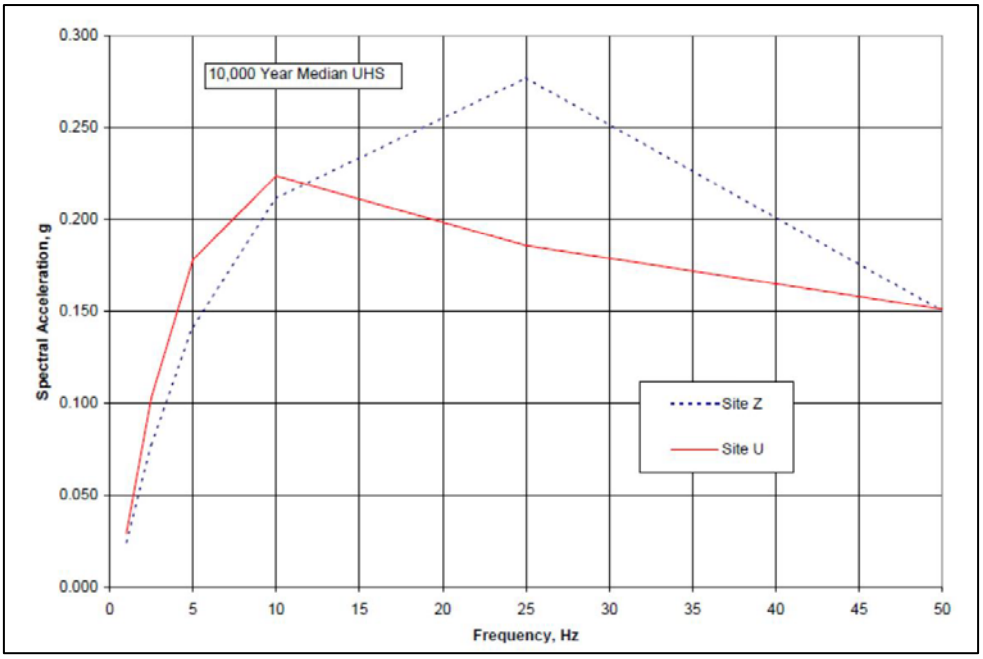

Abb. 4.31 10,000-jährige Median-Gefährdungsspektren /EPR 13/

4.3.6.2 Ermittlung der seismischen Versagenskurven

Die seismische Fragilität einer Baustruktur oder einer Komponente ist definiert als die bedingte Versagenswahrscheinlichkeit bei einem gegebenen Wert des Bodenbewegungswerts (das heißt PGA oder maximale spektrale Beschleunigung bei unterschiedlichen Frequenzen der Baustruktur oder Komponente).

Ziel einer Fragilitätsbewertung ist es, die Kapazität einer bestimmten Struktur abzuschätzen, in Bezug auf ein Bodenbewegungsparameter wie maximale Bodenbeschleunigung PGA (in der Mehrzahl von SPRA-Untersuchungen) oder spektrale Beschleunigung.

Die gesamte Familie der Fragilitätskurven (Versagenskurven) für ein Bauteil, welche einem bestimmten Versagensmechanismus entspricht, kann durch die Median-Bodenbeschleunigung-Tragfähigkeit A_m und zwei Zufallsvariablen ausgedrückt werden. Daher kann die Bodenbeschleunigung-Tragfähigkeit A wie folgt berechnet werden (Gleichung (4.57)):

$$A = A_m \cdot E_R \cdot E_U \tag{4.57}$$

Dabei gilt:

- E_R ist eine Zufallsvariable mit einem Medianwert von 1,0, die die inhärente Zufälligkeit (auch als aleatorische Unsicherheit bekannt) über den Median darstellt,
- E_U ist eine Zufallsvariable mit Medianwert 1,0, die die Zufälligkeit des Kenntnisstandes (auch als aleatorische Unsicherheit oder Modelunsicherheiten bekannt) über den Median präsentiert.

Es wird angenommen, dass sowohl E_R als auch E_U logarithmisch verteilt sind, mit den logarithmischen Standardabweichungen β_R bzw. β_U.

Wenn der Versagensmechanismus und die Parameter, die die Bodenbeschleunigung-Tragfähigkeit ausdrücken vollständig bekannt sind (d. h. nur die Variabilität β_R ist berücksichtigt, da die Variabilität $\beta_U = 0$), wird die bedingte Versagenswahrscheinlichkeit f_0 für ein gegebenes PGA-Niveau *a* durch die Gleichung (4.58) ausgedrückt:

$$f_0 = \emptyset(U) = \emptyset\left[\frac{\ln\left(\frac{a}{A_m}\right)}{\beta_R}\right] \tag{4.58}$$

Ein Beispiel ist in Abb. 4.32 dargestellt /EPR 13/.

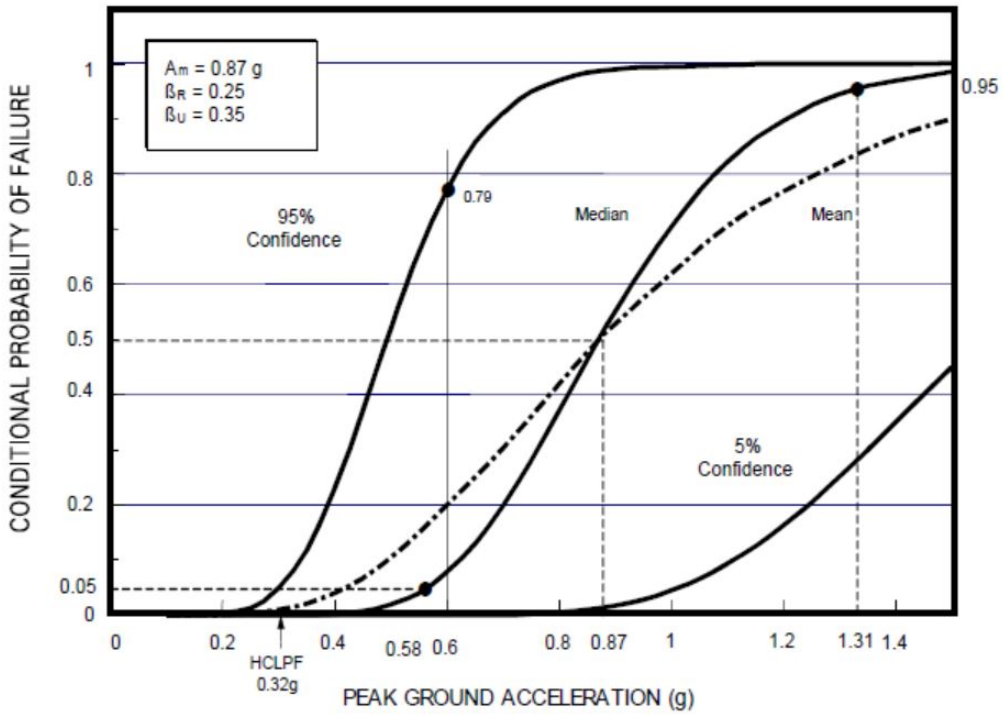

Abb. 4.32 Versagenskurven für ein Bauteil (mittlere Kurve, Median-Kurve, 5 %-Vertrauensintervall-Kurve und 95 %- Vertrauensintervall-Kurve)

Die Beziehung zwischen der Versagenswahrscheinlichkeit f_0 für ein gegebenes PGA-Niveau *a* ist eine Median-Versagenskurve für ein Bauteil mit einer Median-Bodenbeschleunigung-Tragfähigkeit (Mediankapazität) von A_m = 0,87 g und der logarithmischen Standardabweichung von β_R = 0,25. Die 5 %- und 95 %-Quantile der Median-Versagenskurve werden entsprechend als $A_m \cdot \exp(-1{,}65 \cdot \beta_R)$ und $A_m \cdot \exp(1{,}65 \cdot \beta_R)$ definiert und zu 0,58 g und 1,31 g berechnet (siehe Abb. 4.32).

Wenn die Modelunsicherheiten β_U auch berücksichtigt werden, wird die Fragilität bzw. Versagenswahrscheinlichkeit an einem bestimmten Beschleunigungsniveau eine Zufallsvariable. Bei jedem Beschleunigungswert *a* kann dann die Fragilität bzw. Versagenswahrscheinlichkeit durch eine subjektive Verteilungsdichte-Funktion dargestellt werden. Die subjektive Wahrscheinlichkeit *Q* (auch als Vertrauen bezeichnet, variiert von 0 bis 1) ist das Vertrauensniveau, das die bedingte Versagenswahrscheinlichkeit *f* kleiner als *f'* für einen Wert *a* angibt. Die Wahrscheinlichkeit *Q* und die Wahrscheinlichkeit *f'* sind mittels Gleichung (4.59) miteinander verbunden.

$$f' = \emptyset\left[\frac{\ln\left(\frac{a}{A_m}\right) + \beta_U \emptyset^{-1}(Q)}{\beta_R}\right] \tag{4.59}$$

wobei: Q = P (f <f'| a) – die subjektive Wahrscheinlichkeit (Vertrauen) für das Ereignis ist, so dass die bedingte Versagenswahrscheinlichkeit *f* kleiner als *f'* ist, unter der Bedingung, dass eine PGA gleich *a* ist.

Die bedingte Versagenswahrscheinlichkeit *f'* bei einer PGA von 0,6 g ist beispielweise 0,79 (nach Gleichung (4.59)), wenn die subjektive Wahrscheinlichkeit (Vertrauen) von 95 % nicht überschritten wird. Dieser Wert wird in Abb. 4.32 bei der 95 %-Vertrauenskurve gezeigt. Das 90 %-Vertrauensintervall (zwischen 5 % und 95 % der subjektiven Wahrscheinlichkeit) für die Beschleunigung von 0,6 g liegt zwischen Wahrscheinlichkeitswerten 0,00 und 0,79.

Die mittlere Fragilitätskurve (mittlere Versagenswahrscheinlichkeit) ist ebenfalls in Abb. 4.32 dargestellt. Diese wird nach Gleichung (4.58) erhalten, wobei jedoch β_R durch die zusammengesetzte Variabilität ersetzt wird (Gleichung (4.60):

$$\beta_C = \sqrt{(\beta_R^2 + \beta_U^2)} \tag{4.60}$$

Für jeden Beschleunigungswert variiert die Fragilität der Baustruktur (die bedingte Versagenswahrscheinlichkeit) zwischen 0 und 1. Diese Variation wird durch die subjektive Verteilungsfunktion ausgedrückt.

Auf dieser Verteilung kann ein Fragilitätswert (z. B. 0,01) gefunden werden, der der kumulativen subjektiven Wahrscheinlichkeit von 5 % entspricht. Das bedeutet, dass es eine kumulative subjektive Wahrscheinlichkeit (Vertrauen) von 5 % gibt, bei der der Fragilitätswert kleiner als 0,01 ist. In ähnlicher Weise kann ein Fragilitätswert gefunden werden, für den es ein Vertrauen von 95 % gibt. Man kann somit die mittleren, hohen (95 %) und niedrigen (5 %) Vertrauen-Fragilitätskurven ermitteln. Auf der Kurve mit hohem Vertrauen kann der Fragilitätswert von 5 % bestimmt werden. Die Beschleunigung, welche dieser Fragilität auf der Hochvertrauenskurve entspricht, ist die HCLPF-Tragfähigkeit der Struktur. Der HCPLF-Wert (high confidence of low probability of failure) stellt einen Beschleunigungswert dar, der kleine Unterschreitungswahrscheinlichkeit, aber gleichzeitig auch hohes Vertrauen (subjektive Wahrscheinlichkeit) entstehen lässt.

Die Umkehrung der Funktion in (4.58) bestimmt das "a", das einer gegebenen Versagenswahrscheinlichkeit P_f (a) entspricht und durch die folgende Gleichung (4.61) bestimmt wird:

$$a = A_m \cdot \exp\,(U \cdot \beta_R) \tag{4.61}$$

wobei *U* die standardisierte Normalvariable ist, die *Pf* (a) entspricht.

In Abb. 4.32 ist auch der HCLPF-Wert dargestellt, der als 95 %-iges Vertrauen in eine 5 %-ige Unterschreitungswahrscheinlichkeit definiert ist. Unter Verwendung der Gleichung (4.61) wird der Medianwert mit einem Vertrauen von 95 % ausgewählt (A_m exp(-1,645β_U)) und dieser Medianwert wird dann mit dem Faktor multipliziert, der erforderlich ist, um eine Versagenswahrscheinlichkeitswert von 5 % zu erreichen (exp (-1,645 β_R)). Das Multiplizieren dieser beiden Teile führt zu der folgenden Gleichung für den HCLPF-Wert (Gleichung (4.62)):

$$HCLPF = A_m \cdot \exp\,[-1{,}645(\beta_R + \beta_U)] \tag{4.62}$$

Gemäß Abb. 4.32 ist z. B. der HCPLF-Wert=0,32 g (siehe Gleichung (4.63)):

$$HCLPF = 0{,}87g \cdot \exp\,[-1{,}645(0{,}25 + 0{,}35)]\text{=0,32g} \tag{4.63}$$

Unter Verwendung der Definition für β_c aus der Gleichung (4.60) und unter Berücksichtigung aller möglichen Verhältnisse von β_R zu β_U wird der minimale HCLPF-Wert (d. h. der konservativste Wert) gefunden. Dabei wird β_R gleich β_U gleich β. In diesem Fall kann der HCLPF-Wert nur von β abhängig dargestellt werden (Gleichung (4.64)):

$$HCLPF = A_m \cdot \exp\,[-2{,}326 \cdot \beta] \tag{4.64}$$

Diese Beziehung ist für realistische Werte von β_R und β_U, welche in verschiedenen Fragilitätsanalysen gefunden wurden, erzeugt die HCLPF-Werte, welche leicht auf sichere Seite liegen. /EPR 94/. Der HCLPF-Wert nach Gleichung (4.64) entspricht dem 1 %-Quantil der mittleren Fragilitätskurve (mittlere Versagenswahrscheinlichkeit).

Bei der Fragilitätsanalyse werden die folgenden Eigenschaften der logarithmischen Normalverteilung verwendet:

Der Median eines Produkts aus lognormalverteilten Zufallsvariablen ist gleich dem Produkt der Mediane (Gleichung (4.65)).

$$y_m = X1_m \cdot X2_m \cdot Xn_m \tag{4.65}$$

Das Quadrat der logarithmischen Standardabweichung eines Produkts logarithmisch normalverteilter Zufallsvariablen ist gleich der Summe der Quadrate der einzelnen logarithmischen Standardabweichungen (Gleichung (4.66)).

$$\beta_y^2 = \beta_1^2 \cdot \beta_2^2 \cdot \beta_n^2 \tag{4.66}$$

Die Median-Bodenbeschleunigung-Tragfähigkeit A_m und ihre Variabilitätsschätzungen β_R und β_U werden für jede bauliche Struktur und Komponente für den kritischen Versagensmechanismus ausgewertet, dabei werden die vorgegebenen Sicherheitsmargen in Tragfähigkeitsvorhersagen, Antwortanalysen und Gerätequalifikationen berücksichtigt.

Das Verfahren zur Berechnung der drei logarithmischen Fragilitätsvariablen (A_m, β_R und β_U) für eine Versagensart umfasst die Analyse von Antwort- und Festigkeitsvariablen, die die Tragfähigkeit beeinflussen. Folgende wesentliche Kategorien von Variablen müssen in eine Fragilitätsanalyse für Baustrukturen einbezogen werden:

- für die Tragfähigkeit: Festigkeit (Streckgrenze oder maximale Festigkeit), Unelastische Energieabsorption,
- für die Antwort: Bodenantwortspektren, Fundament-Struktur-Wechselwirkung (einschließlich Boden-Bauwerk-Wechselwirkung), Dämpfung, Frequenz, Modenform, Torsionskopplung, Modenkombination, Zeitverlaufssimulation, Erdbebenkomponenten-Kombination).

Bei der Ermittlung von Fragilitätsparametern ist es zweckmäßig, Zwischenzufallsvariablen, die als Sicherheitsfaktoren bezeichnet werden, zu verwenden /EPR 13/.

Für die Bauwerksstruktur kann der Sicherheitsreservefaktor F_{SR} als das Produkt von drei Sicherheitsfaktoren dargestellt werden /FAK 05/ (Gleichung (4.67):

$$F_{SR} = F_S \cdot F_E \cdot F_R = \prod_{i=1}^{n} F_i \tag{4.67}$$

wobei F_S – Festigkeitsfaktor; F_E - Faktor, der die unelastische Energieabsorption beschreibt; F_R - Antwortfaktor der Baustruktur ist.

Der Sicherheitsfaktor F_S besteht aus zwei Einzelfaktoren zusammen $F_S = F_{SA} \cdot F_{SG}$:

- Sicherheitsfaktor F_{SA}, welcher in den Auslegungsrechnungen ausgewiesen wird und einen vorhandenen Sicherheitsabstand darstellt,
- Faktor F_{SG}, welcher die Streuung der Festigkeits-Grenzwerte (Zug-, Biege-, Schub-, Druck- bzw. Streckgrenze-Festigkeit) beschreibt.

Außerdem berücksichtigt der Sicherheitsfaktor F_F auch die Nacherhärtung des Betons mit der Zeit. Die charakteristische Druckfestigkeit des Betons wird normalerweise nach 28 Tagen bestimmt. Jedoch ist mit dieser Zeit die Festigkeitszunahme noch nicht beendet. Wenn ein Bauwerk z. B. 20 Jahre alt ist, wird ein Zuwachs der Betondruckfestigkeit von mehr als 20 % bei allen Zementsorten beobachtet (mehr dazu siehe Kap. 4.2.8).

Die charakteristischen Werte für die Streckgrenze entsprechen den unteren Quantilen. Die Mittelwerte, die für die Normalverteilung den Medianwerten gleich sind, liegen höher. Deshalb stellt der Sicherheitsfaktor F_{SG} ein Verhältnis aus dem Mittelwert/Medianwert und dem charakteristischen Wert der Baustahlstreckgrenze dar.

Die logarithmische Standardabweichung β_{FU} für den Festigkeitsfaktor F_F kann beispielweise wie folgt ermittelt werden: Wenn der Variationskoeffizient der Festigkeit (für Streckgrenze) des Stahls als 0,08 angenommen wird und die Rechenunsicherheit β_{Rech} mit 0,10 angesetzt wird, dann ist $\beta_{SU} = (\beta_{SG}^2 + \beta_{rech}^2)^{1/2} = (0{,}08^2 + 0{,}1^2)^{1/2} = 0{,}12$

Der unelastische Energieabsorptionsfaktor F_E ist der Kehrwert des Abschwächungsfaktors, welcher im Wesentlichen vom Plastifizierungsgrad und der Dämpfung abhängig ist. Beispielweise können folgende Werte angenommen werden /FAK 05/:
$F_E = 2{,}22 \cdot \beta_{E,R} = 0{,}07 \cdot \beta_{E,U} = 0{,}21$
für den Plastifizierungsgrad μ= 3,5 und die Dämpfung D = 10 %.

Der Sicherheitsfaktor F_R (Antwortfaktor der Baustruktur) besteht aus mehreren Faktoren /EPR 13/, /FAK 05/:

- dem spektralen Formfaktor F_{SS}, der die Unterschiede zwischen dem Auslegungsantwortspektrum und dem realistischen standortbezogenen Freifeld-Antwortspektrum betrachtet,

- dem Dämpfungsfaktor F_D, der den Unterschied zwischen der realistischen Dämpfung und der Auslegungsdämpfung berücksichtigt,
- dem Lastkombinationenfaktor F_{LK}, der die Einwirkung möglicher konservativer Zusatzlasten betrachtet,
- dem Faktor F_M, der die Modelunsicherheiten berücksichtigt,
- dem Faktor F_{BBW}, der die Konservativitäten bei der Bestimmung der Boden-Bauwerk-Wechselwirkung betrachtet, und
- dem Faktor F_Q, der die Konservativitäten bei der Superposition der Schnittgrößen berücksichtigt.

Der spektrale Formfaktor F_{SS} hat unterschiedliche Werte in verschiedenen Frequenzbereichen und variiert zwischen ca. 1,6 und 2,1. Der Dämpfungsfaktor F_D wird oft zusammen mit den spektralen Formfaktor F_{SS} ermittelt.

Der Lastkombinationenfaktor F_{LK} berücksichtigt die Tatsache, dass solche Lasten wie Windlast oder Schneelast (mit ihren konservativen Werten – obere Quantile) sehr unwahrscheinlich gleichzeitig mit Erdbeben auftreten.

Für die Modelunsicherheiten gilt $F_M = 1$ und $\beta_{M,U} = 0{,}1$.

4.3.6.3 Probabilistischer Hintergrund der seismischen Bemessungskriterien in den USA

Die Amerikanische Gesellschaft von Bauingenieuren (ASCE - American Society of Civil Engineers) hat im Jahr 2005 einen neuen Standard veröffentlicht; ASCE / SEI Standard 43-05 „Seismische Bemessungskriterien für Baustrukturen, Systemen und Komponenten in kerntechnischen Anlagen“ /ASC 05/. Diese Norm enthält seismische Bemessungskriterien für sicherheitsrelevante Baustrukturen, Systeme und Komponenten (SSC) für verschiedenen kerntechnischen Anlagen.

Die Prinzipien der seismischen Vorschriften /ASC 05/ unterscheiden sich von denjenigen, die bis dahin in den USA existierten. Beide Vorgehensweisen erkennen die Notwendigkeit der Berücksichtigung der Unsicherheit bei der Bestimmung der Intensität der Bodenbewegung an und verwenden probabilistische Methoden dafür. Zwar wurde schon in früheren normativen Dokumenten ein Wahrscheinlichkeitsmaß für die Erdbebenge-

fährdung festgelegt: Median-Wahrscheinlichkeit von 10^{-5} pro Jahr für die Intensität der Bemessungserdbeben (DBE - Design Basis Earthquake). Dabei wurde nichts darüber gesagt, welche Wahrscheinlichkeit für das Nichterreichen des Bemessungsziels (Zielzuverlässigkeit) zu Grunde gelegt wird. Im Unterschied dazu ist der Ausgangspunkt in /ASC 05/ eine Zielleistungsfähigkeit (TPG - Target Performance Goal), welche eine mittlere Wahrscheinlichkeit für das Nichterreichen des Grenzzustands ausdrückt. Da diese Grenzzustandswahrscheinlichkeit von Unsicherheiten sowohl bei der Erdbebengefährdung (Demand) als auch bei der Tragfähigkeit (Fragilität) von Baustrukturen, Systemen und Komponenten in einer vollständig gekoppelten Zuverlässigkeitsanalyse abhängt, müsste sowohl eine bemessungsorientierte Gefährdung als auch eine Tragfähigkeit (Fragilität) so ermittelt werden, dass diese Zielleistungsfähigkeit erreicht wird. Der leistungsorientierte Ansatz spiegelt daher die möglichen Auswirkungen aller seismischen Ereignisse auf die Leistung der Baustrukturen wider, einschließlich der auslegungsüberschreitenden Ereignisse.

Das Ziel des Standards /ASC 05/ ist eine Bereitstellung seismischer Bemessungskriterien, welche eine geeignete Leistung von Baustrukturen, Systemen und Komponenten im Hinblick auf die öffentliche Sicherheit und den Umweltschutz sicherstellt.

Unter Verwendung des abgestuften Ansatzes (graded approach) wurden insgesamt 20 seismische Bemessungsgrundlagen (SDB - Seismic Design Basis) definiert (siehe Tab. 4.16) /ASC 05/. Diese SDBs repräsentieren eine Kombination aus fünf seismischen Auslegungskategorien (SDC – Seismic Design Category) und vier Grenzzuständen: (A) große bleibende Verformung (kurz vor Zusammenbruch), (B) moderate bleibende Verformung, (C) begrenzte bleibende Verformung und (D) hauptsächlich lineare Verformung.

Tab. 4.16 Seismische Bemessungsgrundlagen /ASC 05/

Table 2-1 Seismic Design Basis (SDB)				
	Limit State			
SDC	A Large Permanent Distortion (Short of Collapse)	B Moderate Permanent Distortion	C Limited Permanent Distortion	D Essentially Elastic
1	SDB-1A	SDB-1B	SDB-1C	SDB-1D
2	SDB-2A	SDB-2B	SDB-2C	SDB-2D
3	SDB-3A	SDB-3B	SDB-3C	SDB-3D
4	SDB-4A	SDB-4B	SDB-4C	SDB-4D
5	SDB-5A	SDB-5B	SDB-5C	SDB-5D
SDC is the Seismic Design Category				

Jede Auslegungskategorie (SDC) hat eine bestimmte quantitative probabilistische Zielleistungsfähigkeit (TPG). Die entsprechende Bemessungsgrundlage SDB basiert auf zwei Parametern: der seismischen Auslegungskategorie SDC und dem Grenzzustand.

Als Nächstes wurden zwei Zielwahrscheinlichkeiten angegeben, welche das Niveau des Konservatismus definieren:

1. Wahrscheinlichkeit von weniger als 1 % für eine inakzeptable Leistung für die DBE-Bodenbewegung (Bemessungserdbeben) und

2. Wahrscheinlichkeit von weniger als 10 % für eine inakzeptable Leistung für eine Bodenbewegung welche 150 % der DBE-Bodenbewegung entspricht.

Bedingung (1) regelt die Situationen mit „hoher Variabilität“, während Bedingung (2) die Situationen mit „geringer Variabilität“ regelt, bei denen die Verwendung von Bedingung (1) zu unangemessenem Konservatismus führen kann.

Die Auslegungskategorien (SDC) werden verwendet, um das Wahrscheinlichkeitsniveau für Bemessungserdbeben und bautechnische Leistungen (Akzeptanzkriterien) zu bestimmen. Die SDCs variieren von 1 für konventionelle Gebäude bis 5 für als gefährlich eingestufte Einrichtungen wie u. a. Kraftwerke. Baustrukturen werden in eine der fünf SDC eingeordnet, basierend auf ihrer Bedeutung und auf die Gefahren, die mit ihrem Versagen verbunden sind.

Alle seismischen Bemessungsgrundlagen, die unter Kategorien SDC-1 und SDC-2 fallen, sind in den konventionellen bautechnischen Normen ASCE SEI 7-16 /ASC 17/ und dem International Building Code /ICC 03/ behandelt. Daher richten sich die Bestimmungen in ASCE 43-05 /ASC 05/ speziell an die SDC 3, SDC 4 und SDC 5 mit 12 identifizierbaren Bemessungsgrundlagen SDBs. Quantitative Gefährdungsniveaus und Zielleistungsfähigkeiten (TPG), welche als jährliche Überschreitungswahrscheinlichkeiten der Gefährdung bzw. des zulässigen Grenzzustands ausgedrückt sind, sind für jede Kategorie SDC festgelegt. /ASC 05/ legt fest, dass die Baustrukturen in Kernkraftwerken fast ausschließlich, zu einer seismischen Bemessungsgrundlage gehören, welche aus der Kategorie SDC-5 und dem Grenzzustand D bestehen. Sie sind als SDB-5D bezeichnet.

Die spezifische Zielleistungsfähigkeit (TPG) für das bautechnische Akzeptanzkriterium (P_f), das seismische Gefährdungsniveau (H_D) und die Wahrscheinlichkeitsverhältnisse ($R_P = H_D/P_F$) sind für jede Kategorie gegeben (siehe Tab. 4.17 aus /ASC 05/).

Tab. 4.17 Seismische Bemessungsparameter

Table 2-2 Earthquake Design Parameters for SDC 3, 4 & 5

	SDC		
	3	4	5
Target Performance Goal (P_F)	1×10^{-4}	4×10^{-5}	1×10^{-5}
Probability Ratio (R_P)	4	10	10
Hazard Exceedance Probability (H_D) $H_D = R_P \times P_F$	4×10^{-4}	4×10^{-4}	1×10^{-4}

Besonders kritische Baustrukturen sind für eine stärkere Gefährdung und eine niedrigere Zielleistungsfähigkeiten (jährliche Wahrscheinlichkeiten) ausgelegt.

Ein Ausblick über diese jährlichen Wahrscheinlichkeiten kann durch ihre Umrechnung auf eine Wahrscheinlichkeit mit einen 50-jährigen Bezugszeitraum erhalten werden, da die letztere Wahrscheinlichkeit als Grundlage für die probabilistisch orientierte Bemessung in den konventionellen Normen /ASC 17/ und /ICC 03/ dient. Diese Werte sind aus Tab. 4.18 ersichtlich /ASC 05/, /NRC 07a/. Auch Wiederkehrperiode der Gefährdung für jede SDC sind in Tab. 4.18 zu sehen.

Tab. 4.18 Überschreitungswahrscheinlichkeit und Wiederkehrperiode für Kategorien SDC

Table 2-3 Target Performance Goal - Annual Probability, Probability of Exceedance, and Approximate Return Period

SDC	Annual Probability	Probability of Exceedance	Approximate Return Period
1	1×10^{-3}	5%/50 yr	1,000 yrs
2	4×10^{-4}	2%/50 yr	2,500 yrs
3	1×10^{-4}	0.5%/50 yr	10,000 yrs
4	4×10^{-5}	0.2%/50 yr	25,000 yrs
5	1×10^{-5}	0.05%/50 yr	100,000yrs

Man kann erkennen, dass die Anforderungen in den kerntechnischen Standards in Bezug auf die Überschreitungswahrscheinlichkeit viel höher sind als in konventionellen bautechnischen Normen.

Der Standard /ASC 05/ legt das Verfahren zur Bestimmung der Bemessungserdbeben (DBE) durch ein risikokonsistenten Bemessungsantwortspektrum (DRS: Design-Response-Spectrum) fest.

Zuerst wurde eine Reihe von gleichmäßigen Gefährdungsantwortspektren (UHRS – Uniform Hazard Response Spectra) ermittelt. Sie wurden aus der Gefährdungsanalyse für verschiedene Wahrscheinlichkeitsniveaus bestimmt. Dabei wird die jährliche Wahrscheinlichkeit des Überschreitens der Spektralgröße (Beschleunigung, Verschiebung usw.) für jedes Spektralfrequenz gleich. Diese UHRS-Spektren werden als mittlere Antwortspektren interpretiert.

Die Überschreitungswahrscheinlichkeit P_f für den entsprechenden Grenzzustand einer Baustruktur kann als Faltung der seismische Gefährdungskurve H(a) und der mittleren Fragilitätskurve (Versagenswahrscheinlichkeitskurve) $F_C(a)$ dieser Baustruktur auf dem Bodenbewegungsniveau *a* (siehe Abb. 4.33) durch eine der zwei mathematisch äquivalenten Gleichungen bestimmt werden. Dies zeigen Gleichung (4.68) und Gleichung (4.69):

$$P_F = \int_0^\infty H(a) \frac{dF_c(a)}{da} da \tag{4.68}$$

$$P_F = -\int_0^{\infty} F_c(a) \frac{dH(a)}{da} da \tag{4.69}$$

Die seismische Gefährdungskurve H(a) stellt eine Komplementärfunktion zur Verteilungsfunktion der Einwirkung $F_E(x)$ dar (siehe Kap. 2.7): $H(a) = 1 - F_E(a)$. Die Fragilitätskurve (Versagenswahrscheinlichkeitskurve) $F_C(a)$ ist ein Äquivalent der Verteilungsfunktion des Widerstandes $F_R(a)$ mit entsprechender Verteilungsdichte $f_R(a)$. Konsequenterweise können Verteilungsfunktion der Einwirkung als $F_E(a) = 1 – H(a)$ und entsprechende Verteilungsdichte als $f_E(a) = -dH(a)/da$ dargestellt werden.

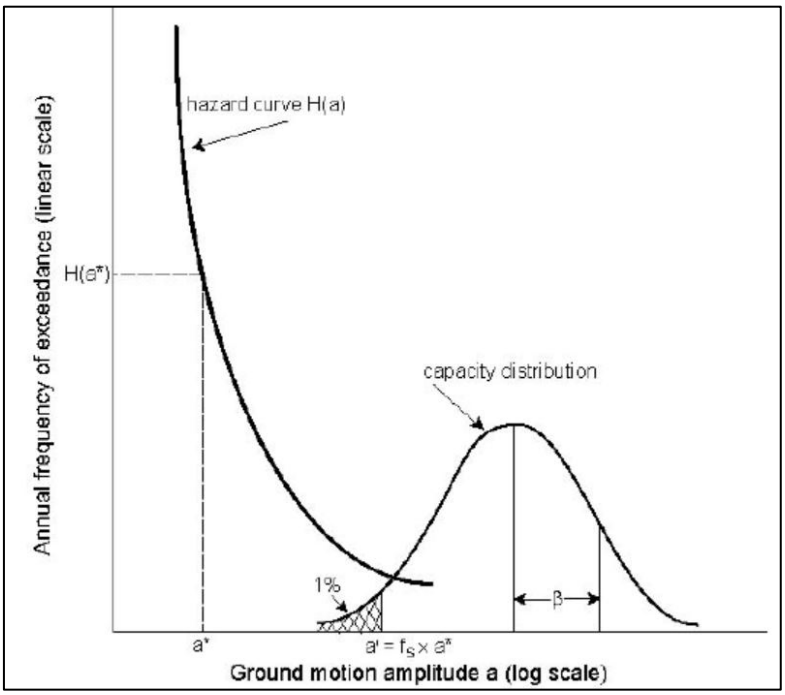

Abb. 4.33 Wechselwirkung zwischen Gefährdungskurve H(a) und der mittleren Fragilitätskurve (Strukturkapazität) /MCG 11/

Wenn in Gleichung (2.3) aus Kap. 2.7 die Verteilungsfunktion $F_E(a)$ durch 1 – H(a) ersetzt wird, erhält man die Gleichung (4.68). Wenn in Gleichung (2.2) die Verteilungsdichte $f_E(a)$ durch – dH(a)/da ersetzt wird, erhält man die Gleichung (4.69).

Die Wahrscheinlichkeit P_f für einen Grenzzustand ist als die jährliche mittlere Zielüberschreitungswahrscheinlichkeit definiert (TPG). Die Gefährdungskurve *H(a)* ist definiert als die mittlere seismische Gefährdungskurve, die durch die Cauchy-Pareto komplementäre kumulative Verteilungsfunktion ausgedrückt wird. Da *H(a)* in dem doppelt logarith-

mischen Maßstab ungefähr linear ist, kann sie wie folgt approximiert werden (Gleichung (4.70)) /MCG 11/:

$$H_a = k_1 a^{-K_H} \tag{4.70}$$

Dabei sind k_1 und K_H Konstanten. Der Parameter K_H repräsentiert die Neigung der mittleren seismische Gefährdungskurve bei der Darstellung auf einer doppelt logarithmischen Skala. Wenn H_D eine Überschreitungswahrscheinlichkeit ist, bei welcher entsprechende UHRS-Spektrum bestimmt wurde und A_R ein Verhältnis der spektralen Beschleunigungen bei dem Wahrscheinlichkeitsniveau $0{,}1H_D$ und bei H_D ist, dann kann K_H wie folgt berechnet werden (Gleichung (4.71)):

$$K_H = \frac{1}{\log(A_R)} \tag{4.71}$$

Die typischen Werte von K_H für dem Westen der Vereinigten Staaten (WUS) würden im Bereich von 3 bis 6 liegen (A_R zwischen 1,6 und 2,2). In den zentralen und östlichen Gebieten der Vereinigten Staaten (CEUS) beträgt K_H typischerweise 2,5 oder weniger (A_R größer als 2,5) /MCG 11/. Die mittlere Fragilität (Versagenskurve) wird durch die lognormale kumulative Verteilungsfunktion (CDF) bestimmt (Gleichung (4.72):

$$F_C(a) = \emptyset\left\{\frac{\ln\left(\frac{a}{a_C}\right)}{\beta}\right\} \tag{4.72}$$

wobei a_C die Median-Tragfähigkeit und β die zusammengesetzte logarithmische Standardabweichung ist, deren Beträge sowohl die aleatorische (β_R) als auch die epistemische Unsicherheit (β_U) in der seismischen Einwirkung und dem Widerstand darstellen. Dabei wird β durch β_c in der Gleichung (4.60) bestimmt. Frühere amerikanische seismische probabilistische Analysen haben gezeigt, dass für die Mehrheit der Baustrukturen β im Bereich zwischen 0,3 und 0,6 liegt. Es wurde vorgeschlagen, dass als typischer Wert für weitere Untersuchungen 0,45 angenommen wird /NRC 07a/.

Durch das Einsetzen der Gleichungen (4.70) und (4.72) in die Gleichung (4.68) erhält man die sogenannte "Risikogleichung"

$$P_f = H(a_c) \cdot exp[(K_H\beta)^2/2] \tag{4.73}$$

In Worten ausgedrückt, heißt das, dass die Grenzzustandswahrscheinlichkeit gleich der Erdbebengefährdung ist, welche bei der Median-Kapazität der Baustruktur berechnet wird, multipliziert mit einem Korrekturfaktor, der von der Neigung der seismischen Gefährdungskurve und der logarithmischen Standardabweichung β abhängig ist. Beträgt beispielweise die Neigung der seismische Gefährdungskurve K_H = 2,5 und die logarithmische Standardabweichung β = 0,45, dann ergibt sich ein Korrekturfaktor von 1,88.

Um die Risikogleichung (4.73) in die Normen zu implementieren und der Regulierungsbehörde und den Ingenieuren die Möglichkeit zu geben, mit bekannten Bemessungsgrößen zu arbeiten, wurde diese Gleichung weiter transformiert. Dabei wurde zuerst das *p*-Quantil der mittleren Fragilitätskurve der Baustruktur für die lognormalverteilte Variable durch die Gleichung (4.74) dargestellt:

$$a_p = a_c \cdot \exp(X_p \beta) \tag{4.74}$$

Weiterhin zeigt der Standard ASCE/SEI 43-05 (/ASC 05/, /NRC 07a/), dass die Bemessungsbodenbewegung DBE (Design Basis Earthquake Ground Motion), also SSE (Safe Shutdown Earthquake), welche durch das Bemessungsantwortspektrum (Design Response Spectra) repräsentiert ist, aus den gleichmäßigen Gefährdungs-antwortspektren UHRS mittels Skalierungsfaktor *DF* (Gleichung (4.75)) ermittelt werden kann:

$$DRS = DF \cdot UHRS \tag{4.75}$$

DF ist der Designfaktor, welcher bei jeder Spektralfrequenz definiert ist. UHRS wird gemäß Tab. 4.17 für die mittlere jährliche Überschreitungshäufigkeit von 10^{-4} ermittelt (H_D – Hazard Exceedence Probability).

Dann wird das *p*-Quantil der mittleren Fragilitätskurve der Baustruktur wie folgt berechnet (siehe Gleichung (4.76)):

$$a_p = F_p \cdot DRS = F_p \cdot DF \cdot UHRS \tag{4.76}$$

F_p ist der Sicherheitsfaktor bezogen auf das *p*-Quantil.

Berücksichtigt man die Gleichungen (4.74) bis (4.76) und die Definition der Wahrscheinlichkeit H_D aus Tab. 4.17, kommt man zu folgendem Ergebnis (Gleichung (4.77):

$$DF = \left(F_p\right)^{-1} \left\{ R_p \cdot exp\left[\frac{(K_H\beta)^2}{2} - X_p K_H \beta\right]\right\}^{1/K_H} \tag{4.77}$$

Dabei ist das Wahrscheinlichkeitsverhältnis $R_p = H_D / P_F$ und damit gleich 10 gemäß Tab. 4.17.

Man kann erkennen, dass der Faktor D_F eine zunehmende Funktion des Wahrscheinlichkeitsverhältnisses R_P und eine abnehmende Funktion des seismischen Sicherheitsfaktors F_P ist.

Die NRC hat den HCPLF-Wert als 1 %-Quantil (1 % Ausschlussgrenze) der Kapazität (Widerstand), welche durch die mittlere Fragilitätskurve (Versagenskurve) in Gleichung (4.72) dargestellt ist, akzeptiert. Deswegen wird X_p = 2,326 (siehe Gleichung (4.64)).

Wenn der seismische Sicherheitsfaktor F_p bezogen auf 1 %-Quantil gleich 1 ist, wird der Designfaktor zu (Gleichung (4.78)):

$$DF = \left\{ R_p \cdot exp\left[\frac{(K_H\beta)^2}{2} - 2{,}326 \cdot K_H \beta\right]\right\}^{1/K_H} \tag{4.78}$$

Dieses Designfaktor D_F ist gleichbedeutend mit dem seismischen Sicherheitsfaktor bezogen auf das UHRS. Dabei ist das Ziel, einen Sicherheitsfaktor größer oder gleich 1,0 zu erhalten, welcher auf den 1 %-Quantil der bedingten Versagenswahrscheinlichkeit bezogen ist. Dieses Sicherheitselement ist gleichwertig zum ersten von zwei Zielwahrscheinlichkeiten in /NRC 07a/ (siehe oben, Bedingung 1).

Man kann beobachten, dass der Übergang von der Risikogleichung (4.73) hin zu den in der Ingenieurpraxis praktikableren Gleichungen (4.77) und (4.78) eine Transformation von einer vollprobabilistischen Fragestellung zu einem semi-probabilistischen Vorgehen bedeutet, welches in Europa üblich ist und in Kap. 2.8 beschrieben ist.

Eine weitere Vereinfachung wird in /NRC 07a/ dadurch erreicht, dass der Faktor D_F in der Gleichung (4.75) für die Auslegungskategorie SDB-5D (siehe Tab. 4.16) wie folgt berechnet werden kann (Gleichung (4.79)):

$$DF = \max\left\{1.0\ ;\ 0.6 \cdot {A_R}^{0.8}\right\} \tag{4.79}$$

Für jede Spektralfrequenz, bei der sich das UHRS definiert, ist ein Neigungsfaktor A_R mittels Gleichung (4.80) zu bestimmen:

$$A_R = \frac{SA_{0,1H_D}}{SA_{H_D}} = \frac{SA(10^{-5})}{SA(10^{-4})} \tag{4.80}$$

wobei SA_{HD} die Spektralbeschleunigung (SA) bei einer mittleren Überschreitungshäufigkeit von ($H_D = 10^{-4}$) und $SA_{0,1HD}$ die Spektralbeschleunigung (SA) bei einer Überschreitungshäufigkeit von ($0,1xH_D = 10^{-5}$) ist.

Ein Vergleich der Werte des Faktors D_F aus Gleichung (4.79) und Gleichung (4.78) ist in der Tab. 4.19 dargestellt. Der genaue Faktor D_F wird unter Verwendung von $R_P = 10$ (Wahrscheinlichkeitsverhältnis $R_P = H_D/P_F$) für SDB-5D (siehe Tab. 4.17) berechnet. Der Neigungsfaktor A_R variiert dabei von 1,5 bis 6,0 und die logarithmische Standardabweichung β liegt in einem praktikablen Bereich zwischen 0,3 und 0,6. Man kann aus dieser Tabelle entnehmen, dass die erforderlichen D_F-Werte mit den D_F-Werte, welche in /NRC 07a/ durch Gleichung (4.79) abgeschätzt wurden, in guter Übereinstimmung sind. Die Werte variieren von 1 bis ca. 2,5, was den gewöhnlichen Werten des Sicherheitsfaktors entspricht.

Tab. 4.19 Vergleich von exakten D_F-Werte mit Annäherung in ASCE 43-05 /NRC 07a/

TABLE C2-3. Design Factors, *DF*, Corresponding to Probability Ratio, R_P, of 10.0 (SDC-4 and SDC-5 Cases)

A_R	β 0.3	β 0.4	β 0.5	β 0.6	Approx. Values
1.5	0.879	0.943	1.071	1.288	1
1.75	0.956	0.971	1.028	1.134	1
2	1.054	1.041	1.064	1.123	1.04
2.25	1.16	1.127	1.127	1.159	1.15
2.5	1.27	1.22	1.202	1.214	1.25
2.75	1.383	1.317	1.284	1.28	1.35
3	1.496	1.416	1.369	1.351	1.44
3.25	1.161	1.517	1.457	1.427	1.54
3.5	1.725	1.619	1.547	1.505	1.63
3.75	1.841	1.721	1.637	1.585	1.73
4	1.956	1.824	1.729	1.666	1.82
4.25	2.072	1.927	1.821	1.748	1.91
4.5	2.188	2.031	1.914	1.831	2
4.75	2.304	2.134	2.077	1.915	2.09
5	2.42	2.238	2.1	1.998	2.17
5.25	2.536	2.342	2.193	2.082	2.26
5.5	2.652	2.446	2.287	2.167	2.35
5.75	2.769	2.55	2.38	2.251	2.43
6	2.885	2.655	2.474	2.336	2.52

Wie schon erwähnt, besteht der Zweck des Faktors D_F darin, das UHRS nach oben zu skalieren, um ein risikokonsistentes Bemessungsantwortspektrum zu erreichen. Der Designfaktor D_F in Gleichung (4.79) ist eine Annäherung an Gleichung (4.78). Das zeigt noch einmal, dass das Vorgehen in /NRC 07a/, /NRC 07b/ ein semi-probabilistischen Vorgehen ist.

4.4 Einwirkung Hochwasser

4.4.1 Bemessungshochwasser nach KTA 2207 in Deutschland

In Deutschland sind für den Schutz von Kernkraftwerken gegen Hochwasser die Regeln des KTA (Kerntechnischer Ausschuss) von Bedeutung. Das Bemessungshochwasser wird nach KTA 2207 /KTA 04/ ermittelt. Zugrunde zu legen ist der Wasserstand im Bereich der zu schützenden Anlagenteile, der sich aus einem Ereignis mit einer Überschreitungswahrscheinlichkeit von 10^{-4} pro Jahr ergibt.

Bei der Ermittlung des Bemessungsereignisses wird unterschieden zwischen Küstenstandorten, Standorten an Tideflüssen und Binnenstandorten. An Küsten- und Tideflussstandorten sind Scheitelwasserstände von Sturmfluten mit einer Überschreitungswahrscheinlichkeit von 10^{-4} pro Jahr zu ermitteln. An Binnenstandorten ist als Ausgangsgröße zur Ermittlung des Bemessungswasserstandes ein Hochwasserabfluss im Gewässer mit einer Überschreitungswahrscheinlichkeit von 10^{-4} pro Jahr anzusetzen und daraus der sich im Bereich der zu schützenden Anlagenteile einstellende Bemessungswasserstand abzuleiten.

In KTA 2207 /KTA 04/ werden keine Verfahren zur Bestimmung von Hochwassern mit dieser Überschreitenswahrscheinlichkeit vorgeschrieben. Der Anwender ist grundsätzlich frei ein geeignetes Verfahren seiner Wahl zu verwenden. In Anhang A der KTA 2207 /KTA 04/ wird jedoch für Binnenstandorte und für Küstenstandorte jeweils ein Verfahren zur Ermittlung von Hochwassern mit solchen Überschreitungswahrscheinlichkeiten beschrieben.

4.4.1.1 Küstenstandorte – vorgeschlagenes Verfahren zur Ermittlung von Sturmflutwasserständen

Die Ermittlung des Sturmflutwasserstandes mit einer Überschreitungswahrscheinlichkeit von 10^{-4} pro Jahr ($SFWH_{10^{-4}}$) erfolgt nach KTA 2207 /KTA 04/ durch die Ermittlung eines Sturmflutwasserstandes mit einer Überschreitungswahrscheinlichkeit von 10^{-2} pro Jahr ($BWH_{10^{-2}}$) als Basiswert und die anschließende Addition einer Extrapolationsdifferenz (ED) zur Abdeckung des Differenzwasserstandes zwischen $SFWH_{10^{-4}}$ und dem Basiswert $BWH_{10^{-2}}$:

$$\mathrm{SFWH}_{10^{-4}} = \mathrm{BWH}_{10^{-2}} + ED \tag{4.81}$$

Die Bestimmung des Basiswerts $BWH_{10^{-2}}$ soll mittels einer quantitativ-statistischen Extremwertanalyse erfolgen. Ein bestimmtes Vorgehen wie die Verwendung von Blockmaxima oder „Peak-over-Threshold“ ist ebenso wenig vorgeschrieben, wie die Verwendung bestimmter Verteilungsfunktionen bei der Extremwertanalyse.

Zur Bestimmung der Extrapolationsdifferenz ED wird dem Anwender unter anderem das „STAUZEIT-Verfahren“ (WindSTAU und ZEITliche Überlagerung mit astronomischer Tide) nach /JEN 03/ vorgeschlagen. Das STAUZEIT-Verfahren beruht auf der separaten

Auswertung von Windstaukurve und astronomischer Tide. Dazu werden Pegelmessdaten rechnerisch in Windstaukurve und astronomische Tide zerlegt (siehe Abb. 4.34). Die astronomische Tide kann sehr genau berechnet werden, so dass die Trennung zuverlässig durchgeführt werden kann. Dieses Verfahren hat den Vorteil, dass auch Windstaukurven bei Tideniedrigwasser der Analyse zugänglich werden.

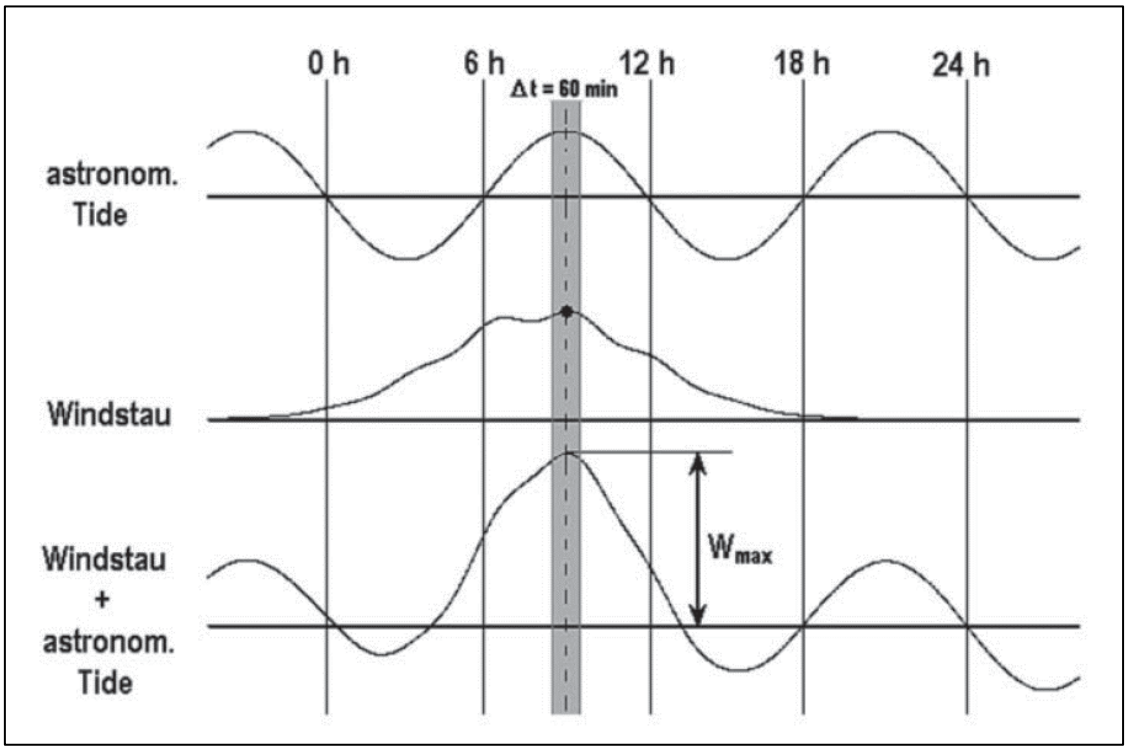

Abb. 4.34 Zerlegung der Pegelmessreihe („Windstau+ astronom. Tide“) in den Tideanteil (rechnerisch ermittelt) und die Windstaukurve /JEN 03/

Die Auswertung erfolgt in zwei Schritten. Da Windstau und astronomische Tide näherungsweise voneinander unabhängige Prozesse sind, können die Wahrscheinlichkeiten für das gleichzeitige Eintreten von maximaler Windstaukurve mit maximaler Tide (P_Z) und die Eintrittswahrscheinlichkeit für eine bestimmte Windstauhöhe (F_W) getrennt ermittelt werden. Es wird davon ausgegangen, dass die Überschreitungswahrscheinlichkeit eines Sturmflutwasserwasserstandes F_{tot} sich gemäß Gleichung (4.82) berechnen lässt.

$$\mathrm{F}_{tot} = \mathrm{P}_Z \, F_W \tag{4.82}$$

Nach /JEN 03/ ergibt sich für die Wahrscheinlichkeit der Überlagerung der Maxima ein Faktor P_Z = 1/20. Damit kann ein Sturmflutwasserstand mit einer Überschreitungswahr-

scheinlichkeit von $F_{tot} = 10^{-4}$ pro Jahr ermittelt werden mit einem Windstau, der sich statistisch einmal in 500 Jahren (entsprechend $F_W = 1/500$) ergeben würde (vergleiche Abb. 4.35). Die Extrapolationsdifferenz ergibt sich dann aus der Differenz zwischen diesem Wasserstand (Windstaukurve mit 500 Jahren Wiederkehrperiode und Überlagerung der maximalen Tide) und einem Wasserstand mit einer Überschreitungswahrscheinlichkeit von 10^{-2} pro Jahr. Das Verfahren nach KTA 2207 /KTA 04/ stellt insofern auf die Mischung zweier Verfahren zur Ermittlung eines Sturmflutwasserstandes mit der geforderten Überschreitungswahrscheinlichkeit ab.

In der Praxis befinden sich an den Standorten selbst meist keine Pegel und in räumlicher Nähe nur Pegel mit relativ kurzen Zeitreihen, die für statistische Extrapolationen nur sehr eingeschränkt zuverlässig sind. Deswegen werden meist Pegel mit möglichst langen Zeitreihen verwendet und die Ergebnisse mittels Übertragungsfunktionen auf den Standort übertragen.

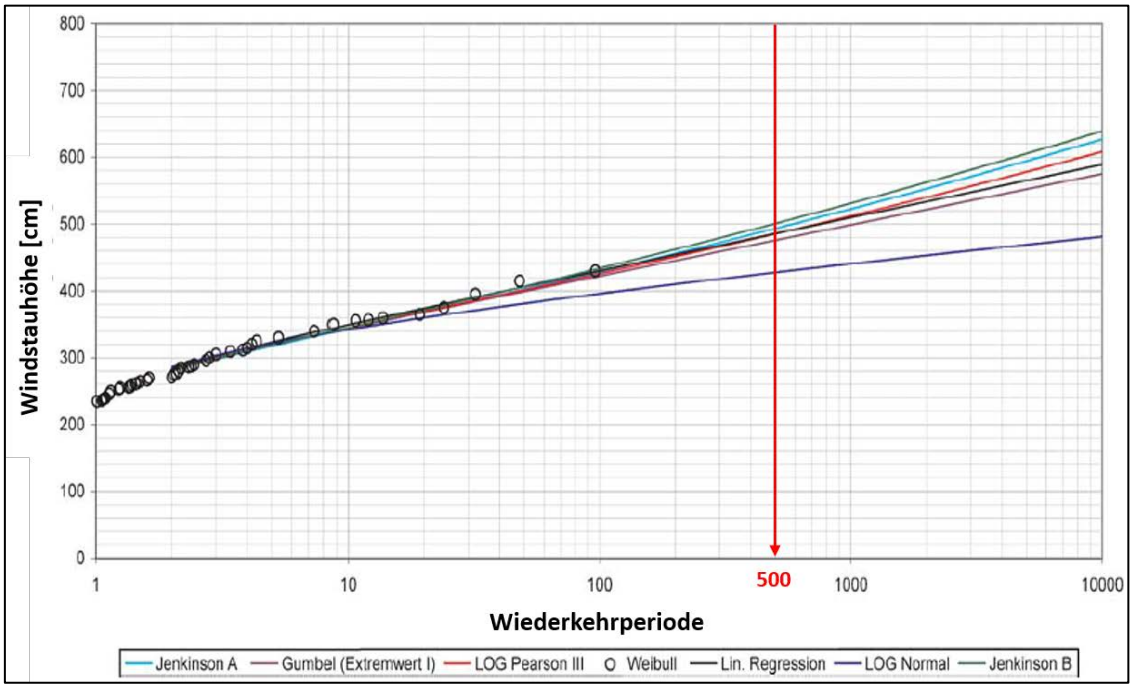

Abb. 4.35 Ermittlung einer Windstauhöhe mit einer Wiederkehrperiode von 500 Jahren /JEN 03/

4.4.1.2 Binnenstandorte – vorgeschlagenes Verfahren zur Bestimmung von Abflussmengen im Gewässer

Die Ermittlung der Abflussrate im Gewässer mit einer Überschreitungswahrscheinlichkeit von 10^{-4} pro Jahr nach KTA 2207 /KTA 04/ basiert auf der Pearson-III-Wahrschein-

lichkeitsverteilung, die die Gammaverteilung um einen dritten Parameter (Lageparameter) erweitert.

$$\mathrm{f(x)} = \frac{\beta^{\alpha} x^{\alpha-1} e^{-\beta x}}{\Gamma(\alpha)} \tag{4.83}$$

Ausgehend von der Wahrscheinlichkeitsdichteverteilung der Gammaverteilung (Gleichung (4.83)) mit Formparameter α und inversem Skalenparameter β ergibt sich die Wahrscheinlichkeitsdichteverteilung der Pearson-III-Verteilung mit Lageparameter μ.

$$\mathrm{f(x)} = \frac{\beta^{\alpha} (x-\mu)^{\alpha-1} e^{-\beta(x-\mu)}}{\Gamma(\alpha)} \tag{4.84}$$

Dabei ist x die unabhängige Zufallsvariable. Die kumulierte Verteilungsfunktion der Pearson-III-Verteilung ergibt sich dann zu

$$\mathrm{F(x)} = \int_{\mu}^{x} \mathrm{f(t)dt} = \int_{\mu}^{x} \frac{\beta^{\alpha} (t-\mu)^{\alpha-1} e^{-\beta(t-\mu)}}{\Gamma(\alpha)} dt \tag{4.85}$$

Die Integration ist nicht in geschlossener Form ausführbar.

Sowohl bei der Gamma- als auch bei der Pearson-III-Verteilung ergibt sich, dass die standardisierte Zufallsvariable k

$$k(P) = \begin{cases} \dfrac{x(P)}{s_x}, Gammaverteilung \\ \dfrac{x(P) - \mu}{s_x}, Pearson - III - Verteilung \end{cases} \tag{4.86}$$

für eine bestimmte Überschreitungswahrscheinlichkeit P ausschließlich von der Schiefe c der Wahrscheinlichkeitsverteilung abhängt. Die standardisierte Zufallsvariable k wird Häufigkeitsfaktor genannt.

Mit den Zuweisungen $x = \mathrm{HQ}$, $s_x = s_{\mathrm{HQ}}$ und μ= MHQ folgt nach KTA 2207 /KTA 04/ die Gleichung (4.87):

$$\mathrm{HQ}_{(10^{-4})} = \mathrm{MHQ} + s_{HQ}\, k_{(10^{-4})} \tag{4.87}$$

Dabei ist $HQ_{(10^{-4})}$ der Hochwasserscheitelabfluss mit einer Überschreitungswahrscheinlichkeit von 10^{-4} pro Jahr, MHQ der mittlere Hochwasserscheitelabfluss einer längeren Zeitreihe, s_{HQ} die Standardabweichung dieser Zeitreihe und $k_{(10^{-4})}$ der Häufigkeitsfaktor für eine Überschreitungswahrscheinlichkeit von 10^{-4} pro Jahr.

Die Werte für MHQ und s_{HQ} werden aus den Daten der Hochwasserzeitreihe errechnet. Der Häufigkeitsfaktor $k_{(10^{-4})}$ ergibt sich nach Gleichung (4.88):

$$\mathrm{k}_{(10^{-4})} = k_{(10^{-2})} f \tag{4.88}$$

Dabei ist $k_{(10^{-2})}$ der Häufigkeitsfaktor, der sich aus der tatsächlichen Schiefe c der Beobachtungsdaten ergibt. Dieser Wert kann aus einer Tabelle für die tatsächliche Schiefe c abgelesen werden oder alternativ berechnet werden nach Gleichung (4.89):

$$\mathrm{k}_{(10^{-2})} = 2{,}3183 + 0{,}7725c - 0{,}0650c^2 \tag{4.89}$$

Der Faktor f, der der Extrapolation vom hundertjährlichen Hochwasser zum 10.000-jährlichen Hochwasser dient, ergibt sich aus Gleichung (4.90):

$$f = \frac{\mathrm{k}_{(10^{-4},max)}}{k_{(10^{-2},max)}} = \frac{12{,}36}{4{,}37} \approx 2{,}8 \tag{4.90}$$

Dabei sind die Häufigkeitsfaktoren k maximiert worden. Maximiert heißt im Kontext der KTA 2207 /KTA 04/, dass für die Extrapolation von einer hypothetischen Schiefe von c =4 ausgegangen wird. Die tatsächlichen Schiefen der Beobachtungszeitreihen liegen in der Regel unter 4 und somit ist eine konservative Abschätzung durch die Maximierung der Schiefe gegeben. Die Vorgehensweise mit der Maximierung der Schiefe soll das Zusammentreffen ungünstiger Einflüsse abdecken.

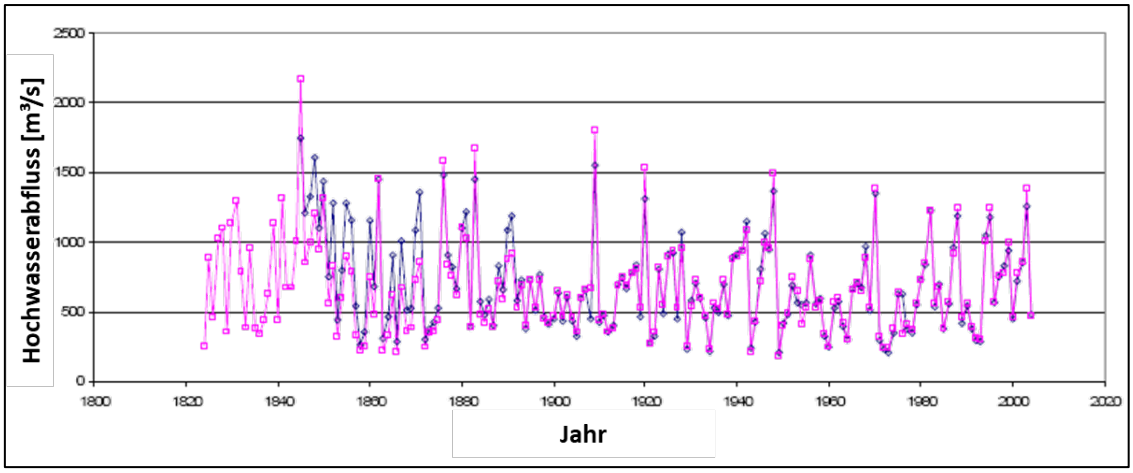

Abb. 4.36 Zeitreihen der jährlichen Spitzenabflüsse (Pegelmaxima) für zwei Pegel

Aus Zeitreihen von Pegelmessdaten, wie in Abb. 4.36 dargestellt, werden die benötigten Werte für MHQ, s_{HQ} und c gemäß den Gleichungen (4.91) bestimmt.

$$\begin{cases} MHQ = \sum_{i=1}^{n} \frac{HQ_i}{n} & |empirischer\ Mittelwert \\ s_{HQ} = \sqrt[2]{\sum_{i=1}^{n} \frac{(HQ_i - MHQ)^2}{n-1}} & |emp.Standardabweichung \\ c = \frac{n}{(n-1)(n-2)} \sum_{i=1}^{n} \left(\frac{HQ_i - MHQ}{s_{HQ}}\right)^3 & |empirische\ Schiefe \end{cases} \quad (4.91)$$

Dabei ist n die Anzahl der (jährlichen) Pegelmaxima und HQ_i der Wert des i-ten jährlichen Pegelmaximums. Für die blaue Zeitreihe in Abb. 4.36 ergeben sich beispielsweise die Werte MHQ = 675 m³/s, s_{HQ} = 333 m³/s und c = 1,3. Mit Hilfe der Gleichungen (4.87) bis (4.90) lässt sich daraus das Bemessungshochwasser nach KTA 2207 /KTA 04/ berechnen:

$$\begin{aligned} k_{(10^{-2})} &= 2{,}3183 + 0{,}7725c - 0{,}0650c^2 \approx 3{,}2 \Rightarrow \\ \mathrm{k}_{(10^{-4})} &= k_{(10^{-2})} f = 3{,}2 * 2{,}8 \\ HQ_{(10^{-4})} &= \mathrm{MHQ} + s_{HQ} 3{,}2 * 2{,}8 \approx\ 3658\ \frac{m^3}{s} \end{aligned} \quad (4.92)$$

Das Verfahren nach KTA 2207 /KTA 04/ beruht auf /KLE 01/.

4.4.2 Frankreich – Bemessungshochwasser nach ASN Guide N° 13

Der Zielwert für die Jährlichkeit des Bemessungshochwassers ist auch in Frankreich 10.000 Jahre entsprechend einer jährlichen Überschreitungswahrscheinlichkeit von 10^{-4} pro Jahr. Der ASN Guide N° 13 /ASN 13/ unterscheidet zwischen unterschiedlichen „Reference Flood Situations“ (RFS), die im Wesentlichen unterschiedliche Quellen für Überflutungen unterscheiden. Für die einzelnen RFS wird zur Erreichung des Zielwertes für die Jährlichkeit (10.000 Jahre) unterschiedlich vorgegangen.

Für jeden Standort zu betrachten sind Überflutungen aus

- lokalen Regenfällen (einschließlich kleinster Einzugsgebiete ≤ 10 km²),
- kleinen Einzugsgebieten (10 bis 5000 km²),
- Zerstörung oder Fehlfunktion von Strukturen, Leitungen oder Einrichtungen (bezieht sich auf zivilisatorische Einflüsse, wie Talsperren etc.),
- mechanisch induzierten Wellen (bezieht sich auf zivilisatorische Einflüsse wie die Regelung von Kanal Zu- und Abläufen),
- und hohem Grundwasserspiegel.

Für Flussstandorte sind zusätzlich Überflutungen aus

- großen Einzugsgebieten (>5000 km²),
- Versagen von wasserzurückhaltenden Strukturen,
- und lokale windinduzierte Wellen

zu betrachten.

Für Küstenstandorte sind zusätzlich Überflutungen aus

- Sturmfluten,
- Wellen (Meereswellen oder lokale windinduzierte Wellen),
- und Seiche (Schaukelwelle)

zu betrachten.

Im Folgenden wird näher auf die Überflutungen aus lokalen Regenfällen, Überflutungen aus kleinen Einzugsgebieten, Überflutungen aus großen Einzugsgebieten und auf Sturmfluten eingegangen.

4.4.2.1 Lokale Regenfälle

In Bezug auf Überflutungen durch lokale Regenfälle sind Regenfälle unterschiedlicher Zeitdauern zu ermitteln. Um das Ziel einer Überschreitungswahrscheinlichkeit von 10^{-4} pro Jahr zu erreichen soll gemäß /ASN 13/ für die Regenfälle unterschiedlicher Zeitdauern jeweils ein Ereignis mit 100 Jahren Wiederkehrperiode ermittelt und davon die obere Grenze des 95 % Vertrauensintervalls (entsprechend der 97,5 %-Quantil) gewählt werden.

Die Referenzregenfälle sind durch eine statistische Analyse der Regenfalldaten einer repräsentativen Wetterstation zu quantifizieren. Diese sind für alle Zeitdauern zu ermitteln, die nötig sind, um eines oder mehrere konservative Regenfallszenarien für alle zu schützenden Anlagenteile zu entwickeln. Da Regenmengen zumeist zu festen Zeitpunkten ermittelt werden, ist eine Untererfassung der Regenfälle für eine feste Zeitspanne wahrscheinlich. Dieser Tatsache wird Rechnung getragen durch einen Korrekturfaktor von 1,14 (Weiss-Koeffizient). Die Gültigkeit der Referenzregenfälle ist durch den Vergleich mit anderen repräsentativen Messstellen oder einem Regionalisierungsansatz zu rechtfertigen.

Bezüglich der Funktionsfähigkeit von Geländeentwässerungssystemen sind erschwerende Randbedingungen anzusetzen, sofern sie in angrenzende Gewässer entwässern, deren Wasserspiegelhöhe relevant für die Auslegung ist. Um den Einfluss möglicher (partieller) Blockaden der Entwässerungssysteme oder seltenerer Niederschlagsereignisse zu berücksichtigen ist bei der Analyse für ein Niederschlagsszenario mit einer Stunde Dauer von einer vollständigen Blockade der Geländeentwässerung auszugehen.

Überflutungen aus oberstromigen kleinsten Einzugsgebieten (≤10 km²) sollen untersucht werden. Es soll sichergestellt werden, dass signifikante Reserven bestehen gegen die zu erwartenden Abflussmengen aus den Referenzniederschlagsereignissen. Dabei sollen detaillierte numerische Modellierungen des Einzugsgebietes zum Einsatz kommen.

4.4.2.2 Überflutung aus einem kleinen Einzugsgebiet

Kleine Einzugsgebiete definiert der ASN Guide N° 13 /ASN 13/ als Einzugsgebiete mit einer Fläche von 10 bis 5000 km². Für diese Einzugsgebiete ist die Ermittlung einer Spitzenabflussrate mit einer Wiederkehrperiode von 10.000 Jahren, entsprechend einer Überschreitungswahrscheinlichkeit von 10^{-4} pro Jahr, zu ermitteln.

Die Ermittlung des Bemessungshochwassers soll vorzugsweise durch ein hydrologisches Modell erfolgen, das das asymptotische Verhalten der mittleren Niederschlags-Abfluss-Transformation für einen Zeitschritt, der die charakteristische Zeitspanne („time of concentration“) des Einzugsgebiets umfasst, erfasst. Aus dem extrapolierten mittleren Hochwasserabfluss können dann die Spitzenabflussraten mittels eines Formfaktors errechnet werden. Die Ermittlung des Formfaktors kann bei vorliegenden Abflussmessdaten aus dem Verhältnis von Spitzenabflussraten zu mittleren Abflussraten zusammengehöriger Flutereignisse als Mittelwert dieser Verhältnisse erfolgen. Falls keine Messdaten vorliegen, kann auf Regionalisierungsmodelle zurückgegriffen werden.

Für Einzugsgebiete, die zwischen 10 und 100 km² groß sind, ist es zulässig die obere Grenze des 95 % Vertrauensintervalls des Niederschlagsereignisses mit 100 Jahren Wiederkehrperiode anzusetzen und die sich ergebende Spitzenabflussrate mit dem Faktor 2 zu multiplizieren. Dabei sollen detaillierte numerische Modellierungen des Einzugsgebietes zum Einsatz kommen.

4.4.2.3 Überflutung aus einem großen Einzugsgebiet

Große Einzugsgebiete definiert der ASN Guide N° 13 /ASN 13/ als Einzugsgebiete mit einer Fläche von mehr als 5000 km². Für diese Einzugsgebiete wird die Spitzenabflussrate folgendermaßen ermittelt: Die obere Grenze des 70 % Konfidenzintervalls (also das 85 %-Quantil) bei einer Wiederkehrperiode von 1000 Jahren wird bestimmt und diese Spitzenabflussrate um 15 % erhöht. Die Wahl der oberen Grenze des 70 % Konfidenzintervalls sowie der Aufschlag von 15 % soll der Erreichung des Zielwerts einer jährlichen Überschreitungswahrscheinlichkeit von 10^{-4} dienen.

Die Wahl des Extrapolationsverfahrens soll gerechtfertigt werden. Werden tägliche Abflussraten als Grundlage der Extrapolation verwendet, dann kann aus dem extrapolierten mittleren Hochwasserabfluss die Spitzenabflussrate mittels eines Formfaktors errechnet werden. Die Ermittlung des Formfaktors kann bei vorliegenden Abflussmessdaten aus

dem Verhältnis von Spitzenabflussraten zu mittleren Abflussraten zusammengehöriger Flutereignisse als Mittelwert dieser Verhältnisse erfolgen.

4.4.2.4 Sturmfluten

Zur Ermittlung eines Sturmflutwasserstandes bietet der ASN Guide N° 13 /ASN 13/ zwei alternative Wege an. Der erste Weg besteht in der Addition von maximaler Tide und Windstau. Dabei ist als Windstauhöhe diejenige Höhe zu wählen, die sich aus der oberen Grenze des 70 %-Konfidenzintervalls (also das 85 %-Quantil) des Windstaus mit 1000 Jahren Wiederkehrperiode ergibt und darauf ein Zuschlag von einem Meter zu addieren. Die Höhe des Zuschlags ergibt sich aus den Beobachtungen mehrerer Pegelmessungen, die jeweils einen extremen Ausreißerwert hatten (der sich aber aus jeweils unterschiedlichen Sturmflutereignissen ergab).

Der zweite alternative Weg ergibt sich aus der direkten statistischen Extrapolation von Pegelmessungen (als der Summe aus Windstau und Tide) zu einer Wiederkehrperiode von 10.000 Jahren, entsprechend einer jährlichen Überschreitungswahrscheinlichkeit von 10^{-4}.

4.5 Methodik für Gefährdungsanalysen zu naturbedingten Einwirkungen für kerntechnische Standorte

4.5.1 Prinzipielle Vorgehensweise bei Standortgefährdungsanalysen

Soll an einem bestimmten Standort eine Auslegung gegen Einwirkungen von außen erfolgen, so muss ein Bemessungsereignis ermittelt werden. Es gibt mehrere Möglichkeiten ein Bemessungsereignis zu ermitteln:

- Ermittlung des physikalischen Maximums der betrachteten Einwirkung,
- Deterministische Ermittlung eines Wertes oder
- Ermittlung des Wertes in Abhängigkeit der Eintrittswahrscheinlichkeit.

Die ersten beiden Möglichkeiten werden international und national vereinzelt genutzt. Zu bedenken ist dabei, dass die Ermittlung eines physikalisch möglichen Maximums nur für einzelne Einwirkungen sinnvoll möglich ist. Die deterministische Bestimmung von Einwirkungswerten gibt oft Experteneinschätzungen oder die nach Expertenmeinung maximierten Einwirkungswerte aus regionalen Beobachtungen wieder. Beispiele für determi-

nistische Vorgehensweisen sind die deterministische seismische Gefährdungsanalysen, wie sie in Frankreich und Deutschland (in Ergänzung zur probabilistischen Gefährdungsanalyse) verwendet werden oder auch Verfahren wie das Probable Maximum Flood Verfahren, das in den USA weit verbreitet verwendet wird.

Die Entwicklung geht international immer mehr in Richtung eines risikobasierten Ansatzes und erfordert daher eine Verknüpfung der Eintrittswahrscheinlichkeit eines Ereignisses mit seinen Auswirkungen. Daher werden in zunehmendem Maße statistische und probabilistische Verfahren zur standortbezogenen Gefährdungsermittlung verwendet, die die Zuordnung von Ereignisstärken zu Überschreitungswahrscheinlichkeiten ermöglichen. In den folgenden Kapiteln wird daher das prinzipielle Vorgehen bei statistischen und probabilistischen Gefährdungsanalysen beschrieben.

4.5.1.1 Statistische Standortgefährdungsermittlung

Grundlage jeder statistischen Standortgefährdungsermittlung sind die charakteristischen Messdaten, die für die zu betrachtende Einwirkung heranzuziehen sind. Meist liegen am zu betrachtenden Standort selbst keine oder nur wenige Messdaten vor, so dass auf Messdaten aus der Umgebung zurückgegriffen werden muss. Wenn dies der Fall ist, dann müssen die Ergebnisse dieser Analyse in geeigneter Weise auf den Standort übertragen werden. Die statistische Standortgefährdungsanalyse besteht also meist zumindest aus drei Schritten:

- der Ermittlung der für die betrachtete Einwirkung relevante Daten und ihrer Qualität,
- der statistischen Auswertung dieser Daten im Hinblick auf die Einwirkung und
- der Übertragung der Ergebnisse der statistischen Auswertung für die Messstellen auf den zu betrachtenden Standort.

4.5.1.1.1 Daten

Am Anfang jeder statistischen Datenanalyse stehen die Daten. Dazu ist es nötig verfügbare Daten für den Standort zu ermitteln und zu erfassen. Meist liegen für den zu betrachtenden Standort selber jedoch keine oder nur sehr wenige Messdaten oder sonstige Daten vor, weshalb auf längere Messreihen und sonstige Daten der (näheren) Umgebung zurückgegriffen werden muss. Messdaten sind dabei alle Daten, die mit Messinstrumenten nach einheitlichen Standards erhoben wurden, sonstige Daten können beispielsweise anekdotische Berichte aus Kirchenbüchern oder historische Hochwassermarken an Gebäuden oder ähnliches sein, die auf Einwirkungsstärken schließen lassen.

Vor Beginn der statistischen Auswertung sind die Messdaten hinsichtlich Lücken in den Datenreihen (für einzelne Zeiträume liegen keine Daten vor) und Plausibilität zu überprüfen. Auch den Daten unterliegende Trends (vergl. Abb. 4.37) sollten überprüft und ggf. bei der späteren Analyse berücksichtigt werden.

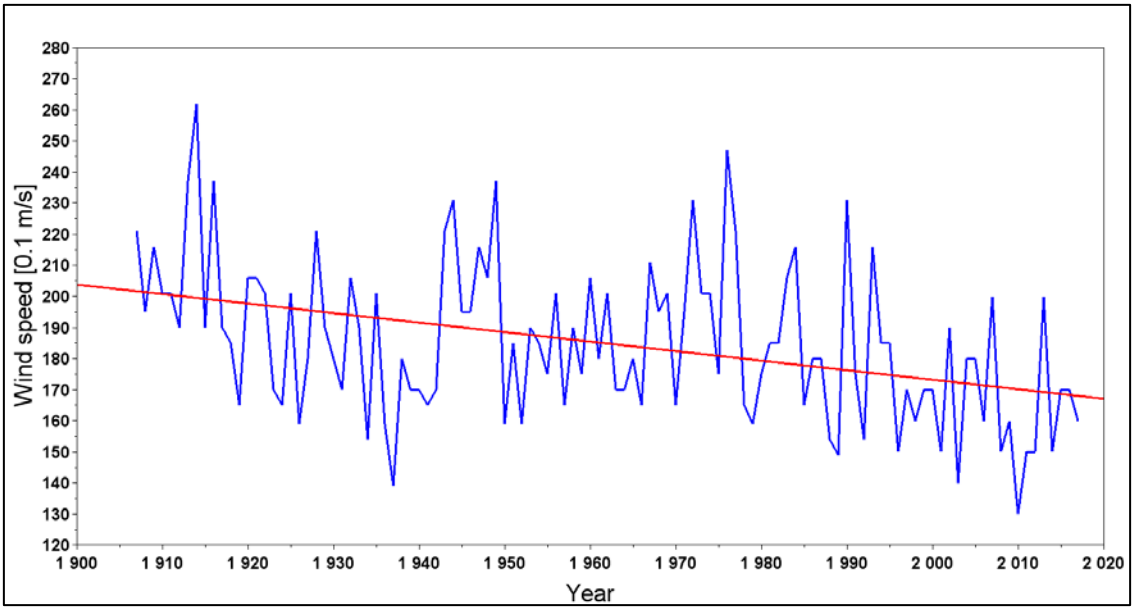

Abb. 4.37 Beispiel für ein den Daten unterliegenden Trend. Zeitreihe der Jahresmaxima der mittleren stündlichen Windgeschwindigkeiten mit linearem Trend für die Station Eelde in den Niederlanden

4.5.1.1.2 Statistische Auswertung

Für die statistische Auswertung von Mess- und sonstigen Daten stehen eine Vielzahl von Methoden zur Verfügung. In der Extremwertstatistik üblich sind u. a. Verfahren die sich auf Blockmaxima- oder auf „Peak-over-threshold"-Methoden beziehen. Dabei werden den Beobachtungsdaten empirische Überschreitungswahrscheinlichkeiten zugeordnet und an die so erhaltene empirische Zufallsverteilung werden Wahrscheinlichkeitsverteilungen, wie z. B. die Normalverteilung oder die in Kap. 4.4.1.2 genannte Pearson-III-Verteilung angepasst.

4.5.1.1.2.1 Blockmaxima-Methoden

Bei Blockmaxima-Methoden werden die vorhandenen Daten in zeitlich gleich lange Blöcke zerlegt und aus jedem so entstandenen Block nur das jeweilige Maximum in der weiteren Analyse betrachtet. Dabei ist bei Maximalwerten in der Nähe der Blockgrenzen Vorsicht geboten, da sonst ggf. ein Ereignis in zwei verschiedenen Blöcken gezählt wird.

Den ermittelten Maxima der einzelnen Blöcke wird dann jeweils eine empirische Überschreitungswahrscheinlichkeit zugewiesen. Die Zuweisung der Überschreitungswahrscheinlichkeit eines bestimmten Maximums erfolgt in zwei Schritten:

- Sortierung der Maxima nach absteigender Größe: Der größte Wert steht an erster Stelle (an erstem Rang), der kleinste Wert an letzter Stelle (an letztem Rang),
- Ermittlung einer empirischen Überschreitungswahrscheinlichkeit gemäß Gleichung (4.93) aus dem Rang eines Maximums und der Anzahl der der betrachteten Maxima.

In Bezug auf die Wahl der empirischen Überschreitungswahrscheinlichkeiten gibt es viele Modelle, die einfachsten Modelle haben die Form der Gleichung (4.93). Modelle dieser Form werden in der Praxis zumeist verwendet.

$$\mathrm{f}_i = \frac{i - a}{N + 1 - 2a} \tag{4.93}$$

Dabei ist f_i die empirische Überschreitungswahrscheinlichkeit des Maximums mit Rang i (Das Maximum steht in der geordneten Liste an i-ter Stelle), N ist die Anzahl der Maxima und a ist ein Wert zwischen 0 und 0,5. Für die Wahl von a gibt es eine Vielzahl an Lite-

ratur, ein Konsens hinsichtlich der besten Wahl ist nicht abzusehen. Oft verwendet werden $a = 0$ (Weibull), $a = 0{,}40$ (Cunnane), $a = 0{,}44$ (Gringorten) und $a = 0{,}5$ (Hazen) /ENG 19/.

Die jährliche Überschreitungswahrscheinlichkeit ergibt sich aus der Verbindung der empirischen Überschreitungswahrscheinlichkeiten mit der Blocklänge. Beträgt die Blocklänge ein Jahr, so ist die empirische Überschreitungswahrscheinlichkeit gleich der jährlichen Überschreitungswahrscheinlichkeit; ist die Blocklänge beispielsweise ein Monat, so ist die empirische Überschreitungswahrscheinlichkeit identisch mit der monatlichen Überschreitungswahrscheinlichkeit und muss ggf. entsprechend umskaliert werden.

Die vorstehenden Ausführungen gelten uneingeschränkt nur bei einer ununterbrochenen Zeitreihe von Beobachtungsdaten. Existieren Lücken in den Zeitreihen, so sind diese gesondert zu behandeln. Oft können die Lücken durch indirekte Methoden gefüllt werden, indem sekundäre Informationsquellen, wie Zeitungsartikel und Berichte über aufgetretene Naturphänomene berücksichtigt werden. Existieren in der Lücke keine Zeitungsartikel oder Berichte über extreme Ereignisse, so kann zumindest geschlossen werden, dass keine außergewöhnlich großen Ereignisse auftraten und damit die aufgetretenen Ereignisse unterhalb einer gewissen Wahrnehmungsschwelle lagen. Die Zuordnung von in der Lücke aufgetretenen Ereignissen, die sich aus Berichten ergeben, zu empirischen Überschreitungswahrscheinlichkeiten kann durch Modifikationen der Gleichung (4.93) erfolgen. Analog können auch Daten vor dem Beginn der Messreihe eingefügt werden, sofern diese vorliegen. Bei all diesen „Auffüllungen“ ist jedoch große Vorsicht geboten, da meist nur Intervallschätzungen der einzelnen Ereignisse vorliegen. Ein Vergleich der Ergebnisse mit und ohne Auffüllungen ist zwingend geboten.

4.5.1.1.2.2 Peak-over-threshold-Methoden

Bei „Peak-over-threshold“-Methoden werden im Gegensatz zur Methode der Blockmaxima keine Blöcke gebildet, sondern alle Ereignisse einer Zeitreihe, die über einem Schwellwert liegen gezählt. Dies führt dazu, dass z. B. zwei (oder mehr) ähnlich große Ereignisse innerhalb eines Jahres gezählt werden, oder aber auch innerhalb eines Jahres gar kein Ereignis gezählt wird. Die Anzahl der gezählten Ereignisse ist abhängig von der Wahl des Schwellwertes der Beobachtungsdaten. Es ist durch geeignete Analysen sicherzustellen, dass die ausgewählten Ereignisse auch unabhängige Ereignisse darstellen.

Die Zuweisung von empirischen Überschreitungswahrscheinlichkeiten erfolgt ähnlich der Vorgehensweise bei den Blockmaxima, allerdings ist der Bezug für den Rang nun die Anzahl der gezählten Ereignisse (k) und die empirischen Überschreitungswahrscheinlichkeiten müssen noch zusätzlich skaliert werden mit dem Verhältnis der Anzahl der gezählten Ereignisse (k) zu der Anzahl der Beobachtungsjahre (N). Gleichung (4.94) geht für N=k in Gleichung (4.93) über.

$$\mathrm{f}_i = \frac{k}{N}\frac{i-a}{k+1-2a} \tag{4.94}$$

Auch hier können Beobachtungslücken gefüllt werden durch Zeitungsartikel oder andere Berichte aus den Jahren ohne Messdaten. Sofern der Schwellwert der Beobachtungsdaten kleiner als die Wahrnehmungsschwelle gewählt ist unterscheidet sich das nicht grundsätzlich von der Vorgehensweise bei den Blockmaxima. Ist die Wahrnehmungsschwelle kleiner als der Schwellwert der Beobachtungsdaten, so ist die „Lücke“ gar keine echte Lücke, sondern lediglich ein Zeitraum ohne eingetretenes Ereignis. Auch historische Ereignisse vor Beginn der Messungen können geeignet integriert werden.

4.5.1.1.2.3 Extrapolation zu geringen Überschreitungswahrscheinlichkeiten

Für die Extremwertanalyse ist zu beachten, dass kumulierte Wahrscheinlichkeitsverteilungen $F(x) = P(X \leq x)$ die Unterschreitungswahrscheinlichkeit darstellen. Die Überschreitungswahrscheinlichkeit ergibt sich daraus zu

$$\mathrm{P}(\mathrm{X} > \mathrm{x}) = 1 - \mathrm{P}(\mathrm{X} \leq \mathrm{x}) = 1 - \mathrm{F}(\mathrm{x}) \tag{4.95}$$

Bei der Extrapolation von empirischen Verteilungsfunktionen zu geringen Überschreitungswahrscheinlichkeiten sind vor allem die generalisierten Extremwertverteilungen (GEV) und die generalisierten Pareto-Verteilungen (GPD) von großer theoretischer Bedeutung.

Die generalisierten Extremwertverteilungen (Gleichung (4.96)) sind gemäß dem Satz von Fisher, Tippett und Gnedenko die einzigen möglichen Grenzverteilungen von geeignet normierten Maxima einer Folge von unabhängigen und identisch verteilten Zufallsvariablen. Im Sinne der Extremwerttheorie stellen die Werte, die nach der Blockmaxima-

Methode ermittelt werden, eine solche Folge dar und können daher mittels generalisierter Extremwertverteilungen beschrieben werden.

$$s = \frac{X_i - \mu}{\sigma}$$
$$F(s,\xi) = \begin{cases} e^{-(1+\xi s)^{-1/\xi}}, \xi \neq 0 \\ e^{-e^{-s}}, \xi = 0 \end{cases} \tag{4.96}$$

Dabei sind x die Maxima des Beobachtungszeitraumes, μ ist der Lageparameter, σ der Skalenparameter und ξ der Formparameter.

Die generalisierten Pareto-Verteilungen (Gleichung (4.97)) sind gemäß dem Satz von Pickands, Balkema und de Haan die Grenzverteilungen der Funktion $F_u(y)$, die für eine (unbekannte) Verteilungsfunktion F einer Zufallsvariablen X die bedingte Wahrscheinlichkeit dass X > u ist, misst:

$$\mathrm{F}_u(\mathrm{y}) = \mathrm{P}(\mathrm{X} - \mathrm{u} \leq \mathrm{y} | X > u) = \frac{\mathrm{F}(\mathrm{u} + \mathrm{y}) - \mathrm{F}(\mathrm{u})}{1 - F(u)} \tag{4.97}$$

Im Grenzwert u → ∞ ergibt sich $F_u(y) \rightarrow G_{k,\sigma}(y)$

$$G_{k,\sigma}(y) = \begin{cases} 1 - (1 + k\, {}^{y}/_{\sigma})^{-1/k}, k \neq 0 \\ 1 - e^{-y/\sigma}, k = 0 \end{cases} \tag{4.98}$$

Im Sinne der Extremwerttheorie stellen die Werte, die nach der Peak-over-threshold-Methode ermittelt werden, die Werte einer solchen Funktion $F_u(y)$ dar und können daher mittels generalisierter Pareto-Verteilungen beschrieben werden.

In der Praxis der Extremwertermittlungen werden abgesehen von den generalisierten Extremwertverteilungen für Blockmaxima-Methoden auch weitere Verteilungsfunktionen herangezogen, diese umfassen unter anderem die

- Pearson-III-Verteilung und die log-Pearson-III-Verteilung (Pearson-III-Verteilung angewandt auf die Logarithmen der Messdaten),
- Normalverteilung und die log-Normalverteilung (Normalverteilung angewandt auf die Logarithmen der Messdaten).

Dies ist in Pragmatismus und Erfahrungswerten begründet, da viele natürliche Zufallsvariablen oder deren Logarithmen sich meist gut durch die genannten Verteilungen beschreiben lassen. Die generalisierten Extremwertverteilungen gelten im Sinne des Satzes von Fisher, Tippett und Gnedenko /FER 14/ eigentlich auch nur exakt im Grenzwert unendlich vieler Beobachtungen.

4.5.1.1.3 Übertragung der Ergebnisse auf den Standort

Eine Übertragung der Ergebnisse von einer oder mehrerer Extremwertanalysen auf den zu untersuchenden Standort ist dann erforderlich, wenn mit Mess- und sonstigen Daten am Standort selbst keine Extremwertanalyse durchführbar ist. Die Übertragung der Ergebnisse erfolgt dann von den Messorten mittels Modellrechnungen.

4.5.1.1.3.1 Beispiel Flusshochwasser

Angenommen der betrachtete Standort liegt an einem Fluss zwischen zwei Pegelmessstellen, bei denen jeweils die Abhängigkeiten der Pegelstände von den Durchflussmengen durch Messungen und hydraulische Rechnungen bekannt sind. Unter der Prämisse, dass sich die Abflussquerschnitte und die Neigung der Sohle des Gewässerquerschnittes nicht wesentlich verändern, kann dann im einfachsten Fall mittels linearer Interpolation auf den Wasserstand am zu betrachtenden Standort geschlossen werden.

Komplexere Fälle können mittels ein-, zwei- oder dreidimensionaler hydraulischer Modelle einer Analyse zugänglich gemacht werden. Dabei spielen neben der Topographie auch die Untergrundeigenschaften wie Bewuchs oder Versiegelung eine zentrale Rolle. Auch die Wahl der hydraulischen Modelle richtet sich nach der Komplexität der Topografie, insbesondere topografische Änderungen entlang des Fließweges beeinflussen die Wasserspiegellage maßgeblich.

4.5.1.1.3.2 Beispiel Wind

Bei der Übertragung der Ergebnisse von Extremwertanalysen von Messstandorten auf den zu betrachtenden Standort werden topografische (speziell orografische) Faktoren ebenso berücksichtigt, wie Rauhigkeitseigenschaften der Erdoberfläche, die sich aus Bewuchs und Bebauung ergeben. Wichtige Faktoren sind zudem die Hauptwindrichtungen für starke Windereignisse.

Aus den Ergebnissen der Extremwertanalyse an den Messstandorten kann mit Hilfe der Messhöhe über Grund und der Umgebungseigenschaften (Bewuchs und Bebauung) z. B. mittels einfacher Modelle wie dem logarithmischen Windprofil auf eine Einheitshöhe und Einheitsrauigkeit umgerechnet werden. Diese Windgeschwindigkeiten können auf den Standort übertragen werden unter Berücksichtigung der orografischen Änderungen, der Änderungen der Rauigkeiten gegenüber der Referenzrauigkeit und unter Beachtung des Einflusses der Windrichtung.

Auch in diesem Beispiel können verschiedene Verfahren zur Übertragung herangezogen werden, von einfachen Modellen wie dem logarithmischen Windprofil über zunehmend komplexere Strömungs- oder Turbulenzmodelle, die mehr Details der Umgebung berücksichtigen.

4.5.1.1.3.3 Beispiel Temperatur

Temperaturen können von einem Messstandort auf den zu betrachtenden Standort zum Beispiel übertragen werden durch einfache Modelle, wie adiabatische (feucht- oder trockenadiabatische) Zustandsänderung entsprechend der Höhendifferenz zwischen Messstandort und zu betrachtendem Standort. Komplexere Modelle können ebenfalls noch Änderung in Bewuchs, Bebauung, oder Topografie berücksichtigen.

4.5.2 Internationale Entwicklungen bei Gefährdungsanalysen

Im Folgenden werden kurz drei Entwicklungen in der Gefährdungsanalyse beschrieben, die in den letzten Jahren stattfanden bzw. absehbar stattfinden werden. Dies sind der SHAC-F-Prozess, das neue Überflutungsrisikomanagement des Rijkswaterstaat in den Niederlanden und die probabilistische Windgefährdungsanalyse, die das „Department of Energy“ für regierungseigene oder durch die Regierung gepachtete nukleartechnische und sonstige Anlagen und Standorte in den USA fordert.

SHAC-F steht für „Structured Hazard Assessment Committee Process for Flooding” und beschreibt ein dreistufiges Verfahren zur probabilistischen Überflutungsgefährdungsermittlung, wie es in den USA in Zukunft für kerntechnische Anlagen zum Einsatz kommen soll.

Das Überflutungsrisikomanagement des Rijkswaterstaat beschreibt das Vorhaben für jeden Einwohner der Niederlande bis 2050 eine Basissicherheit gegen überflutungsbedingte Todesfälle bekommen soll. Zusätzlich sollen Bereiche, deren Überflutung zu großen sozialen Störungen führen können, z. B. durch viele Todesfälle oder durch bedeutende wirtschaftliche Schäden, einen zusätzlichen Schutz bekommen.

Die geforderte probabilistische Windgefährdungsanalyse des Department of Energy stuft die Zielwerte für die jährlichen Überschreitungswahrscheinlichkeiten der Bemessungsereignisse ab nach der von der betroffenen Anlage ausgehenden Gefährdung.

4.5.2.1 SHAC-F-Prozess

Der SHAC-F-Prozess /PRA 19/ beschreibt ein dreistufiges Verfahren, das von Stufe zu Stufe komplexer wird. Die erste Stufe dient einer Ersteinschätzung des Gefährdungspotentials eines bestimmten Überflutungsmechanismus und soll mehrere Verfahren zur Ermittlung von Gefährdungskurven umfassen. Dabei soll vor allem auf einfach verfügbaren Daten aufgebaut werden. Die zweite Stufe dient der Verfeinerung bereits bestehender Analysen der Stufe eins. Insbesondere sollen hier so weit möglich zusätzliche Daten der Auswertung erschlossen werden, die sich zum Beispiel aus historischen Berichten oder auch aus paläontologischen Untersuchungen zu Überflutungen ergeben. Auch sollen hier weitere Quellen für Modellunsicherheiten erfasst und variiert werden, wie die Anfangsbedingungen der Analyse. Stufe drei soll noch umfassender durchgeführt werden. Dazu können zum Beispiel noch zusätzliche Daten gemessen werden wie bathymetrische Daten oder auch Instationaritäten der Daten oder Zustände untersucht werden.

Grundlegende Gemeinsamkeiten aller drei Stufen sind die Erfassung der aleatorischen und epistemischen Unsicherheiten, die umfassende Dokumentation aller Schritte und Ergebnisse und das begleitende Peer Review. Als Ergebnis steht jeweils eine Familie von Gefährdungskurven zur Verfügung, die die Ergebnisse sämtlicher Untersuchungen inklusive der Unsicherheitsbandbreiten darstellen.

In Stufe eins (siehe Abb. 4.38) sollen mittels mehrerer Verfahren eine Familie von Gefährdungskurven für eine Ersteinschätzung zur Verfügung gestellt werden. Dabei können Verfahren, die Pegelmessdaten statistisch extrapolieren (verschiedene Verteilungsfunktionen) und Verfahren, die aus den statistisch extrapolierten Niederschlägen (verschiedenen Verfahren) für ein Einzugsgebiet mittels Niederschlags-Abfluss-Modellen (verschiedene Modelle), zum Einsatz kommen um den Zusammenhang zwischen Überschreitungswahrscheinlichkeit und Hochwassergefährdung zu quantifizieren. Dabei werden die aleatorischen Unsicherheiten des Niederschlags und der Abflussmessungen ebenso quantifiziert wie die epistemischen Unsicherheiten der Messungen, statistischen Modelle und Parameter. Der Projektmanager stellt die Kommunikation zwischen dem technischen Team, dem Auftraggeber und dem begleitenden Peer Review (PPRP) sicher /PRA 19/.

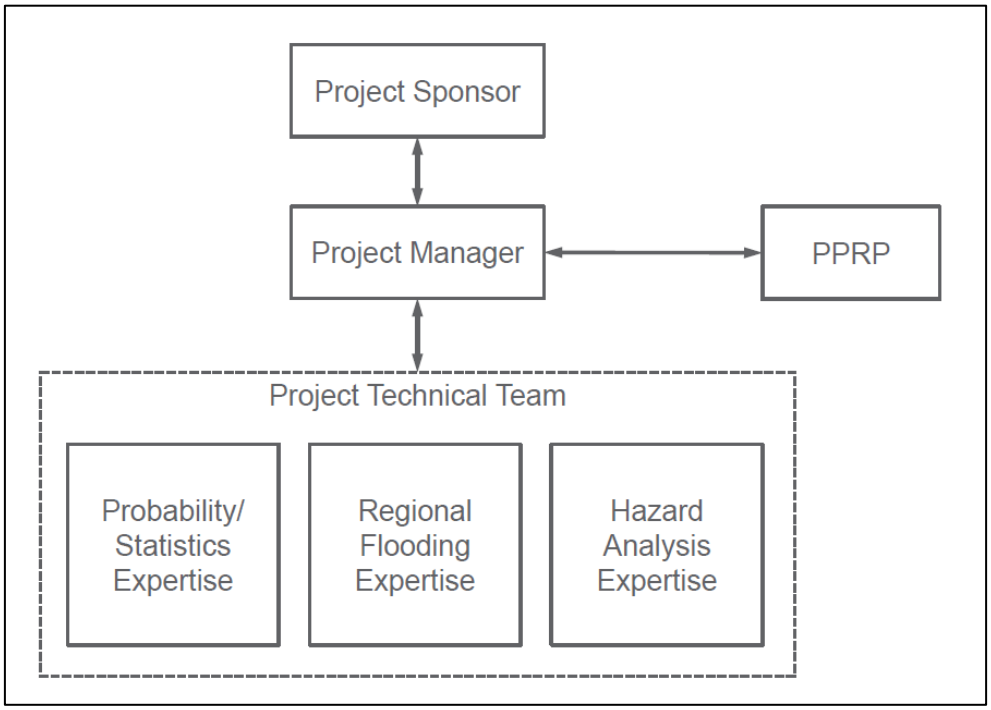

Abb. 4.38 Projektstruktur für Stufe eins des SHAC-F-Prozesses /PRA 19/

In Stufe zwei des SHAC-F-Prozesses (Abb. 4.39) werden über die in Stufe eins geleisteten Arbeiten hinaus so weit möglich noch zusätzliche Daten erhoben und die Analyse aus Stufe eins damit erweitert. Zusätzlich zu der Unsicherheitsanalyse aus Stufe eins sollen ebenso die aleatorische und epistemische Unsicherheit der Analyseanfangsbedingungen erfasst werden. Das technische Projektteam wird erweitert um weitere Gebiete der Expertise. Externe Qualitätssicherung wird fallweise hinzugezogen /PRA 19/.

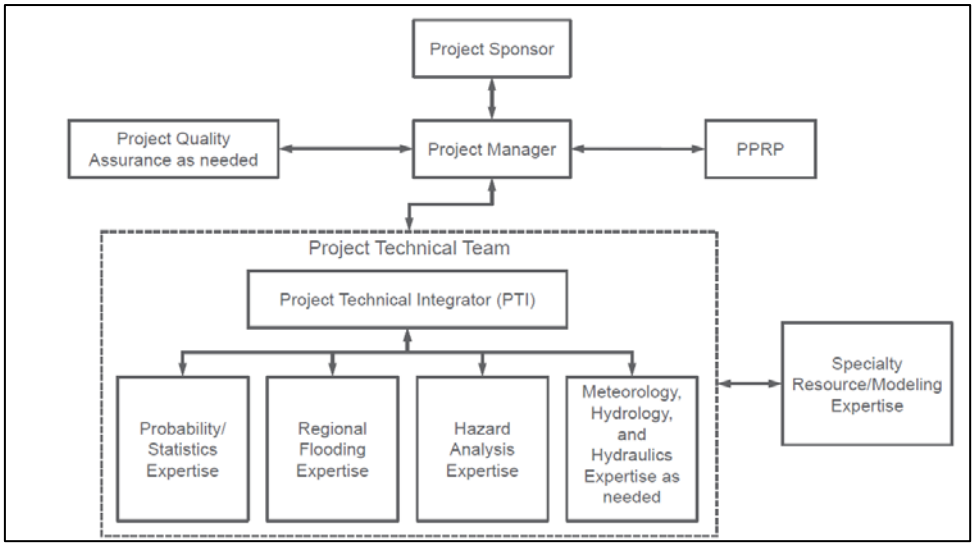

Abb. 4.39 Projektstruktur für Stufe zwei des SHAC-F-Prozesses /PRA 19/

In Stufe drei des SHAC-F-Prozesses (vgl. Abb. 4.40) werden Lücken in den Daten aus Stufe zwei, die nicht ermittelbar waren ggf. durch eigene Untersuchungen behoben, beispielsweise durch paläontologische Überflutungsstudien oder durch bathymetrische Messungen. Instationaritäten werden untersucht und ggf. berücksichtigt. Das technische Projektteam wird erweitert um weitere Gebiete der Expertise wie Datenbankexperten, Experten für Geoinformationssystem (GIS) und weitere technischen Unterstützung. Externe Beratung wird fallweise hinzugezogen. Für die einzelnen Themenfelder bestehen die Teams nun aus mehreren Experten, die umfassendere Analysen der verwendeten meteorologischen, hydrologischen und hydraulischen Modelle durchführen. Die verwendeten meteorologischen (MMC), hydrologischen (HOMC) und hydraulischen Modelle (HAMC) werden umfassend charakterisiert /PRA 19/.

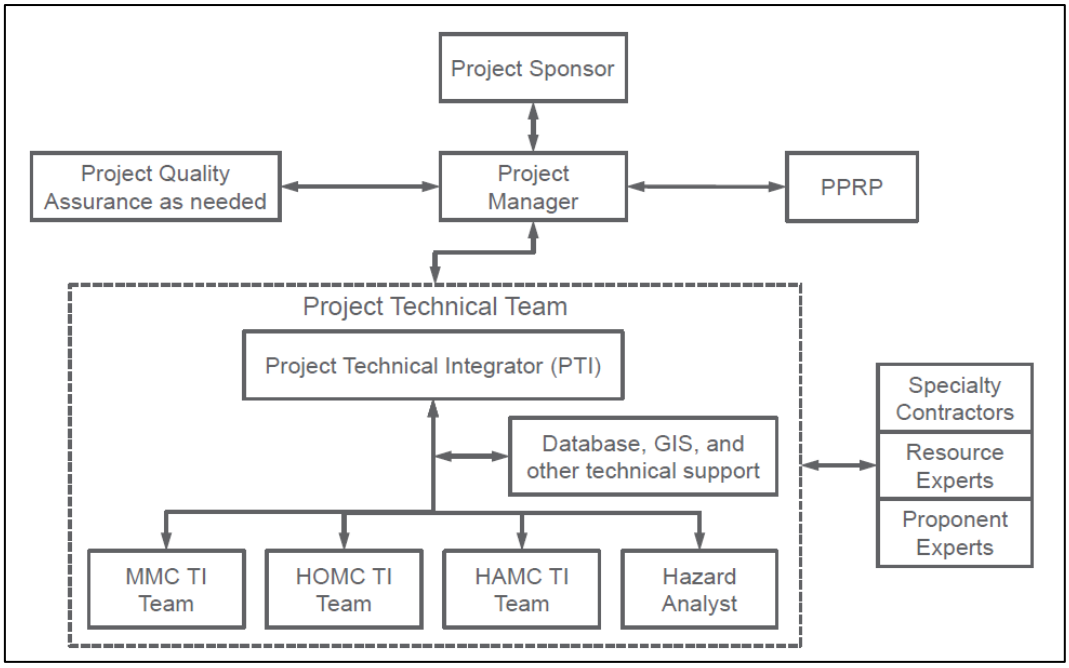

Abb. 4.40 Projektstruktur für Stufe drei des SHAC-F-Prozesses /PRA 19/

Ein Ablaufdiagramm für eine probabilistische Überflutungsgefährdungsanalyse der Stufe drei mittels Niederschlags-Abfluss-Modellen ist in Abb. 4.41 zu sehen. Für jede Anfangsbedingung (IC) werden alle Randbedingungen (BC) untersucht und für alle Fälle jedes Niederschlagsereignis (Input Set) angesetzt. Jede Kombination aus IC, BC und Input Set wird mit jedem Niederschlags-Abfluss-Modell (ACM) analysiert. Die Ergebnisse werden mittels eines logischen Baumes gewichtet /PRA 19/.

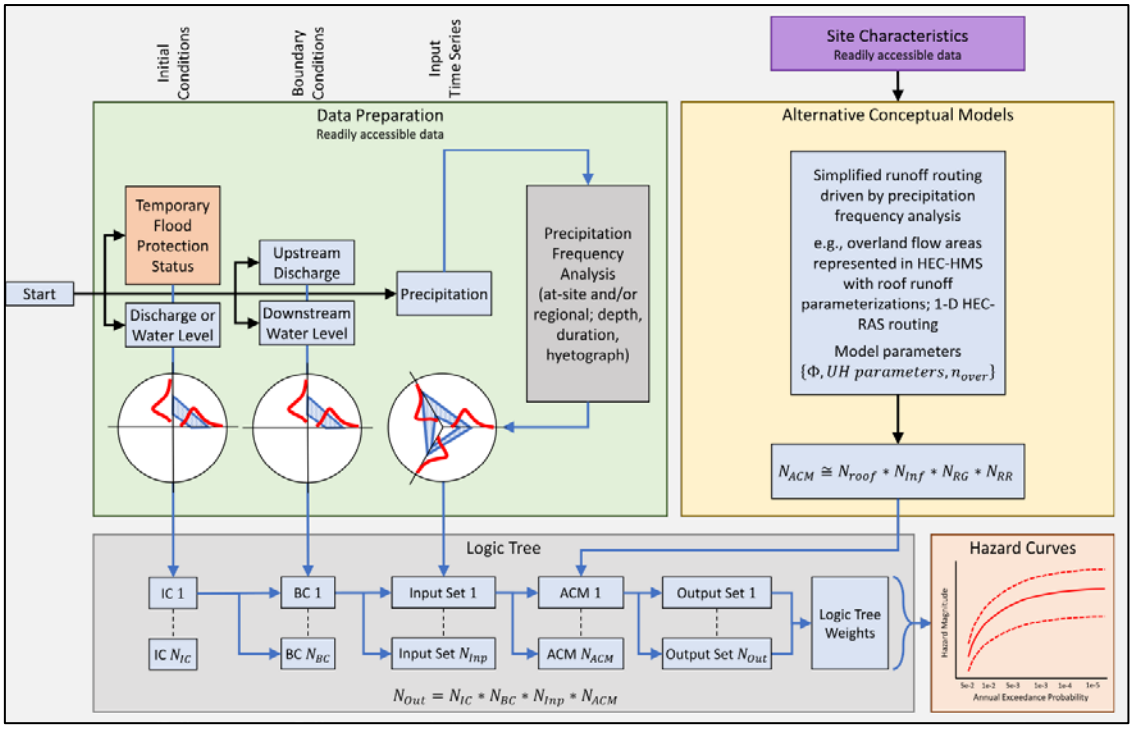

Abb. 4.41 Ablaufdiagramm für eine probabilistische Überflutungsgefährdungsanalyse der Stufe drei mittels Niederschlags-Abfluss-Modellen /PRA 19/

4.5.2.2 Überflutungsschutz in den Niederlanden

Der Rijkswaterstaat als zuständige Behörde für den Küsten- und Überflutungsschutz der Niederlande setzt eine neue Strategie zum Überflutungsschutz um. Das grundlegende Vorgehen ändert sich dabei. Bisher wurden für einzelne Regionen Vorgaben gemacht, gegen welche mittleren Wiederkehrperioden von Wasserständen die Deiche und Küstenschutzmaßnahmen ausgelegt sein müssen. Dabei wurden für die einzelnen Regionen unterschiedliche Vorgaben zu den zu betrachtenden mittleren Wiederkehrperioden gemacht (zwischen 1250 und 10.000 Jahren mittlerer Wiederkehrperiode). In Zukunft soll der Schutz gegen Überflutung auf zwei Faktoren basieren. Als Basisschutz soll für jeden Einwohner der Niederlande ein Schutz gewährleistet werden, der das individuelle Risiko des Todes durch eine Überflutung auf einen Wert der nicht größer als 10^{-5} pro Jahr ist begrenzt /VVU 18/. Bereiche, in denen Überflutungen zu großen sozialen Störungen führen können, z. B. durch viele Todesfälle oder durch bedeutende wirtschaftliche Schäden, sollen darüber hinaus einen zusätzlichen Schutz bekommen.

Das Vorgehen ist dabei risikobasiert und betrachtet nicht nur die Eintrittswahrscheinlichkeit der Überflutung, sondern auch die Auswirkungen der Überflutung. Die Schwere der Auswirkungen der Überflutung bestimmen das Niveau des Schutzes gegen Überflutung.

Die Auswirkungen sind bestimmt durch die Besiedlung oder Nutzung des Gebietes hinter der Überflutungsschutzmaßnahme, die Geschwindigkeit, mit der eine Überflutung eintritt und die resultierende Überflutungshöhe /VVU 18/. Dabei werden insbesondere auch die Versagenswahrscheinlichkeiten von Deichen berücksichtigt.

4.5.2.3 Probabilistische Windgefährdungsanalyse

Der DOE Standard 1020-2012 /DOE 12/ des Department of Energy der Vereinigten Staaten von Amerika fordert unter anderem die Auslegung von regierungseigenen oder durch die Regierung gepachteten nukleartechnischen und sonstige Anlagen und Standorten in den USA gegen Starkwindereignisse. Um diese Auslegung zu erreichen werden Zielwerte für die Überschreitungswahrscheinlichkeiten bzw. mittlerer Wiederkehrperiode solcher Starkwindereignisse vorgegeben und eine probabilistische Untersuchung gefordert.

/DOE 12/ teilt Anlagen, bauliche Strukturen, Systeme und Komponenten in fünf Winddesignklassen ein. Die Winddesignklasse richtet sich nach dem Gefährdungspotential bei Versagen. Die Winddesignklassen sind nach aufsteigendem Gefährdungspotential geordnet. Es werden spezifische Auslegungswerte für Starkwindereignisse aus Hurrikans, Tornados und sonstigen Starkwindereignissen gefordert. Für die Winddesignklassen drei und vier werden Werte für die mittlere Wiederkehrperiode vorgegeben. Für Winddesignklasse 5 wird Bezug genommen auf das Regelwerk der NRC, insbesondere auf NRC RG 1.76, Rev. 1, “Design Basis Tornado and Tornado Missiles for Nuclear Power Plants” /NRC 07b/ für Tornados, und NRC RG 1.221 “Design Basis Hurricane and Hurricane Missiles for Nuclear Power Plants” /NRC 11/ für Hurrikan-Einwirkungen. Die geforderten Wiederkehrperioden sind in Tab. 4.20 dargestellt. Sowohl NRC RG 1.76 (für Tornados) /NRC 07b/ als auch NRC 1.221 (für Hurricane) /NRC 11/ fordern Auslegungswindgeschwindigkeiten mit einer Wiederkehrperiode von 10 Millionen Jahren. Diese Windgeschwindigkeiten sind jedoch nicht durch die Lizenznehmer zu ermitteln, sondern können aus den Gefährdungskarten in diesen Regelwerken entnommen werden.

Tab. 4.20 Zielwerte für die mittlere Wiederkehrperiode in Abhängigkeit der Winddesignklasse (WDK) nach /DOE 12/.

WDK	Mittlere Wiederkehrperiode für die Auslegung		
	Hurricane	Tornado	Sonstige Starkwindereignisse
WDK-3	2.500	50.000	2.500
WDK-4	6.250	125.000	6.250
WDK-5			n/a

4.6 Einwirkung Explosionsdruckwelle für kerntechnische Standorte

4.6.1 Auslegungsanforderungen gegen Druckwellen aus chemischen Explosionen und gefährlichen luftgetragenen Stoffen

4.6.1.1 Sicherheitsanforderungen an Kernkraftwerke

Das aktuelle deutsche kerntechnische Regelwerk und damit insbesondere die „Sicherheitsanforderungen an Kernkraftwerke“ /BMU 15/ enthalten im Anhang 3 in Abschnitt 4 „Anforderungen zur Beherrschung von Einwirkungen von außen sowie Notstandsfällen“ auch Anforderungen an die Auslegung von Kernkraftwerken gegen die hier zu untersuchenden Einwirkungen „Explosionsdruckwelle“ und „Eindringen gefährlicher Stoffe“.

In Abschnitt 4.2.2.2 des Anhangs 3 von /BMU 15/ werden Anforderungen zur Auslegung gegen „Anlagenexterne Explosion“ gestellt.

Als wesentliche Anforderung an die bauliche Auslegung für den Schutz von Kernkraftwerken gegen Druckwellen aus chemischen Reaktionen wird auf die Druckwellen-Richtlinie des Bundesministeriums des Inneren /BMI 76/ (vgl. Abschnitt 4.6.1.2) Bezug genommen, sofern keine Hinweise auf höher zu erwartende Druckverläufe vorliegen.

Bezüglich der zu betrachtenden Explosionsphänomene werden in /BMU 15/ auch Phänomene wie „Deflagrationen mit partieller Detonation (DDT)“ aufgeführt, über die zum Zeitpunkt der Erstellung der BMI-Richtlinie /BMI 76/ nur sehr wenig bekannt war. Eine Detonation in der Nähe eines zu schützenden Gebäudes wurde in /BMI 76/ für eine Gaswolke, die beliebig nahe an ein zu schützendes Gebäude herandriften kann, nicht angenommen.

4.6.1.2 Druckwellenrichtlinie des BMI

Die „Richtlinie für den Schutz von Kernkraftwerken gegen Druckwellen aus chemischen Reaktionen durch Auslegung der Kernkraftwerke hinsichtlich ihrer Festigkeit und indizierter Schwingungen sowie Sicherheitsabstände“, Stand August 1976 des Bundesministeriuems des Inneren (BMI), (auch als Druckwellenrichtlinie bezeichnet) /BMI 76/ konkretisiert den nach dem Atomgesetz (AtG) zu gewährleistenden Schutz gegen bestimmte Einwirkungen von außen. Die Erfüllung der Anforderungen dieser Richtlinie war seit der Bekanntmachung im September 1976 Teil der Genehmigungsvoraussetzungen für Kernkraftwerke. Unabhängig davon können standortspezifische Randbedingungen eine höherwertige Auslegung gegen Druckwellen erfordern, wie z. B. nahe an Verkehrsflüssen gelegene sicherheitstechnisch erforderliche Pumpenhäuser.

Die Richtlinie stellt Anforderungen an

a) die Auslegung der zu schützenden Gebäude, einschließlich Anforderungen an die Umgebungsgestaltung sowie

b) die Einhaltung von Mindestabständen beim Umgang mit explosionsfähigen Stoffen.

4.6.1.2.1 Auslegungsanforderungen an die zu schützenden Gebäude

Gemäß den Auslegungsanforderungen müssen die zu schützenden Gebäude hinsichtlich ihrer Festigkeit sowie induzierter Schwingungen einen Druckverlauf am Gebäude gemäß Abb. 4.42 abtragen können. Der Spitzenüberdruck nach 0,1 s beträgt dabei 0,45 bar. 0,2 s nach Beginn des Druckanstiegs ist der Überdruck auf 0,3 bar gefallen und verbleibt auf dem Niveau mindestens 1 s lang allseitig quasistatisch. Falls mehrfache Explosionen nicht ausgeschlossen werden können, ist eine Auslegung gegen mehrfache, sich nicht überlagernde Explosionen erforderlich. Es ist davon auszugehen, dass die Druckwelle aus jeder Richtung kommen kann.

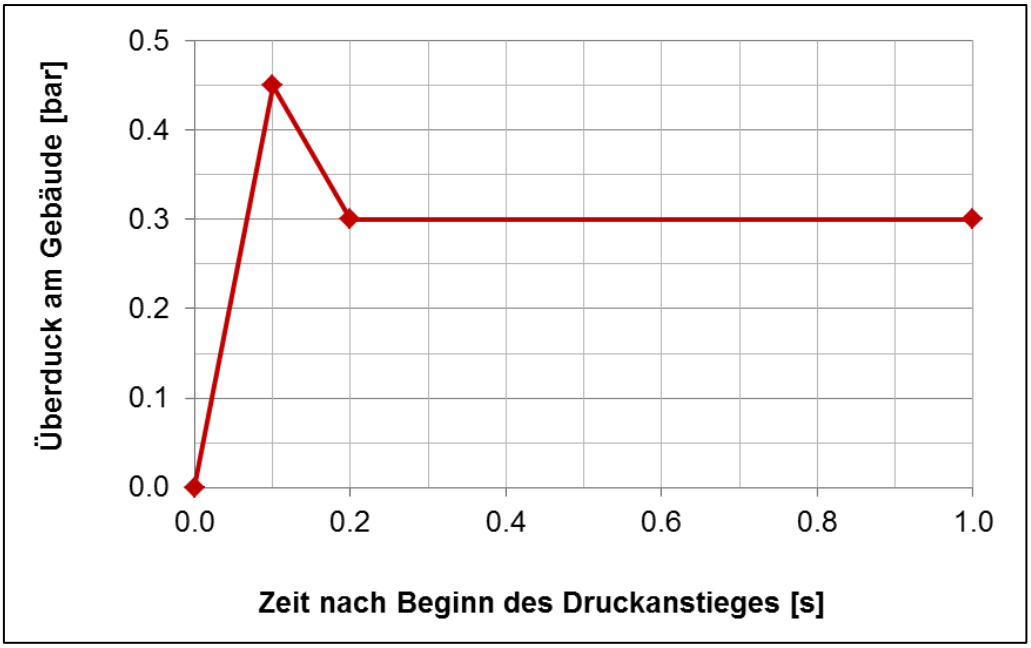

Abb. 4.42 Druckverlauf am Kernkraftwerksgebäude gemäß /BMI 76/

Zusätzlich wird bei der Planung von Innenhöfen und Gassen von Kernkraftwerken gefordert, dass diese Druckentlastungsflächen von mindestens 20 % der einschließenden Fläche aufweisen. Bei der Gestaltung von Gebäuden der Kraftwerksanlage müssen

- fokussierende Anordnungen von Gebäuden,
- langgestreckte Gassen,
- nur nach oben offene, kubusförmige Höfe und
- turbulenzerzeugende Strukturen

vermieden werden.

4.6.1.2.2 Einhaltung von Mindestabständen beim Umgang mit explosionsfähigen Stoffen

Die Abstandsanforderungen in Form einer Massen-Abstands-Beziehung gelten für den „Umgang“ mit „explosionsfähigen“ Stoffen im Sinne der Richtlinie /BMI 76/. Der Begriff „explosionsfähig“ bezieht sich dabei auf:

- Sprengstoffe oder instabile Stoffe, die in der Fest- oder Flüssigphase reagieren, sowie

- brennbare Gase und Flüssigkeiten, die mit Luft explosionsfähige Atmosphären bilden können.

Der Begriff „Umgang“ wird in der Richtlinie ebenfalls näher definiert, und es werden Einrichtungen genannt (Ziffer IV, Nr. 2), die als Orte des Umgangs mit explosionsfähigen Stoffen betrachtet werden müssen.

Die Massen-Abstands-Beziehung (Abb. 4.43) lautet:

$R = 8 \cdot L^{1/3}$

mit

- R - Sicherheitsabstand in m,
- L - die zu Grunde zu legende Masse des explosionsfähigen Stoffes in kg.

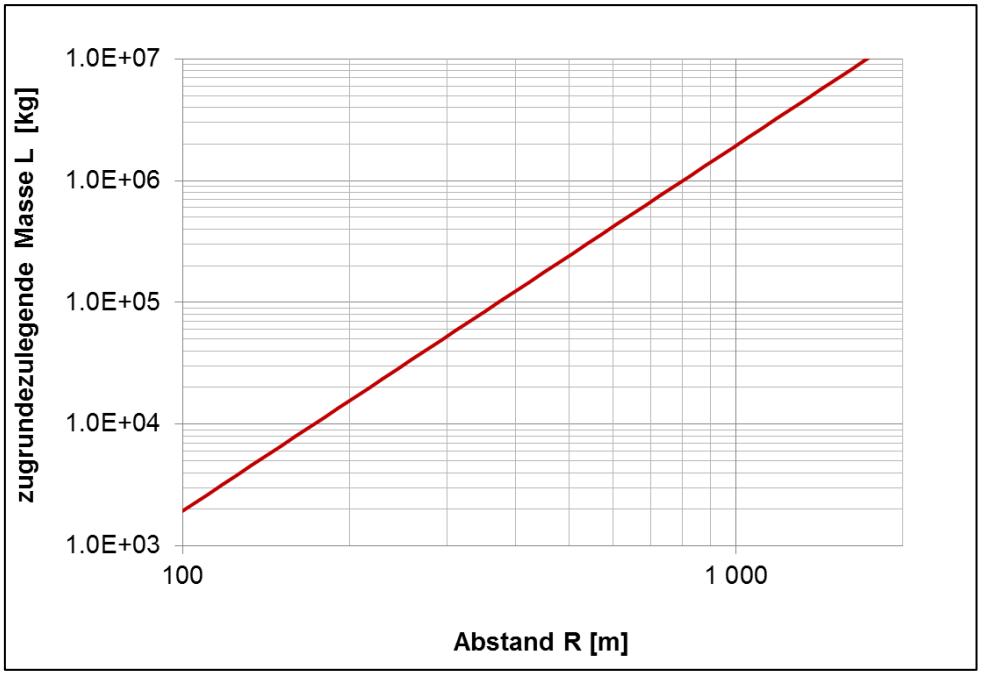

Abb. 4.43 Massen-Abstands-Beziehung gemäß /BMI 76/

Innerhalb eines Abstands von R = 100 m darf ohne gesonderte Prüfung kein Umgang mit explosionsfähigen Stoffen stattfinden.

Bei der Festlegung der zu Grunde zu legenden Masse L ist sowohl die Art des Stoffs als auch der Lagerungszustand zu berücksichtigen. Für explosionsgefährliche Sprengstoffe

ist die Masse L als TNT-Äquivalent einzusetzen. Für Kohlenwasserstoffe mit C-dreifach- oder kumulierten C-zweifachfach-Bindungen (z. B. Alkine (Acetylen), Polyine (Polyacetylen), Allene (Propadien $H_2C=C=CH_2$), Kumulene, MAPP-Gase) ist für L ebenfalls die Gesamtmasse des Stoffs einzusetzen (Abs. 1b).

Die vorgenannten Stoffe können in einer driftenden Gaswolke explodieren, wodurch der Abstand des Explosionsortes zum zu schützenden Gebäude nicht bestimmbar ist. Sie werden trotzdem über die Massen-Abstands-Beziehung ohne Abzüge für Freisetzungsszenarien erfasst (siehe nächster Absatz), d. h. es ist immer von der gesamten Lagermenge auszugehen. Der Grund für diese konservative Vorgehensweise ist, dass man für diese Stoffe auch eine Gaswolkendetonation nahe dem Freisetzungsort nicht ausschließen kann.

Für die übrigen explosionsfähigen Stoffe ist deren Lagerzustand zu berücksichtigen (Abs. 1c). Es sind bei

- nicht verflüssigten Gasen 100 % der Masse,
- unter Druck verflüssigten Gasen 50 % der Masse,
- tiefkalt verflüssigten Gasen 10 % der Masse und
- bei brennbaren Flüssigkeiten mit einem Flammpunkt unter 21°C 0,3 % der Masse

anzusetzen.

Als Bezugsmasse gilt jeweils die Masse des am Ort befindlichen größten Produktions-, Lager- oder Transportbehälters (Einzeltank).

Sind aufgrund der Art der explosionsfähigen Stoffe der Absatz 1b) und der Absatz 1c) gleichzeitig anzuwenden, so ist der sich ergebene größere Sicherheitsabstand einzuhalten.

Falls der Sicherheitsabstand für eine gegebene Stoffmenge nicht eingehalten werden kann, sieht die Richtlinie die Möglichkeit zur Ergreifung primärer Maßnahmen zur Verhinderung einer Druckwelle vor oder die bauliche Auslegung muss gegenüber dem in Abb. 4.43 darstellten Druckverlauf erhöht werden. Laut Richtlinie ist es für den Fall des Umgangs mit explosionsgefährlichen Stoffen innerhalb der Sicherheitsabstände ebenfalls erforderlich, die Luftansaugöffnungen des Kernkraftwerks in ausreichender Zahl mit

ortsfest installierten Gaswarngeräten auszustatten. Die Gaswarngeräte müssen geeignet sein, eindringende explosionsfähige Gase sicher nachzuweisen und die rechtzeitige Durchführung von Schutzmaßnahmen wie dem Schließen von Absperrklappen zu ermöglichen. Von der Forderung kann abgewichen werden, wenn andere technisch-administrative Maßnahmen zur Verfügung stehen.

Diese Verwendung von Gaswarngeräten und Absperrklappen ist unabhängig der Anforderung in /BMI 76/ immer erforderlich, da eine Gaswolke driften kann. Gaswarngeräte werden bei allen in Betrieb befindlichen Kernkraftwerken in Deutschland eingesetzt /RSK 11/.

4.6.1.3 Umsetzung der Regelwerksanforderungen am Beispiel eines Kernkraftwerks mit Druckwasserreaktor

Die grundsätzliche Auslegung der sicherheitstechnisch wichtigen Gebäude einer DWR-Anlage gegen die die naturbedingten und zivilisatorischen Einwirkungen von außen Erbeben, Flugzeugabsturz mit Treibstoffbrand, Explosionsdruckwelle und gefährliche Gase ist in Abb. 4.44 dargestellt.

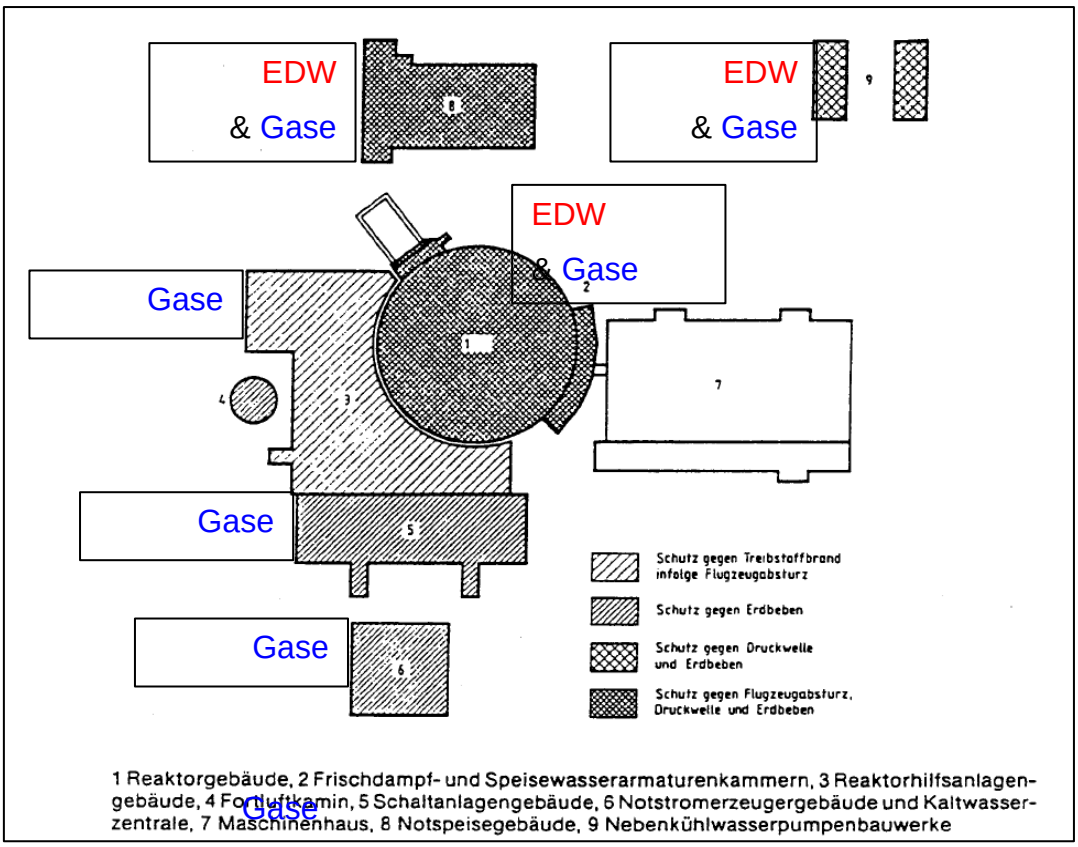

Abb. 4.44 Auslegung der Hauptgebäude gegen Einwirkungen von außen nach /BOH 86/, ergänzt

Das Reaktorgebäude, das Notspeisegebäude und die Notnebenkühlwasserversorgung sind sowohl gegen Explosionsdruckwelle als auch gegen den Eintritt gefährlicher Gase ausgelegt. Hilfsanlagengebäude, Schaltanlagengebäude und Notstromerzeugergebäude mit Kaltwasserzentrale sind dagegen nur gegen den Eintritt gefährlicher Gase ausgelegt. Das Maschinenhaus hat keine explizite Auslegung gegen die betrachteten Einwirkungen von außen erfahren.

Bei Druckwellen aus chemischen Explosionen handelt es sich um sehr seltene Einwirkungen auf Kernkraftwerke, für die es national wie international keine Betriebserfahrung gibt. Bautechnische Unterlagen zum Nachweis des Widerstands deutscher Kernkraftwerke gegen Einwirkungen aus chemischen Explosionen liegen der GRS nicht vor. Innerhalb der anlagenspezifischen Sicherheitsüberprüfung für die deutschen Kernkraftwerke nach den Reaktorunfällen von Fukushima Dai-ichi /RSK 11/ konnte für alle derzeit noch im kommerziellen Betrieb befindlichen deutschen Kernkraftwerke aufgezeigt werden, dass die Auslegung gemäß Druckwellenrichtlinie /BMI 76/ erfüllt ist.

Der Lastfall Explosionsdruckwelle wird im höherfrequenten Bereich im Allgemeinen durch den Lastfall Flugzeugabsturz abgedeckt. Im niederfrequenten Bereich erfolgt je nach Standort eine Abdeckung durch den Lastfall Bemessungserdbeben /BER 01/, /KIR 10/. Der Lastfall Explosionsdruckwelle ist somit häufig nicht bestimmend für die bautechnische Auslegung der Gebäude und der zu berücksichtigenden induzierten Schwingungen an sicherheitstechnisch wichtigen Systemen.

4.6.2 Berücksichtigung von Einwirkungen durch Eindringen gefährlicher Stoffe und chemische Explosionen in der PSA für Kernkraftwerke in Deutschland

4.6.2.1 Methodisches Vorgehen nach PSA-Methodenband

Entsprechend dem „Leitfaden Probabilistische Sicherheitsanalyse“ /BMU 05/ und des zugehörigen Fachbands zu PSA-Methoden /FAK 05/ ist im Rahmen einer PSA der Stufe 1 für den Leistungsbetrieb die Betrachtung der übergreifenden Einwirkungen von außen „Flugzeugabsturz“, „Explosionsdruckwelle“, „Hochwasser“ und „Erdbeben“ gefordert.

Dementsprechend wird im PSA-Methodenband /FAK 05/ eine Methodik zur probabilistischen Bewertung von Ereignissen aufgrund der übergreifenden Einwirkung „Explosionsdruckwelle“ vorgestellt, die im Wesentlichen auf /HOF 96a/ zurückgeht.

Ausgangspunkt dieser methodischen Vorgehensweise in /FAK 05/ ist eine Kategorisierung der Gebäude und Anlagenbereiche in die nachfolgend aufgeführten drei Gebäudeklassen („Bereiche“) A bis C entsprechend den unterschiedlichen Schadensauswirkungen bei einer anlagenspezifisch zu unterstellenden Explosionsdruckwelle:

- *„Bereich A: Enthält Systeme, bei deren Schädigung unmittelbar der Gefährdungszustand eintreten kann oder bei deren Schädigung ein auslösendes Ereignis eintreten kann, das durch das Notstandskühlsystem auslegungsgemäß nicht beherrscht wird.*
- *Bereich B: Enthält Systeme, bei deren Schädigung nicht unmittelbar der Gefährdungszustand eintreten kann, bei deren Schädigung aber ein auslösendes Ereignis eintreten kann, das durch das Notstandskühlsystem auslegungsgemäß beherrscht wird.*
- *Bereich C: Enthält das Notstandskühlsystem.*

Zum Bereich A gehören z. B. der Primärkühlmittelkreislauf und die Frischdampfsicherheits- und Absperrarmaturenstation (DWR) bzw. Frischdampfiso- und Druckentlastungsarmaturen (SWR).

Zum Bereich B gehören z. B. der Netzanschluss mit den Maschinentransformatoren und die Eigenbedarfsanlagen (Notstromfall), das Maschinenhaus (Frischdampfleitungsbruch, Ausfall HWS, Ausfall HSpW) und das Schaltanlagengebäude (Ausfall HWS, Ausfall HSpW). (…)

Der Bereich C (Notstandskühlsystem) besteht aus Gebäuden, die baulich gegen Einwirkungen von außen, also auch gegen EDW, ausgelegt sind.“

Die Methodik sieht ferner ein gestaffeltes Vorgehen in Abhängigkeit der beiden Kriterien

- Eintrittshäufigkeit einer Explosion < 10^{-5}/a und
- Auslegung der Bereiche A und C gemäß Druckwellenrichtlinie des BMI /BMI 76/ bzgl. des angenommenen Druck-Zeit-Verlaufs einer Explosion und der einzuhaltenden Sicherheitsabstände entsprechend der Massen-Abstands-Beziehung

vor. Diese Staffelung ist in Tab. 4.21 dargestellt; wobei für alle derzeit noch im kommerziellen Betrieb befindlichen deutschen Kernkraftwerke das Kriterium (2) erfüllt ist /RSK 11/, die „detaillierte Analyse“ nach /FAK 05/ also nicht erforderlich wird.

Die Eintrittshäufigkeit einer Explosion besteht nach /FAK 05/ aus den Beiträgen „Detonationen“ (Sprengstoffexplosionen bzw. exotherm zerfallende Gase) und „Deflagrationen“ (Gaswolkenexplosionen). Falls die Eintrittshäufigkeit einer Explosion den Referenzwert von 10^{-5}/a unterschreitet und – wie bei den noch im kommerziellen Betrieb befindlichen deutschen Kernkraftwerken gegeben – die Anforderungen der Druckwellenrichtlinie /BMI 76/ eingehalten werden, wird nach /FAK 05/ davon ausgegangen, dass die Häufigkeit von Kernschadenszuständen infolge einer Explosionsdruckwelle unterhalb von 10^{-7}/a liegt und damit keine vertieften probabilistischen Analysen erforderlich sind.

Tab. 4.21 Gestaffeltes Nachweisverfahren zur Explosionsdruckwelle (aus /FAK 05/)

Kriterium	Analyseumfang
(1) Eintrittshäufigkeit < 10^{-5}/a (2) Auslegung der Bereiche A und C gemäß /BMI 76/: Lastannahmen und Sicherheitsabstände	Verifikation anhand des Überprüfungsansatzes
(1) nicht erfüllt (2) erfüllt	Konservative Abschätzung der Eintrittshäufigkeit
(1) nicht erfüllt (2) nicht erfüllt	Detaillierte Analyse (mögliche Methodik in /HOF 96/)

Falls die Eintrittshäufigkeit einer Explosion den Schwellenwert von 10^{-5}/a überschreitet und die Anforderungen der Druckwellenrichtlinie /BMI 76/ eingehalten sind, wird nach /FAK 05/ davon ausgegangen, dass im ungünstigsten Fall durch das Ereignis Explosionsdruckwelle

- kein Ereignis ausgelöst wird, welches unmittelbar zu einem Gefährdungszustand führt,
- ein Systemversagen im Bereich B auftritt und ein auslösendes Ereignis ausgelöst wird, welches auslegungsgemäß durch das Notstandkühlsystem beherrscht werden kann und
- das Notstandkühlsystem vor den Einwirkungen aus einer Explosionsdruckwelle geschützt ist.

Als ungünstigster Fall wird als auslösendes Ereignis ein Notstromfall mit Zerstörung der Sekundäranlagen (Hauptwärmesenke, Speisewasserversorgung) unterstellt, der mit der anzusetzenden Gesamteintrittshäufigkeit für die Einwirkung Explosionsdruckwelle eintritt. Es wird im Sinne einer Analysenvereinfachung in /FAK 05/ angenommen, dass zusammen mit dem Eintreten dieses Ereignisses alle außerhalb der Bereiche A und C angeordneten Systeme ausfallen.

Entsprechend dieser Vorgehensweise wird das Ereignis Explosionsdruckwelle in /HOF 96a/ auf die Ereignisbäume für „Notstromfall“ bzw. „Notstandsfall“ zurückgeführt.

4.6.2.2 Anmerkungen zum Vorgehen nach PSA-Methodenband

Das methodische Vorgehen zur Berücksichtigung von Explosionsdruckwellen aus chemischen Explosionen im Fachband des PSA-Leitfadens zu PSA-Methoden /FAK 05/ berücksichtigt nicht die Möglichkeit des Auftretens von Explosionsereignissen oberhalb der Auslegung nach Druckwellenrichtlinie des BMI /BMI 76/. Die überschlägigen Abschätzungen in Abschnitt 4.1 von /FOR 13/ haben aber gezeigt, dass die mechanische Auslegung gegen typische Explosionsphänomene für die noch im kommerziellen Betrieb befindlichen deutschen Kernkraftwerke sehr robust ist.

Da das Ereignis Explosionsdruckwelle insgesamt schon ein „seltenes Ereignis“ ist, wird die Wahrscheinlichkeit, dass solche Ereignisse auf Grund ihrer spezifischen Randbedingungen zu auslegungsüberschreitenden Ereignisabläufen führen können, als sehr gering eingeschätzt. Grundsätzlich ist standortspezifisch eine (probabilistische) Gefährdungsanalyse in Bezug auf die übergreifende Einwirkung „Explosionsdruckwelle“ durchzuführen, auf deren Basis sich die Eintrittshäufigkeit des einleitenden Ereignisses abschätzen lässt. Dieses Vorgehen ist methodisch für alle Einwirkungen von außen vergleichbar. Änderungen bzw. neue Methoden dazu werden nicht als erforderlich erachtet.

Falls die standortspezifische Eintrittshäufigkeit der Einwirkung nicht dem Restrisiko zuzuordnen ist, ist zumindest eine grobe Abschätzung der Häufigkeit von Brennstabschäden über einwirkungsspezifische Ereignisablaufdiagramme und die zugehörigen Fehlerbäume vorzunehmen. Dafür stehen grundsätzlich Methoden in /FAK 05/ zur Verfügung.

Entsprechend aktuellen internationalen Anforderungen der IAEA an eine PSA der Stufe 1 /IAE 10a/ und Empfehlungen seitens der WENRA (Western European Nuclear Regulators Associtaion) Reactor Harmonization Working Group (RHWG) /WEN 13/ sollten grundsätzlich alle übergreifenden Einwirkungen von innen und außen systematisch mittels eines gestaffelten Vorgehens in der PSA berücksichtigt werden. Dazu ist zunächst eine standortspezifische Gefährdungsanalyse erforderlich. Sofern diese eine zu vernachlässigende Eintrittshäufigkeit für eine bestimmte Einwirkung am jeweiligen Anlagenstandort unter den jeweiligen Randbedingungen des Leistungs- oder Nichtleistungsbetriebs ergibt, kann dies dann mittels einer groben probabilistischen Abschätzung erfolgen. Anderenfalls sind vertiefte probabilistische Untersuchungen erforderlich. Diese Vorgehensweise wird auch in den Sicherheitsanforderungen an Kernkraftwerke /BMU 15/ gefordert.

4.6.3 Grundlagen zu Explosionsdruckwellen

4.6.3.1 Explosionsereignisse

Explosionen lassen sich auf Grund zahlreicher Merkmale unterscheiden. Grundsätzlich ist zwischen einer chemischen Explosion und einem Behälterzerknall (physikalische Explosion) zu unterscheiden. Typische Beispiele für letztere Ereignisse sind Dampfkesselexplosionen, die hier nicht weiter betrachtet werden sollen.

Die chemischen Explosionen lassen sich in Explosionen von festen oder flüssigen Explosivstoffen (umgangssprachlich auch Sprengstoffe bezeichnet) und Explosionen von Gemischen von Gasen/Dämpfen mit Luft unterteilen. Während die Explosivstoffe darauf ausgelegt sind, nach einer Zündung möglichst heftig zu reagieren, entstehen explosionsfähige Gas/Dampf-Luft-Gemische in der Regel unfallbedingt, wenn sich brennbare Gase oder Dämpfe im geeigneten Verhältnis mit Luft (Explosionsgrenzen) mischen.

Bezüglich der Heftigkeit von Explosionen ist zwischen Deflagrationen und Detonationen zu unterscheiden. Bei einer Deflagration findet der Verbrennungsprozess unterhalb der Schallgeschwindigkeit statt; bei einer Detonation oberhalb. In beiden Fällen entstehen Luftstoßwellen, die sich vor allem in ihrem Anstieg des Überdrucks unterscheiden (siehe Abb. 4.45).

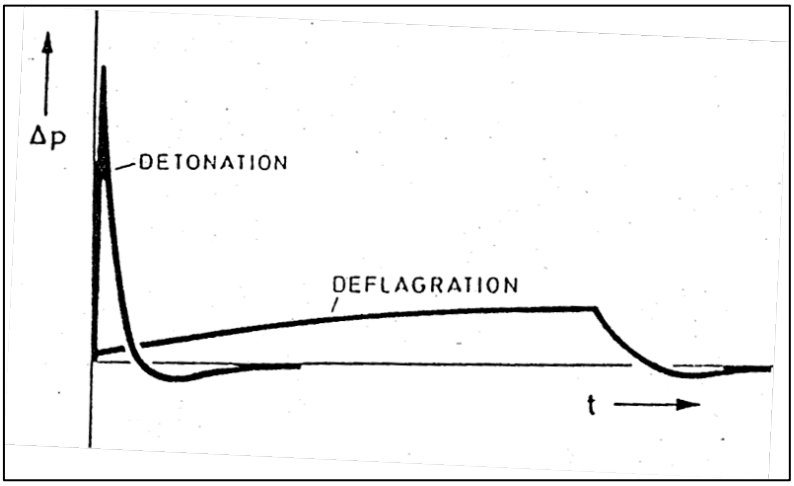

Abb. 4.45 Zeitlicher Verlauf des Druckanstiegs bei einer Deflagration und einer Detonation /ACI 00/

Explosivstoffe sollen im Allgemeinen mit hohen Explosionsgeschwindigkeiten reagieren und erreichen einen bis zu dreißigfachen Wert der innerstofflichen Schallgeschwindig-

keit. Eine Ausnahme hiervon stellt z. B. das Schwarzpulver dar, das nur deflagrationsartig reagiert, um Gewehrläufe nicht zu zerstören. Typische Schadensereignisse sind Explosionen von Kohlenwasserstoff-Luft-Gemischen (Gaswolkenexplosionen, engl. „Vapour Cloud Explosions“, VCE), die ebenfalls in aller Regel als Deflagration stattfinden. Detonationsartige Gasexplosionen setzen sehr energiereiche Gemische und hohe Turbulenzen voraus, wie sie z. B. durch sehr starke Zündinitiale oder turbulenzerzeugende Strukturen in der Gaswolke erzeugt werden können.

4.6.3.2 Vergleichbarkeit von Explosionen

Um die Wirkung der verschiedenen zur Verfügung stehenden Explosivstoffe zu beschreiben, wurde das TNT-Äquivalent eingeführt, das für die meisten Stoffe bekannt ist. TNT ist die Abkürzung für den Explosivstoff Trinitrotoluol. TNT hat eine Molmasse von 227,1 g und setzt eine Energie von ca. 1.047 kJ/mol (ca. 250 kcal/mol) frei. Daraus ergibt sich eine Energiedichte von etwa 4,6 MJ/kg. Da zur Zeit der Definition noch in Kalorien gerechnet wurde und man eine glatte Größe verwenden wollte, wurde mit 1000 kcal/kg gerechnet, so dass heute eine Kilotonne TNT einer Energie von $4{,}184 * 10^{12}$ J = 1,162 GWh entspricht.

Bei einer Explosion entstehen Luftstoßwellen, die sich bei Deflagration bzw. Detonation vor allen in der Anstiegszeit des Stoßes unterscheiden. Die Stoßwellen breiten sich kugelförmig aus, werden aber auch an Hindernissen wie dem Boden reflektiert, so dass sich bezogen auf den Druck ein Reflexionsfaktor c_r ergibt, der das Verhältnis des Spitzenüberdrucks einer reflektierten Luftstoßwelle gegenüber über einer einfallenden Welle ausdrückt. Der Spitzen*über*druck ist die Differenz zwischen Spitzendruck p_1 und Umgebungsdruck p_0. Der idealisierte Druckverlauf im Verhältnis zum Umgebungsdruck p_0. ist in der Abb. 4.46 dargestellt.

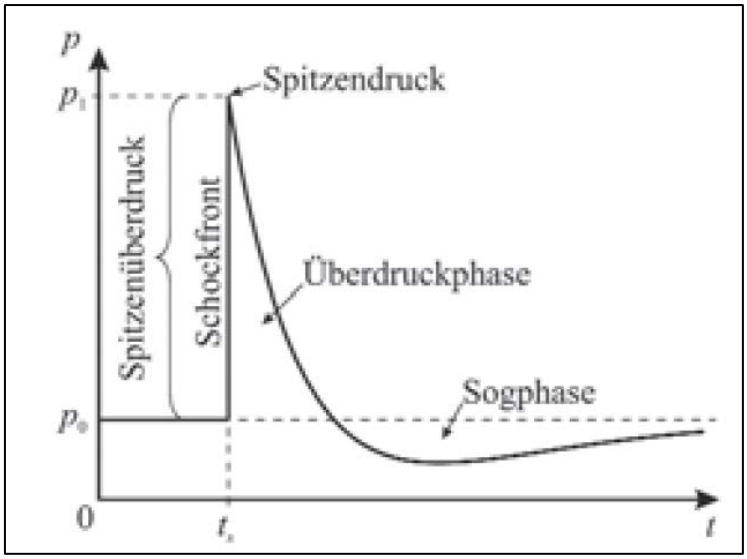

Abb. 4.46 Idealisierter Druck-Zeit-Verlauf einer Explosion /GEB 06/ (S. 44)

Die wichtigsten Kenngrößen zur Beschreibung der Schadwirkung eine Explosion sind der Spitzenüberdruck p_{S0}, die Dauer der Überdruckphase t_d und der maximale Impuls I_{max}.

Gemäß dem häufig verwendeten TNT-Äquivalentmodell wird der einfallende Spitzenüberdruck p_{S0} einer Explosion mit Gleichung (4.99)

$$p_{S0} = p_0 \frac{808 \cdot [1 + \left(\frac{z}{4,5}\right)^2]}{\sqrt{1 + \left(\frac{z}{0,048}\right)^2} \cdot \sqrt{1 + \left(\frac{z}{0,32}\right)^2} \cdot \sqrt{1 + \left(\frac{z}{1,35}\right)^2}} \tag{4.99}$$

beschrieben (z. B. /GEB 06/ S. 45, /ACI 00/, /ASS 10/, S.154, wobei p_0 der Umgebungsluftdruck ist und z der skalierte Abstand (Gleichung (4.100)

$$z = \frac{\mathrm{R}}{\sqrt[3]{m_{TNT}}} \tag{4.100}$$

der sich aus dem Abstand R [m] zum Explosionsmittelpunkt in m und der dritten Wurzel der eingesetzten Masse des Sprengstoffs m_{TNT} [kg] zusammensetzt. Andere Autoren geben diese Gleichung mit leicht veränderten Parametern wieder, die zu höheren Überdrücken führen /BOS 05/. Der Verlauf der vorstehenden Gleichung ist in der Abb. 4.47 dargestellt.

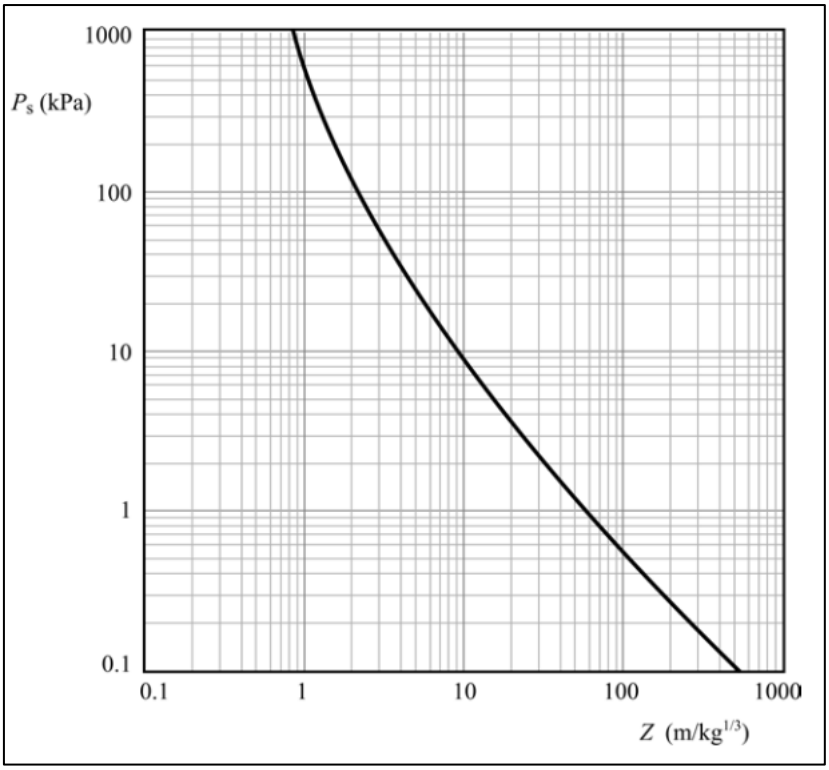

Abb. 4.47 Überdruck als Funktion des skalierten Abstands /ASS 10/

Gebbeken /GEB 06/ weist bei der obigen Formel darauf hin, dass diese idealisiert für eine sich in alle Richtungen ausbreitende Explosion gilt. Wenn die Explosion nahe am Boden stattfindet, ist die doppelte Masse m_{TNT} anzusetzen, da der Boden wie eine Symmetrieebene wirkt.

Die Dauer der Überdruckphase wird bei Gebbeken mit Gleichung (4.101)

$$t_d = \left(\frac{m_{TNT}}{1\,kg}\right)^{1/3} \frac{980ms \cdot [1 + \left(\frac{z}{0{,}54}\right)^{10}]}{[1 + \left(\frac{z}{0{,}02}\right)^{3}] \cdot [1 + \left(\frac{z}{0{,}74}\right)^{6}] \cdot \sqrt{1 + \left(\frac{z}{6{,}9}\right)^{2}}} \tag{4.101}$$

angegeben.

Eine weitere wichtige Kenngröße für die Bemessung ist der maximale Impuls (Gleichung (4.102)):

$$I_{max} = \int_0^{t_d} p(t)dt = p_{S0} \cdot t_d \left(\frac{1}{\alpha} - \frac{1 - e^{-\alpha}}{\alpha^2}\right) \tag{4.102}$$

Dabei ist α ≥ 0 ein Formfaktor der Funktion, für den in der Fachliteratur /KIN 85/ Faktoren tabelliert (dort Tabelle XI) sind. Für eine konservative Bemessung kann mit $\alpha = 0$ der maximale Impuls verwendet werden (Gleichung (4.103)):

$$I_{max}(\alpha = 0) = \frac{1}{2} \cdot p_{S0} \cdot t_d \tag{4.103}$$

Die Verwendung dieser Formeln ist insbesondere für relativ steife Bauteile wie massive Stahlbetonbauteile geeignet. Für elastischere Bauteile gewinnt die Fluid-Struktur-Interaktion mehr an Bedeutung, so dass aufwendigere Verfahren bis hin zu CFD-Simulationen zu verwenden sind.

Für die Berechnung der Einwirkung muss eine Erhöhung des ankommenden Spitzenüberdrucks zum reflektierten Spitzenüberdruck beachtet werden. Die Einwirkungsdauer t_d der Überdruckphase ändert sich nur geringfügig gegenüber der einfallenden Druckwelle, so dass die Änderung vernachlässigt werden kann.

Der Reflexionsfaktor c_r wird als Verhältnis des reflektierten Überdrucks p_{ro} (peak reflected overpressure) zum Spitzenüberdruck der ankommenden Luftstoßwelle p_{so} (peak side on overpressure) bezeichnet. Für senkrechte, starre Oberflächen beträgt der Faktor c_r zwischen 2 und 14, wobei c_r 2 für sehr kleine Überdrücke und $c_r = 14$ für sehr große Überdrücke gilt. Der Verlauf des Faktors ist in Abb. 4.48 dargestellt. Teilweise wird auch einen Maximalwert von $c_r = 8$ verwendet, der sich unter Verwendung eines konstanten Isentropenkoeffizienten von Luft von $\gamma = 1{,}4$ berechnet.

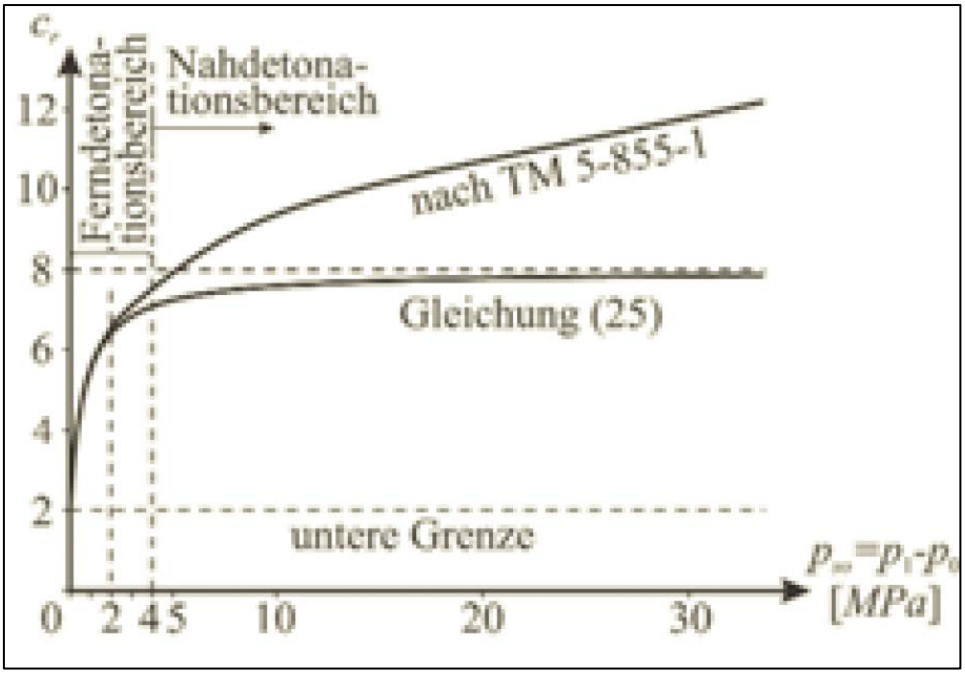

Abb. 4.48 Reflexionsfaktor in Abhängigkeit vom einfallenden Überdruck /GEB 06/

Die vorgestellten Aussagen gelten für den Fall, dass die Welle senkrecht auf ein Hindernis trifft. Der Reflexionsfaktor $c_r = c_{r,0}$ hat dann erwartungsgemäß den höchsten Wert. Falls ein Hindernis tangiert wird, findet keine Reflexion statt und der Faktor beträgt $c_{r,90}$ = 1. Im Bereich zwischen 0 ° und 90 ° schlägt Gebbeken die Verwendung des Verlaufs aus /UFC 08/ vor (Abb. 4.49). Hierbei ist der Reflexionsfaktor ebenfalls eine Funktion des Spitzenüberdrucks p_{so}. Weiche und offenporige Materialien können zu einer Reduktion des Reflexionsfaktors führen /GEB 06/.

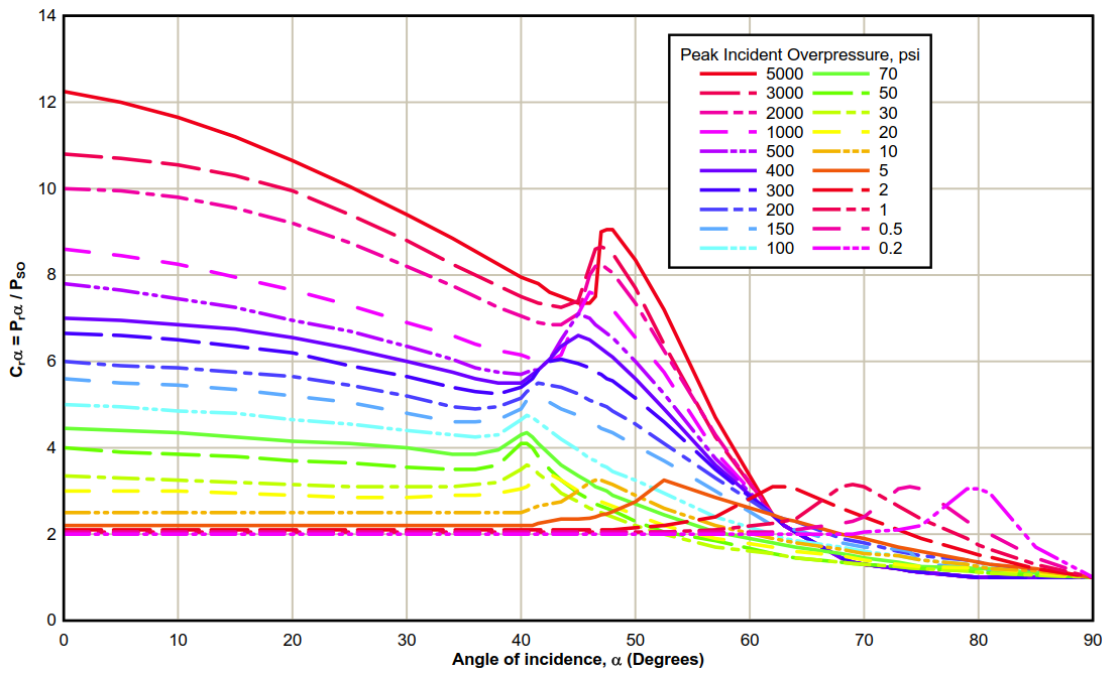

Abb. 4.49 Reflexionsfaktor in Abhängigkeit vom Spitzenüberdruck p_{S0} und dem Auftreffwinkel α /UFC 08/ (Hinweis: 1 psi = 6,895 kPas)

Der Bemessungsdruck ist der reflektierte Überdruck, d. h. das Produkt aus Reflexionsfaktor $c_{r,\alpha}$ und Überdruck der ankommenden Druckwelle p_{so}. Für die Bemessung wird ferner die Dauer der positiven Druckphase t_d (s.o.) benötigt, wodurch sich der Impuls bestimmt. Bei Mehrfachexplosionen oder Bauteilschädigungen kann es erforderlich sein, auch die negative Druckphase mit zu berücksichtigen.

Die Berücksichtigung probabilistischer Einflüsse auf Explosionsszenarien ergibt sich z. B. aus der (unfallbedingten) Lage des Explosionsortes. Bei Gasexplosionen kann zur Lage des Freisetzungsortes noch die Windrichtung und -geschwindigkeit sowie die Zündwahrscheinlichkeit berücksichtigt werden. Hierzu wird in /FAK 05/ eine Methode für den Schiffs- und Bahnverkehr vorgeschlagen, die u. a. von Hausschild et al. in einer Monte-Carlo Simulation umgesetzt wurde /HAU 10/, /HAU 11/, /BER 10/.

4.6.3.3 Vergleich mit den Anforderungen der Druckwellenrichtlinie

Die Druckwellenrichtlinie /BMI 76/ stellt mit der Massen-Abstands-Beziehung die Anforderung, dass ein skalierter Abstand

$z = 8\ m / kg_{TNT}^{1/3}$

eingehalten wird.

Die Einhaltung dieser Beziehung wird beispielhaft für eine Entfernung R = 10 m, 100 m und 1000 m überprüft (siehe Tab. 4.22).

Unter Verwendung des o. g. TNT-Äquivalentmodell ergibt sich bei $z = 8\ m/kg_{TNT}^{1/3}$ ein Spitzenüberdruck p_{S0} = 13,6 kPa (bzw. 1,97 PSI). Gemäß Diagramm (Abb. 4.49) ergibt sich unter diesen Bedingungen eine relativ geringe Überhöhung durch den Reflexionsfaktor von $2 < c_{r,\alpha} < 3$. Das Maximum von $c_{r,\alpha}$ liegt nicht bei frontaler Exposition, sondern bei einem Auftreffwinkel von $\alpha \approx 62$ °.

Der Bemessungsüberdruck beträgt damit 40,8 kPa. Nach Last-Zeit-Diagramm der Richtlinie /BMI 76/ beträgt der maximale Überdruck am Gebäude 45 kPa. Die Überdruckphase t_d wirkt umso kürzer, je näher die Explosion am Baukörper stattfindet. Damit sehr dynamische Explosionen nicht auftreten, ist gemäß /BMI 76/ innerhalb von R < 100 m kein Umgang mit explosionsfähigen Stoffen stattfinden.

Tab. 4.22 Anwendung der Abstandsanforderung /BMI 76/ auf die Bemessung nach Gebbeken /GEB 06/

R [m]	m_{TNT} [kg]	z [m/kg$^{1/3}$]	P_{S0} [kPa]	$\alpha_{max} * P_{S0}$ [kPa]	t_d [sec]
10	1,95	8,0	13,6	40,8	0,004
100	1953	8,0	13,6	40,8	0,04
1000	1953125	8,0	13,6	40,8	0,4

5 Verwendung von Monitoring-Maßnahmen

5.1 Einführung

Unter dem Bauwerksmonitoring bzw. der Bauwerksüberwachung versteht man die fortlaufende messtechnische Überwachung und ingenieurmäßige Bewertung der Bauwerksstrukturen.

Die Notwendigkeit für die Bauwerksüberwachung ergibt sich aus dem zunehmenden Alter von Bauwerken und aus den steigenden Anforderungen an die Tragfähigkeit und Dauerhaftigkeit eines Bauwerks. Eine solche Überwachung hat die folgenden Ziele:

- die Erfassung des allgemeinen Zustands des Bauwerks,
- die Erfassung des Reparaturbedarfs des Bauwerks,
- die Schadensvorsorge und die Lebensdauervorhersage für ein Bauwerk und
- die Reduzierung von Erhaltungs- und Sanierungskosten.

Die Kennwerte am Bauteil wie Verformungen und Dehnungen, Temperatur, Feuchte, Risse und Schwingungen werden messtechnisch bestimmt. Sondermethoden der Messung können z. B. Modal- und Schallemissionsanalyse sein. Die Auswertung der Messergebnisse erfolgt in der Regel automatisiert mit Hilfe der modernen Datenverarbeitungsverfahren.

5.2 Grundlagen des Bauwerksmonitoring

Das Bauwerksmonitoring grenzt sich von einfachen Zustandsmessungen (z. B. von punktuellen geodätischen Vermessungen, Bauklima- oder Materialfeuchtemessungen) vor allem durch die mit einem Zeitabstand wiederholten Messungen ab. Eigentlich werden unter Umständen die gleichen Parameter wie bei der einfachen Zustandsmessung, z. B. Rissbreiten gemessen. Wird jedoch diese Zustandsmessung in periodischen Zeitintervallen über einen längeren Zeitraum fortgesetzt, spricht man von Bauwerksmonitoring (siehe /SIE 14/). Wird eine Fernüberwachung mit Alarmierung nötig, ist ein Bauwerksmonitoring technisch wesentlich anspruchsvoller und teurer als eine punktuelle Zustandsmessung, insbesondere wenn projektspezifische Sensorik verwendet werden soll.

Damit ein Bauwerksmonitoring sinnvolle Ergebnisse liefen kann, ist eine Analyse des Bauwerks und der zu erwartenden Einwirkungen bzw. des zu erwartenden Bauwerksverhaltens erforderlich. Beispielweise wird aufgrund eines Schadensbilds (z. B. Rissmuster) eine Prognose zum möglichen Schadensverlauf und zur weiteren Entwicklung erstellt (z. B. mittels einer statischen Berechnung). Zum weiteren Erkenntnisgewinn bzw. zur Absicherung der Annahme kann dann ein Bauwerksmonitoring installiert werden. Wird die Annahme der Schadensursache bestätigt, ist es möglich, die geeignete Sanierungsmaßnahme in die Wege zu leiten.

Das Bauwerksmonitoring wird aus den oben erwähnten Gründen selten vorab in ein Gebäude integriert. Ausnahmen können z. B. die Korrosionssensoren in Brückenbauwerken /BUR 06/ oder andere Messungen zur Vorhersage der Dauerhaftigkeit von Bauwerken /SIE 07/ sein. Solche Messverfahren sind allerdings im Hochbau (bei Gebäuden) nicht üblich und in der Regel auch nicht nötig. Im Hochbau kommt Bauwerksmonitoring meist dann zum Einsatz, wenn ein Bauwerk sich nicht typisch verhält, wenn z. B. Risse auftreten oder Unklarheiten zum Tragwerksverhalten bestehen, die geklärt werden müssen. Das kann bei neuen, innovativen Bauwerken der Fall sein. Aber auch bei Bestandsbauwerken sorgt das Monitoring für Klarheit über Schadensursachen oder kann warnen, wenn ein kritisches Bauwerksverhalten auftritt (siehe z: B. /SIE 10/).

Es gibt viele unterschiedliche Verfahren für das Bauwerksmonitoring. Dabei reicht die Bandbreite von sehr einfachen bis zu sehr komplexen Verfahren bzw. Messungen. Am einfachsten zeigen sich die Messungen in periodischen Zeitabständen, z. B. das Überwachen geodätischer Messpunkte. Kostenintensiver sind die Messungen mit lokalem Datenlogger, die insbesondere für bauklimatische Messungen oft eingesetzt werden. Es gibt komplexe Messsysteme, die eine Vielzahl von Sensoren besitzen. Teilweise sind in diesen Systemen noch automatische Tachymeter mit integriert und es gibt oftmals einen Online-Zugriff sowie automatische Alarmierungen. Die Kosten für diese Systeme sind entsprechend hoch und sie brauchen zudem Personal für Konzeption, Wartung und Auswertung.

Welches System für das Bauwerksmonitoring angemessen ist, hängt von den zu erwartenden Kosten, der erforderlichen Genauigkeit, der Messdauer und weiteren Rahmenbedingungen ab. Abhängig von der Messdauer und Komplexität des Systems sind zudem die Fragen nach der Wartung, dem Umgang mit den Messwerten und der Interpretation der Messwerte relevant. Die erforderliche Genauigkeit der Sensoren muss vorab festgelegt werden.

Das Bauwerksmonitoring ermöglicht es einen Sicherheits- und Erkenntnisgewinn zu erzielen. Dieser Gewinn wird allerdings nur dann realisiert, wenn im Vorfeld eine ausführliche und sorgfältige Bauwerksanalyse durchgeführt wird. Basierend auf dieser Analyse kann dann ein Messkonzept erstellt werden. Wenn eine konsequente Bauwerksüberwachung bereits in der Planung- und Bauausführungsphase stattfindet, kann sie helfen, kritische Situationen zu vermeiden bzw. hilfreiche Informationen über das Bauwerksverhalten zu sammeln.

5.3 Monitoring im konventionellen Hochbau

Normalerweise werden im Hochbau regelmäßige Überprüfungen und vertiefte Untersuchungen im Anlassfall durchgeführt. Die Festlegung an die Anforderung der Prüfungen sowie an die Zeitintervalle der regelmäßigen Überprüfungen sind von einer Reihe von Parametern abhängig. Das sind z. B. die dem Bauwerk zugeordnete Schadensfolgeklasse, der aktuelle Bauwerkszustand sowie die Robustheit und Duktilität des Bauwerks, welche sich aus der statisch-konstruktiven Durchbildung der Tragstruktur ableiten lassen (siehe z. B. /KAI 12/, /VDI 10/).

Regelmäßige eingehende Prüfungen sind für alle maßgebenden Bauteile durchzuführen. Dabei sind oft stichprobenweise Materialentnahmen erforderlich, um die aktuellen Festigkeiten und Steifigkeiten zu bestimmen. Mängel und Schädigungen müssen auf ihre Relevanz für die Standsicherheit des Bauwerks hin beurteilt werden, wobei eine statische Berechnung unter Berücksichtigung der aktuellen Festigkeiten und Steifigkeiten zur Bestimmung der aktuellen Sicherheit erforderlich sein kann. Die weitergehenden vertieften Untersuchungen anhand von Tests haben das Ziel der detaillierten Ermittlung der aktuellen Festigkeiten und Steifigkeiten in allen geschädigten Bauwerksteilen im Sinne einer Bestandsaufnahme. Eine vertiefte Sicherheitsanalyse muss anschließend durchgeführt werden (siehe /VDI 10/).

Ein weiteres Mittel zur Ermittlung von Bauwerksschäden sind die regelmäßigen Begehungen. Ihr Ziel ist es, Hinweise auf Schädigungen an den tragenden Bauteilen, Belastungsänderungen, Nutzungsänderungen sowie bauliche Änderungen, zu erkennen. Diese sind zu dokumentieren und gegebenenfalls sind weitere entsprechende Überprüfungen in die Wege leiten. Die Besichtigung muss alle tragenden Bauteile im Hinblick auf Verformungen, Schiefstellungen, Risse, Durchfeuchtungen, Ausblühungen und Korrosion umfassen. Dabei müssen auch mögliche künftig beeinträchtigende Einflüsse auf

die Standsicherheit, wie eindringende Feuchtigkeit, schadhafte Entwässerungen und bauphysikalische Veränderungen, berücksichtigt werden (siehe /VDI 10/).

5.4 Mögliche Monitoring-Maßnahmen des konventionellen Ingenieurwesens und deren Eignung für Beton- und Stahlbetonbauteile kerntechnischer Anlagen

Zu den üblichen zerstörungsfreien Prüfmethoden des konventionellen Bauingenieurwesens gehören insbesondere Ultraschall (Ultraschalllaufzeit-Verfahren und Ultraschallecho-Verfahren), Impakt-Echo, Radar, Thermografie, Radiografie, Potentialfeldmessverfahren, Remanenz-Magnetismus-Verfahren, Lichtwellenleiter, Dehnungsmessstreifen, Feuchtesensoren, spektroskopische Verfahren.

Bei kerntechnischen Anlagen sind die zerstörungsfreien Prüfmethoden des konventionellen Bauingenieurwesens oft nicht anwendbar, da es sich beispielweise um beträchtlich größere Betonbauteildicken handelt, normalerweise ein wesentlich höherer Bewehrungsgehalt mit komplexen Details vorliegt, Besonderheiten wie Stahlliner existieren, die Zugänglichkeit in vielen Fällen nicht gegeben bzw. sehr begrenzt ist und teils extreme Umweltbedingungen (u. a. hohe Radioaktivität und hohe Temperaturen) herrschen.

Ein weiteres Problem ist, dass bei der Errichtung kerntechnischer Anlagen in Deutschland i. d. R. kein Equipment für Monitoring-Maßnahmen mit verbaut wurden, wie beispielsweise Dehnmesstreifen (auf die Bewehrungs- oder Spannstähle) oder Sensoren zur Messung der Eindringtiefe von chemischen Betonangriffsprozessen. Dies ist nachträglich oft nicht möglich, da es zum einen vor dem Betonieren hätte erfolgen müssen und zum anderen der nachträgliche Einbau wiederum mit der partiellen Zerstörung der Bauwerke einhergeht. Auch würden nachträglich verbaute Sensoren zur Ermittlung der Eindringtiefe von chemischen Betonangriffsprozessen nicht den Zustand im ursprünglichen Beton messen, sondern den im neu um den Sensor eingebrachten Mörtel.

Da etliche zerstörungsfreie Prüfmethoden und übliche Monitoring-Maßnahmen im Bauwesen nicht oder nicht direkt für kerntechnische Anlagen genutzt werden können oder nicht zielführend sind, müssen spezielle Prüfmethoden und Monitoring-Maßnahmen entwickelt werden, um die vorstehenden Anforderungen und Bedingungen erfüllen.

Die sogenannte “Digital image correlation” (eine Kombination aus Photogrammmetrie und Bildkorrelation) ist z. B. eine solche zerstörungsfreie Prüfmethode, um effizient Ver-

formungen, Verschiebungen und Dehnungen an Betonoberflächen zu evaluieren. Darüber hinaus bietet diese Prüfmethode die Möglichkeit, Degradationen der Betonoberfläche zu detektieren und zu verfolgen. Lichtwellenleitersysteme konnten bereits erfolgreich für das Monitoring von Spanngliedern (Echtzeit-Monitoring) in Kernkraftwerken eingesetzt werden, und scheinen auch für Langzeitbeobachtungen geeignet zu sein.

Nach derzeitigem Recherchestand steht momentan oder in absehbarer Zukunft keine Messmethode zur Verfügung, die allein ausreichend wäre, um die Sicherheit von Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen kerntechnischer Anlagen unter den gegebenen langen Betriebszeiten hinreichend nachweisen zu können. Stattdessen müssen nicht nur mehrere Messmethoden miteinander kombiniert, sondern auch durch entsprechende leistungsstarke Auswertungswerkzeuge (z. B. Software) und probabilistische Beurteilungsmethoden /ZIL 11/ ergänzt werden. Aussagekräftige Beurteilungen können in vielen Fällen nur durch sinnvolle Kombinationen der genannten Prüfmethoden gemacht werden.

5.5 OECD/NEA Tätigkeiten in Bezug auf zerstörungsfreie Prüfungen für dickwandige Betonbauteile in kerntechnischen Anlagen

Im Jahr 2013 veranstaltete die Sub-Group „Integrity and Ageing of Concrete Structures“ der OECD/NEA „Working Group on Integrity and Ageing of Components and Structures (WGIAGE), welche sich mit der Thematik der Integrität und Alterung von Beton/Stahlbeton/Spannbeton beschäftigt, den Workshop “Non-Destructive Evaluation of Thick Walled Concrete Structures – zerstörungsfreie Bewertung der dickwandigen Betonstrukturen” /NEA 14/. Ziel des Workshops war es die existierenden Methoden der zerstörungsfreien Prüfungen ZfP (non-destructive evaluation - NDE) für dickwandige Betonbauteile von kerntechnischen Anlagen zu überprüfen sowie den Stand von Wissenschaft und Technik darzustellen. Besonderes Augenmerk lag dabei auf der Detektion von Fehlstellen und Rissen im Beton sowie dem Auffinden von vorgespannter und nicht-vorgespannter Bewehrung. Im Folgenden wird eine kurze Zusammenfassung des Dokuments /NEA 14/ gegeben.

Betonkonstruktionen sind unter normalen Betriebsbedingungen im Wesentlichen passive Komponenten, spielen jedoch eine wichtige Rolle bei der Reduzierung der Auswirkungen extremer oder abnormaler Betriebs- und Umweltereignisse. Bauliche Komponenten sind anlagenspezifisch, normalerweise schwer zu inspizieren und meist unersetzlich. Baustrukturen unterliegen zeitabhängigen Änderungen, welche ihre Fähig-

keit zur Ausführung von Sicherheitsfunktionen beeinflussen können. Mit zunehmendem Alter der kerntechnischen Anlage muss sichergestellt werden, dass die Fähigkeit von Betonstrukturen zur Abschwächung extremer Ereignisse sich nicht inakzeptabel verschlechtert hat.

Das Argument, dass Beton mit einer Lebensdauer von Hunderten von Jahren wartungsfrei ist, hat sich als zu optimistisch erwiesen. Die Erfahrung hat gezeigt, dass Betonkonstruktionen die ersten Anzeichen einer Verschlechterung schon nach 20 Jahren oder noch früher aufweisen können. Die Betonstrukturen der kerntechnischen Anlagen sind vielen Umwelteinflüssen ausgesetzt, welche im Laufe der Zeit eine Vielzahl von Schädigungsmechanismen auslösen können.

Die Bedeutung der sicherheitstechnisch wichtigen Betonstrukturen in Kombination mit dem aktuellen Trend zur Verlängerung der Lebensdauer bedeutet, dass die alterungsbedingten Schädigungsmechanismen effektiv verstanden und überwacht werden müssen. Die anerkannten Alterungsmechanismen sollten kontinuierlich kontrolliert werden. Ein wichtiges Element dieser Kontrolle ist die Inspektion und Überwachung für die Bewertung des Zustands der Betonkonstruktionen und der zugehörigen Komponenten. Moderne ZfP-Methoden und deren Instrumentierung bieten nützliche Techniken zur Erkennung und Messung des Ausmaßes interner Schäden und liefern Informationen über die Qualität des Bauwerks. Dennoch sind weitere Arbeiten erforderlich, um standardisierte und qualifizierte Inspektionstechniken bereitzustellen.

In den letzten Jahren wurden die ZfP-Methoden für Beton erheblich weiterentwickelt. Die Anwendung verschiedener Ultraschalltechniken wird weiter ausgebaut und verfeinert. Die digitale Bildkorrelation (Digital Image Correlation) erweist sich als vielversprechende Technik zur Überwachung von Verformungen und zur Verfolgung der Schädigungen. Die Verwendung von Lichtwellenleitersysteme (Glasfasern) ermöglicht zuverlässige Messungen über einen längeren Zeitraum und könnte möglicherweise kostspielige und gefährliche direkte Messungen wie z. B. den „Lift-off-Test“ bei Spannkabeln mit nachträglichem Verbund ersetzen. Trotzdem ist der heutige Stand weit davon entfernt, über umfassende qualifizierte Techniken zu verfügen, die standardisiert und von zertifizierten Auftragnehmern angewendet werden können. Zurzeit herrscht die Phase, in der ein Großteil der Arbeit in Forschungszentren und Universitäten ausgeführt wird, bevor Standardisierung und Kommerzialisierung beginnen können. Wenn Techniken vom Labor zur regelmäßigen Anwendung wechseln, ist eine angemessene Schulung des Personals erforderlich, um zu gewährleisten, dass die Techniken richtig und konsequent eingesetzt

werden. Angesichts der komplexen und expansiven Natur von dickwandigen Betonstrukturen wird davon ausgegangen, dass mehrere Techniken erforderlich sein werden, um das gesamte Spektrum von möglichen Merkmalen zu bewerten und das gesamte Volumen einer Struktur zu untersuchen.

Eine große Herausforderung ist die mangelnde Standardisierung von Beton. Zwar können die Betonrezeptur, die Verteilung der Korngröße der Zuschlagstoffe, die Bewehrungsanordnung usw. spezifiziert werden, jedoch können sich die Schlüsselparameter des Betons abhängig von Ort und Zeit ändern. Beispielsweise können Zement und die Zusammensetzung von Zuschlagstoffen variieren.

In Bezug auf die Alterung der kerntechnischen Betonstrukturen ist es unter Berücksichtigung aktueller Untersuchungen (z. B. bei UJV Rez, Tschechische Republik) noch ein langer Weg, um die Auswirkungen der Strahlung auf die Betonstrukturen hinreichend zu bewerten. Die Herausforderungen für die Integrität, welche durch Umwelteinflüsse (Temperatur, Feuchtigkeit, Verunreinigungen usw.) verursacht werden, können aus einer Vielzahl von Phänomenen stammen. Deswegen sind ständige Untersuchungen erforderlich, um sicherzustellen, dass die für kerntechnische Strukturen wichtigen Phänomene gut verstanden und dargestellt werden.

Die Fortschritte in der Computertechnologie helfen die ZfP-Methoden zu verbessern. Dabei kommen Nachbearbeitungssoftware zum Einsatz, um Messungen in 3D-Darstellungen der Struktur, deren Einbauten und beliebige Defekte und Mängel aufzuzeigen. Die Finite-Elemente- und mechanische Modellierung wird verwendet, um die ZfP-Methoden zu ergänzen mit dem Zweck, den Ursprung von Diskontinuitäten und Mängel sowie die Folgen von erkannten Abweichungen auf mechanischen Eigenschaften zu bestimmen. Statistische Analysen und Zuverlässigkeitsmethoden sind ebenfalls vielversprechend bei der Extrapolation von Befunden aus zerstörungsfreien Prüfungen in Bezug auf die Konsequenzen für die Betonstruktur.

Es besteht ein klarer Bedarf an Hilfsmitteln, um sicherzustellen, dass Betonkonstruktionen ihre Bemessungskriterien erfüllen. Während und unmittelbar nach dem Bau kann man mit Hilfe von ZfP-Methoden eine Qualitätskontrolle und Nachweisführung bereitstellen. Nachdem der Beton Alterungsschädigungen ausgesetzt ist, können ZfP-Methoden verwendet werden, um die Materialeigenschaften zu charakterisieren und ein geeignetes Materialverhalten sicherzustellen. Ein Informationsaustausch zu dieser Thematik zwischen den Ländern ist notwendig.

Die ZfP-Methoden für die Bewertung von Betonstrukturen entwickeln sich weiter, jedoch gibt es noch keine standardisierten und qualifizierten Techniken dafür. Infolgedessen sollten Prüflinge nach internationalem Standard entwickelt werden, um einen direkten Vergleich zwischen verschiedenen Techniken zu ermöglichen. Dabei muss ein breites Spektrum von Fehlern berücksichtigt werden, um sicherzustellen, dass die Wahrscheinlichkeit der Erkennung richtig bestimmt werden kann. Außerdem sollten Proben von stillgelegten kerntechnischen Anlagen entnommen werden. Eine Rundlauf-Studie könnte beim Vergleich zwischen den ZfP-Techniken und bei der Bestimmung der Schwankungen bei der Anwendung von der gleichen Technik wertvoll sein. Es sollten Testaufgaben mit der höchsten Priorität festgelegt werden, um sicherzustellen, dass die Ressourcen angemessen fokussiert sind.

Sobald die Experimente zu den Auswirkungen der Bestrahlung abgeschlossen sind, wird empfohlen, dass die Ergebnisse in entsprechenden Standards bzw. behördlichen Richtlinien erfasst werden. Das wird dazu führen, dass die Strahlungseffekte in Modellen für das Betonverhalten eingeführt werden, die in der Finite-Elemente-Modellierung enthalten sind. Diese Modellierung kann dann in der bruchmechanischen Bewertung verwendet werden.

5.6 Lebenszyklusanalyse und Lebenszyklusmanagement

Die Lebenszyklusanalyse (LCA) ist eine Bewertungsstrategie, die dazu dient, die wirtschaftlichen und ökologischen Auswirkungen eines Produkts oder einer Dienstleistung während seiner gesamten Lebensdauer zu bewerten. Im Fall großer Infrastrukturprojekte beinhaltet der Lebenszyklus eines Systems die Gewinnung von Rohstoffen, Verarbeitung, Herstellung, Nutzung und Entsorgung oder Wiederherstellung, nachdem ein Projekt seinen Auftrag erfüllt hat. Die finanziellen Faktoren (z. B. Kosten künftiger Investitionen, Diskontsätze usw.), intergenerationelle Verantwortung, Umweltaspekte und Nachhaltigkeit zu den relevanten Größen sind die Bestandteile der Analyse des Projekts /SAN 16/.

Oft beschreibt der Begriff Lebensdauer die Zeitspanne, für die das System geplant oder entworfen wird. Diese Zeitspanne wird auch als Einsatzzeit bezeichnet. Die Lebenszyklusanalyse kann vereinfacht definiert werden als ein Hilfsmittel zur Bewertung der Leistung eines Projekts während seiner gesamten Lebensdauer im Hinblick auf die Nutzung. Schematisch ist der Lebenszyklus in Abb. 5.1 /SAN 16/ dargestellt:

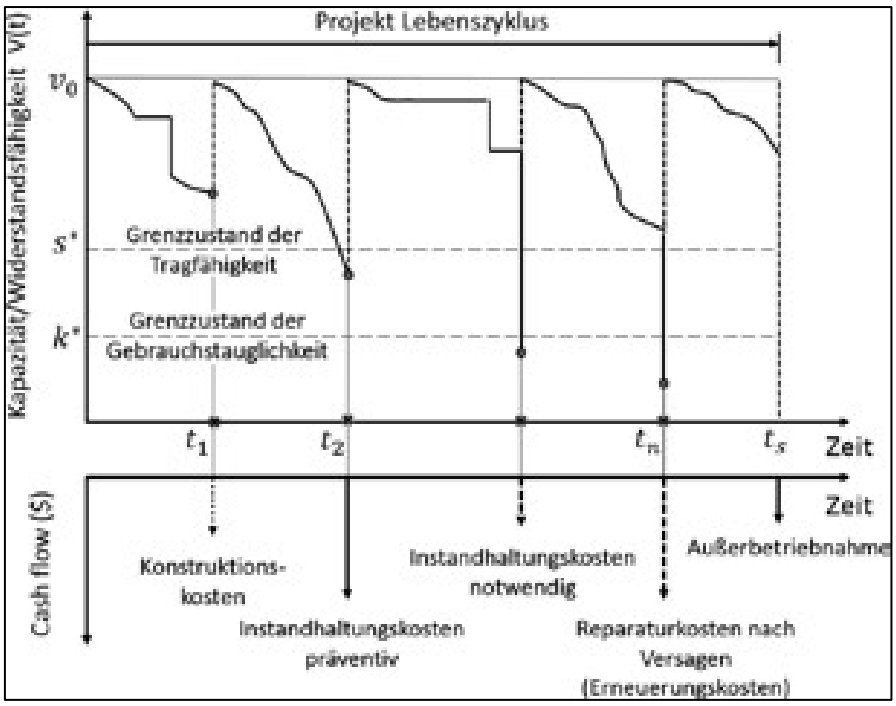

Abb. 5.1 Projekt Lebenszyklus: Benutzungsaspekten und Degradation

Große technische Systeme mit langen Lebenszyklen (z. B. Staudämme, große Brücken, Straßen) wirken sich normalerweise auf die langfristige sozioökonomische Entwicklung eines Landes aus. Dabei ist das Konzept der Nachhaltigkeit maßgeblich und sollte als ein Bestandteil in die Lebenszykluskostenanalysen (LCCA) aufgenommen werden. Nachhaltigkeit ist ein Begriff, der in vielen Bereichen (z. B. Wirtschaft, Biologie, Ingenieurwissenschaften, Sozialwissenschaften) diskutiert wird. Die internationale Gesellschaft für Beton FIB definiert die Nachhaltigkeit eines Systems als die Anforderung der effizienten Aufrechterhaltung eines Systems für gegenwärtige und zukünftige Generationen, wobei die drei Säulen der Nachhaltigkeit, die ökologischen, sozialen und wirtschaftlichen Aspekte, berücksichtigt werden sollen /FIB 13/. Nachhaltige Entwicklung bezieht sich auf das anhaltende sozioökonomische Wachstum durch die rationelle Nutzung natürlicher Ressourcen und das angemessene Management mit der Umwelt.

Die Lebenszykluskostenanalyse (LCCA) ist eine kostenbasierte Bewertungsstrategie. Das Ziel dieser Strategie ist die Bemessung- und Managementanforderungen so zu definieren, dass sie zu den niedrigsten Betriebskosten (Bau und Betrieb) führen werden. Die LCCA ist ein Instrument, welches langfristig zu besseren Investitionsentscheidungen führt. Jede LCCA wird für spezifische strukturelle Leistungsindikatoren und einen oder mehrere Grenzzustände definiert, welche ihre Leistung charakterisieren. Leistungsindikatoren sind Messungen einer bestimmten Systemcharakteristik, z. B. Zuverlässigkeit

oder Kapazität. Die allgemeinen Kriterien, die zur Definition von Grenzzuständen verwendet werden, sind z. B. Dauerhaftigkeit, Verfügbarkeit, Sicherheit, Funktionsfähigkeit, Wartungsfreundlichkeit, Umweltauswirkungen, erwartete Lebensdauer der Anlagen und Budgetbeschränkungen.

Das Spektrum der zu berechnenden realisierbaren Projektszenarien und deren Lebenszykluskosten sollte klar definiert werden. In Abb. 5.2 wird eine mögliche Managementstrategie aufgezeigt /SAN 16/. Die LCCA beinhält das Kapital des bestehenden Systems und die Kosten, die mit der Bauausführung, dem Betrieb (d. h. Inspektion und Wartung) und der Außerbetriebnahme verbunden sind.

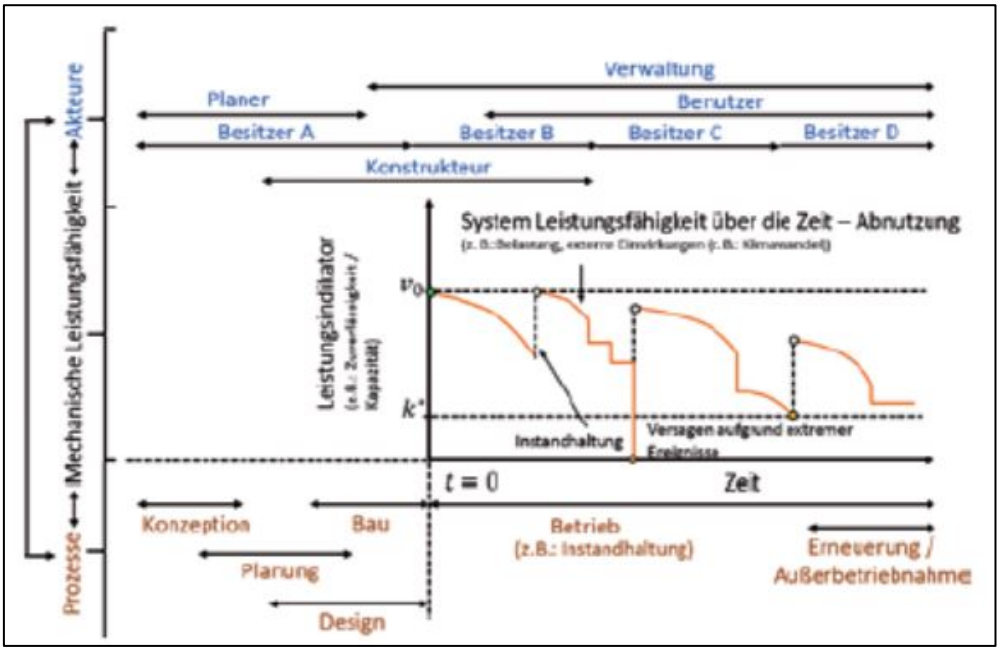

Abb. 5.2 Lebenszykluskosten (ein Beispiel) für eine Managementstrategie

Ausgehend aus Abb. 5.2 sind die zu betrachtenden Kosten in Gleichung (5.1) wiedergegeben.

$$Z(p, t_s) = B(p, t_s) - C_0(p) - C_L(p, t_s) - C_D(t_s) \tag{5.1}$$

In dieser Gleichung ist t_s die Systemlebenszeit (die endlich oder unendlich sein kann) und p ist ein Vektor von Parametern mit Entscheidungsvariablen. $B(p,t_s)$ ist der Nutzen, der von der Investition und dem Betrieb erwartet wird. $C_0(p)$ sind die Kosten der Planung sowie des Entwurfs und des Baus des Projekts. $C_L(p,ts)$ sind alle zusätzlichen Kosten, die für das System erforderlich sind. Diese beinhalten unter anderem: Inspektion und Wartung, Versicherungsschutz, Qualitätssicherungsmessungen, finanzielle Kosten

(z. B. Finanzierungskosten wie Darlehenszinsen), Verlust von Geschäftsmöglichkeiten, direkte und indirekte Verluste im Falle eines Versagens, Verlust des Lebens. $C_D(t_s)$ beschreibt die Kosten der Stilllegung am Ende des Lebenszyklus. Die Lösungen für die Optimierung von Gleichung (5.1) in geschlossener Form (d. h. Maximierung der Nutzen-Kosten-Beziehung) können in einigen spezifischen Fällen ermittelt werden, siehe z. B. /RAC 00/ oder /RAC 02a/. Eine Strategie ist zu entwickeln, um alternative Optionen zu vergleichen. Normalerweise basiert die Finanzanalyse auf dem erwarteten Kapitalwert (net present value, NPV). Diese Analyse beinhaltet die Auswahl bestimmter Parameter wie die Kostenstruktur, den Zeithorizont des Investors sowie die Inflations- und Diskontierungszinssätze /SAN 16/. Dabei ist der Diskontsatz von besonderer Bedeutung. Er wird verwendet, um den Geldfluss (Cashflows), der zu unterschiedlichen Zeiten auftritt, in eine gemeinsame Zeit umzuwandeln, um den Zeitwert des Geldes abzubilden /ISO 17/. Dabei wird verlangt, dass die Art des Diskontsatzes, der in der Lebenszykluskosten-Berechnung angewendet wird, klar definiert sein sollte, entweder als realer oder als nominaler Zinssatz. Der Analysezeitraum ist die Zeitspanne, über die die Lebenszykluskosten zu analysieren sind. Die Länge des Analysezeitraums ist von der Art des Projekts abhängig. Die Lebensdauer ist einer der wichtigsten Eingabeparameter bei der Lebenszykluskosten-Analyse. In der Literatur kann man folgende Werte für die Lebensdauer finden: zwischen 70 und 75 Jahren für Eisenbahnbrücken und Tunnel, 100 –1 20 Jahren für massiven Brücken und Tunneln, 50 – 100 Jahren für Marinebauwerke. Gebäude sind jedoch auf eine kürzere Lebensdauer ausgelegt. Gemäß dem Eurocode /DIN 10/ ist eine Nutzungsdauer von 50 Jahren festgelegt.

Eine jährliche Valorisierung muss auf der Basis realer Werte erfolgen. Der Bestandsteil $C_L(p,ts)$ der Lebenszykluskosten aus Gleichung (5.1) wird hier mittels einer Lebenszykluskosten-Analyse aus dem Brückenbau /BIN 16/ berechnet. Alle für die Instandhaltung notwendige Kosten während der Lebensdauer t_N, welche als LCC (t_N) bezeichnet sind, werden durch die Instandhaltungskosten C_{ti} zum Zeitpunkt t_i (i-en Jahr) bestimmt, wobei $0 < t_i < t_N$. Die Instandhaltungskosten beinhalten auch die Kosten des Monitorings. Der Wert LCC (t_N) wird auf den Wert des Jahres der Inbetriebnahme (t=0) abgezinst. Das wird mittels Gleichung (5.2) berechnet.

$$LCC(t_N) = \sum_{i=1}^{t_N} \frac{C_{ti}}{(1+r)^{ti}} \tag{5.2}$$

Zum derzeitigen Zeitpunkt wird in Brückenbau ein Diskontsatz von r = 2,5 % pro Jahr betrachtet /RVS 17/, welcher auf der Basis eines langfristigen Mittelwerts des Brücken-

baukostenindex ermittelt wurde. Für die Barwertberechnung in der Zukunft müssen die valorisierten Lebenszykluskosten mit einem jährlichen Prozentsatz von r = 4,0 % /RVS 17/ diskontiert werden.

Die Lebenszykluskosten-Analysen sollen die zukünftigen Alterungserscheinungen und Systemzustände vorhersagen. Das ist beim heutigen Stand nur in einfachen Einzelfällen möglich. Das ist damit verbunden, dass realitätsnahe Vorhersagen die Unsicherheiten in der Analyse berücksichtigen sollen. Außerdem müssen Strukturmodelle mit statistischen Methoden gekoppelt werden. Die Strukturmodelle sollen zeitabhängige Veränderungen von der Geometrie und den Materialeigenschaften, die aus den Schädigungsprozessen (z. B. Bewehrungskorrosion) hervorgehen in Betracht ziehen. Dabei müssen folgende Schwierigkeiten überwunden werden /STR 18/:

- Die Vorhersage eines Schädigungsmechanismus ist mit großen Unsicherheiten verbunden.
- Detaillierte Kenntnisse des mechanischen Systems sind notwendig, jedoch oft nicht verfügbar.
- Die Analysen sind sehr umfangreich und teuer. Sie benötigen unterschiedliche Modelle entsprechend des betrachteten Systems. Die Anwendung der begrenzten Anzahl der Modelle auf eine Vielzahl der Systembestandteile ist kaum möglich.

Um eine Lebenszykluskosten-Analyse von bautechnischen Projekten zu ermöglichen, braucht man gewisse Annahmen darüber, wie das bautechnische System (z. B. ein Tragsystem bestehend aus mehreren Komponenten) betrieben wird. Im Bauwesen betrachten man Systeme, welche nach dem ersten Ausfall ersetzt werden müssen, und Systeme, die systematisch rekonstruiert werden (siehe z. B. /FIB 06/).

Eine wichtige Grundlage für die Entwicklung eines Lebenszyklusmanagement ist eine bestmögliche Kenntnis über die Degradationsentwicklung im Bauwerk. Eine Sensitivitätsanalyse der im Bestand typischen Degradationsverhalten kann mittels der Auswertung der Besichtigungsergebnisse ähnlicher Projekte realisiert werden. Aus den gewonnenen Erkenntnissen ist ein Konzept zur Ableitung von Degradationsfunktionen zu entwickeln. Beispielsweise sind Korrosion und Ermüdung die häufigsten und wichtigsten Schädigungsmechanismen von Stahlbauteilen. Zusätzlich zu der Anwendung von statistischen Methoden sollen die Tragwerke und ihre Alterungsprozesse in Bezug auf die konstruktive Durchbildung und das statisch-mechanische Verhalten untersucht werden.

Es wurde z. B. festgestellt, dass Bauwerke mit höherwertigen konstruktiven Ausführungen eine wesentlich langsamere Degradationsentwicklung aufzeigen. Zudem ist bekannt, dass Ermüdungsprobleme oft durch Tragwerksbemessungsprobleme entstehen. Für die Berücksichtigung der Korrosion sind einige deterministische Modelle verfügbar, die die Korrosionsraten für unterschiedliche klimatische Bedingungen bestimmen. Jedoch ist oft die Zuordnung zu den einzelnen klimatischen Klassen nicht eindeutig. Grund dafür ist, dass die benötigten Eingangsparameter häufig durch aufwendige Messungen definiert werden müssen und die parametrischen Streuungen innerhalb der klimatischen Klasse teilweise sehr groß sind. Für viele Bauwerke muss außerdem das Mikroklima berücksichtigt werden, welches aus dem regionalen Klima des Bauwerksstandortes häufig nicht ermittelbar ist. Auch die Darstellung der Degradation des Korrosionsschutzes ist durch mangelhafte Erkenntnisse mit großen Unsicherheiten verbunden /PET 15/.

Das allgemeine Lebenszyklusmanagement-Modell verbindet die einzelnen Degradationsmodelle mit einem Gesamtmodell. Dies berücksichtigt präventive Maßnahmen sowie Instandhaltungsmaßnahmen aber auch Kostenkennwerte. Die in der Literatur existierenden Degradationsmodelle, wie z. B. die mathematischen Modelle für Chlorid- und Karbontransportprozesse in /FIB 06/ müssen normalerweise für bestimmte bautechnische Projekte kalibriert werden. Die Kalibrierungsverfahren beziehen sich auf die Bestimmung der umweltspezifischen Parameter. Bei dieser Bestimmung sind die normativen Expositionsklassen und die materialspezifischen Parameter (z. B. Eindringwiderstände und Diffusionskoeffizienten) in Betracht zu ziehen /STR 17/.

In den letzten Jahren wurde erkannt, dass dringend ein neuer Ansatz für die Entscheidungsfindung gebraucht wird. Dieser neue Ansatz berücksichtigt die Kosten im Zusammenhang mit der gesamten Lebensdauer der Baustruktur. Die Lebenszyklusbewertung und besonders in der englischsprachigen Literatur verbreitende Verfahren wie das „Asset-Management“, „Life-Cycle-Assessment” und „Life-Life-Costing“ sind ähnliche Konzepte, die zum Erreichen dieses Ziels eine Vielzahl von Werkzeugen und Verfahren beisteuern. Alle diese Ansätze streben eine Minimierung der Kosten der Baustruktur während der verschiedenen Phasen des Strukturlebens (z. B. Entwurf, Konstruktion, Betrieb) an. Sie können auch benutzt werden, um die Lebensdauer des Bauwerks zu verlängern. Auf diese Weise werden die Ausgaben für den Baustrukturersatz und den Rückbau minimiert. Aktuell entwickelte Lebenszyklusmodelle beinhalten meistens drei Basismodule: Datenbank, Leistungs-/Vorhersagemodelle und Optimierungsstrategien. Die Systeme für das Infrastrukturmanagement werden z. Z. immer mehr verwendet. Für bestimmte Bauwerke ist trotzdem eine ständige Weiterentwicklung notwendig, um si-

cherzustellen, dass sie relevant und praktisch sind. Zukünftige Infrastrukturprojekte (auch für Bestandsbauwerke) werden wirtschaftliche und technische Konzepte in sich vereinen.

5.7 Monitoring als Bestandsteil des Lebenszyklusmanagements für Anlagen der Energieversorgung

Der kostengünstige Betrieb und die effiziente Wartung von baulicher Infrastruktur sind für Bauingenieuren, Herstellern, Besitzern und Betreibern von Anlagen der Energieversorgung die wichtigsten Ziele. Eine konsistente Lebenszyklusanalyse bzw. ein konsistentes -management kann dabei große ökonomische Gewinne erzielen. Ein mögliches Hilfsmittel dazu ist das Monitoring. Es ist sinnvoll, das dynamische und statische Verhalten aller wichtigen Bauteile der kerntechnischen Anlage, mit entsprechend geeigneten Sensoren und Messgeräten zu beobachten.

Eine wichtige Aufgabe besteht darin, die Funktionstüchtigkeit der Sensoren und Messgeräte sicherzustellen. Das kann z. B. durch die Anwendung von Multiagentensystemen (Autonomous Computing) erreicht werden. Alle Beobachtungen sind dabei in Form von jederzeit verfügbaren Messschreibern aufzuzeichnen, damit eine geeignete Auswertung, Bewertung und Interpretation der Messdaten möglich sind. Dies gestattet auch das jeweiligen Strukturverhalten zu ermitteln. Dadurch kann ein physikalisch konsistentes Lebenszyklusmanagement erzielt werden, welches auch zahlreichen aleatorischen und epistemischen Unsicherheiten berücksichtigt.

Alle Maßnahmen führen dazu, dass die Aufgabe, die Nutzungsdauer von Anlagen über die ursprünglich eingeplante Lebensdauer hinweg zu verlängern, realisierbar wird. Dafür werden jedoch das vertiefte Wissen über die Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit der Anlage notwendig. Die Vorteile eines solchen überwachungsgesteuerten Lebenszyklusmanagement sind beträchtlich. Es wird möglich, die Verschlechterung oder Schäden von Baumaterialen bzw. -strukturen früh genug festzustellen, damit Gegenmaßnahmen effizient durchgeführt werden können.

Die numerischen Modelle können ständig aktualisiert und an vorhandene Randbedingungen angepasst werden (Model Updating). Dadurch kann die aktuell eingesetzte "reaktive" Wartung, welche nach Inaugenscheinnahme vor Ort oder aufgrund starrer Wartungsintervalle erfolgt, durch eine "proaktive" Wartung ersetzt werden. Die proaktive

Wartung ist auf den tatsächlichen Bedarf ausgerichtet. Diese Wartung wird nur dann eingesetzt, wenn sie notwendig wird und nicht früher.

Die zahlreichen Vorteile sowie das große Potential des überwachungsgesteuerten Lebenszyklusmanagement aber auch die notwendigen Entwicklungsverbesserungen wurden z. B. in den Arbeiten von Frangopol erläutert (siehe /FRA 11/ bzw. /FRA 11a/.

5.8 Dauerhaftigkeitsorientiertes Monitoring für Stahlbeton- und Spannbetonbauwerke

Die Entwicklung neuer Sensortechnologien und Datenmanagementsystemen bietet die Gelegenheit für eine zentrale Erfassung und Auswertung wesentlicher, dauerhaftigkeitsrelevanter Zustandsparameter von Stahlbeton- oder Spannbetonbauwerken. Durch die Einführung eines Bauwerksmonitorings in ein prädiktives Lebensdauermanagementsystem wird es möglich, frühzeitig potenzielle Schädigungen zu erkennen und auf der Basis zuverlässiger Vorhersagen der Bauwerkszustandsentwicklung eine wirtschaftlich optimierte und nachhaltige Bauwerksunterhaltung zu realisieren.

Aktuell wird dauerhaftigkeitsorientiertes Monitoring nur bei besonderen Bauwerken, im Wesentlichen bei Brücken, angewendet.

Die Notwendigkeit zur Unterhaltung von zunehmend degradierten Bestandsbauwerke mit stark limitierten Haushaltsmitteln veranlasste auf internationale Ebene die Entwicklung von Lebensdauermanagementsystemen. Abb. 5.3 zeigt das Grundschema eines Lebensdauermanagementsystems mit Einführung in den Lebenszyklus eines Bauwerks /HEU 09/.

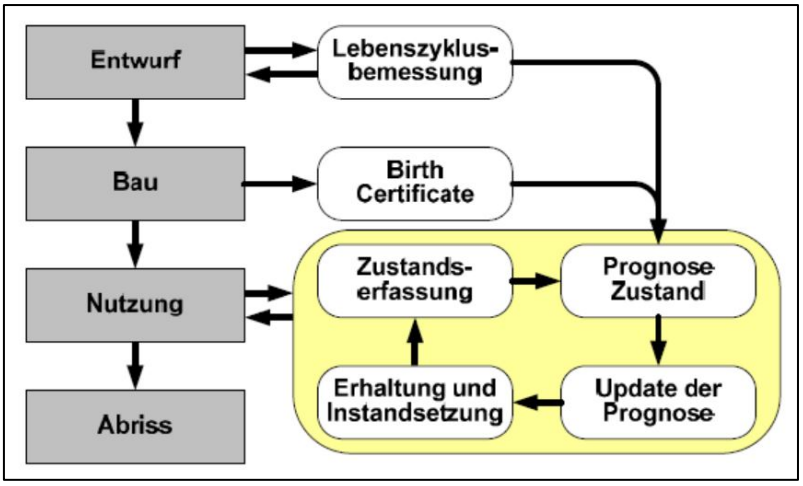

Abb. 5.3 Schematische Darstellung eines Lebensdauermanagements und Lebenszyklus für einen Bauwerk

Wichtig bei den prädiktiven Bauwerksmanagementsysteme ist die Tatsache, dass die in der Nutzungsphase zu treffenden Entscheidungen zum Erhaltung und zur Instandsetzung auf Basis einer frühzeitigen Schadenserkennung und einer zuverlässigen Vorhersage der Zustandsentwicklung basieren sollten, um eine nachhaltige und wirtschaftlich optimierte Bauwerksunterhaltung zu erzielen. Dazu ist es notwendig, probabilistische Lebensdauerbemessungsverfahren für die maßgebenden Schädigungsmechanismen über die gesamte Lebensdauer einzusetzen und die festgelegte Lebensdauerprognosen auf der Basis der vorliegende Zustandsdaten durch Updates zu präzisieren. Die Qualität der Investitionsentscheidungen hängt von der Qualität der Zustandserfassung ab.

Die Zustandserfassung von Bauwerken bzw. Bauteilen erfolgt normalerweise mittels regelmäßiger, möglichst zerstörungsfreier Inspektionen sowie dauerhaftigkeitsorientiertem Monitoring und dient als Basis für ein Lebensdauermanagementsystem.

In der Studie von Jacobs /JAC 04/ wurde gezeigt, dass im Rahmen des Lebensdauermanagements von Betonbauwerken dauerhaftigkeitsorientiertes Monitoring im Vergleich zu anderen Zustandserfassungsverfahren (zerstörende und zerstörungsfreie Prüfungen) aktuell nur eine untergeordnete Rolle spielt. Grund dafür ist, dass bisher nur begrenzte Erfahrungen mit dem Monitoring bei den potenziellen Anwendern (Ingenieure, Betreiber, Bauwerkseigentümer etc.) vorhanden sind. Die Zurückhaltung lässt sich auch durch die Tatsache erklären, dass das Monitoring eine interdisziplinäre Wissensbasis voraussetzt. Umfassende Kenntnisse aus der Elektrotechnik, Informatik, Baustruktur und -stoffkunde sind hierfür notwendig. Zudem müssen zunächst hohe Investitionskosten aufgebracht werden, um das dauerhaftigkeitsorientierte Monitoring an einem Bauwerk anzuwenden.

Deswegen liegt das Ziel der weiteren Forschungen im Bereich der Zustandserfassung von Betonbauwerken. Möglichst transparente Ansätze müssen bereitgestellt werden, welche auf vorhandene Kenntnisse über Sensorsysteme basieren. Diese Ansätze werden eine breitere Anwenderakzeptanz des Monitorings erreichen. Das Monitoring muss in die Bauwerksüberwachungskonzepte integriert werden. Weiterhin muss der Ablauf in den wesentlichen Phasen des Monitorings strukturiert werden.

5.8.1 Anwendung der Entscheidungssystematik für dauerhaftigkeitsorientiertes Monitoring

Zur Verdeutlichung wird die Anwendung der „Entscheidungssystematik für dauerhaftigkeitsorientiertes Monitoring“ am Beispiel einer typischen Stahlbetondecke im Inneren eines Parkhauses erläutert /HEN 09/. Die Entscheidungsfindung kann auf Basis der Betrachtung der Lebensdauerkosten erzielt werden. Eine Nutzungsdauer von 50 Jahren wird zu Grunde gelegt. Die Verfahren besteht aus vier Phasen:

Phase 1: Grundlagenermittlung

In der ersten Phase der Entscheidung über das Monitoring werden die Monitoringziele ermittelt und alle relevanten Bauwerksdaten zusammengestellt. Beispielweise kann für den Grenzzustand der Depassivierung (chloridinduzierte Bewehrungskorrosion) die voraussichtliche Lebensdauer des Bauteils auf Basis der Planungsvorgaben identifiziert werden. Dieser Grenzzustand, der die Dauerhaftigkeit des Bauteils widerspiegelt, gehört zu den Grenzzuständen der Gebrauchstauglichkeit (GZG). Nach /DIN 10/ und /FIB 12/ ist der Zuverlässigkeitsindex β bezogen auf die Lebensdauer gleich 1,5. Nach /DAS 08/ kann jedoch bei regelmäßigen Zustandsüberwachungen abhängig von der Expositionsklasse des Betons der Zuverlässigkeitsindex β gleich 0,5 angenommen werden. Ein Beispiel für das Ergebnis der probabilistischen Lebensdauerprognose ist für den oben erwähnten GZG in Abb. 5.4 dargestellt.

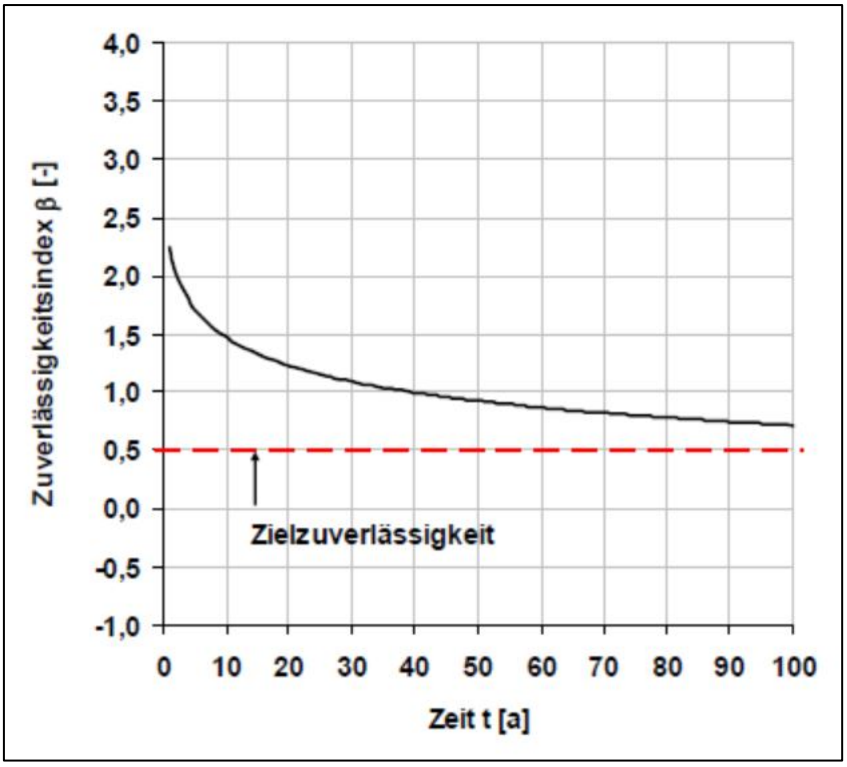

Abb. 5.4 Bauteilzuverlässigkeit in Abhängigkeit zur Lebensdauer für die GZG der Depassivierung /HEU 09/

Der Zuverlässigkeitsindex ausgehend von einem Wert nach der Errichtung des Bauteils von größer als 2,0 sinkt innerhalb der Nutzungsdauer von 50 Jahren auf einen Wert von ca. 0,9 ab, was einem Anstieg der Versagenswahrscheinlichkeit von ca. 1,5 % auf 18 % entspricht. Der Zielzuverlässigkeitsindex von 0,50 wird auch nach ca. 100 Jahren nicht unterschritten. Durch die Realisierung der Planungsvorgaben im Bauprozess und zugrundeliegende Annahmen der Intensität der Chloridbeaufschlagung beinhaltet das Ergebnis Unsicherheiten in der Lebensdauerprognose. Das Ziel des Monitorings besteht in der Reduzierung der Unsicherheiten der Lebensdauerprognose und der Sicherstellung der Dauerhaftigkeit gegenüber der chloridinduzierten Korrosion.

Phase 2: Szenarioanalyse

In der zweiten Phase der Entscheidung über ein Monitoring werden die Ergebnisse der ersten Phase verwendet und die Monitoringsystematik durch eine Analyse von Szenarien konkretisiert. Die Entscheidung für das Monitoring des Bauteils basiert auf Betrachtung der Lebensdauerkosten für die entsprechenden Szenarien. Das erste Szenario betrachtet die Vorgaben hinsichtlich der Abweichung von den Normenvorgaben (Reduktion der Betondeckung (oben) auf 45 mm und die Ausführung einer Teilbeschichtung in den dauerhaft gerissenen Deckenbereichen). Zusätzliche werden die Kosten durch die Optimierung der Betonzusammensetzung, die Kosten für den Einbau der Monitoring-Sensorik und die Durchführungskosten des Monitorings berücksichtigt. Für das Monitoring wurde ein Zeitraum von 40 Jahren vorgesehen. Die Ablesung der Monitoringdaten erfolgt jährlich und die Auswertung der Ergebnisse alle drei Jahre. Die Intervalle können verändert werden, basierend auf den Ergebnissen des Monitorings.

Ein anderes Szenario sieht eine vollständige Erfüllung der normativen Vorgaben (eine Betondeckung (oben) von 55 mm und eine vollflächige Beschichtung mit einer Funktionskontrolle) vor. Eine notwendige Erneuerung der Beschichtung wurde nach jeweils 15 Nutzungsjahren für die Teilbeschichtung (Szenario 1) und die Vollbeschichtung (Szenario 2) vorgesehen.

Die betrachtenden Lebensdauerkosten basieren auf der Auswertung realisierter Bauprojekte. Dabei wurden die Herstellkosten, Einbaukosten der Sensorik, Kosten für die regelmäßige Inspektion des Bauwerks, Kosten für die Durchführung des Monitorings, Kosten für die Wartung sowie die Kosten für die erforderliche Instandsetzung der Beschichtung berücksichtigt. Der Zinssatz für die Diskontierung wurde mit 3 % festgelegt. Die Ergebnisse sind in Abb. 5.5 /HEU 09/ ersichtlich.

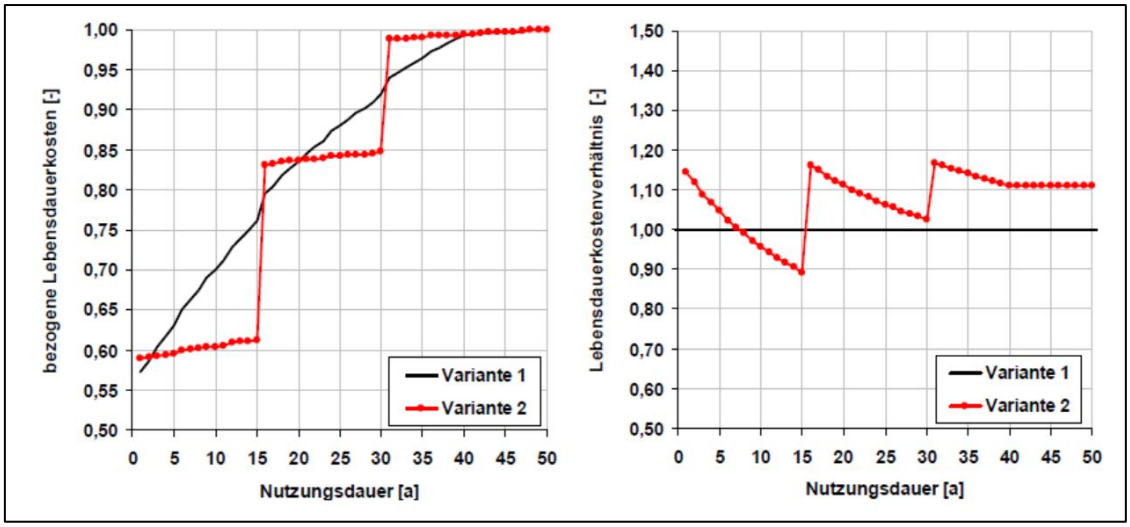

Abb. 5.5 Bezogene Lebensdauergesamtkosten und bezogene (auf die Lebensdauerkosten des ersten Szenarios) kumulierte Kosten des zweiten Szenarios

Die Abbildung zeigt den unterschiedlichen jährlichen Investitionsbedarf. Der Kontinuierlichen Investitionsbedarf beim Szenario 1, das durch die jährlichen Kosten des Monitorings verursacht wird, ist klar erkennbar. Die diskontinuierliche Entwicklung der Lebensdauerkosten macht sich beim Szenario 2 bei den Zeitpunkten der Erneuerung der vollflächigen Beschichtung bemerkbar. Es ist zu sehen, dass beim zweiten Szenario mit ca. 15 % größeren Herstellungskosten und ca. 11 % größeren Lebensdauerkosten zu rechnen ist. Man kann auch die Einflüsse der Herstellung und der Erneuerung der Beschichtung in der Abbildung klar erkennen. Diese Analyse für das gegebene Beispiel zeigt, dass eine Entscheidung für ein Monitoring zielführend ist.

Phase 3: Installation und Durchführung des Monitorings

Die ermittelten Monitoringverfahren werden in der dritten Phase verwirklicht. Das Monitoringsystem muss installiert werden. Eine Testphase sollte möglichst durchlaufen werden. Die Messergebnisse müssen mit den Analyseergebnissen (aus Phase 2) verglichen werden, damit eine Anpassung der Monitoringverfahren, wenn notwendig, ermöglicht wird.

Phase 4: Evaluierung der Monitoringergebnisse

In dieser Phase werden die Monitoringmessdaten mit vorherigen Inspektionsergebnissen verglichen und die erzielten Messergebnisse für die Anpassung der Lebensdauerprognose ausgewertet (z. B. als Bayesschen Anpassung). Als wichtigstes Ergebnis des

Monitorings kann eine verbesserte Aussage über die Bauteilzuverlässigkeit und deren zeitlicher Verlauf gegenüber dem betrachteten Grenzzustand betrachtet werden. Dieses positive Ergebnis basiert auf den reduzierten Unsicherheiten und dient als Grundlage für die Ausarbeitung von Handlungsempfehlungen. Für das oben erwähnte Beispiel (Parkhaus) wurden Messergebnisse nach 10, 20, 30 und 40 Jahren simuliert und somit die Anpassung der Lebensdauerprognose vollzogen. Die Ergebnisse sind in Abb. 5.6 /HEU 09/ zu sehen. Eine verbesserte Prognose der Lebensdauer ist durch die Reduktion der Unsicherheiten möglich.

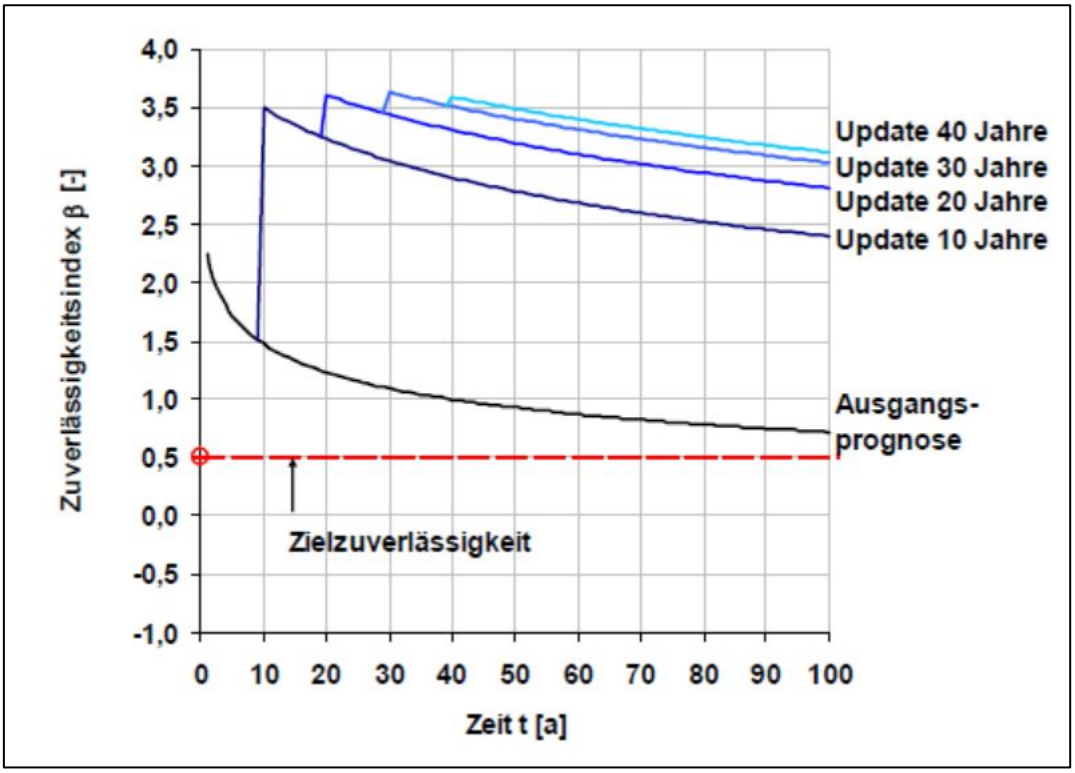

Abb. 5.6 Grenzzustandsbezogene Bauzuverlässigkeit der Lebensdauer und die Anpassungen auf der Basis des Monitorings.

Der Zuverlässigkeitsindex für die Lebensdauerprognose nach 50 Jahren erhöht sich gegenüber der ursprünglichen Abschätzung von 0,9 durch die Anpassungen auf einen Wert zwischen 2,4 und 3,2.

Das bedeutet, dass die Versagenswahrscheinlichkeit von ca. 18 % auf kleiner 1 % abnimmt. Schon nach zehnjähriger Anpassung ist erkennbar, dass das Ziel des Monitorings, die Sicherstellung der Dauerhaftigkeit gegenüber der chloridinduzierten Korrosion trotz wesentlicher Abweichungen, erreicht werden kann.

5.9 Monitoring-Konzepte als kompensierende Überwachungsmaßnahmen

5.9.1 Allgemein

In der letzten Zeit wurden verschiedene integrierte Monitoringsysteme vorgeschlagen, welche als messtechnische Grundlage für kompensierende Überwachungsmaßnahmen von mangelhaften Stahlbetonbauwerke verwendet wurden. Am weitesten verbreitet sind diese Arbeiten im Bereich der Brückenüberwachung. Dazu wurde eine Vielzahl von Forschungsberichten, Publikationen sowie einige Richtlinien/Vorschriften veröffentlicht.

Gemäß der Nachrechnungsrichtlinie /BMV 11/ sind Kompensationsmaßnahmen „Maßnahmen, die die weitere verkehrliche Nutzung eines Bauwerks bei gegebener Tragfähigkeit sicherstellen“. Eine kompensierende Überwachungsmaßnahme soll somit ein bzw. mehrere Defizite ausgleichen. Dies heißt, dass eine kompensierende Überwachungsmaßnahme einen Zuverlässigkeitsgewinn erzielen muss. Es wurden bereits einige kompensierende Überwachungsmaßnahmen in Deutschland durchgeführt (z. B. an der Herrenbrücke in Lübeck). Ein Zuverlässigkeitsgewinn durch kompensierende Überwachungsmaßnahmen kann sowohl bei einem voll-probabilistischen als auch bei einem semi-probabilistischen Bemessungskonzept erfolgen /SIE 15/.

Im voll-probabilistischen Bemessungskonzept muss eine kompensierende Überwachungsmaßnahme so definiert werden, dass die operative Versagenswahrscheinlichkeit unter Berücksichtigung der Überwachung $P_{f,Ü}$ (entspricht dem Zuverlässigkeitsindex $\beta_Ü$) durch die Überwachungsmaßnahme derartig reduziert werden muss, dass der Zielwert der Versagenswahrscheinlichkeit $P_{f,t}$ (entspricht dem Zuverlässigkeitsindex β_t für Bezugszeitraum t) nicht überschritten wird (siehe Gleichung (5.3)):

$$P_{f,Ü} \leq P_{f,t} \qquad \beta_Ü \geq \beta_t \tag{5.3}$$

Abhängig von der Zuverlässigkeitsklasse kann die Zielversagenswahrscheinlichkeit $P_{f,t}$ mit Hilfe EN 1990 /DIN 10/ festgelegt werden. Dieser Wert gilt jedoch nur für Neubauten. Im Brückenbau wurden deswegen einige modifizierte Werte der Versagenswahrscheinlichkeit für Bestandsbrücken formuliert (siehe /ALL 92/, /BER 04/, /SAN 04/, /BER 10a/).

Der Zuverlässigkeitsgewinn mittels einer kompensierenden Überwachungsmaßnahme $\Delta P_{f,Ü}$ entspricht der Abnahme der Versagenswahrscheinlichkeit durch die Überwachungsmaßnahme /SIE 15/. Sie wird als Differenz zwischen der Versagenswahrschein-

lichkeit des Bauwerks ohne Überwachungsmaßnahme und der Versagenswahrscheinlichkeit mit Berücksichtigung der Überwachungsmaßnahme (Gleichung (5.4)) definiert:

$$\Delta P_{f,Ü} \leq P_{f,t} - P_{f,Ü} \qquad \Delta\, \beta_{Ü} \geq \beta_{Ü} - \beta \tag{5.4}$$

Damit wird eine überwachende Kompensationsmaßnahme wirkungsvoll, wenn der Zuverlässigkeitsgewinn $\Delta P_{f,Ü}$ größer ist als das betrachtete Defizit ΔP_f (Differenz zwischen der vorhandenen Versagenswahrscheinlichkeit der Zielversagenswahrscheinlichkeit).

Im semi-probabilistischen Bemessungskonzept muss eine kompensierende Überwachungsmaßnahme so definiert werden, dass der Bemessungswert der Einwirkung bzw. Beanspruchung $E_{d,Ü}$ (ggf. unter Berücksichtigung der Überwachungsmaßnahme) kleiner als der Bemessungswert des Widerstands $R_{d,Ü}$ (ggf. unter Berücksichtigung der Überwachungsmaßnahme) wird. Diese Bedingung entspricht der grundlegenden Gleichung des semi-probabilistischen Nachweiskonzepts (siehe Kap. 2.8, Gleichung (2.63)). Dabei können die reduzierten Bemessungswerte der Einwirkung $E_{d,Ü}$ bzw. erhöhte Bemessungswerte des Widerstandes $R_{d,Ü}$ mittels reduzierter Teilsicherheitsbeiwerten $\gamma_{i,Ü}$ berechnet werden:

$$E_{d,Ü} = \gamma_{E,Ü} \cdot E_k \tag{5.5}$$

$$R_{d,Ü} = \frac{R_k}{\gamma_{R,Ü}} \tag{5.6}$$

Die Frage, welche Teilsicherheitsbeiwerte relevant sind und wie sie reduziert werden können, wird von den Arten der kompensierenden Überwachungsmaßnahme abhängen. Der Zuverlässigkeitsgewinn durch eine kompensierende Überwachungsmaßnahme $\Delta G_{d,Ü}$ wird als die Summe des Zuverlässigkeitsgewinns aus der Einwirkungsseite $\Delta E_{d,Ü}$ und der Widerstandsseite $\Delta R_{d,Ü}$ definiert (Gleichung (5.7)):

$$\Delta G_{d,Ü} = \Delta E_{d,Ü} + \Delta R_{d,Ü} = \left(E_d - E_{d,Ü}\right) + \left(R_{d,Ü} - R_d\right) \tag{5.7}$$

Eine kompensierende Überwachungsmaßnahme ist dann zielführend, wenn der Zuverlässigkeitsgewinn $\Delta G_{d,Ü}$ größer als das betrachtete Defizit ΔG_d ist. Dieses Defizit wird als Abnahme des Bemessungswertes des Widerstandes bzw. Zunahme des Bemessungswertes der Einwirkung betrachtet.

5.9.2 Arten von kompensierenden Überwachungsmaßnahmen

Folgende kompensierenden Überwachungsmaßnahme können differenziert werden:

- einmalige diskrete kompensierende Überwachungsmaßnahmen,
- wiederholende diskrete kompensierende Überwachungsmaßnahmen,
- kontinuierliche Überwachungsmaßnahmen.

Einmalige diskrete kompensierende Überwachungsmaßnahmen sind z. B. die Ermittlung der Betondruckfestigkeit, die Aufnahme der Geometrie, eine Probebelastung, die Ermittlung der Spannstahlkraft.

Die durch eine Überwachungsmaßnahme zu den statistischen Informationen der Eingangswerte der Grenzzustandsgleichung gewonnenen Zusatzinformationen werden für eine Ergänzung der ursprünglichen statistischen Informationen mittels eines Bayes'sches Updates verwendet. Dabei werden die Vorinformationen (Priordichte) mit dem Ergebnis aus der Bauwerksuntersuchung (Prädiktordichte) kombiniert, um eine verbesserte Verteilung (Posteriordichte) der Kenngröße zu erzielen. Ein Beispiel ist Abb. 5.7 zu entnehmen.

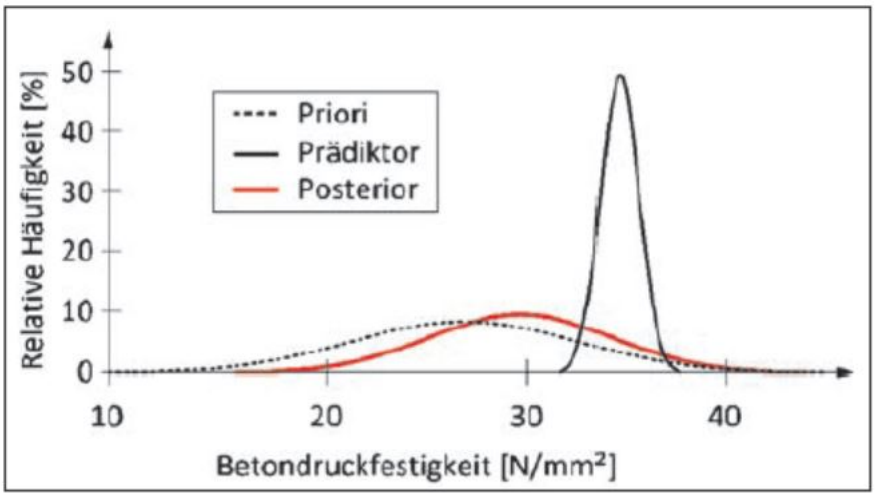

Abb. 5.7 Bayes'sches Update für Betonfestigkeit (aus /SIE 15/)

Wenn die Bauteildicke und die Stahlbetonwichte durch die repräsentativen Messungen bestimmt werden, darf ein reduzierter Teilsicherheitsbeiwert für die ständigen Einwirkungen aus den Eigenlasten von γ_G = 1,20 (statt γ_G = 1,35) nach /BMV 11/ angewendet werden.

Wiederholende diskrete kompensierende Überwachungsmaßnahmen sind z. B. in zeitlichen Intervallen wiederkehrende Inspektionen sowie wiederholende Probebelastungen. Durch die Inspektionen müssen Schädigungen erkannt werden, bevor diese Schädigungen maßgeblichen Schaden verursachen können. In /ALL 92/, /BER 04/ und /SAN 04/ wurde vorgeschlagen, den Zielzuverlässigkeitsindex in Abhängigkeit zu der Inspektionsintensität zu reduzieren. In /JCS 01/ wurde ein theoretisches probabilistisches Verfahren zur Berücksichtigung von Inspektionen vorgeschlagen.

Die kontinuierlichen kompensierenden Überwachungsmaßnahmen sind die Schwellwertüberwachung und Einwirkungsüberwachung. Bei der Schwellwertüberwachung wird eine Überwachung des Grenzzustandes durchgeführt, bei welche ein Versagen möglich ist. Wenn ein definierter Grenzwert überschritten wird, erfolgt eine Alarmierung. Beispielsweise wird eine definierte Rissbreite überschritten, welche ein baldiges Versagen ankündigt, woraufhin die Brücke geschlossen wird. Die Schwellwertüberwachung ist eine effektive kompensierende Überwachung, da sie direkt mit einem Grenzzustand verbunden ist, dabei werden die Unsicherheiten der Einwirkung sowie des Widerstandes einbezogen. Eine Schwellwertüberwachung kann jedoch erst dann erfolgen, wenn entsprechende Monitoringsysteme existieren. Der Grund hierfür ist, dass sich ein Versagen rechtzeitig ankündigen muss, um eine Gefahr für Menschenleben auszuschließen zu können. Dabei muss auch eine nachträgliche Sanierung bzw. Ertüchtigung des Tragwerkes machbar sein. Die Ermittlung der Schwellwerte ist ebenfalls nicht problemlos.

5.9.3 Voll-probabilistisches Konzept mit Schwellwertüberwachung

Zur Schwellwertüberwachung ist zunächst eine Systemidentifikation des Bauwerks erforderlich, um die entsprechenden Schwellwerte zu definieren /HOS 03/. Hierzu existieren verschiedene Monitoringsysteme. Wenn ein passendes Monitoringsystem zur Anwendung kommt, wird die Versagenswahrscheinlichkeit der Schwellwertüberwachung niedriger als diejenige bei Inspektionen. Die operative Versagenswahrscheinlichkeit unter Berücksichtigung einer Schwellwertüberwachung $P_{f,Ü,S}$ kann als Schnittwahrscheinlichkeit der zwei Ereignisse dargestellt werden: Versagen ohne Kompensationsmaßnahme (mit der Wahrscheinlichkeit P_f) und Versagen der Schwellwertüberwachung (mit der Wahrscheinlichkeit $P_{f,S}$). Alternativ kann man sich dieses System als Parallelsystem der Komponenten Bauteil und Schwellwertüberwachung vorstellen. Mathematisch wird es durch Gleichung (5.8) aufgezeigt:

$$P_{f,Ü,S} = P_f \cap P_{f,S} \tag{5.8}$$

Wenn beide Ereignisse unabhängig sind, wird die Gesamtversagenswahrscheinlichkeit aus der Multiplikation der Einzelversagenswahrscheinlichkeiten definiert (Gleichung (5.9)). Damit wird die Versagenswahrscheinlichkeit kleiner und ein Zuverlässigkeitsgewinn entsteht.

$$P_{f,Ü,S} = P_f \cdot P_{f,S} \tag{5.9}$$

Wenn beide Ereignisse vollständig korreliert sind, gleicht die Gesamtversagenswahrscheinlichkeit der minimalen Einzelversagenswahrscheinlichkeit. Dann wird ein Zuverlässigkeitsgewinn möglich, wenn die Versagenswahrscheinlichkeit der Schwellwertüberwachung $P_{f,S}$ kleiner ist als die Versagenswahrscheinlichkeit des Bauteils ohne Überwachung P_f (Gleichung (5.10)).

$$P_{f,Ü,S} = min\{P_f; P_{f,S}\} \tag{5.10}$$

Normalerweise sind die Ereignisse weder vollständig korreliert noch voneinander unabhängig. Die Versagenswahrscheinlichkeit $P_{f,Ü,S}$ liegt deswegen dazwischen (Gleichung (5.11)):

$$min\{P_f; P_{f,S}\} \leq P_{f,Ü,S} \leq P_f \cdot P_{f,S} \tag{5.11}$$

Der Zuverlässigkeitsgewinn wird als Differenz zwischen der operativen Versagenswahrscheinlichkeit des Bauteils ohne Kompensationsmaßnahme P_f und der operativen Versagenswahrscheinlichkeit unter Berücksichtigung der Schwellwertüberwachung $P_{f,Ü,S}$ identifiziert (Gleichung (5.12):

$$\Delta P_{f,Ü,S} = P_f - P_{f,Ü,S} \qquad \Delta\, \beta_{Ü,S} = \beta_{Ü,S} - \beta \tag{5.12}$$

Wenn die Ereignisse komplett unabhängig sind, wird die maximal zulässige Versagenswahrscheinlichkeit der Schwellwertüberwachung wie folgt definiert (Gleichung (5.13)):

$$maxP_{f,S} = 1 - \frac{erf\Delta P_{f,Ü,S}}{P_f} = 1 - \frac{P_f - P_{f,t}}{P_f} \tag{5.13}$$

wobei die Versagenswahrscheinlichkeit $P_{f,t}$ dem Zielzuverlässigkeitsindex $\beta t = 3{,}8$ für 50 Jahre nach EN 1990 /DIN 10/ entspricht und die Versagenswahrscheinlichkeit P_f dem vorhandenen Zuverlässigkeitsindex β Entspricht.

Aus der Gleichung (5.13) kann man beispielsweise berechnen, dass bei einem vorhandenen Zuverlässigkeitsindex β = 2,5 die Schwellwertüberwachung eine Versagenswahrscheinlichkeit von max $P_{f,}$ = 1,7 % erreichen darf. Bei einem vorhandenen Zuverlässigkeitsindex β = 3,0 darf die Schwellwertüberwachung eine Versagenswahrscheinlichkeit von max $P_{f,S}$ = 5,4 % aufweisen. Bei einem vorhandenen Zuverlässigkeitsindex β = 3,5 darf die Schwellwertüberwachung eine Versagenswahrscheinlichkeit von max $P_{f,S}$ = 31,1 % haben. Deshalb ist für große Defizite (d. h. kleiner Wert des vorhandenen Zuverlässigkeitsindex β) eine sehr hohe Zuverlässigkeit der Schwellwertüberwachung notwendig.

Wenn die Ereignisse voll korrelieren, kann man aufzeigen, dass die höchst zulässige Versagenswahrscheinlichkeit der Schwellwertüberwachung max $P_{f,S}$ der Zielversagenswahrscheinlichkeit $P_{f,t}$ gleicht (Gleichung (5.14):

$$maxP_{f,S} = P_{f,t} \tag{5.14}$$

Wenn eine Zielzuverlässigkeit mit β_t = 3,8 festgelegt wird, ist unabhängig von der vorhandenen Versagenswahrscheinlichkeit P_f bzw. dem Zuverlässigkeitsindex β_{vorh} eine maximale Versagenswahrscheinlichkeit der Schwellwertüberwachung max $Pf_{,S}$ = 0,00007 erforderlich.

Die Bestimmung der Versagenswahrscheinlichkeit der Schwellwertüberwachung $P_{f,S}$ ist eine komplexe Aufgabe, da zahlreiche Einflussfaktoren betrachtet werden müssen. Verschiedene Sensoren können beispielweise als Parallelsysteme betrachtet werden. Jede einzelne Funktionstüchtigkeit des Sensors kann als ein Reihensystem identifiziert werden. Es wurde damit begonnen, die Verfahren, die die Versagenswahrscheinlichkeit $P_{f,S}$ quantifizieren können, zu erforschen, um eine zuverlässige Planung kompensierender Überwachungsmaßnahmen zu ermöglichen.

5.9.4 Semi-probabilistisches Konzept mit Schwellwertüberwachung

Die grundlegende Idee des semi-probabilistischen Konzeptes besteht darin, die Teilsicherheitsbeiwerte durch die Minimierung der Unsicherheiten zu reduzieren. Eine Schwellwertüberwachung könnte dies ermöglichen, da sie auf den tatsächlichen Eingangsparameter des entsprechen Grenzzustands bezogen ist. Ausgehend von den Grundlagen des semi-probabilistischen Konzeptes (siehe Kapitel 2.8.2) können die

neuen Teilsicherheitsbeiwerte $\gamma_{E,Ü,S}$ für Einwirkungen und $\gamma_{R,Ü,S}$ für Widerstände allgemein wie folgt berechnet werden (Gleichungen ((5.15) und (5.16)):

$$\gamma_{E,Ü,S} = \frac{E_{d,Ü,S}}{E_k} = \frac{F^{-1}\{\emptyset[\alpha_E(\beta_t - \Delta\beta_{Ü,S})]\}}{F^{-1}[q_E]} \tag{5.15}$$

$$\gamma_{R,Ü,S} = \frac{R_k}{R_{d,Ü,S}} = \frac{F^{-1}[q_R]}{F^{-1}\{\emptyset[\alpha_R(\beta_t - \Delta\beta_{Ü,S})]\}} \tag{5.16}$$

In Kap. 2.8 wurden Informationen über die Verteilungen, die charakteristischen Werten sowie die Bemessungswerten für ständige Lasten *G*, veränderliche Lasten *Q* und Widerstände (Stahl *S* und Beton *C*) angegeben. Basieren auf diesen Angaben werden die Teilsicherheitsbeiwerte für diese Kenngrößen in Tab. 5.1 dargestellt (siehe /SIE 15/).

Tab. 5.1 Umgerechnete (reduzierte) Teilsicherheitsbeiwerte basierend auf einer Schwellwertüberwachung

G	$\gamma_{G,Ü,S} = \frac{\mu_G + \sigma_G \cdot \alpha_G \cdot (\beta_t - \Delta\beta_{Ü,S})}{\mu_G + \sigma_G \cdot \Phi^{-1}[q_G]} = \frac{1 + v_G \cdot \alpha_G \cdot (\beta_t - \Delta\beta_{Ü,S})}{1 + v_G \cdot \Phi^{-1}[q_G]}$
Q	$\gamma_{Q,Ü,S} = \frac{u_Q - \frac{1}{a_Q} \cdot (\ln(-\ln(\Phi[\alpha_Q \cdot (\beta_t - \Delta\beta_{Ü,S})])))}{u_Q - \frac{1}{a_Q} \cdot (\ln(-\ln(q_Q)))} = \frac{1 - 0{,}45005 \cdot v_Q - 0{,}77970 \cdot v_Q \cdot (\ln(-\ln(\Phi[\alpha_Q \cdot (\beta_t - \Delta\beta_{Ü,S})])))}{1 - 0{,}45005 \cdot v_Q - 0{,}77970 \cdot v_Q \cdot (\ln(-\ln(q_Q)))}$
C	$\gamma_{C,Ü,S} = \frac{\exp(\mu_{uC} + \sigma_{uC} \cdot \Phi^{-1}[q_C])}{\exp\left(\mu_{uC} + \sigma_{uC} \cdot \alpha_C \cdot (\beta_t - \Delta\beta_{Ü,S})\right)} = \exp\left(\sqrt{\ln(1 + v_C^2)} \cdot \left(\Phi^{-1}[q_C] - \alpha_C \cdot (\beta_t - \Delta\beta_{Ü,S})\right) \cdot\right)$
S	$\gamma_{S,Ü,S} = \frac{\exp(\mu_{uS} + \sigma_{uS} \cdot \Phi^{-1}[q_S])}{\exp\left(\mu_{uS} + \sigma_{uS} \cdot \alpha_S \cdot (\beta_t - \Delta\beta_{Ü,S})\right)} = \exp\left(\sqrt{\ln(1 + v_S^2)} \cdot \left(\Phi^{-1}[q_S] - \alpha_S \cdot (\beta_t - \Delta\beta_{Ü,S})\right) \cdot\right)$

Wenn beispielweise die Ereignisse vollständig unabhängig sind, dann wird der Teilsicherheitsbeiwert für die Stahlfestigkeit in Abhängigkeit von der Versagenswahrscheinlichkeit der Schwellwertüberwachung $P_{f,S}$ (wie in Abb. 5.8 gezeigt) geändert (siehe /SIE 15/).

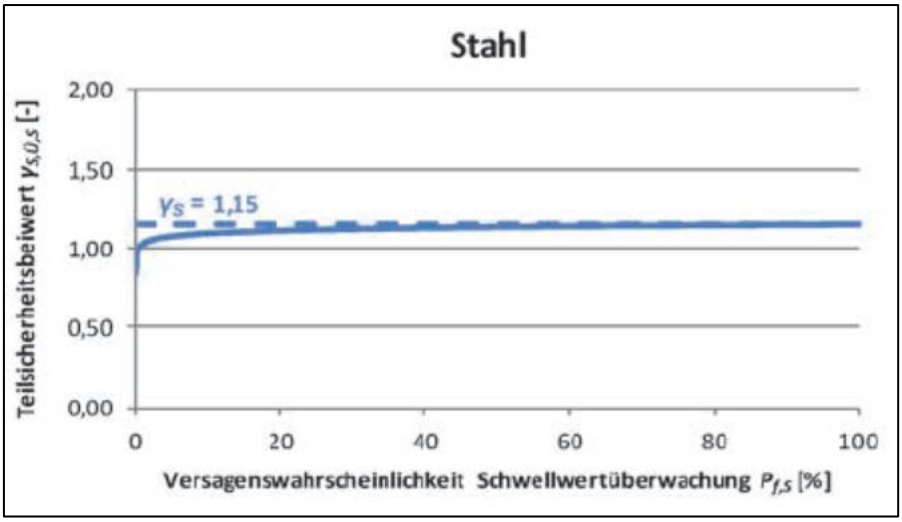

Abb. 5.8 Geänderte Teilsicherheitsbeiwert für Stahlfestigkeit

Die in diesem Kapitel beschriebene Methodik bezüglich integrierter Monitoringsysteme, welche sich zu einem festen Bestandteil kompensierender Überwachungsmaßnahmen von mangelhaften Stahlbetonbauwerke entwickelt haben, werden vor allem bei der Brückenüberwachung angewendet. Der Grund dafür ist, dass dieses Verfahren zu deutlich wirtschaftlichen Vorteilen bei der Brückenüberwachung führt. Es ist möglich, diese Methodik auch für Bestandsbauwerke aus Stahlbeton von kerntechnischen Anlagen anzuwenden.

5.10 Beschreibung der alterungsbedingten Schädigungsmechanismen von Stahlbetonstrukturen

Während ihrer Nutzungsdauer (z. B. 50 bis 100 Jahre) sind die Stahlbetonstrukturen eines Bauwerks verschiedenen Dauerhaftigkeitsangriffen ausgesetzt. Diese beziehen sich nicht nur auf Ladstannahmen von außen, welche in den vorherigen Kapiteln beschrieben wurden, sondern auch auf Umwelteinflüsse, welche, ohne mechanische Belastung, unterschiedliche Schädigungen (z. B. durch physikalische oder chemische Veränderungen) an Stahlbetonbauteilen verursachen. Diese Schädigungen an den Baustoffen Beton und Stahl sind heutzutage klassifiziert und als Schädigungsmechanismen bekannt. Gerade in der jüngeren Vergangenheit haben diese Mechanismen im Fokus der Bauforschung gestanden.

Die dauerhaften Änderungen an den Baustoffen Beton und Stahl kann man am besten mit Monitoringsystemen erfassen. Das Monitoring ist in diesem Fall besonders günstig, da es erlaubt, den Zustand von Bauteilen und deren zeitliche Entwicklung der Schädi-

gungsmechanismen ständig zu kontrollieren und Gegenmaßnahmen rechtzeitig zu ergreifen. Die Notwendigkeit, die alterungsbedingten Schädigungen an baulichen Strukturen zu erkennen und zu quantifizieren, war einer der Gründe, Monitoring-Maßnahmen zu entwickeln.

Die allgemein bekannten Schädigungsmechanismen werden nachfolgend kurz erläutert. Zusätzliche Informationen können in /IAE 06/, /IAE 16/, /IAE 20/, /NRC 10a/ und /NRC 17/ gefunden werden.

Als „Alterung“ von Bauwerksteilen werden zeitabhängige Vorgänge bezeichnet, welche eine Veränderung der Materialeigenschaften und damit ggf. der Funktionalität verursachen.

Zur Alterung der Bauteile können nachfolgende Einflüsse (inkl. Umwelteinwirkungen) beitragen:

- Physikalische Einflüsse (z. B. extreme Temperaturdifferenzen, Feuchte),
- Chemische Einflüsse (z. B. Karbonatisierung, Chloride, Säureangriff),
- Biologische Einflüsse (z. B. Bakterien und Pilzbefall),
- Geometrische Einflüsse (z. B. Risse, Setzungen, Kriechen, Schwinden),
- Spezifische Einflüsse in den kerntechnischen Anlagen (wie radioaktive Strahlung und erhöhte Raumtemperatur).

Allgemein relevante alterungsbedingte Schädigungsmechanismen für Bauwerke, die durch die erwähnten Einflüsse auftreten können, werden in /IAE 06/ gelistet und für Beton und Betonstahl separat aufgeführt.

Für Beton sind dies:

- Karbonatisierung, Auslaugen von Kalziumhydroxid (Kalkablagerungen),
- Chloridangriff,
- Innere Reaktionen der Betonbestandteile (Alkali- Kieselsäure-Reaktion),
- Angriff durch aggressive Medien (in Wasser, Luft, Erdreich, Chemikalien),
- Rissbildung,

- Kriechen, Schwinden, Quellen, Schrumpfen,
- Biologischer Angriff,
- erhöhte Temperatur,
- radioaktive Strahlung,
- Setzungen,
- Ermüdung und Schwingungen (bei dynamischen Einwirkungen).

Für Bewehrungsstahl:

- Korrosion der Bewehrungsstähle.

Jeder Schädigungsmechanismus verursacht ein/einige Alterungseffekte, wie z. B.:

- Karbonatisierung, Chloridangriff: Bewehrungskorrosion, Betonrisse, Betonabplatzungen,
- innere Reaktionen der Betonbestandteile (Alkali-Kieselsäure-Reaktion): Betonrisse, Betonvolumenvergrößerung,
- Angriff durch aggressive Medien (in Wasser, Luft, Erdreich, Chemikalien): Betonvolumenzunahme, Veränderung der Oberflächenstruktur, Porositätszunahme, Durchlässigkeit,
- Rissbildung: Bewehrungskorrosion,
- Kriechen, Schwinden: Betonverformungen, Betonrisse, Spannkraftverluste,
- Quellen: Betonvolumenvergrößerung,
- Biologischer Angriff: Oberflächenverschlechterung,
- erhöhte Temperatur: Festigkeitsabnahme, Spannungsumlagerung, Spannkraftverluste,
- radioaktive Strahlung: Änderung der Betoneigenschaften,
- Setzungen: Betonrisse, Zwangsspannungen,
- Ermüdung und Schwingungen (bei dynamischen Einwirkungen): Betonrisse.

5.10.1 Rissbildung

Erhärteter Beton ist ein spröder Baustoff mit geringer Zugfestigkeit, weshalb Rissbildung im Beton als üblich eingestuft werden kann und nicht unbedingt zu einer Beeinträchtigung der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit führt, da die Rissbildung bereits bei der Auslegung bzw. Bemessung mitberücksichtigt wird. Dennoch kann unter bestimmten Bedingungen Rissbildung auf eine Schädigung des betreffenden Bauteils hinweisen und seine Dauerhaftigkeit reduzieren. Deshalb müssen Rissbildungen bewertet werden.

Bis der geplante Beton erhalten wird, sind bei der Herstellung und Verarbeitung eine Vielzahl von Faktoren zu berücksichtigen. Deswegen kann Rissbildung folgende Ursachen haben:

- Rissbildungen von Stahlbetonbauteile infolge Zwangsbeanspruchung:
  Zwangsbeanspruchungen an Stahlbetonbauteilen entstehen zumeist aus abfließender Hydratationswärme bzw. aus Temperatureinwirkung und gleichzeitig behinderter Ausdehnung bzw. Kontraktion des Stahlbetonbauteils. Die Zwängungen werden durch Rissbildung abgebaut, wobei die Rissbreiten, u. a. von der Bauteildicke, dem Bewehrungsgrad, dem Bewehrungsdurchmesser und der Betonzugfestigkeit abhängen. Eine sorgfältige Nachbehandlung des Betons nach dem Betonieren kann im Allgemeinen das Ausmaß von Zwangsrissen begrenzen. Betroffen von Rissbildung aus Zwangsbeanspruchung sind insbesondere massige Bauteile, die monolithisch untereinander verbunden sind und bei denen die Zwangsverformungen behindert werden. Die Rissbreiten liegen je nach Bauteildicke, gewähltem Bewehrungsgrad und -durchmesser normalerweise im Bereich von 0,1 mm bis 0,4 mm.

- Konstruktive und/oder geometrisch bedingte Rissbildung:
  In Ecken, Versätzen, Durchbrüchen und an Einbauten können Risse geringer Rissbreiten entstehen. Die Rissbreiten liegen normalerweise im Bereich von 0,1 mm bis 0,4 mm. Wird der Beton während seiner Erhärtungsphase nicht ausreichend nachbehandelt und vor Austrocknung geschützt, können Risse infolge des Schwindens entstehen. Auch der Einbau nicht ausreichender Mindestbewehrung zur Beschränkung der Rissbreiten sowie z. B. Verdichtungsmängel während der Einbauphase können zur Rissbildung führen.

- Bewehrungskorrosion:
  Bei Korrosion oberflächennaher Bewehrung bilden sich im Beton zunächst Risse im

Bereich der Schadstelle, wenn eine Volumenzunahme beim Korrosionsprozess stattfindet, so dass die darüberliegende Betondeckung im Laufe der Zeit abplatzt.

- Baugrundsetzungen, Änderung der Lasteinwirkungen:
  Aufgrund der Biegesteifigkeit findet bei Überschreitung der örtlichen Biegezugfestigkeit des Betons Rissbildung statt. in Bauteilen, deren lastabtragende Wirkung von den getroffenen Annahmen in der statischen Berechnung und der konstruktiven Ausbildung abweicht, können Rissbildungen auftreten; die durch innere Schnittgrößenumlagerung initiiert werden.

Risse können negative Auswirkungen auf die Dauerfestigkeit von Stahlbetonbauteilen haben. Karbonatisierung und Chloridangriff in gerissenen Betonbereichen sind schneller ablaufen als in ungerissenen Bereichen.

5.10.2 Karbonatisierung

Die Karbonatisierung findet in der Betonrandzone statt und ist zeitabhängig. Sie schreitet, beginnend von der Bauteiloberfläche, nach innen weiter fort. Das in der Umgebungsluft befindliche Kohlendioxid (CO_2) reagiert mit dem Kalziumhydroxid ($Ca(OH)_2$) im Zementstein zu Kalziumkarbonat ($CaCO_3$). Dadurch sinkt der pH-Wert des Betons unter 9 ab (übliche Werte liegen zwischen 12 und 13). Der Beton wird depassiviert und schützt somit den Betonstahl nicht mehr vor Korrosionsangriffen.

Die Geschwindigkeit dieses Schädigungsmechanismus hängt u. a. von der Betongüte, der Betonqualität, der Verdichtung/Porosität der Betonrandzone, der Betondeckung sowie den Witterungsbedingungen ab. Die Geschwindigkeit ist stark von der Feuchtigkeit des Betons abhängig: Bei extrem trockenem Beton ist die Karbonatisierungsgeschwindigkeit wegen des unzureichenden Porenwasseranteils fast Null. Da das Eindringen von Kohlendioxid in die Poren des Zementsteins mit zunehmendem Porenwassergehalt abnimmt, ist bei sehr feuchtem Beton die Karbonatisierungsgeschwindigkeit gering. Ein Maximum der Karbonatisierungsgeschwindigkeit ist bei einer relativen Feuchte des Betons von ca. 50 % zu erwarten.

Mit entsprechenden Indikatorlösungen können die verschiedenen Bereiche an frischen Querschnitten visualisiert werden. Erreicht die Karbonatisierungsschicht die obere Bewehrungslage, kann unter Einfluss von Wasser und Sauerstoff die Bewahrung korrodieren. Die damit einhergehende Volumenzunahme der Bewehrung und der dadurch entstehende Druck auf die Betondeckung führen mit der Zeit zu lokalen Betonabplatzungen

an der Bauteiloberfläche. Somit hat die Karbonatisierung im Wesentlichen für Außenbauteile eine Bedeutung.

5.10.3 Chloride

Chloride können aus einer chloridhaltigen Umgebung in den Beton eindringen. Erreichen die Chloride den Bewehrungsstahl, dringen sie örtlich durch die Passivschicht und führen bei Anwesenheit von Wasser und Sauerstoff zur örtlichen Korrosion des Stahls ("Lochfraß"), wobei die Chloride als Katalysator wirken.

Als Erscheinungsbild sind bestenfalls Verfärbungen der Abbauprodukte zu erkennen, die z. B. durch Risse nach außen dringen.

Bei Verdacht auf Chloride sind die Entnahme von Bohrmehlproben oder Bohrkernen und die Bestimmung des Chloridgehalts durchzuführen.

5.10.4 Chemische Einwirkungen (Sulfate, Alkalien, Säuren)

Sulfatangriff und Alkalireaktion zählen zu den treibenden Angriffen. Säuren hingegen zählen zum lösenden Angriff.

5.10.4.1 Sulfatangriff

Dringen Sulfate von außen in den Beton ein, können sie durch Diffusion oder kapillares Saugen mit Bestandteilen des Zementsteins (Aluminaten) chemisch reagieren, was bei ausreichendem Wassergehalt mit einer starken Volumenzunahme verbunden ist (sog. "Treiben"). Es bildet sich Ettringit (Trisulfat). Die Volumenzunahme kann zu Aufwölbungen der Betonoberfläche, Rissbildung und Abplatzungen führen, welche im Zuge visueller Kontrollen erkannt werden können. Auch Laboruntersuchungen (chemische Untersuchungen der Betonzusammensetzung und des Gehaltes schädlicher Substanzen) können erforderlich sein.

5.10.4.2 Alkalireaktionen

Bei einer Alkali-Kieselsäure-Reaktion (AKR) reagieren alkaliempfindliche SiO_2-Bestandteile der Gesteinskörnung mit den Alkali- und Hydroxid-Ionen (K^+, Na^+ und OH^-) der Porenlösung im Beton zu einem Alkali-Kieselgel, das bestrebt ist, Wasser aufzunehmen. Unter ungünstigen Umständen vergrößert sich dabei das Volumen des Alkali-Kieselgels

mit der Zeit so stark, dass lokal Quelldrücke auftreten, die das Betongefüge schädigen und äußerlich zu Netzrissbildung, Ausblühungen und Abplatzungen führen können. Man spricht dann von einer "schädigenden AKR", die in Medienberichten häufig als "Betonkrebs" bezeichnet wird. Die Dauerhaftigkeit des Betons kann dadurch beeinträchtigt werden. Die Standsicherheit betroffener Bauteile ist jedoch in der Regel nicht gefährdet. Die Schadensbilder treten normalerweise erst nach einem Zeitraum von 5 bis 10 Jahren und mehr auf. Folgende Voraussetzungen sind für eine schädigende AKR im Beton relevant: (a) ausreichende Feuchtigkeit, (b) hoher wirksamer Alkaligehalt in der Porenlösung des Betons sowie (c) alkaliempfindliche Gesteinskörnung.

5.10.4.3 Säuren

Durch den Kontakt zu Säuren, die z. B. im Baugrund oder dem verwendeten Wasser vorhanden sein können, zersetzen sich Bestandteile des Zementsteins und werden in wasserlösliche Verbindungen umgewandelt. Der zumeist an der Bauteiloberfläche stattfindende Prozess ist durch Veränderung der Oberflächenstruktur erkennbar (waschbetonartige Oberfläche). Die Oberflächenfestigkeit wird gemindert.

Für den Angriffsgrad saurer Wässer ist außer der Konzentration der Säure in erster Linie ihre Stärke maßgebend. Auch die Transportbedingungen der angreifenden und gelösten Stoffe sind relevant. Der Abtrag durch Einwirkung aggressiver Wässer nimmt mit der Fließgeschwindigkeit zu. Erhöhte Temperaturen verstärken zudem den Angriffsgrad.

Starke Mineralsäuren, wie z. B. Salzsäure, Salpetersäure, Schwefelsäure, lösen alle Bestandteile des Zementsteins unter Bildung von Calcium-, Aluminium- und Eisensalzen und Kieselgel auf. Schwache Säuren, wie z. B. die Kohlensäure, bilden nur mit dem Kalk wasserlösliche Salze. Organische Säuren, wie sie in Molkereien, Fruchtsaftbetrieben, Konservenfabriken u. a. vorkommen, greifen den Beton im Allgemeinen weniger stark an als anorganische Säuren. Zu den Säuren ist auch der Schwefelwasserstoff zu rechnen, der sich z. B. in Abwässern durch Zersetzung von Eiweiß bei Abwesenheit von Sauerstoff bildet. In Wasser gelöst ist er eine schwache Säure, die den Beton kaum angreift. Er kann jedoch den Abwässern gasförmig entweichen, oberhalb des Wasserspiegels in schlecht belüfteten Betonrohren von der Betonfeuchtigkeit aufgenommen und dann zu Schwefelsäure oxydiert werden, die in erster Linie einen Säureangriff bewirkt. Bei der Bildung von Schwefelwasserstoff und bei seiner Oxydation zu Schwefelsäure spielen Bakterien eine wesentliche Rolle. Die kalklösende Kohlensäure greift den Beton durch Lösen des Kalkes in ähnlicher Weise an wie andere schwache Säuren.

5.10.4.4 Biologische Einwirkungen

Biologischer Angriff aus dem Bewuchs durch Algen, Moose oder Flechten sowie Pflanzen, kann sich auf die Oberflächenbeschaffenheit des Betons auswirken. Bereits vorhandene Schädigungen können intensiviert werden (Abplatzungen, Risse, Zersetzungen des Zementsteins). Dadurch wird auch das Risiko von Frostschäden erhöht.

5.10.5 Kriechen und Schwinden

Die durch eine äußere Belastung verursachte Dehnung eines Bauteils nimmt im Laufe der Zeit bei gleichbleibender Dauerlast zu (lastunabhängige Dehnungen sind hierbei unberücksichtigt); dieser Vorgang wird Kriechen genannt. Die Kriechgeschwindigkeit und -verformung ist während der Anfangsphase im Vergleich zur Langzeitbetrachtung wesentlich größer und nimmt im Laufe der Zeit ab. Wichtigster Einflussfaktor für die Größe der Kriechverformung ist der Wassergehalt im Beton bei Belastungsbeginn und Änderungen des Wassergehaltes während der Belastung. Bei den Gebrauchslasten sind die Kriechverformungen etwa proportional zur auftretenden Betondruckspannung. Bei höherer Last steigt die Kriechverformung überproportional zur Spannung. Der Grund dafür ist zurückzuführen auf zunehmendes Mikrorisswachstum unter Dauerlast. Die Größe der Kriechverformungen ist von der Betonzusammensetzung, dem Betonalter bei Beginn der Dauerlast, den Bauteilabmessungen und den Umgebungsbedingungen abhängig. Das Kriechen wird z. B. größer: bei Betonen mit hohem w/z-Wert (Wasserzementwert), mit hohem Zementgehalt, mit Zuschlägen mit niedrigem Elastizitätsmodul. Dünne Bauteile kriechen schneller als dicke, da sie schneller austrocknen. Mit sinkender relativer Luftfeuchte und steigender Temperatur nimmt die Kriechverformung zu. Bei Beginn der Dauerlast in jungem Alter kriecht Beton mehr als in höherem Alter.

Das Kriechen kann teilweise günstig (z. B. Abbau von Zwangsspannungen) oder auch ungünstig (z. B. Spannkraftverluste) für die Dauerhaftigkeit der Bauteile sein.

Als Schwinden wird die lastunabhängige zeitliche Verformung bezeichnet, die aufgrund des Austrocknens des Betons eintritt. Die Betonzusammensetzung und die Bauteilabmessungen, sowie die Umgebungsbedingungen (relative Luftfeuchte), sind die wesentlichen Einflussparameter. Dünnwandige Bauteile schwinden mehr als dickwandige Bauteile. Die Verformungen sind bei dickwandigen Bauteilen über den Querschnitt gesehen ungleichmäßiger. Die dadurch herbeigeführten Eigenspannungen können sich zumeist durch Rissbildung an der Oberfläche abbauen. Die Schwindverformungen steigen mit

sinkender relativer Feuchte der umgebenden Luft, mit steigendem w/z-Wert und steigendem Zementgehalt. Schwindverformungen sind größer, wenn das Elastizitätsmodul des Betonzuschlags kleiner ist, da steife Zuschläge das Schwinden des Zementsteins stärker behindern.

5.10.6 Quellen

Quellen bei Beton bedeutet die zeitabhängige Volumenvergrößerung durch Wasseraufnahme. Das Betonalter ist dabei nicht entscheidend, sondern die Betonqualität und die vorherrschenden Umgebungsbedingungen (wie sehr hohe Luftfeuchtigkeit oder Wasserlagerung). Der Beton kann reißen oder abplatzen. Betonquellen kann im späten Alter auftreten. Die Folgen sind Korrosion der Bewehrung sowie Zwangsspannungen in den verbundenen Bauteilen.

5.10.7 Radioaktive Strahlung

Auswirkungen von radioaktiver Strahlung und Altersfestigkeit können normalerweise nicht visuell erkannt werden. Radioaktive Strahlung, vorwiegend Neutronen- und Gammastrahlung, kann im Laufe der Zeit die mechanischen Eigenschaften von Beton verschlechtern, da sie die Gitterstruktur kristalliner Zuschlagstoffe verändert, was zu einer Volumenzunahme führen kann. Durch die Wahl spezieller Gesteinskörnung (z. B. mit hoher Dichte) und Zusatzstoffen (wie borhaltige Stoffe) wird die Abschirmwirkung erhöht. Die Neutronen- und γ-Strahlung führen zudem zu einer Temperaturerhöhung der Betonbauteile, welche sich mit betrieblichen Temperaturbelastungen überlagern kann. Das kann sich auf die mechanischen Eigenschaften von Beton auswirken. Bei einer dauerhaften Temperaturbeanspruchung von 100 °C kann eine Reduktion der Druckfestigkeit bzw. der Zugfestigkeit und des Elastizitätsmoduls auftreten.

Druckfestigkeiten können an zugänglichen Stellen, an denen die Beschichtung entfernt werden kann, durch zerstörungsfreie Prüfungen nur annähernd abgeschätzt werden. Durch die Entnahme von Bohrkernen als zerstörende Prüfung ist eine genauere Bestimmung möglich. Daher können eventuell vorhandene Vergleichswerte aus Versuchen, die unter gleichartigen Bedingungen durchgeführt wurden, zur Beurteilung einer Beeinträchtigung der Festigkeitseigenschaften als Anhalt dienen. Aus dem Stand von Wissenschaft und Technik gibt es bislang keine gesicherte Veranlassung, diesbezügliche Untersuchungen vorzunehmen.

5.10.8 Korrosion von Betonstahl (Bewehrung)

Bewehrung ist von dem alkalischen Milieu des Betons ummantelt. Während der Erhärtung des Betons bildet sich die sogenannte Passivschicht (oxidische Deckschicht an der Oberfläche des Bewehrungsstahls) aus, die korrosionsschützend wirkt. Diese Schutzschicht kann jedoch durch Karbonatisierung der Betonrandzone oder durch Chloridagriff zerstört werden, so dass der Stahl bei Vorhandensein von Wasser/Feuchtigkeit und Sauerstoff zu korrodieren beginnt. Am stärksten ist mit Korrosion zu rechnen, wenn der Beton einem häufigen Wechsel von Austrocknung und Durchfeuchtung unterliegt.

Im Fall der Karbonatisierung ist die Korrosion mit einer Volumenzunahme des Stahls verbunden, so dass es zu erkennbaren Rissen im Beton und zu Betonabplatzungen kommen kann. Die chloridinduzierte Korrosion verläuft unter dem bekannten Begriff „Lochfraß“, wobei es im Allgemeinen nicht zu Erhebungen oder Betonabplatzungen kommt, sondern zur lokal begrenzten Reduktion des Bewehrungsquerschnitts. Verfärbungen bzw. Rostfahnen können hierbei Hinweise auf Korrosion liefern. Je nach Schadensintensität kann eine Bewehrungsverstärkung erforderlich werden.

6 Methodik zur Ermittlung der vorhandenen Zuverlässigkeit bestehender kerntechnischer Bauwerke

6.1 Einführung

Um eine zuverlässigkeitsorientierte Bewertung bzw. Nachrechnung eines Bauwerks durchzuführen, muss zuerst die zum Zeitpunkt vorhandene Zuverlässigkeit (bzw. der Zuverlässigkeitsindex) des zu bewertenden Bauwerk bestimmt werden.

Die Ermittlung der vorhandenen Zuverlässigkeit ist eine komplexe und umfangreiche Aufgabe. Erster Schritt dazu ist es, Kenntnis über die Zuverlässigkeit, die bei der Bemessung des Bauwerks zu Grunde gelegt wurde, zu erlangen. Die Bestandsbauwerke wurden in der Vergangenheit bemessen. Die damaligen Baunormen definierten allerdings nicht die Zielzuverlässigkeit. In diesem Fall kann man versuchen, die Zielzuverlässigkeit indirekt abzuschätzen. Dafür sind sowohl eine ausführliche Analyse der Bemessungsanforderungen für das Bauwerk als auch eine Analyse der Bemessungsunterlagen durchzuführen. Es ist notwendig, die Bemessungsparameter zu identifizieren, welche als Zufallsvariablen betrachtet werden müssen. Zu diesen Parameter zählen sowohl der Widerstand (z. B. Betonfestigkeit) als auch die Einwirkungen (z. B. Winddruck). Für die Abschätzung der Zufallsvariablen ist die Kenntnis der Verteilungsfunktionen und der statistischen Parameter (mindestens eines Mittelwerts und einer Varianz) erforderlich. Ausführliche Information über Ermittlung der Bauwerkszuverlässigkeit mittels FORM-Methode ist in Kap 2.7.3 beschrieben.

Die FORM-Methode ist eine Iterationsmethode. Es wird so lange iteriert, bis die Abweichungen bei dem Zuverlässigkeitsindex β und den Koordinaten des Bemessungspunkt X_i^* gegenüber dem vorherigen Schritt vernachlässigbar klein werden. Damit wird der Zuverlässigkeitsindex β und die entsprechende Zuverlässigkeit für einen bestimmten bautechnischen Entwurf bestimmt. Diesem Entwurf liegen einige Basisparameter (z. B. Querschnittsabmessungen oder Bewehrungsmenge) zu Grunde, welche die Bauteilzuverlässigkeit regulieren. Wenn der mit FORM ermittelte Index β_{op} nicht mit dem Zielzuverlässigkeitsindex β_{Ziel} überein stimmt, muss man die Methode FORM nochmal anwenden und so viel iterieren bis β_{op} dem Index β_{Ziel} gleich wird. Dabei werden nach jedem Schritt die Basisparameter geändert, beispielweise wird eine Querschnittsabmessung vergrößert, was die Zuverlässigkeit erhöht. Das ist die zweite (äußere) Iteration.

Die Näherungsmethode FORM findet in der bautechnischen Forschung eine besonders verbreitete Anwendung. Mit Hilfe dieser Methode ist es möglich nicht nur die Zielzuverlässigkeit in der Bemessung der Neubauten einfügen, sondern auch für die bestehenden Bauwerke die vorhandene Zuverlässigkeit (bzw. den Zuverlässigkeitsindex) zu ermitteln.

Die Zuverlässigkeitsmethode FORM gehört zu den Zuverlässigkeitsverfahren der Stufe II (Level II). Diese Methoden erfordern Kenntnisse der probabilistischen Hintergrundinformationen. Es werden dabei probabilistische und mathematische Ansätze verwendet, was zu einem zeitlichen und rechnerischen Aufwand führt. Bisher kamen diese Methoden nur bei der Bemessung von Sonderbauten von großem wirtschaftlichem und gesellschaftlichem Interesse zum Einsatz. Sie wurden z. B. für Spezialbauten, dessen Versagen mit hohen Risiken für die Bevölkerung und die Umwelt verbunden sind (z. B. Staudämme oder großen Brücken), angewendet. Für kerntechnische Bauwerke fand diese Methode jedoch bisher noch keine Anwendung, weder für die Bemessung neuer Bauten noch für die Bewertung der Bestandsbauwerke.

Gleichzeitig zeigen einige Veröffentlichungen in der Fachliteratur, insbesondere der letzten 10 bis 15 Jahre in europäischen Ländern, dass die FORM-Methode in vielen Untersuchungen für verschiedene Analysen von konventionellen Bauten angewendet wurde. Immer mehr beziehen sich solche Arbeiten auf die probabilistische Bewertung der bestehenden konventionellen Bauwerke bzw. Bauteile.

Wenn die Zielzuverlässigkeit für die neuen Bauwerke bekannt bzw. abgeschätzt wurde, wird im nächsten Schritt die zum Zeitpunkt der Nachrechnung vorhandene Zuverlässigkeit des Bestandbauwerks ermittelt.

Mit der Zeit nimmt die Zuverlässigkeit normalerweise ab. Das erfolgt nicht nur durch die Alterung von Baustoffen (Minderung der Widerstandsfähigkeit) und Änderung des Einwirkungsniveaus, sondern auch durch die Reduzierung der Zuverlässigkeit selbst mit der Zeit (siehe Abb. 3.7, Kap. 3.3). Außerdem ändern sich die statistischen Parameter der Zufallsvariablen (Bemessungsparameter). Diese statistischen Parameter können durch in-situ-Messungen gewonnen werden. So kann z. B. die Betonfestigkeit mit Hilfe von gezogenen Bohrkernen bestimmt werden. Das kann einen positiven Einfluss auf die Zuverlässigkeit haben, wenn z. B. die ermittelte Varianz kleiner als diejenige ist, die bei der Bemessung angenommen wurde. Dabei spielt auch das Monitoring eine wichtige Rolle, weil damit einige Parameter im Laufe eines Bauwerksleben ständig kontrolliert werden können und ihr Einfluss auf die operative Zuverlässigkeit ermitteln werden kann.

Im Unterschied zur zuverlässigkeitsorientierten Bemessung, braucht man bei der Ermittlung der vorhandenen Zuverlässigkeit keinen zweiten („äußeren“) Iterationsprozess, da die eigentliche Bemessung in diesem Fall (siehe oben) entfällt.

6.2 Grundlagen der Methodik

Das Vorgehen bei der Anwendung der FORM-Methode für die Ermittlung der vorhandenen Zuverlässigkeit von Bestandsbauwerken ist derjenige für die probabilistische Bemessung neuer Bauwerke ähnlich. Zuerst müssen die Grenzzustände definiert werden, welche für das betrachtete Bauwerk bzw. Bauteil maßgebend sind. Generell müssen unterschiedliche Grundzustände der Tragfähigkeit (GZT) sowie die Grundzustände der Gebrauchstauglichkeit (GZG) berücksichtigt werden. Man kann aber, basierend auf den Erfahrungen bzw. Vorkenntnisse, bestimmte Grenzzustände auswählen, welche für die probabilistische Bewertung als kritisch angesehen würden. Damit könnte man den Untersuchungsaufwand reduzieren. Für GZT können solche Zustände z. B. ein Biegung- oder Schubverhalten sein. Für GZG kann z: B. die Eindringtiefe von Chloriden (oder Karbonatisierungstiefe) in einem Betonbauteil als prinzipieller Grenzzustand betrachtet werden.

Wird ein Grenzzustand ausgewählt, sollte dann für ihn eine mathematische Beziehung formuliert werden (Gleichung (6.1)):

$$g = g(x_1, x_2 \dots \; x_n) = 0 \tag{6.1}$$

Die Basisvariablen $x_1, \dots, x_n$ des betrachteten Grenzzustandes sind die Kenngrößen, welche entweder zur Einwirkungsseite oder zur Widerstandsseite gehören. Diese Parameter können meistens als Zufallsvariablen betrachtet werden. Für jede Zufallsvariable muss zuerst eine Verteilungsfunktion zu Grunde gelegt werden. Die Auswahl der Verteilungsfunktion kann auf Testergebnissen (z. B. für Beton) oder auf langjährigen Beobachtungen (z. B. für Windgeschwindigkeit) basieren. Oft ist jedoch der Typ der Verteilungsfunktion durch Vorkenntnisse bekannt. Um die Verteilungsfunktion vollständig zu beschreiben, müssen die Verteilungsparameter bekannt sein. Dabei sind Kenntnisse über mindestens zwei statistische Momente der Verteilung notwendig. Meistens sind der Mittelwert und der Variationskoeffizient (bzw. die Standardabweichung) vorhanden, was in vielen Fällen ausreichend ist.

Wenn sowohl die Verteilungen als auch die statistischen Parameter und für alle Basisvariablen in Gleichung (6.1) bekannt sind, wird dann, basierend auf der Funktion *g*, der Zuverlässigkeitsindex β mittels FORM-Methode für den betrachteten Grenzzustand ermittelt (siehe Kap. 2.7). Wenn es mehrere Grundzustände gibt, welche als kritisch betrachtet werden können, wird dann der Zuverlässigkeitsindex β mit Hilfe der FORM-Methode für jeden dieser Grenzzustände berechnet. Der minimal vorhandene Zuverlässigkeitsindex β_{min} wird dann als gesuchter Zielwert angenommen. Die Zuverlässigkeit, welche diesem β_{min} -Wert entspricht, wird dann bestimmt durch: $P_s = Ø\ (\beta)$. Sie stellt das vorhandenen Zuverlässigkeitsniveau des Bestandsbauwerks dar.

Der Hauptunterschied zwischen einer Bemessung von neuen Bauten und einer Ermittlung der vorhanden Zuverlässigkeit in Rahmen einer probabilistischen Bewertung von Bestandsbauwerke mit Hilfe FORM-Methode besteht darin, dass bei der Bemessung, die statistischen Eigenschaften für einige Basisvariablen in Gleichung (6.1) nicht bekannt sind und abgeschätzt werden müssen. Beispielweise können die statistischen Parameter für die Betonfestigkeit während der Entwurfsphase eines Bauwerks nur aus Hersteller- bzw. Konformitätstesten abgeleitet werden, da auf der Baustelle der Beton noch nicht eingebaut ist. Da die Betoneigenschaften im Bauwerk von denjenigen im Transportbetonwerk abweichen, muss dieser Unterschied mittels speziell dazu entwickelter Modelle bei der Bemessung berücksichtigt werden (mehr dazu siehe Kap. 2.8).

Bei der probabilistischen Bewertung von Bestandsbauwerken (bzw. der Ermittlung der vorhandenen Zuverlässigkeit) kann man sich dagegen auf zusätzliche Information stützen. Diese Informationen, die durch Kontrollen, Inspektionen, Messungen, Überwachungen, Monitoring etc. aus einem bestehenden Bauwerk gewonnen werden, können im Rahmen einer probabilistischen Zustandsbewertung sehr gut genutzt werden. Wenn z. B. die Ergebnisse der Bohrkernprüfungen bekannt sind, ist es möglich, die statistischen Parameter der Grundgesamtheit auf Basis dieser Messungen mathematisch abzuleiten. Das kann auch im Falle einer kleinen Anzahl von Messergebnissen erfolgen (siehe DIN EN 206-1 /DIN 17/ bzw. DIN EN 1990, Anhang D /DIN 10/). Das gleiche gilt u. a. für ständige Lasten (z: B. Eigengewicht), welche durch die Ergebnisse aus Bohrkernuntersuchungen direkt ermittelt werden können. Deswegen muss eine probabilistische Bewertung (und auch eine Ermittlung der vorhandenen Zuverlässigkeit) möglichst mit einer Bestandsaufnahme beginnen bzw. sich auf eine vorhandene Bestandsaufnahme stützen.

Eine probabilistisch-orientierte Integration der Ergebnisse des Monitorings in den Versagenswahrscheinlichkeitsermittlungsprozess ist eine komplexe und derzeit kaum realisierbare Aufgabe, da zahlreiche Einflussfaktoren betrachtet werden müssen. Es werden z. Z. Verfahren entwickelt, die die Versagenswahrscheinlichkeit (bzw. die Zuverlässigkeit) quantifizieren können, um einen zuverlässigen Verlauf des Monitorings (bzw. kompensierender Überwachungsmaßnahmen) zu ermöglichen. Diese Entwicklung findet heutzutage vor allem bei der Brückenüberwachung statt, da dieses Verfahren zu deutlich wirtschaftlichen Vorteilen bei der Brückenbewertung führt. Es ist aber notwendig, eine solche Methodik auch für Bestandsbauwerke aus Stahlbeton von kerntechnischen Anlagen zu entwickeln.

Ein wesentlicher Vorteil des zusätzlichen Informationsgewinns ist die mögliche Reduzierung von Unsicherheiten, sowohl bei Einwirkungen als auch bei Widerständen, was in Rahmen einer probabilistischen Bewertung, bei der Ermittlung der vorhandenen Zuverlässigkeit, mittels Berücksichtigung reduzierter Variationskoeffizienten der Basisvariablen implementiert werden kann. Die neuen Variationskoeffizienten basieren auf Untersuchungen der Materialparameter im Bestand oder können durch Überwachungsmaßnahmen für die Einwirkungen und der nachfolgenden statistischen Auswertung gewonnen werden.

Bei der Bewertung und Untersuchung von Materialparametern und Systemunsicherheiten von bestehenden Bauwerken kann man den Satz von Bayes anwenden, der die Verarbeitung zusätzlicher Informationen bei der Abschätzung von Wahrscheinlichkeiten gestattet und eine entsprechende Anpassung ermöglicht. Das Vorgehen wird nachfolgend erklärt.

6.3 Bayes’sche Anpassung

Bei der Bestimmung der stochastischen Eigenschaften von Basisvariablen im Rahmen der Ermittlung der vorhandenen Zuverlässigkeit können die zur Verfügung stehenden Vorinformationen mittels statistischer Verfahren verwendet werden. Für die Basisvariablen können bereits vorhandene Kenntnisse aus früheren Messungen oder aus Experteneinschätzung vorliegen. Solche Kenntnisse sollen nicht verloren gehen und entsprechend berücksichtigt werden. Auch aktuell ermittelte Parameter können zu einem späteren Zeitpunkt auf Basis einer neuen Stichprobe aktualisiert werden. Alles das kann zur Reduzierung der Unsicherheiten führen.

Mithilfe des Satzes von Bayes können gegebene Wahrscheinlichkeiten (z. B. aus einer subjektiven Einschätzung) durch Einsetzung zusätzlicher Informationen (beispielweise aus Versuchen) präzisiert bzw. verbessert werden. Diese gegebenen Wahrscheinlichkeiten nennt man „a-priori“. Die zusätzlichen Informationen werden als „a-posteriori“ Werte der Wahrscheinlichkeiten bezeichnet. Der Bayes´sche Satz wird manchmal als Vermittler zwischen der subjektiven und der klassischen (bzw. frequentistischen) Wahrscheinlichkeitstheorie verstanden /SCH 96a/. Dabei wird indirekt der Stichprobenumfang eines Versuchs (a-posteriori Informationen) durch a-priori–Informationen vergrößert.

Bedingte Wahrscheinlichkeiten sind die Grundlage für die Verwendung von neuen zusätzlichen Informationen zur Entscheidungsfindung. Die bedingte Wahrscheinlichkeit des Auftretens eines Ereignisses B_i, wenn das Ereignis A bereits eingetreten ist, wird durch Gleichung (6.2) bestimmt.

$$P(B_i|A) = \frac{P(A|E_i)P(E_i)}{P(A)} = \frac{P(A|E_i)P(E_i)}{\sum_{i=1}^{n} P(A|E_i)P(E_i)} \tag{6.2}$$

Die Wahrscheinlichkeit $P(B_i | A)$ wird als a-posteriori und die $P(B_i)$ als a-priori Wahrscheinlichkeit bezeichnet. Für $P(A | B_i)$ wird normalerweise eine Likelihood-Funktion verwendet.

Gemäß der Methode von Bayes sind die Parameter ω_i einer Verteilung (z. B. Mittelwert oder Variationskoeffizient), welche $i = 1, \ldots, n$ Parameter hat, keine konstanten Werte, sondern selbst Zufallsvariablen, welche mit einer bestimmten Wahrscheinlichkeit als zutreffend angesehen werden können. A-priori-Informationen für Bestandsbauwerke können z. B. Versuchsergebnisse und Erfahrungskenntnisse aus anderen Bauwerken oder Bauwerksgruppen sein, die eine gewissen Ähnlichkeit aufweisen (z. B. gleiche Bauweise). Damit wird die Schätzung der Parameter ω_i durch eine bedingte Wahrscheinlichkeit $P(\omega|x)$ dargestellt. Sofern genügend viele Daten zur Ermittlung eines Parameters vorhanden sind, wäre dann der entsprechende Parameter ω_i gleich einen konstanten Wert, da die Unsicherheiten vernachlässigbar klein wären.

Die abgeschätzten a-priori-Parameter sind ebenfalls Zufallsgröße. Ihre Verteilungsfunktionen können mittel neu ermittelten Daten präzisiert werden. Ein Beispiel für die Schätzung eines Mittelwertes der Normalverteilung wird in Abb. 6.1 dargestellt. Dabei werden die Verteilungsdichtefunktionen des Mittelwertes vor und nach einer Anpassung sowie die Likelihood-Verteilungsfunktion gezeigt. Aus dieser Abbildung kann man entnehmen,

dass sich die Größe des Mittelwertes verbessert und die Streuung des Parameters kleiner wird.

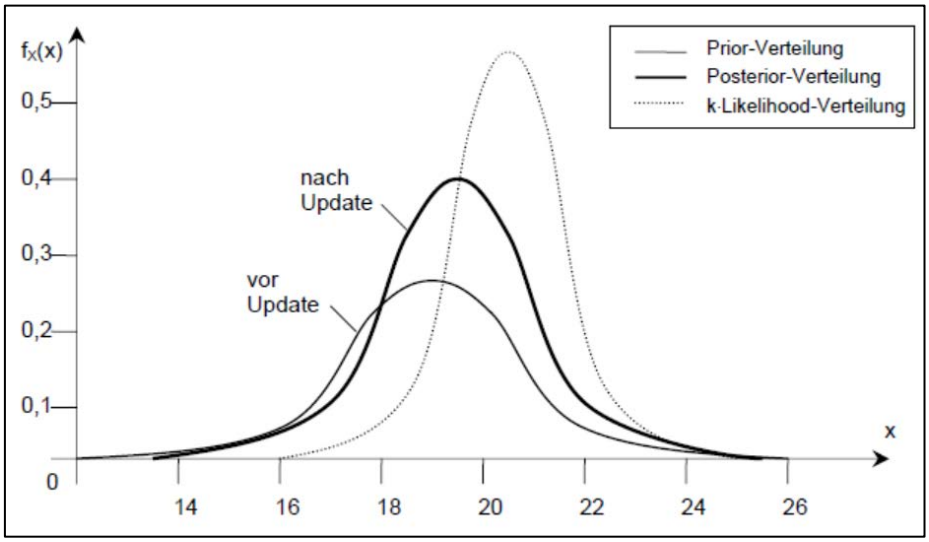

Abb. 6.1 Anpassungsverfahren für einen Mittelwert der Normalverteilung /FIS 10/

Durch Anwendung des Bayes'sche Theorem (Gleichung (6.2)) können die Verteilungsdichten der Schätzparameter ω_i wie folgt ermittelt werden (siehe Gleichung (6.3)):

$$f_\omega(\omega|x) = \frac{f_x(x|\omega)f_\omega(\omega)}{f_x(x)} = \frac{f_x(x|\omega)f_\omega(\omega)}{\int f_x(x|\omega)f_\omega(\omega)d\omega} \tag{6.3}$$

Die Zufallsvariable *x* wird durch eine Stichprobe gewonnen. ω ist ein gesuchter Parameter dieser Zufallsvariable *x*. Die Posteriordichte $f_\omega(\omega|x)$ beschreibt die angepasste Verteilungsdichte des Parameters ω der Stichprobe /BRA 10/. Die Vorinformation wird in Form der Priordichte $f_\omega(\omega)$ des Parameters ω dargestellt. Die unbekannte Dichtefunktion $f_x(x)$ beschreibt die Dichte der Variable *x* ohne den Einfluss der Streuung des Parameters ω.

Aus der gewonnenen Stichprobe der Variable *x* kann die Likelihood-Funktion $L(\omega|x)$ ermittelt werden. Diese Funktion repräsentiert die in der Stichprobe enthaltenen Kenntnisse über den Parameter ω. Die Funktion $f_x(x|\omega)$ ist eine Verteilungsdichte der Zufallsvariable *x*, die von dem Parameter ω abhängig ist.

Die Dichtefunktion $f_x(x|\omega)$ kann durch die Likelihood-Funktion $L(\omega|x)$ der gemessenen, unkorrelierten Daten ermittelt werden (siehe Gleichung (6.4):

$$L(\omega|x) = f_x(x|\omega) = \prod_{i=1}^{n} f_x(x_i|\omega) \tag{6.4}$$

Die Likelihood-Funktion zeigt, wie die neuen Daten x_i unter Annahme des zu ermittelnden (oder zu verbessernden) Parameters ω die a-posteriori-Verteilung (siehe Gleichung (6.3)) beeinflussen.

Oft wird Gleichung (6.3) durch eine Kurzform (siehe Gleichung (6.5)) ersetzt:

$$f_\omega(\omega|x) = kL(\omega|x)f_\omega(\omega) \tag{6.5}$$

Es ist möglich, den Anpassungsverlauf (bzw. das Update) beliebig oft zu wiederholen. Dabei wird die a-posteriori-Verteilungsdichte des letzten Schritts als a-priori-Verteilungsdichte im nächsten Schritt implementiert.

Damit ist es möglich durch die neu ermittelte Verteilung immer eine kontinuierliche Verbesserung der Parameterabschätzung zu erreichen. Mit Zunahme des Stichprobenumfangs wird sich die Verteilung der unbekannten Parameter der Likelihood-Funktion nähern. Dabei konvergiert die a-priori-Verteilung zu der wahren Verteilung der Zufallsgröße *X*. Für a-priori-Verteilungen mit kleiner Standardabweichung wird durch die Multiplikation mit der Likelihood-Funktion damit kaum eine Verbesserung erzielt. Die Anpassung ist besonders hilfreich für die Fälle, in welchen die zu schätzenden Parameter einer großen Streuung unterliegen und nur wenig Vorinformationen vorhanden sind.

Wird die ermittelte a-posteriori-Verteilungsdichte nicht direkt in der Zuverlässigkeitsanalyse verwendet, kann man die streuenden Parameter durch Integration ausräumen. In diesem Fall enthält man die sogenannte prädikative Dichte (bzw. Bayes´sche Dichte) (siehe Gleichung (6.6)):

$$f_z(x) = \int_{-\infty}^{\infty} f_x(x|\omega)f_\omega(\omega)d\omega \tag{6.6}$$

Damit kann man die stetigen Verteilungen durch Stichproben aktualisieren.

Die hier dargestellte Methodik ist entsprechend aufwendig, da die Ermittlung der Parameter der prädikative Dichtefunktion eine schwierige Aufgabe darstellt und dazu noch

die numerische Integration kommt. Um diese Aufgabe zu erleichtern, trifft man oft die Annahme, dass die Variable X einem bestimmten Verteilungstyp bzw. einer Verteilungsdichtefunktion folgt. Dabei werden a-priori-Verteilungsdichte und a-posteriori-Verteilungsdichte des Schätzparameters ω dem gleichen Verteilungstyp folgen. In diesem Fall spricht man von der konjugierten a-priori-Verteilungen. Die a-posteriori-Verteilungsdichte und die prädikative Dichte können dann in geschlossener Form ermittelt werden (eine detaillierte Beschreibung findet man in /JCS 01a/).

Normalerweise sind bei der Ermittlung der vorhandenen Zuverlässigkeit des Bestandbauwerks nur wenige Stichproben vorhanden. Deswegen stellen subjektive Einschätzungen bzw. Expertenmeinungen einen nicht zu vernachlässigbaren Beitrag dar. Bei der Aufgabenstellung, die Modellunsicherheiten zu reduzieren, geht es normalerweise um eine Normalverteilung. Deswegen braucht man eine geschlossene Lösung für diesen Typ von Verteilungsfunktion.

Für eine normalverteilte Zufallsvariable X, welche einen unbekannten Mittelwert und eine unbekannte Standardabweichung besitzt, wird eine Gamma-Normal-Verteilung (gemäß Gleichung (6.7)) für die a-priori Verteilungsdichte zu Grunde gelegt. Dabei gleicht sich die a-priori-Dichte der a-posteriori-Dichte an, bis auf die Parameter.

$$f(\mu,\sigma) = \frac{\sqrt{n}}{\sigma \cdot \sqrt{2\pi}} \cdot exp\left\{-\frac{n}{2} \cdot [\frac{\mu - m}{\sigma}]^2\right\} \cdot exp\left[-\frac{v \cdot s^2}{2 \cdot \sigma^2}\right] \cdot \frac{(\frac{v}{2})^{\frac{v}{2}} \cdot \frac{2}{s} \cdot (\frac{s^2}{\sigma^2})^{\frac{v+1}{2}}}{\Gamma(\frac{v}{2})} \tag{6.7}$$

Die a-posteriori-Größen werden durch folgende Beziehungen berechnet:

$$n'' = n + n' \tag{6.8}$$

$$m'' = \frac{n \cdot m + n' \cdot m'}{n''} \tag{6.9}$$

$$v'' = v' + \delta(n') + v + \delta(n) - \delta(n'') \tag{6.10}$$

$$(s'')^2 = \frac{v' + (s')^2 + n' \cdot (m')^2 + v \cdot s^2 + n \cdot m^2 - n'' \cdot (m'')^2}{v''} \tag{6.11}$$

mit:

- *n* - Stichprobenumfang einer aktuellen Messung,
- *n'* - Stichprobenumfang einer früheren Messung oder andren Vorinformation,
- $v = n - 1$ - Freiheitsgrad der t-Verteilung (gilt auch für n´ und n´´),
- $m = \sum m_i / n$ (n = 1,2…n) – Mittelwert der Stichprobe,
- $s = \sum(m_i - m) / (n - 1)$ (n = 1,2…n) – Standardabweichung der Stichprobe,
- δ (n) = 0 für n = 0, anderenfalls δ (n) = 1 (gilt auch für n´ und n´´).

Die prädikative Verteilungsdichte der normalverteilten Zufallsvariable X (Bayes'sche Dichte) unterliegt einer standardisierten Student'schen t-Verteilung (siehe Gleichung (6.12)):

$$f_z(t) = \frac{1}{\sqrt{\pi \cdot v''}} \cdot \frac{\Gamma\left(\frac{v^2+1}{2}\right)}{s'' \cdot \sqrt{\frac{(n''+1)}{n''}} \cdot \Gamma\left(\frac{v''}{2}\right)} \cdot \left(1 + \frac{t^2}{v''}\right)^{\left(-\frac{v^2+1}{2}\right)}$$
$$t = \frac{(z - m'')}{s''} \cdot \sqrt{\frac{n''}{n''+1}} \tag{6.12}$$

Die t-Verteilung konvergiert zu der Normalverteilung für große Werte *n*. Deswegen ist es möglich, in vielen Fällen die prädikative Verteilungsfunktion mit einer Normalverteilung zu approximieren.

Oft unterliegen die Basisvariablen, die zur Widerstandsseite gehören, der logarithmischen Normalverteilung. Diese hat gegenüber die Normalverteilung den Vorteil, keine negativen Werte der entsprechenden Variablen anzunehmen. Werden die Eingangsgrößen in logarithmisch normalverteilte Variablen transformiert, können die Gleichungen (6.7) bis (6.12) auch in diesem Fall benutzt werden.

Im Fall, dass ein Mittelwert m_x und ein Variationskoeffizient V_x der logarithmisch normalverteilten Variablen *X* gegeben ist, können der Mittelwert m_y und ein Variationskoeffizient

V_y der normalverteilte Variable Y = ln (X) gemäß den Gleichungen 3-5 und 3-6 aus Kap. 2.8 berechnet werden. Wenn in den Gleichungen (6.7) bis (6.12) der Mittelwert *m* (bzw. *m'*) und die Standardabweichung *s* (bzw. *s'*) durch m_y und s_x ersetzt werden, können diese Gleichungen für die Anpassung der Parameter der logarithmisch normalverteilten Verteilungsfunktion angewendet werden. Dabei folgt die Bayes'sche Dichte (Gleichung (6.12)) einer logarithmischen t-Verteilung (Gleichung (6.13)):

$$t = \frac{[ln(z) - m_y'')}{s_y''} \cdot \sqrt{\frac{n''}{n'' + 1}} \tag{6.13}$$

Diese logarithmische t-Verteilung kann für Stichproben mit n´´ > 10 und v´´ > 10 durch die allgemeine logarithmische Normalverteilung approximiert werden /JCS 01a/, welche folgende Parameter hat (Gleichung (6.14)):

$$m_y'' = m_y \qquad s_y'' = s_y \cdot \frac{1}{\sqrt{(\frac{n''}{n'' - 1}) \cdot (\frac{v''}{v'' - 2})}} \tag{6.14}$$

Die statistischen Parameter der logarithmischen Normalverteilung können danach durch Rückberechnung ermittelt werden (Gleichung (6.15)).

$$m_x = \exp\,(m_y - 0{,}5 \cdot {s_y}^2) \qquad V_x = \sqrt{\exp({s_y}^2) - 1} \tag{6.15}$$

Mit Hilfe der hier angegebenen Beziehungen wird es möglich, eine Schätzung der statistischen Parameter unter Berücksichtigung von Vorinformationen (inkl. Expertenmeinung) durchzuführen.

6.4 Statistische Parameter des Widerstands

Bei der Ermittlung der vorhandenen Bauwerkszuverlässigkeit in Rahmen der zuverlässigkeitsorientierten Bewertung der bestehenden Bauwerken müssen die maßgebenden Basisvariablen durch eine qualifizierte Bestandsaufnahme untersucht werden, um die statistischen Parameter (inkl. Verteilungstyp) zu bestimmen. All das erfordert umfangreiche Bauteiluntersuchungen und stellt die Hauptschwierigkeit dar.

Normalerweise umfasst die Widerstandseite nicht nur Basisparameter, wie Materialeigenschaften (Festigkeit, Elastizitätsmodul), sondern auch geometrische Abmessungen. Deswegen werden sie auch hier dargestellt. Aufgrund der Massivität der kerntechnischen Bauwerke wird der Baustoff Stahlbeton am meisten verwendet. Diese besteht aus Beton und Bewehrungsstahl. In Vergleich zu Stahl erscheint Beton als ein komplexeres Material mit größeren statistischen Unsicherheiten. Deswegen stehen die Betoneigenschaften im Fokus der zuverlässigkeitsorientierten Analyse von kerntechnischen Bestandsbauwerke.

6.4.1 Geometrische Abmessungen

In den normativen und vornormativen Dokumenten wird oft angenommen, dass die geometrischen Abmessungen zu der Widerstandseite gehören /DIN 10/, /JCS 01/. Jedoch haben sie auch einen Einfluss auf die Einwirkungen. Zur Ermittlung der ständigen Lasten (z. B. Eigengewicht) mittels geometrischer Abmessungen wird in dem nächsten Unterkapitel eingegangen.

Die Abweichung von der Querschnittsabmessungen *X* des Beton- bzw. Stahlbetonbauteils von seinem Nennwert X_{nom} wird durch die Zufallsvariable *Y* beschrieben: $Y = X - X_{nom}$., welche im Allgemeinen eine Normalverteilung unterliegt /JCS 01/. Für die Nennwerte $X_{nom} \leq 1000$ mm werden dann der Mittelwert und die Standardabweichung wie folgt definiert (Gleichung (6.16)):

$$0 \leq m_y = 0{,}003\, X_{nom} \leq 3mm \qquad \sigma_y = 4mm + 0{,}006 X_{nom} \leq 10mm \tag{6.16}$$

Für Nennwerte $X_{nom} > 1000$ mm gilt dann: $m_y = 3$ mm und $\sigma_y = 10$ mm.

Ein erheblicher Vorteil einer probabilistischen Berechnung (z. B. gegenüber dem semiprobabilistischen Vorgehen) besteht darin, dass die tatsächlichen Querschnittsabmessungen aus dem Ergebnis eines Aufmaßes am Bauwerk direkt bei der Festlegung des stochastischen Parameters (insbesondere der Streuungen) berücksichtigt werden können.

6.4.2 Beton

Auf die Besonderheiten des Baustoffes Beton wurde bereits ausführlich in Kap. 2.8 eingegangen. Es wurde erklärt, warum teilweise große Abweichungen bei der in-situ-Be-

tondruckfestigkeit in Vergleich zu derjenigen des im Transportbetonwerk produzierten und geprüften Betons bestehen. Diese Abweichungen, zusammen mit statistischen Unsicherheiten des frischproduzierten Betons, werden in den Baunormen für die Bemessung von Neubauten durch einen relativ höheren Teilsicherheitsbeiwert bzw. entsprechend großen Variationskoeffizienten der Betonfestigkeit berücksichtigt. Bei der Ermittlung der vorhandenen Zuverlässigkeit der Bestandsbauwerke besteht eine Möglichkeit diese Unsicherheiten mittels in-situ-Messungen zu reduzieren.

In Europa existiert die bautechnische Norm DIN EN 13791 /DIN 08/, welche die Prüfung der Druckfestigkeit von Beton im Bauwerk regelt. Dabei sollen die tatsächlichen Materialeigenschaften im bestehenden Bauwerk (mit Einfluss z. B. der Verdichtung oder Nachbehandlung, mehr siehe in Kap. 2.8) erfasst werden. Gemäß dieser Norm muss die Druckfestigkeit grundsätzlich an dem Bauteil mit zu entnehmenden Bohrkernen ermittelt werden. Dieses Verfahren wird als Referenzverfahren bezeichnet.

Auch die zerstörungsfreien Prüfverfahren dürfen verwendet werden. Dabei braucht man eine entsprechende Kalibrierung der Ergebnisse. Diese Verfahren sind: die Messung der Rückprallzahl, die Ausziehkraft und die Messung der Ultraschall-Impuls-Geschwindigkeit. Der deutsche nationale Anhang zur DIN EN 13791 /DIN 08/ erlaubt eine direkte Bestimmung der Betonfestigkeit mit dem Rückprallverfahren. Die Ergebnisse der Rückprallprüfung werden nach deren Auswertung einer Festigkeitsklasse gemäß DIN EN 206-1 /DIN 17/ zugeordnet. Dieses Verfahren ist erlaubt unter der Bedingung, dass das Bauteil eine maximale Karbonatisierungstiefe von kleiner oder gleich 5 mm aufweist, da durch die Karbonatisierung eine örtliche Verfestigung des Betons stattfinden kann. Oft ist jedoch die Karbonatisierungstiefe bei der bestehenden Stahlbetonbauteile größer als 5 mm.

Die zerstörungsfreien Verfahren werden hauptsächlich für die Bestätigung der Ergebnisse der Konformitätsprüfungen für Fertigteilen oder für die Bestätigung der Bauwerksdruckfestigkeit von Neubauten verwendet. Aus diesem Grund sind sie auch in den bautechnischen Normen vorhanden. Bei der Ermittlung der charakteristischen Betonfestigkeit von bestehenden Bauwerken haben die zerstörungsfreien Methoden keine große Bedeutung.

Die Betondruckfestigkeit von bestehenden Bauwerken wird in der Regel aus den Betonbauteilen entnommenen Bohrkernen mittels einachsiger Druckprüfung ermittelt. Die Ent-

nahme, Vorbereitung, Prüfregeln und Auswertung der Ergebnisse werden in entsprechenden deutschen und europäischen Normen geregelt.

Die Bohrkerne weisen normalerweise eine etwas kleinere Festigkeit auf, weil bei der Bohrkernentnahme die Gesteinskörner angeschnitten werden und so nicht als ganzes Korn einen Widerstand gegen die Prüflast leisten können.

Gemäß dem deutschem Anhang zur DIN EN 13791 /DIN 08/ müssen für Beton der Überwachungsklasse ÜK 2 mindestens drei Proben für höchstens 300 m^3 oder drei Betoniertage und für Beton der Überwachungsklasse ÜK 3 mindestens drei Proben für höchstens 50 m^3 oder einen Betoniertag entnommen werden. Die entsprechende Betonmenge kann dabei realistisch bestimmt werden. Dagegen ist die realistische Abschätzung der Betoniertage bei der Errichtung des Bauwerkes nachträglich (für Bestandsbauen) sehr schwierig. Das bedeutet, dass die Anzahl der Bohrkerne in der Norm nicht eindeutig angegeben ist. Jeder zuständige Bauwerksprüfer muss diese Probleme eigenständig lösen.

Der deutsche Anhang zur DIN EN 13791 /DIN 08/ regelt auch die Geometrie der zu entnehmenden Bohrkerne. Dabei muss der Durchmesser der Bohrkerne 100 mm oder 150 mm, die Höhe 300 mm betragen. Die Druckfestigkeit eines luftgelagerten Bohrkerns mit dem Nenndurchmesser von 100 mm bzw. 150 mm darf der Druckfestigkeit eines bis zur Prüfung wassergelagerten Würfels mit 150 mm Kantenlänge gleichgesetzt werden.

Vor der Entnahme der Bohrkerne soll die Festlegung der Bohrstellen erfolgen. Die Bohrstellen müssen in solcher Weise bestimmt werden, dass sie repräsentativ für den verwendeten Beton innerhalb einer Grundgesamtheit sind. Eine Beeinträchtigung des Bauwerk- bzw. -teils durch die Bohrkernentnahme muss bauteilverträglich sein. Dabei darf die Standsicherheit des Bauwerkes nicht beeinflusst werden. Die Bewehrung im Bereich der Bohrstellen muss durch zerstörungsfreie Prüfmethode eingemessen werden, um eine Beschädigung der tragenden Bewehrung durch die Bohrkernentnahme zu vermeiden.

Das Zurückgreifen auf Fremdinformationen, die in der Vergangenheit anhand von Bohrkernuntersuchungen an anderen Bauwerken gewonnen wurden, ist sehr wichtig für die Bestimmung der statistischen Parameter der Betondruckfestigkeit. Diese Vorinformationen kann mit Hilfe der Bayes'sche Anpassung (siehe oben) mit den Ergebnissen der Bohrkernuntersuchungen kombiniert werden. Dieses Verfahren ist besonders effektiv für

den Fall, wenn mehrere gleichartige Gebäude vorliegen, die z. B. unter Verwendung gleicher Baustoffe annähernd zeitgleich errichtet wurden.

Meistens wird für die Betondruckfestigkeit eine logarithmische Normalverteilung zu Grunde gelegt. Bezüglich der Streuung der Betondruckfestigkeit wird an dieser Stelle nochmal auf Kap. 2.8 verwiesen. Aus Hintergrundinformationen zu den Eurocodes lässt sich ein Variationskoeffizient von 0,15 bestimmen. Dieser Wert ist abdeckend für den Beton der Klasse C25/30 und höher. Nur der Beton von geringeren Festigkeitsklasse weist ein größeren Variationskoeffizient auf. Da bei kerntechnischen Bauwerken meistens der Beton der Klassen C25/30 und höher verwendet wird, findet man den Wert von 0,15 als realistisch abdeckend. Allerding wird dieser Wert meistens im Transportbetonwerk und nicht am bestehenden Bauwerk ermittelt (siehe Kap. 2.8). Deswegen wird empfohlen, die durch die Auswertung der entnommenen Betonbohrkerne statistischen Parameter der Druckfestigkeit mit der Vorinformation mittels Bayes'sche Verfahren zu verbessern.

Die Betonzugfestigkeit spielt in speziellen Betrachtungen (z. B. Tension-Stiffening-Effekt), wie auch bei unbewehrten und nicht-querkraftbewehrten Betonbauteilen, eine wichtige Rolle. Dagegen wird sie bei reinen Querschnittsberechnung meist vernachlässigt. Die Betonzugfestigkeit ist von einer Vielzahl von Parametern abhängig. Nach Spaethe /SPA 92/ zeigt sie eine größere Streuung im Vergleich zur Betondruckfestigkeit.

Es sind in der Fachliteratur fast kaum Informationen über die Größenordnung der Streuung vorhanden. In /FIS 10/ wird aber ein konstanter Wert des Variationskoeffizienten von 0,21 für alle Betonklassen angegeben.

Für das Elastizitätsmodul wird in /SPA 92/ ein Variationskoeffizient von 0,02 bis 0,06 vorgeschlagen. Nach /JCS 01/ wird das Elastizitätsmodul als eine konstante Größe angenommen.

6.4.3 Betonstahl

Betonstahl ist ein deutlich homogenerer Baustoff als Beton und hat eine wesentlich kleinere Streuung der Materialeigenschaften. Die Festigkeitsunterschiede zwischen dem Stahl im Produktionswerk und dem Stahl im Bauwerk werden normalerweise vernachlässigt, wenn dabei der Bewehrungsstahl im Bestandsbauwerk nicht durch alterungsbedingte Schädigung betroffen ist (z. B Stahlkorrosion).

Der Variationskoeffizient des Bewehrungsstahles wird meistens mit 5 % angenommen (z. B. in den Eurocodes) und eine Normalverteilung kann zu Grunde gelegt werden. Mit zunehmender Festigkeitsklasse steigt die Standardabweichung an, normalerweise jedoch nicht so stark wie der Mittelwert. Deswegen nimmt der Variationskoeffizient etwas ab.

Die Streuung des Elastizitätsmoduls wird als vernachlässigbar klein betrachtet, oft geht sie als konstante Größe in die Berechnung ein.

6.5 Aktualisierung der Einwirkungen

Zum Zeitpunkt der Ermittlung der vorhandenen Zuverlässigkeit ist das Bestandsbauwerk normalerweise schon 20 bis 50 Jahre alt. Das bedeutet, dass die Einwirkungen, die bei der Bemessung des neuen Bauwerks zu Grunde gelegt wurden, vor 20 bis 50 Jahren ermittelt worden sind. Deshalb muss geprüft werden, ob diese Einwirkungsinformationen immer noch aktuell sind.

6.5.1 Ständige Lasten

Aufgrund der Massivität der kerntechnischen Bauwerke stellen die ständigen Lasten bzw. das Eigengewicht einen wesentlichen Anteil an der gesamten Belastung der Bauwerke dar.

Ein Bestandsplan dokumentiert den aktuellen Bestand der Bauwerke. Der Bestandsplan kann vom ursprünglichen Bauplan abweichen. Alle Änderungen, die gegenüber dem Bauplan entstanden sind, sind in dem Bestandsplan dokumentiert. Deswegen sind die Bestandspläne besonders nützlich bei der Festlegung der vorhandenen Bauteilabmessungen. Diese Abmessungen dienen dann als wichtige Kenngrößen bei der Berechnung des Eigengewichts aber auch bei der Abschätzung des Bauteilwiderstandes z. B. durch die Betonquerschnitte.

Bei der Ermittlung der Eigenlasten des Bauwerks gehen neben den Bauteilabmessungen auch die Wichten der jeweiligen Baustoffe mit in die Ermittlung ein. Wenn die Bestandspläne für das zu betrachtende Bauwerk vorhanden sind, können die darin enthaltenen Informationen bei der Wahl der Variationskoeffizienten für die stochastischen Modelle entsprechender Basisvariablen genutzt werden.

Dies ist besonders vorteilhaft bei der Ermittlung der Wichte bzw. dem Bewehrungsgehalt eines Stahlbetonquerschnitts. Der Variationskoeffizient der Wichte des Stahlbetons beträgt 2,5 % bis 5 %. In dem charakteristischen Wert von 25 kN/m^3 für Stahlbetonwichte wird dabei ein Bewehrungsgrad von ca. 3 % unterstellt, was für die meisten der Bauteile als ausreichend gilt (mit eventueller Ausnahme von Stützen). Bei der Betrachtung der ständigen Einwirkungen wird von einem Variationskoeffizienten von V_x = 10 % ausgegangen. Wenn aktuelle Bewehrungspläne vorliegen, kann der Bewehrungsgehalt und die Wichte des Stahlbetonquerschnitts direkt ermittelt werden. Dann wird es machbar, den ursprünglich angenommenen Mittelwert sowie den Variationskoeffizient entsprechend anzupassen. Dabei können diese ursprünglichen Werte oft reduziert werden.

Wenn die aktuellen Bestandspläne nicht vorhanden sind, können die Prüfergebnisse für die Aktualisierung der Basisvariablen benutzt werden. Die entnommenen Betonbohrkerne helfen nicht nur die Betondruckfestigkeit zu ermitteln, sondern auch die Baustoffwichte zu präzisieren.

Liegen keine aktuellen Informationen vor, können die dazu entwickelten Dokumente bzw. Richtlinien verwendet werden. Solche Informationen können z. B. in /JCS 01/ gefunden werden. Tab. 6.1 zeigt die in /JCS 01/ vorgeschlagenen Werte für statistische Parameter.

Tab. 6.1 Stochastische Parameter der Dichte von Beton und Stahl

Baustoff	Mittelwert [kN/m^3]	Variations-koeffizient
Normalbeton	24	0,04
Hochfester Beton	24 – 26	0,03
Leichtbeton		0,04 – 0,08
Luftporenbeton		0,05 – 0,10
Schwerbeton		0,01 – 0,02
Stahl	77	< 0,01
Mauerwerk		≈ 0,05

Schwerbeton hat eine Dichte ≥ 2600 kg/m^3. Beispielweise kommen für den Strahlenschutz Schwerbetone mit Rohdichten zwischen 2800 kg/m^3 und 6000 kg/m^3 vor.

Bei konventionellen Hochbauten wird normalerweise der Gebäudeentwurf durch architektonische Randbedingungen bestimmt. Dagegen spielen bei kerntechnischen Bauwerken (sowie bei anderen Industriebauten) die Erfordernisse der Anlagentechnik eine wichtige Rolle. Bauwerke und Bauteile von kerntechnischen Anlagen müssen hohe Lasten abtragen und eine zuverlässige Verankerung der Anlagenteilen sicherstellen, um einen stabilen Betrieb der kerntechnischen Anlage zu gewährleisten. All das führt normalerweise dazu, dass kerntechnische Bauwerke bzw. Bauteile große Querschnittsabmessungen aufweisen (dicke Wände, Decken und Zwischendecken, massive Fundamente und Böden), welche in solchem Maß bei Hochbauten nicht vorhanden sind. Deswegen entstehen bei kerntechnischen Bauwerken sehr hohe ständige Lasten (primär als Eigengewicht), welche einen hohen Anteil an der Gesamtlast haben. Um solche hohen Lasten in den Baugrund abzutragen, braucht man sehr dicke Bodenplatten oder Pfahlgründungen.

Durch die Berücksichtigung der realistischen Streuung (Unsicherheiten) des Eigengewichts der massiven Bauteile können eventuell vorhandene Sicherheitsreserven (oder auch Defizite) aufgedeckt werden, welche bei der Bauwerksbewertung bzw. Bauwerkslebensdauerprognose direkt integriert werden können.

Wie schon erwähnt, wurde bei der Betrachtung der ständigen Einwirkungen (z. B. bei der Ermittlung der Teilsicherheitsbeiwerte in /DIN 10/) ein Variationskoeffizient von V_x = 10 % zu Grunde gelegt. In /FIB 16/ wurde für die ständigen Einwirkungen der gleiche Wert genannt, speziell für das Eigengewicht ist ein Wert von 5 % bis 10 % angegeben.

Basierend auf der Gleichung (6.16) kann man für die unterschiedlichen Nennwerte X_{nom} der Abmessung (das kann z: B. Breite, Höhe oder Länge eines Bauteils sein) den Mittelwert und die Standardabweichung der Abweichung $Y = X - X_{nom}$ wie folgt definieren (siehe Tab. 6.2):

Tab. 6.2 Statistische Parameter der Abweichung der Abmessung

X_{nom} [mm]	m_y [mm]	σ_y [mm]
100	0,3	4,6
200	0,6	5,2
300	0,9	5,8
400	1,2	6,4
500	1,5	7,0
600	1,8	7,6
700	2,1	8,2
800	2,4	8,8
900	2,7	9,4
1000	3,0	10,0
> 1000	3,0	10,0

Für die Zufallsvariable $X = Y + X_{nom}$ (Abmessung selbst) können dann der Mittelwert $m_x = m_y + X_{nom}$, der Standardabweichung $\sigma_x = \sigma_y + 4\text{mm} + 0{,}006\, m_x$ und die Variationskoeffizienten V_x (wie in Tab. 6.3 gezeigt) definiert werden.

Tab. 6.3 Statistische Parameter der Abmessung und der Variationskoeffizienten des Eigengewichts

X_{nom} [mm]	m_x [mm]	σ_x [mm]	V_x	V_G [V_W = 0,04]	V_G [V_W = 0,05]
100	100,3	4,60	0,046	0,089	0,094
200	200,6	5,20	0,026	0,060	0,067
300	300,9	5,81	0,019	0,052	0,060
400	401,2	6,41	0,016	0,049	0,057
500	501,5	7,01	0,014	0,047	0,056
600	601,8	7,61	0,013	0,046	0,055
700	702,1	8,21	0,012	0,045	0,054
800	802,4	8,81	0,011	0,044	0,053
900	902,7	9,42	0,010	0,044	0,053
1000	1003,0	10,02	0,010	0,044	0,053
> 1000	1003,0	10,02	0,010	0,044	0,053

Mit Hilfe des ermittelten Variationskoeffizienten V_x der Abmessung und der oben erwähnten Variationskoeffizienten V_W der Stahlbetonwichte ist es dann möglich einen Variationskoeffizienten V_S des Eigengewichts zu bestimmen. Dabei wird berücksichtigt, dass das Gewicht G durch folgende Beziehungen dargestellt werden kann: $G = W \cdot A_1 \cdot A_2 \cdot A_3$, wobei W die Wichte und Ai sind Abmessungen in drei Richtungen (z. B. Breite, Höhe oder Länge eines Bauteils) ist.

Danach können die Variationskoeffizienten V_S des Eigengewichts wie folgt berechnet werden: $V_G = (V_W \cdot 3 \cdot V_x)^{0,5}$, unter Annahme, dass der Variationskoeffizient V_x der Abmessung in alle drei Richtungen gleich ist. Da Beton ein sehr inhomogenes Material ist, findet man in der Literatur unterschiedliche Werte für den Variationskoeffizienten der Betonwichte: 0,025 /GLO 10/, 0,04 /SPA 92/ und /JCS 01/ (siehe auch Tab. 6.1), 0,05 /STA 15/. Wenn man die Werte für V_x aus Tab. 6.3 entnimmt und einen Wert für V_W = 0,04 bzw. 0,05 annimmt, bekommt man die Werte des Variationskoeffizienten V_G, welche in den zwei letzten Spalten der Tab. 6.3 angegeben sind. Man kann dann entnehmen, dass sich mit einer Vergrößerung der Bauteildicke von 10 cm bis zu 1 m (und größer) der Variationskoeffizient des Eigengewichts von 9 % auf bis zu 4,4 % bzw. von 9,5 % auf bis zu 5 % reduziert.

Die Bauteildicke von 1 m und größer sind typische Werte für kerntechnische Bauteile. Da bei der Bauwerksbemessung nach konventionellen Baunormen (z. B. Eurocodes) das Eigengewicht mit einem Variationskoeffizienten von 10 % (als Bestandsteil der ständigen Einwirkungen) angenommen wurde, kann man aus diesem Grund bei der Ermittlung der vorhandenen Zuverlässigkeit mit Sicherheitsreserven (gegenüber aktuellen Baunormen) rechnen.

6.5.2 Veränderliche Einwirkungen

Für klimatische Einwirkungen, wie Wind, Schnee, Temperatur und auch Hochwasser, kann das Einwirkungsniveau durch die Änderung des Klimas mit der Zeit, aber auch durch die Änderung des Bezugszeitraums bei der Ermittlung der Einwirkungen, vom ursprünglichen Niveau abweichen. Deswegen müssen alle klimatischen Einwirkungen geprüft werden, inwieweit das Einwirkungsniveau, welches bei der Bemessung berücksichtigt wurde, demjenigen zum Zeitpunkt der probabilistischen Zustandsbewertung (bzw. der Ermittlung der vorhandenen Zuverlässigkeit) entspricht.

Wurde beispielsweise bei der Bestimmung der Schneelasten für die Bemessung des neuen Bauwerks ein Beobachtungszeitraum für Schneemessungen von 50 Jahre verwendet, wird für ein 30-Jahre altes Bestandsbauwerk dieser Beobachtungszeitraum auf 80 Jahre ausgeweitet. Einerseits können die Unsicherheiten der statistischen Parameter der Schneelast durch den größeren Beobachtungszeitraum reduziert werden; anderseits können sich diese statistischen Parameter durch Nichtstationarität des Prozesses wesentlich ändern.

Weitere Informationen zur Aktualisierung von Einwirkungen können in Kap. 4.1 gefunden werden. Wenn sich aktualisierte Einwirkungen auf einen Zeitraum von einem Jahr beziehen (z. B. Schneelast- oder Windgeschwindigkeitsmaxima) können sie direkt bei der Ermittlung der vorhandenen Zuverlässigkeit mittels FORM-Methode verwendet werden. Wenn sich aktualisierte Einwirkungen auf einen anderen Zeitraum beziehen (z. B. Windgeschwindigkeitsmaxima pro 50 Jahre), können sie auf einen Bezugszeitraum von einem Jahr umgerechnet werden (siehe Kap. 4.1).

Die Nutzlasten können mit Hilfe der Bestandsaufnahme angepasst werden.

6.5.3 Seismische Einwirkungen

Die Überschreitungswahrscheinlichkeit der seismischen Einwirkung, welche für kerntechnische Baustrukturen relevant ist, wird normalerweise mit einem Wert 10^{-5} pro Jahr zu Grunde gelegt /ASC 05/, /KTA 11/. Dieser Wert wird auch bei der Ermittlung der vorhandenen Zuverlässigkeit des Bestandsbauwerks verwendet. Danach sind zuerst die seismischen Größen standortspezifisch auf probabilistischer Basis zu aktualisieren (z. B. Gefährdungskurven). Dann wird es möglich, die maximale Bodenbeschleunigung (Peak Ground Acceleration – PGA), wie im Abb. 4.29 (Kap. 4.3) dargestellt, direkt zu bestimmen. Im nächsten Schritt kann das Bodenantwortspektrum, wie in Kap. 4.3 beschrieben, ermittelt werden (siehe z. B. Abb. 4.23, Kap. 4.3). Mit Hilfe der Berechnungsverfahren, welche in Tab. 4.15, Kap. 4.3 angegeben wurden, können die maximalen Lasten, die auf das Bauwerk einwirken, bestimmt werden. Anschließend werden die Lastannahmen für die Bauwerksberechnung in Form der Beanspruchungen (z. B. Schnittkräfte und Verformungen) ermittelt. Diese werden als Zufallsvariablen betrachtet und fließen in eine entsprechende Grenzzustandsfunktion ein. Diese Grenzzustandsfunktion beinhaltet auch andere Lasten und Widerstandsgrößen in Form von Zufallsvariablen. Mittels der FORM-Methode wird es dann möglich, eine vorhandene Versagenswahrscheinlichkeit (bzw. Zuverlässigkeit) des bestehenden Bauwerks bzw. Bauteil zu ermitteln.

6.5.4 Flugzeugabsturz

Die technischen Daten der z. Z. am häufigsten fliegenden Passagierflugzeuge sind in Tab. 4.1 (Kap. 4.2) angegeben. Die Passagierflugzeuge sind in 4 Klassen eingeteilt. Die technischen Daten für die heutzutage in Einsatz befindlichen Militärmaschinen sind in Tab. 4.2 (Kap. 4.2) angegeben und bilden eine eigene Klasse. Somit entstehen fünf unterschiedliche Klassen von Flugzeugen, welche für die Analyse der Bestandsbauwerke

beim Flugzeugabsturz relevant sind. Die Untersuchungen müssen für die Referenzmaschinen aller 5 Klassen durchgeführt werden.

Für die Bauwerke, die nicht gegen Flugzeugabsturz ausgelegt sind, kann das Auftreten eines solchen Ereignisses als Versagen betrachtet werden. Somit ist die Versagenswahrscheinlichkeit gleich der Absturzwahrscheinlichkeit. Aus Kap. 4.2 kann man entnehmen, dass die Absturzwahrscheinlichkeit einer Militärmaschine ca. $2 \cdot 10^{-6}$ bis $6 \cdot 10^{-6}$ pro Jahr/km^2 beträgt. Umgerechnet auf ein großes Bauwerk (z. B. 100 m x 100 m) wird dann diese Wahrscheinlichkeit ca. $2 \cdot 10^{-8}$ bis $6 \cdot 10^{-8}$ betragen. Noch kleiner ist diese Wahrscheinlichkeit für Passagiermaschinen (ca. $4 \cdot 10^{-9}$). Diese Werte sind deutlich kleiner als die Zielversagenswahrscheinlichkeit des Bauwerks gemäß Eurocode /DIN 10/ (für Klasse RC2 Pf = $1{,}3 \cdot 10^{-6}$, für Klasse RC3 Pf = $1{,}0 \cdot 10^{-7}$). Deswegen wird sich durch die Berücksichtigung des Flugzeugabsturzes als außergewöhnliche Einwirkung in Kombination mit anderen Einwirkungen die Bauwerksversagenswahrscheinlichkeit praktisch nicht ändern.

6.5.5 Andere Einwirkungen

Einwirkungen infolge explosiver Druckwellen müssen bei den kerntechnischen Bauwerken berücksichtigt werden. Das gilt insbesondere für die Bauwerke, die nicht gegen Flugzeugabsturz ausgelegt sind, da die Auslegung gegen einen unfallbedingten Flugzeugabsturz normalerweise die Einwirkung einer Druckwelle abdeckt. Die Parameter der Druckwelle werden normalerweise aus der Gefährdungsanalyse des Standortes deterministisch aktualisiert. Eine probabilistische Analyse ist heutzutage sehr kompliziert und auf Grund der fehlenden statistischen Daten praktisch nicht durchführbar.

6.6 Praktische Empfehlungen

Diese Zusammenfassung beinhaltet praktische Empfehlungen zur Ermittlung der vorhandenen Zuverlässigkeit bei bestehenden kerntechnischen Bauwerken.

Bei der zuverlässigkeitsorientierten Bewertung bzw. Nachrechnung eines Bauwerks ist eine Ermittlung der zu dem Zeitpunkt der Bewertung vorhandenen Zuverlässigkeit (bzw. des Zuverlässigkeitsindexes) ein grundlegender erster Schritt. Für diesen Zweck wird die FORM-Methode empfohlen. Der Ablauf der Anwendung der FORM-Methode für die Bewertung bestehender Baustrukturen ähnelt derjenigen für die Bemessung neuer Bauwerke. Die Zuverlässigkeitsmethode FORM gehört zu den Zuverlässigkeitsverfahren der

Stufe II (Level II). Diese Verfahren ermitteln den Zuverlässigkeitsindex, welcher ein Argument der standardisierten Normalverteilung ist und deswegen die Zuverlässigkeit eindeutig bestimmt.

Die Ermittlung der vorhandenen Zuverlässigkeit ist eine komplexe und umfangreiche Aufgabe. Erster Schritt dazu ist, die Kenntnis der Zuverlässigkeit, die bei der Bemessung des Bauwerks zu Grunde gelegt wurde, zu erlangen. Die Bestandsbauwerke wurden in der Vergangenheit bemessen. Die damaligen Baunormen definierten allerdings nicht die Zielzuverlässigkeit. In diesem Fall kann man versuchen, die Zielzuverlässigkeit indirekt abzuschätzen. Dafür sind sowohl eine ausführliche Analyse der Bemessungsanforderungen für das Bauwerk als auch eine Analyse der Bemessungsunterlagen durchzuführen.

Für die Ermittlung der vorhandenen Zuverlässigkeit müssen alle relevanten Grundzustände formuliert werden, die zu den Grundzuständen der Tragfähigkeit (GZT) sowie zu den Grundzuständen der Gebrauchstauglichkeit (GZG) gehören. Die für die Nachrechnung maßgebenden Grenzzustände können, basierend auf Erfahrungen bzw. Vorkenntnissen, ausgewählt werden. Damit kann die Anzahl der zu untersuchenden Grenzzustände reduziert werden.

Bei der Ermittlung der vorhandenen Zuverlässigkeit (in Rahmen einer probabilistischen Bewertung) müssen die in Betracht kommenden Basisparameter, welche sowohl zur Widerstandsseite als auch zur Einwirkungsseite gehören, aktualisiert werden. Diese Aktualisierung wird normalerweise für den Zeitpunkt dieser Bewertung durchgeführt. Eine Bestandsaufnahme spielt dabei eine wichtige Rolle.

Die Basisvariablen werden bei der Aktualisierung meistens als Zufallsvariablen betrachtet. Die statistischen Eigenschaften bzw. Parameter dieser Basisvariablen, wie z. B. Verteilungstyp und statistische Momente der Verteilung, können durch neue, zur Verfügung stehende Informationen gewonnen werden. Da die neuen Daten meist nicht im ausreichenden Umfang vorhanden sind, muss, wenn möglich, eine Bayes'sche Anpassung (Update) benutzt werde. Dieses Verfahren zeigt sich oft als ein sehr leistungsfähiges Werkzeug bei der Ermittlung der vorhandenen Zuverlässigkeit bestehender Baustrukturen.

Für die Abschätzung der Parameter des Betons, in erster Linie der Druckfestigkeit, wird empfohlen, Bohrkerne zu entnehmen und zu untersuchen. Da bei diesem Testverfahren

das Bauwerk bzw. Bauteil beschädigt wird, ist die Anzahl der entnommenen Bohrkerne normalerweise zu gering, um eine ausreichende statistische Aussage zu treffen. Deswegen wird empfohlen, die durch den geprüfte Bohrkernzylinder gewonnenen Ergebnisse mit vorhandenen Vorinformationen mittels der Bayes'sche Methode zu kombinieren, um die statistischen Parameter der aktuellen Betondruckfestigkeit zu ermitteln.

Im Gegensatz zu konventionellen Bauwerken, die durch architektonische Anforderungen definiert sind, werden die kerntechnischen Bauwerke durch die Erfordernisse der Anlagentechnik gestaltet. Durch die massive Bauweise tragen die kerntechnischen Bauwerke die hohen Lasten ab und stellen eine zuverlässige Verankerung der Anlagenteilen sicher. Sie werden auch als Strahlenschutzbarriere benutzt (biologisches Schild). Das hat zur Folge, dass die kerntechnischen Bauwerke bzw. Bauteile große Querschnittsabmessungen (dicke Wände, Decken sowie massive Fundamente und Böden) haben.

Aufgrund der Massivität der kerntechnischen Bauwerke stellen die ständigen Lasten bzw. das Eigengewicht einen wesentlichen Anteil an der gesamten Belastung dieser Bauwerke dar. Um die ständigen Lasten zu aktualisieren, müssen die vorhandenen Abmessungen und realistischen Stahlbetonwichte ermittelt werden. Mit Hilfe der Bestandsaufnahme können die geometrischen Parameter der Bauteile präzisiert werden, was auf die ständigen Lasten einen großen Einfluss hat. Die Ermittlung der realistischen Streuung (Unsicherheiten) des Eigengewichts der massiven Bauteile kann einen entscheidenden Einfluss auf die vorhandene Zuverlässigkeit des kerntechnischen Bestandsbauwerks haben. Dabei können eventuell vorhandene Sicherheitsreserven (oder auch Defizite) aufgedeckt werden, welche dann bei der Bauwerksnachrechnung bzw. Bauwerkslebensdauerprognose direkt integriert werden können.

Der Variationskoeffizient des Eigengewichts ist von der Bauteildicke abhängig. In konventionellen Baunormen (z: B. Eurocodes) wurde dieser Koeffizient mit einem einheitlichen Wert von 10 % berücksichtigt. In Wirklichkeit kann dieser Wert für Bauteile mit einer Dicke von 1 m und größer auf 5 % reduziert werden. Daher ist es möglich, bei der Ermittlung einer vorhandenen Zuverlässigkeit mit Sicherheitsreserven rechnen.

Für veränderliche Einwirkungen (inklusive klimatischen und seismischen Einwirkungen) muss für die Ermittlung der vorhandenen Zuverlässigkeit des kerntechnischen Bestandbauwerks geprüft werden, ob ihr aktueller Stand noch den ursprünglichen Informationen entspricht, welche bei der Bemessung des Bauwerks zu Grunde gelegt wurden. Bei wesentlichen Abweichungen, z. B. die Veränderung des Klimas mit der Zeit oder durch die

Änderung des Bezugszeitraums bei das Ermittlung der Einwirkung, muss das Einwirkungsniveau mittels des Vorgehens aus Kap. 4.1 und 4.3 neu bestimmt werden.

Bei der Betrachtung der Einwirkung infolge einer explosiven Druckwelle ist die Gefährdungssituation für die entsprechenden Standorte normalerweise zu aktualisieren. Das wird bei dem heutigen Stand der Entwicklung deterministisch durchgeführt.

Für die außergewöhnliche Einwirkung eines Flugzeugabsturzes sind die Referenzflugzeuge aus Kap. 4.2 (5 unterschiedliche Flugzeugklassen) zu verwenden. Die ermittelte Absturzwahrscheinlichkeit ist jedoch deutlich kleiner als die Zielversagenswahrscheinlichkeit des Bauwerks (z. B. gemäß Eurocode /DIN 10/), was dazu führt, dass die Berücksichtigung des Flugzeugabsturzes als außergewöhnliche Einwirkung in Kombination mit anderen Einwirkungen, die Bauwerksversagenswahrscheinlichkeit praktisch nicht ändern.

7 Entwicklung einer Methodik für die zuverlässigkeitsorientierte Nachrechnung kerntechnischer Bauwerke mit verlängerter Nutzungsdauer

7.1 Einführung

Eine zuverlässigkeitsorientierte Nachrechnung bzw. Bewertung kerntechnischer Bauwerke mit verlängerter Nutzungsdauer ist ein komplexes Verfahren, welches, soweit der GRS bekannt, bisher noch nie durchgeführt wurde. Die hier vorgeschlagene Methodik besteht aus mehreren aufeinander folgenden Arbeitsschritten und erfordert die Zusammenarbeit von verschiedenen Fachgebieten.

Die Ermittlung der vorhandenen Zuverlässigkeit des bestehenden kerntechnischen Bauwerks spielt dabei eine wichtige Rolle. Eine entsprechende Methodik wurde in Kap. 1 beschrieben. Die Zuverlässigkeit des Neubaus muss dabei ermittelt bzw. abgeschätzt werden, da gemäß den früheren Baunormen die Bauwerkszielzuverlässigkeit normalerweise nicht definiert und bei einer Bemessung auch nicht zu Grunde gelegt wurde.

Alle zur Verfügung stehenden Ergebnisse der Überprüfungen eines Bauwerks, die in der Zeit zwischen der Errichtung des Bauwerks und dem Zeitpunkt der Nachrechnung durchgeführt wurden, müssen betrachtet werden. Sie können als Vorinformationen berücksichtigt und in die probabilistische Bewertung einfließen. Auch eine aktuelle Bestandsaufnahme des Bauwerks stellt eine wichtige Information dar.

Die ermittelte vorhandene Zuverlässigkeit muss bezüglich ihres Ausreichens, abhängig von der Länge der festgelegten verlängerten Nutzungsdauer (z. B. 30, 50 oder 80 Jahre) bewertet werden.

Eine Festlegung der Zielzuverlässigkeit für ein Bestandsbauwerk ist, soweit bekannt, ein noch nicht standardisiertes Vorgehen (auch nicht im konventionellen Bauwesen). Prinzipiell kann diese Zielzuverlässigkeit mittels eines Optimierungsprozesses bestimmt werden. Die sozioökonomische Optimierung von Ressourcen muss alle zu erwartenden Konsequenzen von Bauwerksversagen, Kosten der möglichen Ertüchtigung des Bauwerks, aber auch Aspekte der menschlichen Sicherheit berücksichtigen. Es stehen einige Verfahren für eine solche Optimierung zur Verfügung, welche jedoch, soweit bekannt, bisher noch nie in der Kerntechnik angewendet wurden. Um diese Aufgabe zu

lösen, ist die Zusammenarbeit aller Beteiligten (Betreiber, Behörden, Sachverständige) gefordert.

Bei einer zuverlässigkeitsorientierten Bewertung müssen alle in Betracht kommenden Einwirkungen und zeitveränderlichen Materialeigenschaften bezüglich der verlängerte Nutzungsdauer angepasst werden.

7.2 Informationen beim Neubau

Bevor die Eurocodes als ein einheitliches europäisches Regelwerk eingeführt worden sind, wurden in jedem Mitgliedstaat die nationalen Baunormen verwendet, welche zur vorherigen Normengeneration gehörten. Keine von diesen Baunormen wies explizit die Zielzuverlässigkeit für neue Bauwerken aus. Die kerntechnischen Bauwerke, deren Nutzungsdauern z. Z. verlängert werden, wurden mit diesen Baunormen vor meist 20 bis 40 Jahre bemessen.

Aus zwei Gründen müssen die Informationen über die damalige Bemessung des Neubaus herausgefunden werden. Erstens versucht man mit Hilfe dieser Informationen die Zielzuverlässigkeit des Neubaus zu ermittelt bzw. abzuschätzen. Zweitens können diese Informationen hilfreich sein, um die vorhandene Zielzuverlässigkeit des Bestandbauwerk zu ermitteln. In erster Linie müssen die Bemessungsanforderungen analysiert werden, die indirekt gewisse Informationen über Anforderungen an die Zuverlässigkeit enthalten.

Zu diesen Anforderungen gehören auch die Informationen über Einwirkungen. Es ist notwendig zu klären, gegen welche Einwirkungen das untersuchte Bauwerk ausgelegt wurde. Entscheidend für die Bauwerkszuverlässigkeit ist dabei, welches Einwirkungsniveau bei Auslegung berücksichtigt wurde.

Bei naturbedingten Einwirkungen spielt die Überschreitungswahrscheinlichkeit des zu Grunde liegenden Einwirkungsniveaus (z. B. Windgeschwindigkeit, Schneelast, maximale Bodenbeschleunigung) eine wichtige Rolle. Es ist äußerst hilfreich, wenn es möglich ist, herauszufinden, auf welcher statistischen Basis diese Überschreitungswahrscheinlichkeit ermittelt wurde. Das ermöglicht, die Überschreitungswahrscheinlichkeit des Einwirkungsniveaus, welches bei der Nachrechnung ermittelt wird, mit derjenigen zu vergleichen, welche bei der Bemessung verwendet wurde, um den Einfluss auf die zeitliche Veränderung der Bauwerkszuverlässigkeit zu ermitteln.

Wenn ein Bauwerk gegen die zivilisatorisch bedingten Einwirkungen (wie Flugzeugabsturz oder Explosionsdruckwelle) ausgelegt wurde, spielt das entsprechende Einwirkungsniveau eine entscheidende Rolle. Dabei wird dieses Niveau meistens deterministisch mittels einer Gefährdungsanalyse festgelegt. Wird z. B. ein Flugzeugabsturz von einer Boeing B707 zu Grunde gelegt, muss die Absturzgeschwindigkeit ebenfalls definiert werden. Nur dann kann die zu diesem Lastfall zugehörige Last-Zeit-Funktion (LFZ) bestimmt werden und die Widerstandsfähigkeit des Bauwerkes abgeschätzt werden. Da zwischen der Bemessung und Nachrechnung des Bauwerks normalerweise 20 bis 50 Jahre liegen, muss die Gefährdungsanalyse zum Zeitpunkt der Nachrechnung neu durchgeführt werden. Es ist möglich, dass die Gefährdung gravierend zugenommen hat. Beispielsweise wurde bei der Bemessung der Lastfall Flugzeugabsturz nicht berücksichtigt und bei Nachrechnung stellt sich heraus, dass die Boeing B737 betrachtet werden muss, dann wird es notwendig, eine ausführliche Analyse des Bauwerks zu unternehmen. Dabei können unterschiedliche Situationen in Betracht kommen. Zuerst muss geprüft werden, ob der neue Lastfall nicht durch die Auslegung gegen andere Einwirkungen abgedeckt ist. Wenn das nicht der Fall ist, kann man überlegen, das Bauwerk zu ertüchtigen. Es kann aber sein, dass die Verlängerung der Nutzungsdauer nicht möglich ist. Dann besteht die Option, das bestehende Bauwerk durch ein neues Bauwerk zu ersetzen.

Auch Anforderungen an die Materialeigenschaften (meist an der Festigkeit und Dauerfestigkeit) bei Bemessung des Neubaus müssen analysiert werden. Mit Bezug auf Stahlbetonbauteile beispielweise, hängt der Schutz der Bewehrung vor Korrosion von Dichtheit, Qualität und Dicke der Betondeckung ab. Die Dichtheit und die Qualität der Betondeckung wird durch eine Begrenzung des Wasserzementwertes und durch einen Mindestzementgehalt erreicht. Wichtig ist auch die Information über die Expositionsklasse des Betons, welche auf den Umgebungsbedingungen basiert. Die Umgebungsbedingungen sind durch chemische und physikalische Einflüsse gekennzeichnet, denen ein Bauwerk als Ganzes, einzelne Bauteile, der Spann- und Betonstahl und der Beton selbst ausgesetzt sind, und welche bei den Nachweisen in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit nicht direkt berücksichtigt werden.

7.3 Verhalten des Bauwerks bis zur Nachrechnung

Es ist nicht selten, dass im Laufe der Nutzungsdauer des Bauwerks seit der Errichtung bis zum Zeitpunkt der Nachrechnung unterschiedliche Prüfungen vorgenommen wur-

den. Dabei können sowohl zerstörungsfreie Prüfungen (inklusive Begehungen des Bauwerks) durchgeführt worden sein als auch zerstörende Prüfungen z. B. die Entnahme von Bohrkernen aus dem Stahlbetonbauteilen. Dazu gehören auch mögliche Belastungsversuche mit Stahlbetonbauteilen. Die Ergebnisse all dieser Überprüfungen müssen bei der Nachrechnung berücksichtigt werden.

Wenn Monitorings seit der Zeit der Erstellung des Bauwerks durchgeführt wurden, erhält man durch diese oft Zwischenergebnisse. Erfolgt die Ablesung der Monitoring-Daten regelmäßig und die Auswertung der Ergebnisse z. B. alle fünf Jahre, kann man versuchen, die Änderung der Bauwerkszuverlässigkeit alle fünf Jahre zu ermitteln. Die so erhaltene Zuverlässigkeits-Zeit-Funktion wird höchstwahrscheinlich von derjenigen, die bei den Eurocodes zu Grunde liegt, nach oben hin abweichen. Ein qualitatives Beispiel ist in Abb. 7.1 gezeigt.

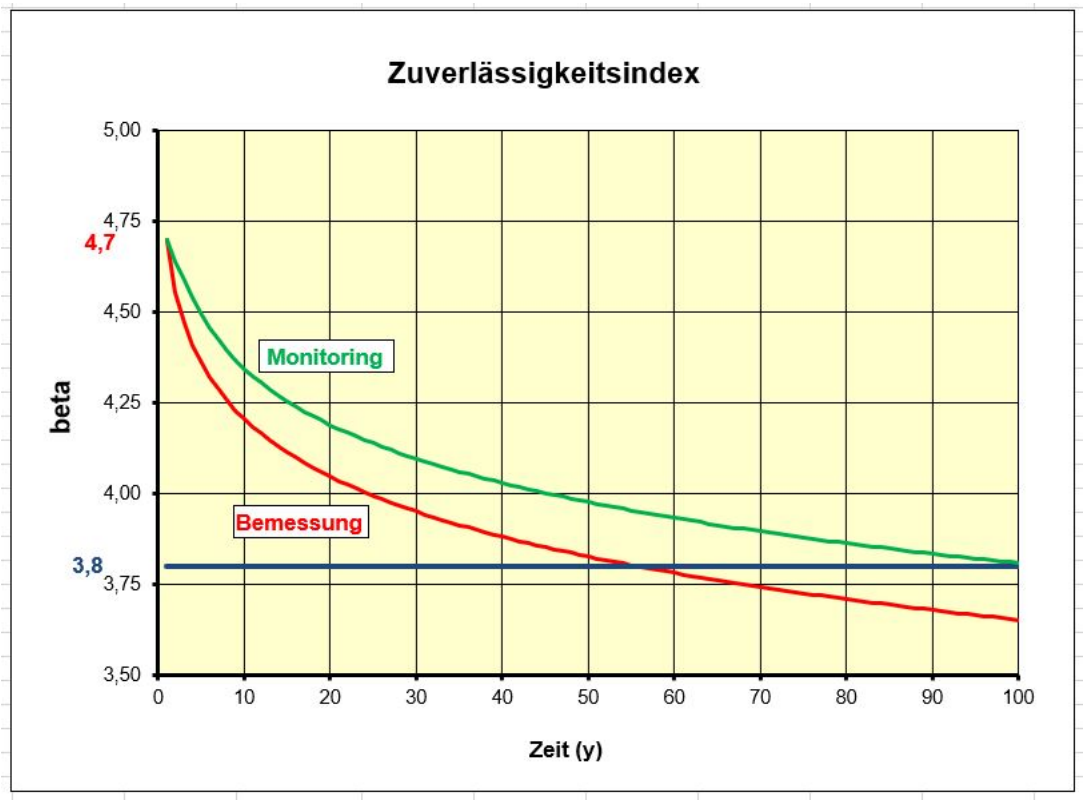

Abb. 7.1 Veränderung des Zuverlässigkeitsindexes mit der Zeit

Die „Bemessung“ (rote Kurve), die den Eurocodes zu Grunde liegt, basiert auf der Annahme, dass die Versagenswahrscheinlichkeit im Jahr *k* gleich der Versagenswahrscheinlichkeit im Jahr *k-1* ist. Beide sind voneinander unabhängig. Dann kann der Zuverlässigkeitsindex, wie in Kap. 1 erklärt (rote Kurve in Abb. 7.1), nach *n* Jahr durch die Gleichung (7.1) bestimmt werden.

$$\beta_n = \emptyset^{-1}\{[\emptyset(\beta_1)]^n\} \tag{7.1}$$

Dabei wird der Zuverlässigkeitsindex β_1 bezogen auf ein Jahr durch die Versagenswahrscheinlichkeit pro Jahr P_{f1} wie in Gleichung (7.2) berechnet:

$$\beta_1 = \emptyset^{-1}(1 - P_{f1}) \tag{7.2}$$

Normalerweise ist das nicht der Fall. Die Versagenswahrscheinlichkeit im Jahr m ist von der Versagenswahrscheinlichkeit im Jahr m-*1* anhängig. Da diese Abhängigkeit nach heutigem Stand kaum zu ermitteln ist, wird die Zuverlässigkeitsfunktion der Eurocodes angewendet. Es wird argumentiert, dass diese Funktion eine untere Abschätzung der Zuverlässigkeit darstellt und somit auf der sicheren Seite liegt.

Wenn die Möglichkeit besteht, basierend auf den Ergebnissen des Monitorings alle fünf bzw. zehn Jahre eine probabilistische Bewertung des Bauwerks durchzuführen und so die tatsächliche Zuverlässigkeit zu ermitteln, könnte man eine realistische Zuverlässigkeit-Zeit-Funktion bestimmen (grüne Kurve, Abb. 7.1), welche normalerweise höher liegt.

Wurde ein Bauwerk für eine Nutzungsdauer von 50 Jahren mit der Anforderung bemessen, dass der Zuverlässigkeitsindex β = 3,8 innerhalb dieser Nutzungsdauer nicht unterschritten wird, sieht man in Abb. 7.1, dass diese Anforderung erfüllt ist (rote Kurve). Wird jedoch die Nutzungsdauer auf 100 Jahre erweitert, wird diese Anforderung nicht mehr erfüllt (Zuverlässigkeitsindex gleich 3,65). Die grüne Kurve, die mit Hilfe des Monitorings die tatsächliche Zuverlässigkeit darstellt, zeigt deutliche Sicherheitsreserven. Nach 50 Jahre ist der Zuverlässigkeitsindex 4,0. Wenn der Verlauf der Zuverlässigkeitsfunktion der ersten 50 Jahre auf die nächsten 50 Jahre approximiert wird, zeigt der Zuverlässigkeitsindex nach 100 Jahren einen Wert von 3,8. Die Zuverlässigkeitsanforderung wird erfüllt und eine Nutzungsdauerverlängerung für die nächsten 50 Jahre ist möglich.

Heutzutage ist eine probabilistisch-orientierte Integration der Ergebnisse des Monitorings in den Versagenswahrscheinlichkeitsermittlungsprozess eine komplexe und schwer realisierbare Aufgabe. Grund dafür ist die Tatsache, dass zahlreiche Einflussfaktoren berücksichtigt werden müssen und viele von diesen Faktoren noch nicht probabilistisch interpretiert werden können. Deswegen werden Verfahren entwickelt, die die Planung und Realisierung des zuverlässigkeitsorientierten Monitorings ermöglichen. Diese Verfahren werden vor allem für die Brückenüberwachung entwickelt, da es zu deutlich

wirtschaftlicheren Vorteilen bei der Brückenbewertung führt. Die Entwicklung solcher Verfahren für Bestandsbauwerke aus Stahlbeton von kerntechnischen Anlagen steht noch aus, sollte aber vorangetrieben werden.

Ein weiteres Problem ist, dass bei der Errichtung der Bauwerke von kerntechnischen Anlagen in Deutschland in der Regel keine Ausrüstung für ein Monitoring mit verbaut wurden, wie beispielsweise Dehnmesstreifen (auf die Bewehrungs- oder Spannstähle), Sensoren zur Messung der Eindringtiefe von chemischen Betonangriffsprozessen usw. Dies ist im Regelfall nachträglich weder sinnvoll noch möglich, da es zum einen vor dem Betonieren hätte erfolgen müssen und zum anderen der nachträgliche Einbau mit einer partiellen Zerstörung der Bauwerke einhergeht. Auch würden nachträglich verbaute Sensoren zur Ermittlung der Eindringtiefe von chemischen Betonangriffsprozessen nicht den Zustand im ursprünglichen Beton messen, sondern den im neu um den Sensor eingebrachten Mörtel.

7.4 Ermittlung der vorhandenen Zuverlässigkeit bestehender kerntechnischer Bauwerke

Die Kenntnis der vorhandenen Zuverlässigkeit des bestehenden Bauwerks ist eine grundlegende Information bei der zuverlässigkeitsorientierten Nachrechnung bzw. Bewertung eines solchen Bauwerkes. Die Methodik für die Ermittlung dieser Zuverlässigkeit wurde in Kap. 1 dargestellt. Diese Ermittlung ist ein komplexer und umfangreicher Prozess und basiert auf der Anwendung der FORM- Methode (First Order Reliability Method), welche in Kap. 2.7 beschrieben wird. Dabei gestaltet sich das Vorgehen ähnlich wie bei der probabilistischen Bemessung neuer Bauwerke.

Die FORM-Methode gehört zu den Zuverlässigkeitsverfahren der Stufe II (Level II). Diese Methode erfordert ausreichende Kenntnis der probabilistischen Hintergrundinformationen. Es werden probabilistische und mathematische Ansätze verwendet, was zu einem gewissen zeitlichen und rechnerischen Aufwand führt. Bisher kam diese Methode nur bei der Bemessung von Sonderbauten von großem wirtschaftlichem und gesellschaftlichem Interesse zum Einsatz. Sie wurde z. B. für Spezialbauten, dessen Versagen mit hohen Risiken für die Bevölkerung und die Umwelt verbunden sind (z. B. Staudämme oder großen Brücken) angewandt. Für kerntechnische Bauwerke erfuhr diese Methode jedoch bisher noch keine Anwendung, weder für die Bemessung von neuen Bauten noch für die Bewertung von Bestandsbauwerken. In der Forschung ist die FORM-Methode stark verbreitet. In vielen Untersuchungen wurde sie für verschiedene

Analysen konventioneller Bauten angewendet. Immer mehr beziehen sich solche Analysen auch auf die probabilistische Bewertung von bestehenden konventionellen Bauwerken bzw. Bauteilen.

Die statischen Systeme besitzen mehrere Möglichkeiten des Versagens. Ein einzelnes Bauteil kann durch verschiedene Arten versagen. Normalerweise besteht ein Bauwerk aber aus mehreren Elementen und somit können mehrere Versagensmechanismen auftreten. Deswegen weist ein bauliches System mehrere Grenzzustände auf. Im zuverlässigkeitstheoretischen Sinn lassen sich zwei Grundtypen von Systemen - das Seriensystem und das Parallelsystem - unterscheiden. Das Seriensystem versagt, wenn bei einem Element der Grenzzustand überschritten wird. Anders gesagt, ein Seriensystem versagt, wenn sein schwächstes Glied ausfällt. Ein Parallelsystem versagt erst, wenn bei allen Elementen die Grenzzustände überschritten sind. Anders gesagt, ein Parallelsystem fällt erst aus, wenn alle seine Elemente einschließlich des stärksten Gliedes ausgefallen sind. Die überwiegende Mehrzahl der statischen Systeme verhält sich wie ein Seriensystem, inklusive aller statisch bestimmten Systeme.

Deswegen müssen alle Grenzzustände definiert werden, welche für ein Bauwerk (bzw. ein statisches System) maßgebend sind. Dabei müssen die unterschiedlichen Grenzzustände der Tragfähigkeit (GZT) sowie die Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit (GZG) berücksichtigt werden. Wird ein Grenzzustand definiert, erfolgt ihre mathematische Beziehung in Form der folgenden Gleichung (7.3):

$$g = g(x_1, x_2 \dots \; x_n) = 0 \tag{7.3}$$

In dieser Gleichung beschreiben die Basisvariablen $x_1 \dots x_n$ die Parameter, die entweder zu der Einwirkungsseite oder zu der Widerstandsseite gehören. Generell sind diese Parameter die Zufallsvariablen. Jeder Zufallsvariable liegt eine Verteilungsfunktion zu Grunde. Sie kann durch die Auswertung der Testergebnisse oder auf Basis langjähriger Beobachtungen definiert werden. Vollständig wird die Verteilungsfunktion durch ihre Parameter beschrieben. Oft sind die ersten zwei statistischen Momente der Verteilung ausreichend (der Mittelwert und der Variationskoeffizient bzw. die Standardabweichung).

Dann wird mittels FORM-Methode für jeden maßgebenden Grenzzustand der entsprechende Zuverlässigkeitsindex β ermittelt (siehe Kap. 2.7). Aus der Analyse des statischen Systems des Bauwerks wird entschieden, welcher von diesen Zuverlässigkeitsindizes maßgebend für die vorhandene Zuverlässigkeit ist. Normalerweise wird der

minimale Zuverlässigkeitsindex als zielführender Wert angenommen. Die gesuchte Zuverlässigkeit wird dann als Ps = Ø (β) bestimmt.

Gegenüber einer Bemessung des Neubaus, bei welcher die statistischen Eigenschaften für einige Basisvariablen nicht bekannt sind und abgeschätzt werden müssen, hat eine probabilistische Bewertung bzw. Nachrechnung sogar einen gewissen Vorteil. Es stehen normalerweise zusätzliche Informationen zur Verfügung, welche durch Kontrollen, Inspektionen, Messungen, Überwachungen, Monitoring etc. (siehe oben) oder durch eine Bestandsaufnahme gewonnen wurden. Sie können als Vorinformationen berücksichtigt werden und in die probabilistische Bewertung mit einfließen. Dabei kann die Bewertung und Untersuchung von Materialparametern und Systemunsicherheiten von bestehenden Bauwerken sich auf den Satz von Bayes stützen, der die Implementierung dieser zusätzlichen Informationen in den Ermittlungsprozess und eine entsprechende Anpassung der statistischen Parameter ermöglicht.

Die ermittelte vorhandene Zuverlässigkeit muss analysiert werden. Diese Zuverlässigkeit muss mit den der Bemessung zugrunde liegenden Werten verglichen werden. Dadurch können eventuell vorhandene Sicherheitsreserven oder -defizite aufgedeckt werden und gegebenenfalls die Anforderungen bei der Nachrechnung angepasst werden. Es muss auch bewertet werden, ob diese Zuverlässigkeit als der Ansatzwert für die verlängerte Nutzungsdauer ausreichend oder nicht. Das ist von dem Wert der Restnutzungsdauer (z. B. 30, 50 oder 70 Jahre) abhängig.

7.5 Festlegung der Zielzuverlässigkeit bei der Nachrechnung bzw. Bewertung bestehender Bauwerke

Nach der Ermittlung und Analyse der vorhandenen Zuverlässigkeit eines Bestandsbauwerks kann die eigentliche Nachrechnung dieses Bauwerks durchgeführt werden. Der Nachrechnungsprozess für ein Bestandsbauwerk ist das Äquivalent zu dem Bemessungsprozess für einen Neubau. Aber im Gegensatz zum Neubau ist die Zuverlässigkeit des Bestandsbauwerks (ermittelte vorhandene Zuverlässigkeit) normalerweise gegenüber dem Neubau reduziert. Diese Reduzierung ist umso stärker je älter das Bauwerk ist (z. B. 20 oder 50 Jahre).

Wie bei der Bemessung eines neuen Bauwerks muss auch bei der Nachrechnung eines Bestandsbauwerks eine Zielzuverlässigkeit zu Grunde gelegt werden. Die Festlegung der Zielzuverlässigkeit der bestehenden kerntechnischen Bauwerke ist eine komplexe,

aufwendige und bisher nicht gelöste Aufgabe. Auch im konventionellen Bauwesen ist eine solche Festlegung eine noch offene Frage, obwohl im konventionellen Bauwesen dieser Aspekt schon lange diskutiert wurde und einige Verfahren dafür vorgeschlagen wurden. Über die Ergebnisse der entsprechenden Entwicklung wird in Kap. 1 berichtet. Die Ergebnisse aus dem konventionellen Bauwesen werden nun mit Schwerpunkt auf die Anwendung im kerntechnischen Bereich betrachtet.

Ein wichtiger Parameter ist die Größe der verlängerten Nutzungsdauer. Weil diese Größe in die Zuverlässigkeitsanalyse direkt eingeht, stellt sich die Frage, ob es nicht sinnvoll ist, die Zielzuverlässigkeit nicht auf ein Jahr, sondern auf die gesamte verlängerte Nutzungsdauer zu beziehen. Damit wird gezeigt, dass die Zielzuverlässigkeit im Laufe der gesamten verlängerten Nutzungsdauer nicht unterschritten wird. Dieses Verfahren ist derzeit auch nach Eurocode /DIN 10/ möglich. Dabei muss man nicht den Wert für den Zielzuverlässigkeitsindexes β_1 (bezogen auf ein Jahr) sondern den angegebenen Wert für den Zielzuverlässigkeitsindexes β_{50} (bezogen auf 50 Jahre) verwenden. In Rahmen der pränormativen Forschung zur Verbessrung der Eurocodes, die z. Z. in Europa erfolgt, wird dieser Aspekt fokussiert.

Eine Übertragungsmöglichkeit dieses Konzepts auf Bauwerke im kerntechnischen Bereich ist heutzutage noch nicht diskutiert. Man kann aber schon erkennen, dass die verlängerte Nutzungsdauer für Zwischenlager deutlich größer als 50 Jahre sein kann. Außerdem ist eine solche Vorgehensweise in der Kerntechnik noch fremd. Alle grundlegenden Kenngrößen (Kernschadenshäufigkeit, Häufigkeit der frühen Freisetzung, Überschreitungswahrscheinlichkeit des seismischen Ereignisses) werden dabei auf ein Jahr bezogen. Um diese Vorgehensweise im kerntechnischen Bereich als mögliche Grundlage für die zuverlässigkeitsorientierte Bewertung der bestehenden Bauwerken mit verlängerter Nutzungsdauer zu diskutieren, muss sich diese Vorgehensweise in der kerntechnischen Fachwelt (Sachverständige, Betreiber, Behörden) aber zuerst etablieren.

Es gibt nur wenige Regelwerke im konventionellen Bauwesen, die explizit die Zielzuverlässigkeit bzw. den Zielzuverlässigkeitsindex angeben. Ein solches Regelwerk ist ISO 13822 „Bases for design of structures – Assessment of existing structures“ /ISO 10/. In diesem Dokument wird das erforderliche Zuverlässigkeitsniveau zur Bewertung bestehender Bauwerke auf Basis der nachfolgend aufgeführten Aspekte spezifiziert:

- wirtschaftliche Betrachtung,

- soziale Betrachtung,
- Nachhaltigkeitsbetrachtung.

Weiter beschreibt /ISO 10/, dass die Zielzuverlässigkeitsindexes β gemäß den aktuellen Normen gewählt werden können, sofern solche zur Verfügung stehen, ansonsten sind die in Tab. 2.1 (Kap. 1) angegebenen Werte als Beispiel zur Bewertung von Bestandsbauwerken zu betrachten. Dabei wird für die Grenzzustände der Tragfähigkeit (GZT) Folgendes angegeben:

- β = 3,8 für mittlere Versagenskonsequenzen,
- β = 4,3 für große Versagenskonsequenzen.

Dabei wurde Bezug auf das Dokument /ISO 98/ genommen. /ISO 98/ gibt jedoch diese Werte für unterschiedlichen relative Kosten der Sicherheitsmaßnahmen an. Die oben empfohlenen Zielwerte /ISO 10/des Zuverlässigkeitsindex β für Grenzzustände der Tragfähigkeit (GZT) entsprechen den Werten aus /ISO 98/ für niedrige relative Kosten von Sicherheitsmaßnahmen für neue Bauwerke. Das bedeutet, dass das Dokument /ISO 10/ Bestandsbauwerke als solche darstellt, für welche die relativen Kosten von Sicherheitsmaßnahmen niedrig sind. Die Zuverlässigkeit von Bestandsbauwerken als eigenständige Information ist in diesem Dokument nicht angegeben. Normalerweise sind die Kosten, um ein hohes Sicherheitsniveau zu erreichen, bei der Bemessung neuer Bauwerke kleiner als für ein Bestandsbauwerk, bei welchem eine Erhöhung des Sicherheitsniveaus normalerweise mit höheren Kosten verbunden ist. Dies wird in der Fachwelt so interpretiert, dass sich hohe relative Kosten der Sicherheitsmaßnahmen auf Bestandsbauwerke beziehen.

Nächster Punkt bei der Bestimmung der Zielzuverlässigkeit ist der Bezugszeitraum für die oben angegebenen Werte. /ISO 10/ sagt dazu, dass der Bezugszeitraum für L_s ein minimaler Zeitraum („minimum standard period“) für die Sicherheit ist (z. B. 50 Jahre). Der Wert β = 4,3 entspricht übrigens den Werten aus dem Eurocode /DIN 10/ für Neubauten der Klasse RC3 (große Versagenskosten): β = 5,2 bezogen auf ein Jahr und β = 4,4 bezogen auf 50 Jahre.

Das internationale Dokument FIB „Model Code 2010“ /FIB 12/ empfiehlt für bestehende Bauwerke β = 3,8 für eine Restnutzungsdauer von 50 Jahren, β = 4,1 für eine Restnutzungsdauer von 15 Jahren und β = 4,7 für eine Restnutzungsdauer von einem Jahr. Man

kann sehen, dass diese Werte einfach von dem Eurocode /DIN 10/ für Neubauten übernommen.

Im internationalen Standard ISO 2394-2015 „Allgemeine Anforderungen an die Zuverlässigkeit von Bauwerken“ /ISO 15/ werden zur Gewährleistung eines akzeptablen Niveaus in Bezug auf Risiko, Sicherheit und Zuverlässigkeit von Bauwerken bestimmte Anforderungen zum einen zur Gewährleistung der Sicherheit von Mensch und Umwelt, die von der Gesellschaft festgelegt werden müssen, und zum anderen zur Zuverlässigkeit der Funktionalität der Strukturen (durch den Betreiber zu gewährleisten) gegeben. Dabei wird das Grundprinzip der Grenzlebensrettungskosten in Bezug auf die Lebenssicherheit empfohlen (Das Konzept des Lebensqualitätsindex LQI). Abhängig von den relativen Kosten für die Lebensrettung werden die Werte des Zielzuverlässigkeitsindexes β für den Bezugszeitraum von einem Jahr wie folgt angegeben: β = 3,1 (relativ hohe Kosten der Lebensrettung), β = 3,7 (mittlere Kosten der Lebensrettung), β = 4,2 (relativ geringe Kosten der Lebensrettung). Diese Werte sind kleiner als diejenige im Eurocode /DIN 10/ mit einem Bezugszeitraum von einem Jahr.

Die Werte der Zielzuverlässigkeit in /ISO 10/ und /DIN 10/ sind, abgesehen von der Tatsache, dass sie für Neubauten bestimmt wurden, auf einen Bezugsraum von 50 Jahren ausgelegt. Die verlängerte Nutzungsdauer für kerntechnische Bauwerke kann jedoch von diesen 50 Jahren abweichen. Eine mögliche Lösung besteht darin, dass sich die β - Werte auf die gesamte (verlängerte) Nutzungsdauer beziehen und nicht von der Länge der Nutzungsdauer anhängig sind. Wenn dabei die Zuverlässigkeitsklasse RC3 aus dem Eurocode (mit großen Versagenskonsequenzen) für kerntechnische Bauwerke akzeptiert wird, können die oben gegebenen Zuverlässigkeitswerte als Orientierungswerte bei Nachrechnung von bestehenden Bauwerken verwendet werden.

Für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZG) enthält der Eurocode /DIN 10/ Werte für den Zielzuverlässigkeitsindex von β = 2,9 bezogen auf ein Jahr und von β = 1,5 bezogen auf 50 Jahre (für unumkehrbare Grenzzustände). Nur für den Grenzzustand der Ermüdung ist β erhöht: von 1,5 bis 3,8 bezogen auf 50 Jahre. Ähnliche Werte sind in /ISO 98/ angegeben. Dokument /FIB 12/ empfiehlt β = 1,5 bezogen auf die Restnutzungsdauer.

Das Regelwerk, welches den Umgang mit bestehender Bausubstanz (Hochbauten, Brückenbauwerke) regelt, ist das niederländische Dokument /NEN 11/. Dabei ist zur Zuverlässigkeitsbetrachtung bestehender Tragwerke zur planmäßigen Ertüchtigung bzw. Wei-

ternutzung („Reconstruction level“ - Umbau) maßgebend. Für die Schadensfolgeklasse CC3 (entspricht RC3 im Eurocode) wird für die Situation „Wind nicht dominierend“ ein Wert von β = 3,3 vorgesehen, was deutlich unter den Werten aus /ISO 10/ und /DIN 10/ liegt. Dabei wird ein Bezugszeitraum von 15 Jahren angenommen. Aufgrund dieser Angaben und der Tatsache, dass das niederländische Regelwerk in erster Linie für Hochbauten und Brückenbauwerke vorgesehen ist, ist eine entsprechende Anwendung bei der Verlängerung der Nutzungsdauer von kerntechnischen Bauwerken kaum vorstellbar.

Aus den vorangegangenen Informationen ist zu erkennen, dass die zur Verfügung stehenden Baunormen keine Zielzuverlässigkeitswerte beinhalten, die für die probabilistische Bewertung des kerntechnischen Bestandsbauwerks bei der Verlängerung der Nutzungsdauer zu Grunde gelegt werden können. Deswegen müssen anderen Optionen für Bestimmung der Zielzuverlässigkeit betrachtet werden. Ein mögliches Vorgehen könnte sein, dass die entsprechenden Behörden direkt diese Zuverlässigkeit festlegen. Dabei entsteht aber die Frage für die Behörden, auf welcher Basis sie die Zielzuverlässigkeit festlegen sollen.

Eine andere Option besteht darin, die infolge eines bautechnischen Versagens verursachten Schadenskosten zu betrachten. Diese Schadenskosten multipliziert mit der Versagenswahrscheinlichkeit stellen das Risiko dar. Mittels Optimierung kann man so das optimale Risikoniveau ermitteln, welches dann die gesuchte Zielversagenswahrscheinlichkeit (bzw. Zielzuverlässigkeit) aufweist. Die von Rosenblueth vorgeschlagene Vorgehensweise für konventionelle Bauwerke stellt für diese Optimierung eine Zielfunktion auf ökonomischer Basis dar. Diese Funktion berücksichtigt dabei den aus der Existenz einer baulichen Anlage erwachsenden Nutzen, Errichtungskosten und die Kosten bei einem Versagen des Bauwerks (siehe Kap. 1).

Für ein bestehendes Bauwerk werden jedoch nicht nur die Errichtungskosten, sondern mögliche Ertüchtigungs- und Instandsetzungskosten (inklusive möglicher Monitoring-Maßnahmen) relevant. Weiterhin ist zu berücksichtigen, dass bei den Versagenskosten von kerntechnischen Bauwerken nicht die Kosten der Bauwerksreparatur an erster Stelle stehen, sondern die Kosten der sozialen und gesellschaftlichen Konsequenzen des Versagens. Dieses Konzept sieht im konventionellen Bauwesen die Lösung darin, dass soziale und gesellschaftliche Aspekte des Versagens (inklusive des Verlusts von Menschenleben) in Geldeinheiten ausgedrückt werden und die Optimierung auf einer ökonomischen Basis durchgeführt wird.

Die Schadenskosten in einem solchen Konzept werden vor allem durch die Bewertung von menschlichen Opfern beeinflusst, welche in ein Geldäquivalent pro Opfer umgerechnet werden. Es handelt sich dabei nicht um die Kosten für ein Menschenleben, sondern vielmehr um den gesellschaftlich akzeptablen finanziellen Aufwand, um ein Menschenleben zu retten. Verschiedene Verfahren existieren zur Bestimmung der Lebensrettungskosten. Im konventionellen Bauwesen wird das Lebensqualitätsindex-Konzept (Life Quality Index - LQI) verwendet. Der Lebensqualitätsindexes (LQI) ist ein Indikator der Lebensqualität als Funktion der Lebensdauer und des wirtschaftlichen Wohlstands und basiert auf einer Kombination von volkswirtschaftlichen Überlegungen mit empirischen Beobachtungen.

Der Lebensqualitätsindex (LQI) *L* nach /NAT 97/ ($L = g^q (1 - w) e$) ist eine Funktion des durchschnittlich verfügbaren jährlichen Einkommens *g*, mit durchschnittlicher Lebenserwartung *e* und mit frei verfügbarer Zeit (Freizeit) $(1 - w) e$ (bzw. der Anteil der Lebenszeit $w \cdot e$, welcher für die Arbeit aufgewendet wird). Dieser Index stellt den Zusammenhang zwischen Wohlstand (ausgedrückt durch das verfügbare Einkommen) und Lebenserwartung dar. Der Index erlaubt nun eine Quantifizierung des gesellschaftlichen Nutzenkriteriums: Eine Aktivität ist dann akzeptabel, wenn sie den Lebensqualitätsindex nicht verringert bzw. wenn die relative Änderung des verfügbaren Einkommens dg/g größer ist als die relative Änderung der Lebenserwartung de/e multipliziert mit dem Faktor $1/q$. Für einen Wert von $q = 0.2$ sollte etwa 5 % des verfügbaren Einkommens investiert werden, um die Lebenserwartung um 1 % zu erhöhen.

Der Lebensqualitätsindex stellt ein vereinfachtes Modell dar. Der Vorteil des LQI ist seine Einfachheit, welche klar wiedergibt, dass es hierbei nur um eine einfache Beziehung zwischen Lebensdauer und Wohlstand geht, sowie die Tatsache, dass der LQI auf leicht messbaren statistischen Kennwerten beruht. Außerdem stimmt der LQI gut mit anderen empirisch beobachtbaren ökonomischen Indikatoren überein. Er erlaubt einen Zusammenhang zwischen den zu investierenden Mitteln und der Veränderung der Lebenserwartung. Somit lässt sich damit die Geldmenge ermitteln, welche in die Rettung eines Menschenlebens investiert werden sollte. Bei dieser Geldmenge handelt es sich um die sogenannten Rettungskosten. Diese Größe kann dann als Richtlinie für die Bestimmung notwendiger Maßnahmen dienen.

Aus dem Lebensqualitätsindex (LQI) ergeben sich die optimal akzeptierten impliziten Kosten für die Abwendung eines Todesfalls, der sogenannte ICAF-Wert (Implied Cost of Averting a Fatality). Dieser Wert ist u. a. vom Bruttosozialprodukt und der Lebenserwar-

tung abhängig. Für ein Bauvorhaben in Mitteleuropa ergibt sich für das ICAF ungefähr ein Wert von 2.700.000 EUR pro gerettetem Menschenleben.

Um das Konzept auf bauliche Strukturen anzuwenden, wird noch die Anzahl der eventuellen Opfer N_F berücksichtigt. Die Lebensrettungskosten von einem Projekt mit N_F eventuellen Opfer werden als Multiplikation der ICAF und N_f : $H_f = ICAF \cdot k \cdot N_f$. Der Faktor k stellt die Wahrscheinlichkeit dar, bei einem Bauwerksversagen ein Menschenleben zu verlieren, und ist von der Versagensart (duktil oder spröde) abhängig.

Das Gruppenrisiko wird in Form einer numerischen F-N-Kurve dargestellt, wobei N die Anzahl der Todesfälle und F die Häufigkeit von Unfällen mit mehr als N Todesfällen darstellt. Die folgende allgemeine Formel (Gleichung (7.4)) stellt das Gruppenrisikoakzeptanzkriterium dar:

$$F \leq a \cdot N^{-k} \tag{7.4}$$

Die Konstanten a und k können mittels statistischer Beobachtungen von Naturgefahren und von Menschen verursachten Gefahren ermittelt werden. Für akzeptable Risiken in Bezug auf strukturelle Ausfälle wäre die Konstante etwa $a = 10^{-6}$ und für geringfügig akzeptable Risiken $a = 10^{-4}$; $k \geq 1$. Einige Todeskriterien (F-N-Kurven) sind in Abb. 7.2 dargestellt (mehr dazu siehe in Kap. 1):

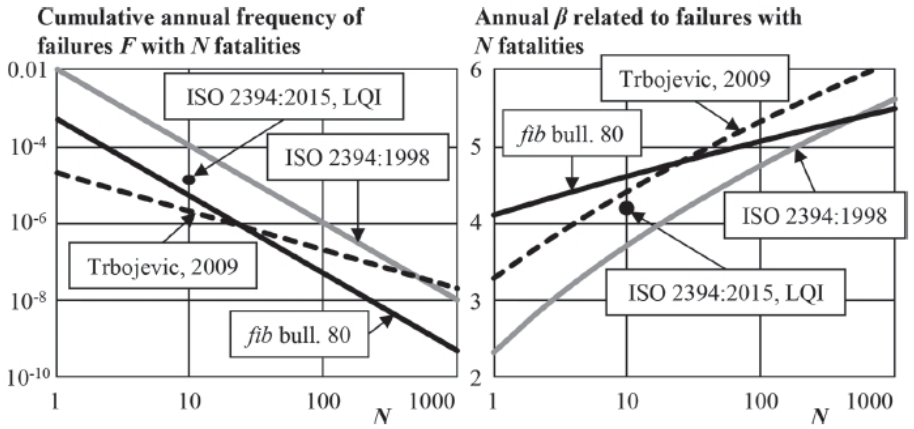

Figure 1: a) F-N curves relating expected fatalities (N) from an accidental event or failure and the annual frequency of occurrence (F) of events with $\geq N$ fatalities; b) Annual reliability indices derived from the F-N curves, related to events with N fatalities.

Abb. 7.2 Verschiedene F-N-Kurven /SYK 18/

Die ISO-Empfehlung /ISO 15/ wird in einigen Ländern angewendet. Beispielsweise betrachten Belgien und die Niederlande das Akzeptanzkriterium für Ereignisse mit N ≥ 10 Todesopfern. Abb. 7.2 (Figure b) zeigt die jährlichen Zuverlässigkeitsindizes *β*, die von der in Abb. 7.2 (Figure 1a) angegebenen Wahrscheinlichkeit *F (N)* abgeleitet sind. Es scheint, dass die betrachteten Kriterien zu einem weiten Bereich von *β*-Werten führen, insbesondere für Ereignisse mit N < 10.

Basierend auf den *F-N*-Kurven wird die ALARP-Region durch zwei Grenzen definiert. Der Bereich oberhalb der Obergrenze stellt das Risiko dar, das unter keinen Umständen toleriert wird, während das Risiko unterhalb der Untergrenze von keinem praktischen Interesse ist (ein Beispiel aus dem Kap. 1 ist in Abb. 7.3 dargestellt). Solche Akzeptanzkurven wurden für verschiedene Industriebereiche entwickelt.

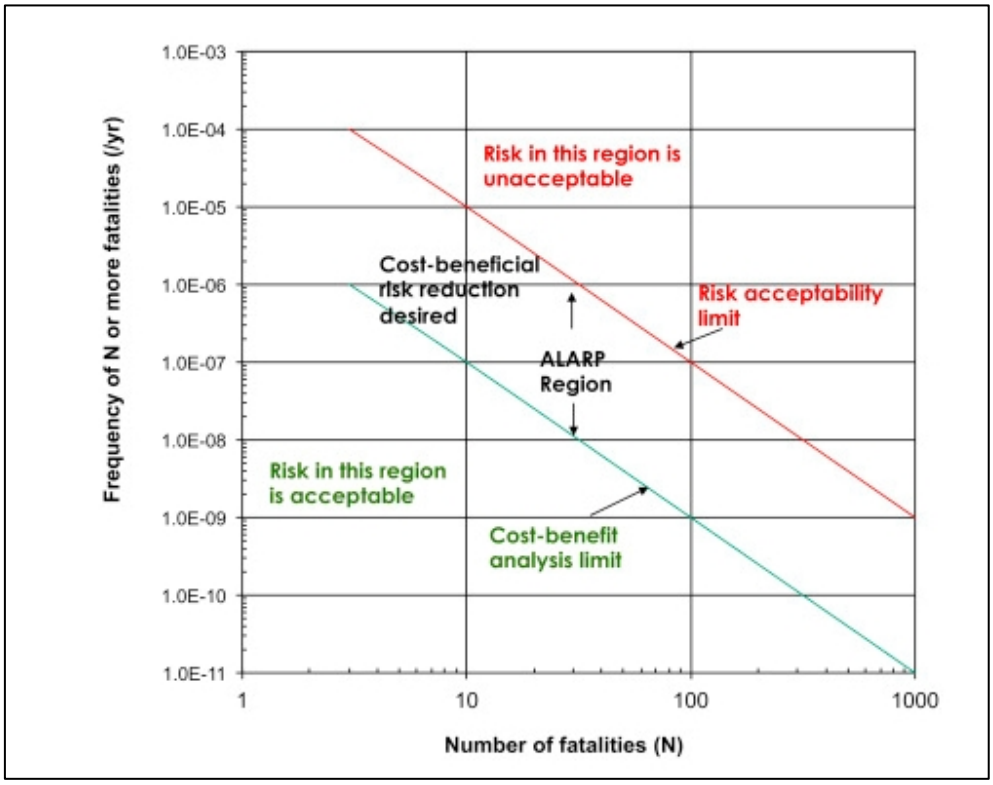

Abb. 7.3 ALARP-Bereich /TCH 19/

Zum Themenkomplex Sicherheit des Menschen gehören nicht nur Todesfälle, sondern auch Verletzungen. In vielen Studien werden Verletzungen mit Todesfällen in Verbindung gebracht, indem ein multiplikativer Faktor verwendet wird, beispielsweise 0,1 für mittelschwere Verletzungen und 0,5 für schwere Verletzungen. Basierend auf diesem einfachen Verfahren enthält man gewichtete Todesfälle.

Die Vorteile und Nachteile der drei angegebenen Verfahren (Menschliches Risiko / F-N Kurve, Kostenoptimierung, Prinzip der Lebensrettungskosten – Lebensqualitätsindex LQI) sind in Kap. 1 beschrieben. Es scheint, dass die Berücksichtigung des menschlichen Risikos (F-N-Kurve) für die zuverlässigkeitsorientierte Nachrechnung kerntechnischer Bauwerke mit verlängerter Nutzungsdauer angewendet werden kann. Allerdings muss ein großer Aufwand für die Ermittlung aller möglichen Schadenszenarien infolge eines Versagens (z. B. von Zwischenlagern) in Kauf genommen werden. Das Konzept des Lebensqualitätsindex LQI wurde für das konventionelle Bauwesen in das Dokument /ISO 15/ integriert. Das Dokument /ISO 15/ liefert jedoch relativ kleine Werte für den Zielzuverlässigkeitsindex. Nach /ISO 15/ ist der Zielzuverlässigkeitsindex von der Konstanten K1 abhängig (siehe Kap. 1), welche selbst eine Funktion von vielen anderen Parameter ist. Es muss zuerst geklärt werden, wie schwierig es wird, diese Parameter für kerntechnische Bauwerke zu ermitteln und welchen Einfluss das auf die Ergebnisse haben wird. Nur dann kann man über die mögliche Anwendung dieses Konzepts für die zuverlässigkeitsorientierte Nachrechnung kerntechnischer Bauwerke mit verlängerter Nutzungsdauer entscheiden.

7.6 Bestimmung der Basisparameter für die Nachrechnung

Nachdem die Zielzuverlässigkeit festgelegt wurde sowie die zuvor ermittelte vorhandene Bauwerkszuverlässigkeit als ausreichend bewertet wurde und das Bauwerk keine unakzeptablen Schädigungen aufweist, kann eine zuverlässigkeitsorientierte Bewertung (bzw. Nachrechnung) unternommen werden. Ziel ist es zu zeigen, dass für die verlängerte Nutzungsdauer (z. B. 60 Jahre) die vorher festgelegte Zielzuverlässigkeit bis zum Ende dieses Zeitraums nicht unterschritten wird. Das wird normalerweise mit Hilfe der FORM-Methode realisiert.

Ähnlich wie bei der Bemessung werden alle relevanten Grundzustände untersucht und entsprechende Versagenswahrscheinlichkeit (bzw. Zuverlässigkeit) für jeden relevanten Grenzzustand ermittelt. Im Unterschied zur Bemessung eines neuen Bauwerks stehen aber schon aktualisierte Information für die Basisvariablen in Gleichung (7.3) fest. Diese Informationen wurden während der Ermittlung der vorhandenen Bauwerkszuverlässigkeit (siehe Kap. 1) gewonnen. Die so angepassten Basisparameter beziehen sich auf den Zeitpunkt der Bewertung. Da die Nutzung des Bauwerks verlängert wurde, muss die mögliche Veränderung dieser Parameter im Laufe der verlängerten Nutzungsdauer abgeschätzt werden.

7.6.1 Statistische Parameter des Widerstands

Bei der Ermittlung der vorhandenen Zuverlässigkeit sollten die statistischen Charakteristiken der wichtigsten Widerstandparameter (z. B. Betonfestigkeit, Abmessungen der Bauteile, Karbonatisierungstiefe usw.) aktualisiert werden (beispielweise mittels einer qualifizierten Bestandsaufnahme). Es muss bewertet werden, wie sich die statistischen Parameter der Widerstandsvariablen, in erster Linie des Betons, bis zum Ende der verlängerten Nutzungsdauer verändern.

Eine Voraussage über das probabilistische Verhalten des Betons während der Restnutzungsdauer ist z. Z. eine sehr aufwendige und aus praktischer Sicht noch nicht realisierbare Aufgabe. Grund dafür ist die Tatsache, dass die Modelle für den zeitlichen Ablauf der unterschiedlichen Schädigungsprozesse im Beton noch nicht ausreichend entwickelt sind. Sie existieren nur für einigen spezielle Fälle (z. B. für das Eindringen von Chloriden), zudem fehlt die statistische Grundlage. Außerdem tritt normalerweise nicht ein einzelner bestimmter Schädigungsmechanismus auf, sondern eine Kombination mit anderen Schädigungsarten. Dafür existieren keine Modelle.

Die Zunahme der Betonfestigkeit kann abgeschätzt werden. Da das Bauwerk zum Zeitpunkt der Nachrechnung bereits existiert (z. B. 30 Jahre), wird die maßgebende alterungsbedingte Steigerung der Betonfestigkeit bereits fast ihre Grenze erreicht haben (siehe Abb. 4.17 in Kap. 4.2). Es muss bewertet werden, inwieweit die verbleibende Steigerung, abhängig von der Größe der verlängerte Nutzungsdauer, noch relevant ist.

7.6.2 Aktualisierung der Einwirkungen

Bei der Verlängerung der Bauwerksnutzungsdauer, müssen Einwirkungen, die die Bauwerkszuverlässigkeit beeinflussen, mit Bezug auf diese Dauer angepasst werden. In erster Linie ist zu untersuchen, ob das Einwirkungsniveau für den entsprechenden Zeitraum aktualisiert werden muss. Die langjährigen statistischen Informationen über die Einwirkungen können dabei helfen. Mögliche Ansätze für die Modellierung der Einwirkungen sind in Kapitel 4.1 beschrieben.

Bei der Abschätzung der ständigen Lasten (z. B. Eigengewicht) können auch vorgesehene zukünftige Umbau bzw. Änderung der Nutzungsbedingungen zu anderen Lastenniveaus führen. Das muss bei der entsprechenden Modellierung der ständigen Lasten berücksichtigt werden.

7.6.2.1 Seismische Einwirkungen

Wie bereits in Kap. 4.3 beschrieben, bestimmt die europäische Norm /DIN 10b/, welche für konventionelle Bauwerke entwickelt wurde, die Referenz-Erdbebeneinwirkung mittels einer Referenz-Überschreitungswahrscheinlichkeit P_U in N = 50 Jahren oder einer Referenz-Wiederkehrperiode T_U. Dabei sind die empfohlenen Werte bezüglich der Standsicherheit: P_U = 10 % und T_U = 475 Jahre. Das heißt, die Wahrscheinlichkeit, dass das Lastniveau des Auslegungserdbebens in den nächsten 50 Jahren überschritten wird, beträgt 10 %.

Wird die verlängerte Nutzungsdauer mit z. B. R = 80 Jahren festgelegt, wird es möglich die Referenz-Überschreitungswahrscheinlichkeit, welche 10 % beträgt, auf 80 Jahre umzurechnen. Die Überschreitungswahrscheinlichkeit bezogen auf ein Jahr wird mittels der Gleichung (7.5) definiert (siehe Kap. 4.3).

$$P_1 = 1 - (1 - P_N)^{1/N} \tag{7.5}$$

Dann kann die Überschreitungswahrscheinlichkeit für R Jahre durch die Gleichung (7.6) bestimmt werden:

$$P_R = 1 - (1 - P_1)^R \tag{7.6}$$

wobei R die verlängerte Nutzungsdauer (z. B. 80 Jahre) ist.

Danach kann auf statistischer Basis das für dieser Überschreitungswahrscheinlichkeit P_R entsprechende Einwirkungsniveau (ähnlich wie ein Bemessungsspektrum) ermittelt werden.

Es wurde jedoch in Kap. 4.3 gezeigt, dass in kerntechnischen Normen ein anderes Verfahren zu Grunde gelegt wird. Die Überschreitungswahrscheinlichkeit für Bemessungserdbeben wird pro Jahr definiert und ist deutlich höher (10^{-4} bis 10^{-5}) als im konventionellen Bauwesen.

Die Tab. 4.16 aus dem Kap. 4.3 (von /ASC 05/) zeigt, dass für die seismische Auslegungskategorie SDC-5 (zu welcher die kerntechnischen Baustrukturen gehören) eine Überschreitungswahrscheinlichkeit von 10^{-5} pro Jahr zu Grunde gelegt wurde. Das entspricht der Wiederkehrperiode von 100.000 Jahre. Eine Überschreitungswahrscheinlichkeit für 50 Jahre ist ebenfalls angegeben. Sie beträgt 0,05 %. Wird nun eine verlängerte

Nutzungsdauer von z. B. R = 80 Jahren zu Grunde gelegt, gibt es zwei mögliche Vorgehensweisen. Bei der ersten wird die Überschreitungswahrscheinlichkeit von 10^{-5} pro Jahr zu Grunde gelegt. Somit wird die Überschreitungswahrscheinlichkeit für 80 Jahre wie folgt bestimmt:

$$P_{80} = 1 - (1 - P_1)^{80} = 0{,}08\ \%$$

Dieser Wert ist erwartungsgemäß größer als der Wert 0,05 %, welcher für 50 Jahre zu Grunde gelegt wurde.

Die zweite Vorgehensweise basiert auf der Methodik, welche z. Z. für die nächste Generation der Eurocodes diskutiert wird. Danach wird für die Bauwerkszuverlässigkeit als Basiswert nicht die Zuverlässigkeit pro Jahr, sondern die Zuverlässigkeit pro Nutzungsdauer zu Grunde gelegt. Das bedeutet, dass gemäß EN 1990 /DIN 10/ der Zuverlässigkeitsindex β = 3,8 (Kap. 1) nicht nur für die Nutzungsdauer von 50 Jahren, sondern auch für andere Nutzungsdauern (z. B. 80 Jahre) zu Grunde gelegt wird. Für eine Dauer länger als 50 Jahre bedeutet das, dass die Zuverlässigkeit pro Jahr immer größer wird als in EN 1990 /DIN 10/ für eine Nutzungsdauer von 50 Jahre angegeben wird ($\beta > \beta = 4{,}7$, siehe Kap. 1). Wenn dieses Vorgehen auf seismische Einwirkungen übertragen wird, wird die Überschreitungswahrscheinlichkeit für 80 Jahre mit 0,05 % (wie für 50 Jahre) festgelegt. Dann wird die Überschreitungswahrscheinlichkeit pro Jahr wie folgt berechnet:

$$P_1 = 1 - (1 - P_{80})^{1/80} = 0{,}6 \cdot 10^{-5}$$

Dieser Wert ist kleiner als in /ASC 05/ angegeben, was zu einer höheren seismischen Bemessungslast führt.

Nach der Ermittlung der Überschreitungswahrscheinlichkeit des Auftretens des zur Bewertung (bzw. Nachrechnung) bestimmten Erdbebenereignisses, welches von der verlängerten Nutzungsdauer abhängig ist, sind zuerst die seismischen Größen standortspezifisch auf probabilistischer Basis zu aktualisieren (z. B. Gefährdungskurven). Dann ist es möglich, die maximale Bodenbeschleunigung (Peak Ground Acceleration – PGA), wie im Abb. 4.29 (Kap. 4.3) dargestellt, direkt zu bestimmen. Danach kann das Bodenantwortspektrum, wie in Kap. 4.3 beschrieben, ermittelt werden (siehe z. B. Abb. 4.23, Kap. 4.3). Mit Hilfe eines der Berechnungsverfahren, welches in Tab. 4.15, Kap. 4.3 angegeben wurden, können dann die maximalen Lasten, die auf das Bauwerk

wirken, bestimmt werden. Anschließend werden die Lastannahmen für die Bauwerksberechnung in Form von Beanspruchungen (z. B. Schnittkräfte und Verformungen) ermittelt. Diese werden als Zufallsvariablen betrachtet und fließen in die entsprechenden Grenzzustandsfunktionen ein. Diese Grenzzustandsfunktionen beinhalten auch andere Lasten und Widerstandsgrößen in Form von Zufallsvariablen. Mittels der FORM-Methode wird es dann möglich die tatsächliche Versagenswahrscheinlichkeit bzw. Zuverlässigkeit des bestehenden Bauwerks bzw. Bauteils zu ermitteln und mit den Zielwerten zu vergleichen. Wenn der Zielwert unterschritten wird, muss das Bauwerk ertüchtigt werden.

7.6.2.2 Flugzeugabsturz

Die technischen Daten für die derzeit am meisten genutzten Passagier- und Militärflugzeuge sind in Tab. 4.1 und Tab. 4.2 in Kap. 4.2 angegeben. In Kap. 4.2.10 wurde eine Analyse der relevanten, zukünftigen Flugzeugtypen durchgeführt. Es wurde gezeigt, dass die Passagierflugzeuge und Militärmaschinen, welche in den nächsten 20 Jahren im deutschen Luftraum fliegen werden, durch die Flugzeugtypen, die in Kap. 4.2 angegeben sind, abgedeckt sind.

7.6.2.3 Andere Einwirkungen

Die oben beschrieben Einwirkungen spielen bei massiver Bauweise die wichtigste Rolle. Bei anderer Bauweise können auch klimatische Einwirkungen, wie Wind, Schnee und Temperatur, für die verlängerte Nutzungsdauer relevant sein. Sie müssen dann entsprechend angepasst werden. Wenn sie als stochastische Prozesse dargestellt werden, können sie mittels der Modelle, die in Kap. 4.1 angegeben sind, aktualisiert werden. Bei einer massiven Bauweise der betrachteten Bauwerke ist die Einwirkung Hochwasser in erster Linie für Anlagenteile bzw. für radioaktives Inventar relevant. Die Einwirkung Druckwelle wird normalerweise aus des Gefährdungsanalyse des Standortes deterministisch ermittelt, da eine probabilistische Analyse sehr kompliziert ist und auf Grund der fehlenden statistischen Daten heutzutage praktisch nicht durchführbar ist.

7.7 Semi-probabilistisches Verfahren

Alternativ zu der in diesem Kapitel beschriebenen Methodik für eine zuverlässigkeitsorientierte Bewertung kerntechnischer Bauwerke kann auch das semi-probabilistische Verfahren verwendet werden. Dieses Verfahren basiert auf dem Konzept der Teilsicher-

heitsbeiwerte. Der Vorteil liegt darin, dass dieses Konzept in der Mehrheit der heute gültigen Baunormen realisiert wird (siehe z. B. der Eurocode /DIN 10/). Da dieses Konzept bei der Bemessung von Neubauten zu Grunde liegt, wurde in der Fachwelt favorisiert, es auch für die Nachrechnung von bestehenden Bauwerken anzupassen. Die internationale Organisation für Beton FIB hat im Dezember 2016 ein Bulletin veröffentlicht /FIB 16/, welches sich mit diesem Vorgehen auseinandersetzt.

In Kap. 2.8.4 wurde für einige Basisvariablen, die sowohl zur Widerstandseite als auch zur Einwirkungsseite gehören, gezeigt, wie im Rahmen des semi-probabilistischen Konzeptes die Teilsicherheitsbeiwerte zu ermitteln sind. Dabei wurde gezeigt, dass die wichtigsten Einflussgrößen bei der Ermittlung der Teilsicherheitsbeiwerte der Zielzuverlässigkeitsindex und der Variationskoeffizient der entsprechenden Basisvariable sind. Wenn diese beiden Parameter bei der Nachrechnung von denjenigen der Bemessung abweichen, ist es möglich, mit dem Vorgehen, welches in Kap. 2.8.4 beschrieben wird, die Teilsicherheitsbeiwerte für die Nachrechnung eines bestehenden Bauwerks anzupassen.

In Kap. 1 wurden einige mögliche Vorgehen zur Festlegung des Zielzuverlässigkeitsindexes für die Nachrechnung eines bestehenden Bauwerks dargestellt. Das Dokument /FIB 16/ schlägt ein sehr einfaches und praktisches Vorgehen vor.

Es wird empfohlen, das Bestandstragwerk zunächst anhand des Mindestzielzuverlässigkeitsindex β_0 zu bewerten und erst dann ggf. so zu ertüchtigen, dass nach der Ertüchtigung der Zielzuverlässigkeitsindex β_{up} erreicht wird. Für den im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT) anzusetzenden Mindestzielzuverlässigkeitsindex β_0, unterhalb dessen das Bauwerk ertüchtigt werden sollte, darf der im Neubaufall für die geplante Nutzungsdauer anzusetzende Zielzuverlässigkeitsindex allgemein um $\Delta\beta = 1{,}5$ reduziert werden. Der Zielzuverlässigkeitsindex β_{up} darf gegenüber dem im Neubaufall für die geplante Nutzungsdauer anzusetzenden Zielzuverlässigkeitsindex β allgemein um $\Delta\beta = 0{,}5$ reduziert werden (/FIB 16/, /WEB 18/). Diese Werte wurden durch eine ausschließlich wirtschaftliche Optimierung ermittelt und sie dürfen unabhängig vom Bezugszeitraum (Restnutzungsdauer) verwendet werden. Man erkennt, dass dieses Vorgehen demjenigen der niederländischen Norm /NEN 11/ folgt.

Bezüglich der menschlichen Sicherheit legt /FIB 16/ unter Berücksichtigung des Einzelrisikos (Individual risk) den Zielzuverlässigkeitsindex als Funktion des Bezugszeitraums

fest. Die Abb. 7.4 zeigt den Zielzuverlässigkeitsindex $\beta_{t,IR}$ in Abhängigkeit vom Bezugszeitraum t_{ref} für die drei Schadensfolgeklassen (CC1 bis CC3) nach Eurocode /DIN 10/.

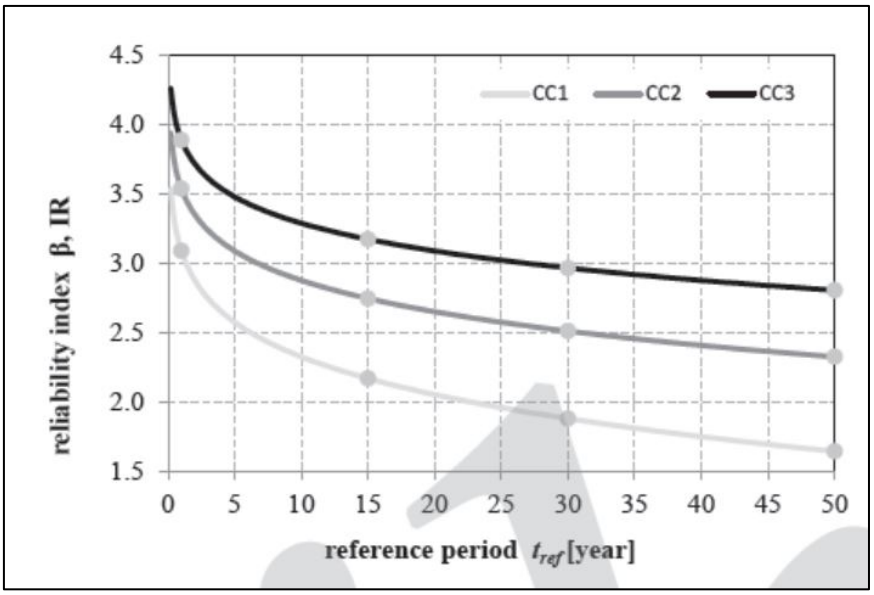

Abb. 7.4 Zuverlässigkeitsindex basierend auf der menschlichen Sicherheit /FIB 16/

In /FIB 16/ werden zwei Verfahren zur Bestimmung angepasster Teilsicherheitsbeiwerte für die Nachrechnung bestehender Massivbauwerke vorgeschlagen: „Design value method“ (DVM) und der „Adjusted partial factor method“ (APFM). Beide Verfahren erlauben die Anwendung individuell angepasster Werte des Zielzuverlässigkeitsindex. Nach der DVM-Methode werden die Teilsicherheitsbeiwerten direkt berechnet. Sie basieren auf einem Stufe-II-Verfahren: FORM-Methode (siehe Kap. 2.7.3). Dadurch können mehr bauwerksspezifische Informationen berücksichtigt werden. Die APFM-Methode gibt Anpassungsfaktoren an, mit denen die für den Neubau nach Eurocode /DIN 10/ gültigen Teilsicherheitsbeiwerte modifiziert bzw. angepasst werden können. Für beide Verfahren wurden zur Berechnung der Teilsicherheitsbeiwerte standardisierte Sensitivitätsfaktoren verwendet (sieh Kap. 2.8.4).

Zusammenfassend ist anzumerken, dass das Verfahren zur Anpassung der Teilsicherheitsbeiwerte für bestehende Bauwerke aus /FIB 16/ erarbeitet wurde, basierend auf dem Konzept der Eurocodes und der FORM-Methode für konventionelle Bauwerke. Die Werte für die modifizierten Teilsicherheitsfaktoren wurden für die Parameter sowohl der Widerstandsseite (z. B. Betonfestigkeit) als auch der Einwirkungsseite (z. B. Wind und Schnee) vorgeschlagen. Diese Einwirkungen, die im konventionellen Bauwesen eine wichtige Rolle spielen, sind bei kerntechnischen Bauwerken nicht diejenigen, die die Bauwerkszuverlässigkeit bestimmen. Die Vorschläge für die modifizierten Teilsicher-

heitsbeiwerte der Betonfestigkeit können aber hilfreich sein, wenn mehr Informationen über standortspezifisch verwendeten Beton zur Verfügung stehen.

Das Vorgehen für eine Aktualisierung des Zielzuverlässigkeitsindexes, welches demjenigen aus der niederländischen Norm /NEN 11/ folgt, ist für den kerntechnischen Bereich kaum anwendbar. Die Restnutzungsdauer für konventionelle Bauwerke ist viel kürzer (z. B. in /NEN 11/ wurde sie mit 15 Jahren festgelegt).

Mehr zur Anwendung des semi-probabilistischen Verfahrens für die Nachrechnung bzw. Bewertung kerntechnischer Bauwerke mit verlängerter Nutzungsdauer ist im Bericht der TU Kaiserslautern zu finden.

7.8 Praktische Empfehlungen

Eine zuverlässigkeitsorientierte Nachrechnung bzw. Bewertung kerntechnischer Bauwerke mit verlängerter Nutzungsdauer besteht aus mehreren Schritten und erfordert die Zusammenarbeit von verschiedenen Fachorganisationen.

Im ersten Schritt muss die Information über die Bemessung des Neubaus studiert werden. Wenn die Zielzuverlässigkeit des Bauwerks, welches vor mehreren Jahren bemessen wurden, nicht definiert bzw. bekannt ist, muss diese ermittelt bzw. abgeschätzt werden.

Im zweiten Schritt muss erkundet werden, ob im Laufe der Nutzungsdauer des Bauwerks seit der Errichtung bis zum Zeitpunkt der Nachrechnung einige Überprüfungen unternommen wurden. Dazu gehören u. a. die zerstörungsfreien sowie zerstörenden Prüfungen (z. B. Entnahme von Bohrkernen aus den Stahlbetonbauteilen), Belastungsversuche und Monitoring-Maßnahmen. Wenn die Monitoring-Zwischenergebnisse (z. B. alle 5 bzw.10 Jahre) zur Verfügung stehen, ist zu prüfen, ob es möglich ist, die Bauwerkszuverlässigkeit zu diesen Zeitpunkten zu ermitteln, um eine Zuverlässigkeit-Zeit-Funktion abzuschätzen.

Im dritten Schritt ist die zum Zeitpunkt der Nachrechnung bzw. Bewertung, vorhandene Zuverlässigkeit des bestehenden Bauwerks zu ermitteln. Die Ergebnisse aus den ersten zwei Schritten können als Vorinformationen betrachtet werden und mit den Ergebnissen der aktuellen Bestandsaufnahme (wenn diese vorhanden ist) mittels z. B. der

Bayes'sche Methode kombiniert werden. Es wird empfohlen, diese Bewertung mittels der FORM- Methode (First Order Reliability Method) durchzuführen.

Im vierten Schritt muss die somit ermittelte vorhandene Zuverlässigkeit analysiert werden. Es muss bewertet werden, ob diese Zuverlässigkeit als Ansatzpunkt für die verlängerte Nutzungsdauer ausreichend ist. Dafür muss die Restnutzungsdauer festgelegt werden (z. B. 30, 50 oder 80 Jahre).

Im fünften Schritt muss die Zielzuverlässigkeit für das zu bewertende Bauwerk zu Grunde gelegt werden. Dabei ist die Größe der Restnutzungsdauer zu berücksichtigen. Die Zielzuverlässigkeit kann auf ein Jahr oder die gesamte verlängerte Nutzungsdauer bezogen werden. Das zweite Vorgehen ist vorteilhaft, weil damit gezeigt wird, dass die Zielzuverlässigkeit im Laufe der gesamten Restnutzungsdauer nicht unterschritten wird. Im kerntechnischen Bereich sind aber alle grundlegenden Kenngrößen (Kernschadenshäufigkeit, Häufigkeit der frühen Freisetzung, Überschreitungswahrscheinlichkeit des seismischen Ereignisses) auf ein Jahr bezogen. Um diese Vorgehensweise in den kerntechnischen Bereich als mögliche Grundlage bei der zuverlässigkeitsorientierten Bewertung der bestehenden Bauwerke mit verlängerter Nutzungsdauer zu integrieren, muss sich diese Vorgehensweise in der kerntechnische Fachwelt (Betreiber, Behörden, Sachverständige) zuerst etablieren. Einige Vorschläge für die Zielzuverlässigkeit der bestehenden Bauwerke im konventionellen Bauwesen basieren auf den Werten für Neubauten. Im kerntechnischen Bereich sind dazu keine Informationen vorhanden.

Aus diesem Grund kann die Festlegung der Zielzuverlässigkeit mittels eines Optimierungsprozesses bestimmt werden. Die sozioökonomische Optimierung von Ressourcen berücksichtigt alle zu erwartenden Konsequenzen von Bauwerksversagen und sowie die Kosten der möglichen Ertüchtigung des Bauwerks und auch die Aspekte der menschlichen Sicherheit. Drei Vorgehensweisen kommen in den Betracht: Menschliches Risiko / F-N Kurve, Kostenoptimierung, Prinzip der Lebensrettungskosten – Lebensqualitätsindex LQI. Es scheint, dass die Berücksichtigung des menschlichen Risikos (F-N-Kurve) für die zuverlässigkeitsorientierte Nachrechnung kerntechnischer Bauwerke mit verlängerter Nutzungsdauer angewendet werden kann. Allerdings muss ein großer Aufwand für die Ermittlung aller möglichen Schadenszenarien infolge eines Versagens (z. B. von Zwischenlagern) in Kauf genommen werden. Das Konzept des Lebensqualitätsindex LQI wird für das konventionelle Bauwesen auf internationaler Ebene berücksichtigt. Dabei wird die Zielzuverlässigkeit als eine Funktion von vielen Parametern angegeben. Es ist bisher nicht geklärt, wie aufwändig es sein würde, diese Parameter für

kerntechnischen Bauwerke zu ermitteln und welchen Einfluss das auf die Ergebnisse haben würde.

Im sechsten Schritt wird, basierend auf der zuvor ermittelten vorhandenen Bauwerkszuverlässigkeit, die zuverlässigkeitsorientierte Bewertung (bzw. Nachrechnung) für die verlängerte Nutzungsdauer durchgeführt. Es wird empfohlen, diese Bewertung mittels der FORM-Methode durchzuführen. Ähnlich wie bei der Bemessung von Neubauten werden alle relevanten Grundzustände untersucht und entsprechende Versagenswahrscheinlichkeiten (bzw. Zuverlässigkeit) für jeden relevanten Grenzzustand ermittelt. Im Unterschied zur Bemessung eines neuen Bauwerks liegen jedoch oft aktualisierte Informationen für die Basisvariablen vor.

Da die Nutzung des Bauwerks verlängert wurde, müssen alle in Betracht kommenden Einwirkungen und zeitveränderlichen Materialeigenschaften nicht nur für den Zeitpunkt der Nachrechnung bzw. Bewertung aktualisiert werden, sondern für die erweiterte Nutzungsdauer abgeschätzt werden. Eine Voraussage über das probabilistische Verhalten des Betons während der Restnutzungsdauer ist z. Z. eine sehr aufwendige und aus praktischer Sicht noch nicht realisierbare Aufgabe. Die Modelle für den zeitlichen Ablauf der unterschiedlichen Schädigungsprozesse im Beton sind noch nicht ausreichend entwickelt. Sie existieren nur für einige spezielle Fälle (z. B. für das Eindringen von Chloriden), zudem fehlt die statistische Grundlage. Außerdem tritt normalerweise nicht ein einzelner bestimmter Schädigungsmechanismus auf, sondern eine Kombination mit anderen Schädigungsarten. Dafür existieren keine Modelle. Eine mögliche Zunahme der Betonfestigkeit mit der Zeit kann jedoch abgeschätzt werden.

Es muss geprüft werden, ob die klimatischen Einwirkungen (wie Wind, Schnee, Temperatur, Hochwasser) für die verlängerte Nutzungsdauer angepasst werden müssen. Das ist abhängig von den vorhandenen statistischen Informationen und kann mit Hilfe der stochastischen Modelle durchgeführt werden. Bei seismischen Einwirkungen muss zuerst die Überschreitungswahrscheinlichkeit für die festgelegte verlängerte Nutzungsdauer bestimmt werden. Dabei kann das Vorgehen aus amerikanischen kerntechnischen Erdbebennormen zur Hilfe genommen werden. Danach könnte man auf statistischer Basis das für diese Überschreitungswahrscheinlichkeit entsprechende Einwirkungsniveau ermitteln. Druckwellen werden normalerweise aus der Gefährdungsanalyse des Standortes deterministisch ermittelt, da eine probabilistische Analyse sehr kompliziert ist und auf Grund der fehlenden statistischen Daten heutzutage praktisch nicht durchführbar ist. Eine Aktualisierung der möglichen Lastannahmen bei der Betrachtung

der Einwirkung Flugzeugabsturz ist für die verlängerte Nutzungsdauer ebenfalls zu betrachten. Die Passagierflugzeuge und Militärmaschinen, welche in den nächsten 20 Jahren in Deutschland fliegen werden, sind durch die Flugzeugtypen, die in diesem Bericht angegeben sind, abgedeckt.

8 Zusammenfassung

Sofern für ein bestehendes Bauwerk eine mögliche Verlängerung seiner Nutzungsdauer als Option betrachtet wird, muss dieses Bauwerk entsprechend bewertet bzw. nachgerechnet werden. Dabei soll Bezug auf die aktuelle Bauwerkszuverlässigkeit genommen werden. Kerntechnische Bauwerke wurden bisher nicht bezüglich ihrer Zuverlässigkeit bewertet. In Deutschland kommen hierfür jedoch die Gebäude der Zwischenlager in Betracht, da derzeit eine mögliche Verlängerung der Nutzungsdauer von Standort-Zwischenlagern untersucht wird. Ein Konzept für die Bewertung, welches die Bauwerkszuverlässigkeit in den Fokus stellt, ist bisher nicht vorhanden.

Gesamtziel des Vorhabens war es, vorhandene Methoden und Werkzeuge für probabilistische Bauwerksanalysen von Langzeitzwischenlagern weiterzuentwickeln bzw. zu vervollständigen, um den Wissensstand auf diesem Gebiet fortzuschreiben. Hierbei sollte das Langzeitverhalten der Lagergebäude besondere Berücksichtigung finden, um Standsicherheit, Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit besser bewerten und ggf. durch geeignete Maßnahmen sicherstellen zu können. Darüber hinaus sollten Ansätze für die Anwendung probabilistischer Verfahren zur Bewertung der Zuverlässigkeit bestehender Bauwerke kerntechnischer Einrichtungen, die im Rahmen von Bewertungen der längerfristigen Sicherheit von Zwischenlagern zum Einsatz kommen können, entwickelt werden.

Im Sinne der o. g. Zielsetzung wurde von der GRS eine Methodik für die zuverlässigkeitsorientierte Nachrechnung kerntechnischer Bauwerke mit verlängerter Nutzungsdauer entwickelt und dokumentiert (siehe Kap. 7.8). Im Einzelnen wurden die folgenden Ergebnisse erzielt:

Die im konventionellen Bauwesen etablierten Methoden zur probabilistischen Bewertung und Nachrechnung bestehender Bauwerke wurden dargestellt und erläutert. Die Anwendbarkeit dieser Methoden für kerntechnische bauliche Anlagen wurde aufgezeigt. Zu berücksichtigen sind dabei einige Besonderheiten kerntechnischer Bauwerke, insbesondere eine im Vergleich zu konventionellen Bauwerken andere Zielzuverlässigkeit, besondere Einwirkungen und besondere Anforderungen an die Materialeigenschaften.

Es wurden ausführliche Recherchen in Bezug auf die Zuverlässigkeitstheorie, insbesondere von bestehenden Bauwerken durchgeführt. Umfangreiche Forschungsaktivitäten in diesem Bereich während der letzten 50 Jahre haben dazu geführt, dass mittlerweile na-

hezu alle aktuellen Baunormen an das semi-probabilistische Konzept (Konzept von Teilsicherheitsbeiwerten) angepasst wurden. Das aktuelle europäische einheitliche Regelwerk, die sogenannten Eurocodes, definiert die Zielzuverlässigkeit für den allgemeinen Hochbau /DIN 10/. Auf Basis der Eurocodes entstanden in Deutschland zwei kerntechnische Baunormen /DIN 14/, /DIN 16/ mit Fokus auf die Besonderheiten kerntechnischen Bauwerke einschließlich spezifischer Einwirkungen.

Im Rahmen der federführenden Mitwirkung an der internationalen Aktivität „Probabilistic and Performance-Based Methods in Reassessment and Design of Building Structures in Nuclear Facilities (PBaStrucNu)" der OECD/NEA WGIAGE-Subgroup on Integrity and Ageing of Concrete Structures wurde deutlich, dass derzeit kein Mitgliedsland die Zuverlässigkeit kerntechnischer sicherheitsrelevanter Bauwerke quantitativ in normativen Dokumenten geregelt hat. Die Bemessung von Baustrukturen in europäischen kerntechnischen Einrichtungen erfolgt mittels der Eurocodes.

In den gängigen semi-probabilistischen Baunormen wird die Zuverlässigkeit anhand der Teilsicherheitsfaktoren geregelt, welche für eine mittlere Zuverlässigkeitsklasse der Zielzuverlässigkeit definiert sind. Bauwerke, deren Versagen mit hoher Konsequenz zum Verlust von Menschenleben und sehr großen wirtschaftlichen, sozialen oder ökologischen Folgen führen kann, gehören hingegen zur höheren Zuverlässigkeitsklasse. Das Klassifizierungskriterium ist die mögliche Konsequenz von Fehlern in Bezug auf Lebensrisiken, Verletzungen und mögliche wirtschaftliche Verluste. Geht man davon aus, dass Bauwerke in kerntechnischen Einrichtungen zur höheren als der mittleren Zuverlässigkeitsklasse gehören, stellt sich die Fragen der Festlegung der entsprechenden Zuverlässigkeitsklasse. Erst wenn diese Festlegung erfolgt ist, lassen sich die neuen Teilsicherheitsbeiwerte ermitteln.

In einem weiteren Schritt wurden die Grundlagen der probabilistischen Analyse der Bauwerke dargestellt. Dazu gehören: das Konzept der Grenzzustände und der Versagenswahrscheinlichkeit, der Zuverlässigkeitsindex als Indikator der Bauwerkszuverlässigkeit, die Nutzung der FORM-Methode für die Ermittlung der Versagenswahrscheinlichkeit, die Anwendung von Monte-Carlo-Simulationen in der Bautechnik, die normative Umsetzung der zuverlässigkeitsorientierten Berechnung und die Ermittlung der Teilsicherheitsbeiwerte.

Die Möglichkeiten einer Anpassung der Zielzuverlässigkeit (bzw. des Zielzuverlässigkeitsindexes ß entsprechend /DIN 10/) auf bestehende Bauwerke zur längerfristigen Zwischenlagerung wurde aufgezeigt, dabei auftretende Fragen wurden erläutert.

Die Zielzuverlässigkeit für kerntechnischen Bauwerke wurde bisher nicht explizit definiert. Deshalb wurde untersucht, inwieweit eine Anapassung der entsprechenden Ansätze aus dem konventionellen Bauwesen möglich ist. Auch hier stellt die Festlegung der Zielzuverlässigkeit für bestehende Bauwerke eine noch nicht vollständig gelöste Aufgabe dar. Es wurden sowohl die Empfehlungen für die Bemessung von Neubauten (z. B. mittels Eurocodes) als auch internationale Richtlinien berücksichtigt, welche speziell für die Bewertung der Bestandbauwerke entwickelt wurden (u. a. /JCS 01a/, /ISO 10/, /FIB 16/). Einige internationale Empfehlungen übernehmen für die Zielzuverlässigkeit die Werte für Neubauten, während andere Dokumente ein einfaches praxisorientiertes Vorgehen mit Zielzuverlässigkeitswerten für Bestandsbauwerke /NEN 11/, /FIB 16/ vorschlagen, welches jedoch für kerntechnische Bauwerke mit verlängerter Nutzungsdauer kaum anwendbar ist. Auch theoretische Ansätze zur Ermittlung der Zielzuverlässigkeit wurden untersucht, z. B. menschliches Risiko / F-N-Kurve, Kostenoptimierung, Prinzip der Lebensrettungskosten – Lebensqualitätsindex (LQI).

Die Methoden zur probabilistischen Darstellung übergreifender Einwirkungen von außen einschließlich Lastfällen, die nicht probabilistisch analysierbar sind, wurden in Bezug auf kerntechnische Bauwerke dargestellt und aufbereitet.

Die Erfassung der Lastgrößen infolge unterschiedlicher Einwirkungen spielt eine entscheidende Rolle mit Bezug auf die Versagenswahrscheinlichkeit des Bauwerks. Einige dieser Einwirkungen wurden im allgemeinen Hochbau bereits ausreichend untersucht (z. B. klimatische Einwirkungen wie Wind, Schnee und Temperatur). Andere, insbesondere bei kerntechnischen Einrichtungen bedeutsame Einwirkungen (z. B. Flugzeugabsturz), werden derzeit intensiv erforscht. Einige von diesen Lastfällen wurden als probabilistisch nicht erfassbar angesehen. Für andere Einwirkungen (z. B. Erdbeben) wird die Bestimmung der Überschreitungswahrscheinlichkeit des entsprechenden Einwirkungsniveaus als eine wichtige, aber komplizierte Aufgabe angesehen, da diese Wahrscheinlichkeit von der Länge der verlängerten Nutzungsdauer und von der Zielzuverlässigkeit abhängig ist.

Um eine mögliche Verringerung des Bauwerkswiderstands, z. B. durch Alterung, in Bezug auf die Bauwerkszuverlässigkeit zu erfassen, sollten, soweit möglich, probabilistisch

orientierte Monitoring-Maßnahmen angewendet werden. Es wurde gezeigt, dass erste Ansätze dazu zurzeit entwickelt werden, z. B. bei der Brückenüberwachung. Die Erarbeitung und Anwendung solcher Verfahren im kerntechnischen Bauwesen stehen jedoch noch aus.

Im Hinblick auf die zuverlässigkeitsorientierte Nachrechnung bestehender kerntechnischer Bauwerke wurde eine qualitative Handlungsempfehlung erstellt. Aufgrund der Komplexität des Themas wurden diese in die vorgeschlagene Methodik für die zuverlässigkeitsorientierte Nachrechnung kerntechnischer Bauwerke mit verlängerter Nutzungsdauer integriert (siehe Kap. 7.8).

Basierend auf allen untersuchten Aspekten wurde eine Methodik für die Ermittlung der vorhandenen Zuverlässigkeit bestehender kerntechnischer Bauwerke vorgeschlagen (siehe Kap. 6.6). Diese Ermittlung ist eine komplexe und umfangreiche Aufgabe. Zuerst ist die Kenntnis der Zuverlässigkeit zu erlangen, die bei der Bemessung des Bauwerks zu Grunde gelegt wurde. Die Bestandsbauwerke wurden in der Vergangenheit bemessen. Die damaligen Baunormen definierten allerdings nicht die Zielzuverlässigkeit. In diesem Fall kann man versuchen, die Zielzuverlässigkeit indirekt abzuschätzen. Dafür sind sowohl eine ausführliche Analyse der Bemessungsanforderungen für das Bauwerk als auch eine Analyse der Bemessungsunterlagen durchzuführen.

Es wird empfohlen, die FORM-Methode anzuwenden. Alle relevanten Grenzzustände müssen formuliert werden und die in Betracht kommenden Basisparameter, welche sowohl zur Widerstandsseite als auch zur Einwirkungsseite gehören, aktualisiert werden. Gegenüber einer Bemessung eines Neubaus, bei welchem die statistischen Eigenschaften für einige Basisvariablen nicht bekannt sind und abgeschätzt werden müssen, hat eine probabilistische Bewertung bzw. Nachrechnung verschiedene Vorteile. Es stehen normalerweise zusätzliche Informationen zur Verfügung, welche durch Kontrollen, Inspektionen, Messungen, Überwachungen, Monitoring etc. (siehe oben) oder durch eine Bestandsaufnahme gewonnen wurden. Sie können als Vorinformationen berücksichtigt werden und in die probabilistische Bewertung einfließen. Dabei kann sich die Bewertung und Untersuchung von Materialparametern und Systemunsicherheiten von bestehenden Bauwerken auf den Satz von Bayes stützen, der die Implementierung dieser zusätzlichen Informationen in den Ermittlungsprozess und eine entsprechende Anpassung der statistischen Parameter ermöglicht.

Alle auf die Bauwerke wirkenden Einwirkungen sind zum Zeitpunkt der Bewertung zu aktualisieren. Dies muss auf Basis vorhandener, aktualisierter Informationen, z. B. für klimatische Lasten, oder für zivilisationsbedingte Einwirkungen auf Basis einer aktuellen Bewertung der Gefährdungssituation erfolgen.

Die ermittelte vorhandene Zuverlässigkeit wird mit den der Bemessung zugrunde liegenden Werten verglichen. Dadurch können eventuell vorhandene Sicherheitsreserven oder -defizite aufgedeckt werden, gegebenenfalls müssen die Anforderungen bei der Nachrechnung angepasst werden. Außerdem ist zu bewerten, ob diese Zuverlässigkeit als Ansatzwert für die verlängerte Nutzungsdauer ausreichend ist. Dies ist vom Wert der Restnutzungsdauer abhängig.

Die Festlegung der Zielzuverlässigkeit für zu bewertende Bauwerke stellt den nächsten Schritt dar. Dabei ist die Länge der Restnutzungsdauer zu berücksichtigen. Da für kerntechnische Bauwerke keine Informationen zur Verfügung stehen, kann die Festlegung der Zielzuverlässigkeit mittels eines Optimierungsprozesses bestimmt werden. Die sozioökonomische Optimierung von Ressourcen berücksichtigt alle zu erwartenden Konsequenzen von Bauwerksversagen und alle Kosten der möglichen Ertüchtigung des Bauwerks sowie Aspekte der menschlichen Sicherheit. Die Anwendung solcher Ansätze für die Festlegung der Zielzuverlässigkeit für bestehende kerntechnische Bauwerke stellt eine umfangreiche Aufgabe dar, die nur durch Zusammenarbeit von verschiedenen Fachgebieten realisiert werden kann.

Bei einer verlängerten Nutzungsdauer sollte abschließend, basierend auf der zuerst ermittelten vorhandenen Bauwerkszuverlässigkeit und der festgelegten Zielzuverlässigkeit, eine zuverlässigkeitsorientierte Bewertung bzw. Nachrechnung für die verlängerte Nutzungsdauer durchgeführt werden (siehe Kap. 7.8). Dies kann mittels der FORM-Methode realisiert werden. Bei Verlängerung der Nutzungsdauer müssen alle in Betracht kommenden Einwirkungen und zeitveränderlichen Materialeigenschaften nicht nur für den Zeitpunkt der Nachrechnung bzw. Bewertung aktualisiert, sondern auch für die erweiterte Nutzungsdauer abgeschätzt werden.

Die durchgeführten methodischen Weiterentwicklungen zur zuverlässigkeitsorientierten Nachrechnung bzw. Bewertung kerntechnischer Bauwerke mit verlängerter Nutzungsdauer haben aufgezeigt, dass dies eine umfangreiche und komplexe Aufgabe darstellt. Diese besteht aus mehreren Schritten und erfordert die Zusammenarbeit verschiedener Fachinstitutionen. Für eine erfolgreiche Durchführung aller notwendigen Bestandsteile

dieser Methodik sollten entsprechende probabilistische Verfahren angewendet werden. Die Methodik sollte unterschiedliche Bausteine aufweisen, wie die Ermittlung der vorhandenen Zuverlässigkeit bestehender kerntechnischer Bauwerke, die Festlegung der Zielzuverlässigkeit für zu bewertende kerntechnische Bauwerke, die Aktualisierung aller in Betracht kommender Einwirkungen und zeitveränderlichen Materialeigenschaften für die erweiterte Nutzungsdauer sowie die Durchführung von Nachrechnungen mittels probabilistischer Verfahren. Für eine erfolgsreiche Durchführung dieser Arbeitsschritte sind unterschiedliche probabilistische Modelle, insbesondere bereits im konventionellen Bauwesen etablierte, anzuwenden.

Die Anwendung des semi-probabilistischen Verfahrens für die Nachrechnung bzw. Bewertung kerntechnischer Bauwerke mit verlängerter Nutzungsdauer sowie die Berücksichtigung großer Querschnitte der Stahlbetonbauteile, welche bei der massiven Bauweise kerntechnischer Bauwerke üblich sind, erfolgten bei der Ermittlung der vorhanden Bauwerkszuverlässigkeit im seitens der TU Kaiserslautern bearbeiteten Teilprojekt des Verbundvorhabens RS1553.

Nach den mittlerweile erfolgten Weiterentwicklungen zur zuverlässigkeitsorientierten Nachrechnung bzw. Bewertung kerntechnischer Bauwerke mit verlängerter Nutzungsdauer sollten die Bestandsteile dieser Methodik quantitativ präzisiert werden. Insbesondere bautechnische Informationen zu den derzeit in Betrieb befindlichen Gebäuden der Zwischenlager in Deutschland müssen vorliegen, um die quantitativen zuverlässigkeitsorientierten Anforderungen bei der Bewertung dieser Gebäude für eine verlängerte Nutzungsdauer zu formulieren.

Die Ergebnisse des Vorhabens tragen dazu bei, technischen Sicherheitsorganisationen ebenso wie Betreibern und Behörden, aber auch anderen Fachleuten Methoden für die zuverlässigkeitsorientierte Nachrechnung bzw. Bewertung kerntechnischer Bauwerke mit verlängerter Nutzungsdauer zur Verfügung zu stellen und damit auch den Stand von Wissenschaft und Technik auf diesem Fachgebiet fortzuschreiben. Damit leistet das Vorhaben RS1553 „Methodik zur zuverlässigkeitsorientierten Nachrechnung und Bewertung bestehender kerntechnischer Bauwerke mit verlängerter Nutzungsdauer“ einen wichtigen Beitrag zum Erreichen der Ziele der Reaktorsicherheitsforschung.

Literaturverzeichnis

/ACI 00/ Acikalin, A., et al.: Ermittlung und Berechnung von Störfallablaufszenarien nach Maßgabe der 3. Störfallverwaltungsvorschrift, Band II: Berechnungsmethoden, aktuelle Modelle und Modellgleichungen, TU Berlin, Institut für Prozess- und Anlagentechnik, Berlin, 2000.

/AIR 19/ Global Market Forecast: Cities, Airports & Aircraft 2019-2038, Airbus, Blagnac, Frankreich, 2019.

/ALI 13/ Alipour, A., B. Shafei, M. S. Shinozuka: Capacity loss evaluation of reinforced concrete bridges located in extreme chloride-laden environments, Struct. Infrastruct. Eng., 9(1), S. 8 – 27, 2013.

/ALL 16/ Alliard, P.-M., J. Chataigner: Impact load curve for commercial aircrafts: a normalized model, TINCE-2016, Paris, Frankreich, 2016.

/ALL 92/ Allen, D. E.: Canadian highway bridge evaluation: reliability index, in: Canadian Journal of Civil Engineering 19 (6), S. 987 - 991, 1992.

/ARG 08/ Fachkommission Bautechnik der Bauministerkonferenz (ARGEBAU): Hinweise und Beispiele zum Vorgehen beim Nachweis der Standsicherheit beim Bauen im Bestand, Fassung April 2008, Stuttgart, 2008.

/ASC 05/ American Society of Civil Engineering (ASCE): Seismic Design Criteria for Structures, Systems and Components in Nuclear Facilities, ASCE Standard ASCE/SEI 43-05, Reston, VA, USA, 2005.

/ASC 16/ American Society of Civil Engineering (ASCE): Seismic Analysis of Safety-related Nuclear Structures, ASCE Standard ASCE/SEI 4-16, Reston, VA, USA, 2016.

/ASC 17/ American Society of Civil Engineers (ASCE): Minimum Design Loads for Buildings and other Structures, ASCE SEI 7-16, Reston, VA, USA,2017.

/ASC 90/ American Society of Civil Engineers (ASCE): Guideline for Structural Condition Assessment of Existing Buildings, ASCE 11-90, Reston, VA, USA, 1990.

/ASM 00/ American Society of Mechanical Engineers (ASME): Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings, prepared for Federal Emergency Management Agency (FEMA), Reston, VA, USA, 2000.

/ASN 13/ Autorité de Sûreté Nucléaire (ASN): Guide N° 13 - Protection des installations nucléaires de base contre les inondations externes, Montrouge, Frankreich, 2013.

/ASN 80/ Autorité de Sûreté Nucléaire (ASN): Règle RFS I.2.a - Prise en compte des risques liés aux chutes d'avions, Paris, Frankreich, 1980.

/ASS 10/ Assael, M. J., K. E. Kakosimos: Fires, Explosions, and Toxic Gas Dispersions – Effects Calculation and Risk Analysis, CRC Press Taylor & Francis Group, Boca Raton, FL, USA, 2010.

/ATO 20/ Gesetz über die friedliche Verwendung der Kernenergie und den Schutz gegen ihre Gefahren (Atomgesetz, AtomG, AtG), zuletzt geändert durch Art. 3 G v. 7.12.2020 I 2760, 2020.

/AUG 84/ Augusti, G., A. Baratta, F. Casciati: Probabilistic Methods in Structural Engineering, Chapman and Hall, London, Großbritannien, 1984.

/AUS 13/ Austrian Standards International: (Technische Regel ONR 24009: Bewertung der Tragfähigkeit bestehender Hochbauten, Wien, Österreich, 2013.

/BAS 61/ Basler, E.: Untersuchungen über den Sicherheitsbegriff von Bauwerken, Schweizer Archiv für angewandte Wissenschaft und Technik, Heft 4, 1961.

/BEN 68/ Benjamin, J. R.: Probabilistic Models for Seismic Force Design, Proceedings of the American Society of Civil Engineers, 94 (ST5), New York, NY, USA, Mai 1968.

/BEN 70/ Benjamin, J. R., C. A. Cornell: Probability, Statistics, and Decision for Civil Engineers, McGraw-Hill Book Company, New York, NY, USA, 1970.

/BER 01/ Berg, H.-P., T. Schaefer, E. Schimetschka,: BfS, Fachbereich Kerntechnische Sicherheit, „Auslegung von Kernkraftwerken gegen „Einwirkungen von außen“ - Statusbericht 2001 - Interner KT-Bericht, KT-IB-15-REV-2, Salzgitter, Juli 2001.

/BER 04/ Bergmeister, K., U. Santa: Brückeninspektion und -überwachung, in: Beton-Kalender 2004, Brücken, Parkhäuser, 93. Auflage, S. 407 - 482, Ernst & SOHN, Berlin, 2004.

/BER 10/ Berg, H.-P., J. Hauschild: Probabilistic Assessment of External Explosion Pressure Waves, in: Gucma, van Gelder & Proske: Proceedings of the 8th International Probabilistic Workshop, Szczecin, Polen, 2010.

/BER 10a/ Bergmeister, K., R. Wendner: Monitoring und Strukturidentifikation von Betonbrücken, in: Beton-Kalender 2010, S. 245 - 290, Ernst & SOHN, Berlin, 2010.

/BIN 16/ Binder, F., H. Grunicke: Lebenszykluskostenanalyse von Instandsetzungsmaßnahmen an Brückenbauteilen, 2. Brückenkolloquium, Beurteilung, Ertüchtigung und Instandsetzung von Brücken, Ostfildern, Juni 2016.

/BIO 06/ Biondini, F., et al.: Probabilistic service life assessment and maintenance planning of concrete structures, J. Struct. Eng., 10.1061/(ASCE)0733-9445(2006), 132:5(810), S. 810 - 825, 2006.

/BIO 14/ Biondini, F., D. M. Frangopol: Time-variant robustness of aging structures, Chapter 6, Maintenance and safety of aging infrastructure, Y. Tsompanakis and D.M. Frangopol (eds.), S. 163 - 200, CRC Press, Boca Raton, FL, USA, 2014.

/BIS 91/ Bischoff, P., H. Bachmann, J. Eibl: Microcrack Development During High Strain Rate Loading of Concrete in Compression, in: W. B. Krätzig, et al. (eds.): Proceedings of the European Conference on Structural Dynamics, EURODYN'90, Balkema, Bochum, Rotterdam, Niederlande, 1991.

/BMI 76/ Bundesministerium des Inneren (BMI): Richtlinie für den Schutz von Kernkraftwerken gegen Druckwellen durch chemische Reaktionen durch Auslegung der Kernkraftwerke hinsichtlich ihrer Festigkeit und induzierter Schwingungen sowie durch Sicherheitsabstände, Stand: August 1976, Bekanntmachung 13. September 1976 (BAnz. 1976, Nr. 179), 3-6, RS-Handbuch, Stand 12/01, 1976, www.bfs.de/de/bfs/recht/rsh/volltext/3_BMU/3_6.pdf.

/BMI 77/ Bundesministerium des Inneren (BMI): Sicherheitskriterien für Kernkraftwerke, Bonn, Oktober 1977.

/BMU 05/ Bundesministerium für Umwelt, Naturschutz und Reaktorsicherheit (BMU): Sicherheitsüberprüfung für Kernkraftwerke gemäß §19a des Atomgesetzes - Leitfaden Probabilistische Sicherheitsanalyse, 31. Januar 2005, Bekanntmachung vom 30. August 2005, Bundesanzeiger, Jahrgang 57, Nummer 207a, ISSN 0720-6100, 3. November 2005.

/BMU 15/ Bundesministerium für Umwelt, Naturschutz und Reaktorsicherheit (BMU): Bekanntmachung der „Sicherheitsanforderungen an Kernkraftwerke“ vom 22. November 2012, Neufassung vom 3. März 2015 (BAnz AT 30.03.2015 B2), 2015. http://regelwerk.grs.de/downloads/banz_sianf.pdf.

/BMV 11/ Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung (BMVBS): Abteilung Straßenbau: Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand (Nachrechnungsrichtlinie), Bonn, 2011.

/BMW 15/ Bundesministerium für Wirtschaft und Energie (BMWi): Forschung zur Entsorgung radioaktiver Abfälle, Förderkonzept des BMWi (2015-2018), Februar 2015, https://www.ptka.kit.edu/downloads/ptka-wte-e/Foerderkonzept_2015-2018.pdf.

/BOE 10/ Boeing Commercial Airplanes: Statistical Summary of Commercial Jet Airplane Accidents, Worldwide Operations: 1959-2009, Aviation Safety, Seattle, WA, USA, 2010.

/BOH 86/ Bohn, T. (Hrsg.), Autorengemeinschaft: Kernkraftwerke. Handbuchreihe Energie, Bd. 10, Technischer Verlag Resch, Gräfling / Verlag TÜV Rheinland, Köln, 1986.

/BOS 05/ van den Bosch, C. J. H., R. A. P. M. Weterings (Hrsg.): Methods for the calculation of physical effects due to releases of hazardous materials and gases – Yellow Book, TNO, Committee for the Prevention of Disasters, 3. Auflage, Den Haag, Niederlande, 2005.

/BOU 86/ Bourgund, U., C. Bucher: Importance Sampling Procedure Using Design Points (ISPUD) - A User's Manual, Bericht Nr. 8-86, Institut für Mechanik, Universität Innsbruck, Innsbruck, Österreich, 1986.

/BRA 10/ Braml, T.: Zur Beurteilung der Zuverlässigkeit von Massivbrücken auf der Grundlage der Ergebnisse von Überprüfungen am Bauwerk, Dissertation, Universität der Bundeswehr München (UBM), München, 2010.

/BRA 11/ Braml, T., M. Keuser, K. Bergmeister: Grundlagen und Entwicklung von stochastischen Modellen zur Beurteilung der Schädigung von Massivbrücken auf der Grundlage der Ergebnisse von Bauwerksprüfungen. Beton- und Stahlbetonbau 106, Heft 2, S. 112 - 121, 2011.

/BRA 85/ Brandes, K., E. Limberger: Zur Beeinflussung der Festigkeitskennwerte von Betonstahl durch die Dehngeschwindigkeit, Beton und Stahlbetonbau, Heft 4, 1985.

/BRE 84/ Breitung, K.: Asymptotic approximations for multinormal integrals, Journal of the Engineering Mechanics Division, 110 (3), S. 357 - 366, 1984.

/BUC 88/ Bucher, C.: Adaptive Sampling - An Iterative Fast Monte Carlo Procedure, Structural Safety, Vol. 5, Nr. 2, S. 119 - 126, 1988.

/BUC 90/ Bucher, C., U. Bourgound: A Fast and Efficient Response Surface Approach for Structural Reliability Problems, Journal Structural Safety, Vol. 7, S. 57 - 66, 1990.

/BUD 16/ Budnitz, R. J., W. Mieler.: Toward a More Risk-Informed and Performance-Based Framework for the Regulation of the Seismic Safety of Nuclear Power Plants, NUREG/CR-7214, Washington, DC, USA, 2016.

/BUD 85/ Budnitz, R. J., et al.: An Approach to the Quantification of Seismic Margins in Nuclear Power Plants, NUREG/CR-4334,
United States Nuclear Regulatory Commission (NRC), Washington, DC, USA, 1985.

/BUD 98/ Budnitz, R. J.: Current Status of Probabilistic Seismic Probabilistic Safety Analysis, Reliability Engineering and Systems Safety, Vol. 62, S. 71 - 88, 1998.

/BUR 06/ Burkert, A., et.al.: Korrosion Monitoring im Bauwesen, in: Sicherheitsgewinn durch Monitoring? Tagungsband, Universität Darmstadt, 2006.

/BUZ 07/ Buzaud, E., C. Cazaubon, D. Chauvel: Assessment of Empirical Formulae for Local Response of Concrete Structures to Hard Projectile Impact, CONSEC'07, Tours, Frankreich, 2007.

/CAR 11/ Carvalho, E. (Chairman TC250/SC8): Overview of Eurocode 8, Presentation, Lissabon, Portugal, 2011.

/CEB 63/ Comité Européen du Béton (CEB): Recommendations for an International Code of Practice for Reinforced Concrete, ACI and CCA, London, Großbritannien, 1963.

/CEB 76/ Comité Européen du Béton (CEB): Joint Committee on Structural Safety (CEB-CECM-CIB-FIP-IABSE): First Order Reliability Concepts for Design Codes, Bulletin d'Information Nr. 112, Paris, Frankreich, 1976.

/CEB 76a/ Comité Européen du Béton (CEB): International system of unified standard - codes of practice for structures, Volume I: Common unified rules for different types of construction and material, Bulletin d'information Nr. 116E, Paris, Frankreich, November 1976.

/CEB 82/ Comité Européen du Béton (CEB): Conceptional Preparation of Future Codes, Progress Report, Bulletin d'Information Nr. 147, Lissabon, Portugal, 1982.

/CHE 72/ Chelapati, C., R. Kennedy, I. Wall: Probabilistic Assessment of Aircraft Hazard for Nuclear Power Plants, Nuclear Engineering and Design 19 (1972), S. 333 - 364, 1972.

/CIA 02/ Ciampoli, M., B. R. Ellingwood: Probabilistic methods for assessing current and future performance of concrete structures in nuclear power plants, Mater. Struct. 35(1), S. 3 - 14, 2002.

/CIR 77/ Construction Industry Research and Information Association (CIRIA): Rationalization of Safety and Serviceability factors in Structural Codes, Report Nr. 63, London, Großbritannien, Juli 1977.

/COR 64/ Cornell, C. A.: Stochastic Process Models in Structural Engineering, Technical Report Nr. 34, Department of Civil Engineering, Stanford University, Stanford, CA, USA, Mai 1964.

/COR 67/ Cornell, C. A.: Bounds on the Reliability of Structural Systems, Proceedings of the American Society of Civil Engineers 93 (ST5), New York, NY, USA, Februar 1967.

/COR 68/ Cornell, C.: Engineering Seismic Risk Analysis, Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 58, No. 5, S. 1583 - 1606, 1968.

/COR 69/ Cornell, C.: A Probability-based Structural Code, ACI Journal, Vol. 66, S. 974 - 985, 1969.

/COR 80/ Cornell, C.: Some thoughts on systems and structural reliability, NED - Nuclear Engineering and Design 60, 1980.

/CSA 90/ Canadian Standards Association (CSA): CSA S6-1990: Design of Highway Bridges, Supplement No. 1 (Existing Bridge Evaluation), Ottawa, ONT, Canada, Januar 1990.

/DAS 08/ Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb): Positionspapier des DAfStb zur Umsetzung des Konzepts von leistungsbezogenen Entwurfsverfahren unter Berücksichtigung von DIN EN 206-1, Anhang J, Beton- und Stahlbetonbau 103 (2008), Heft 12, 2008.

/DB 02/ Deutsche Bahn AG: Richtlinie: Tragsicherheit bestehender Eisenbahnbrücken. (Modulfamilie 805), Frankfurt a. M., DB Netz, 2002.

/DBV 08/ Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein e.V. (DBV): DBV-Merkblatt Bauen im Bestand: Leitfaden, Berlin, Januar 2008.

/DEG 76/ Degen, P., H. Furrer, J, Jemielewski: Structural Analysis and Design of a Nuclear Power Plant Building for Aircraft Crash Effects, Nuclear Engineering and Design 37 (1976), S. 249 - 268, 1976.

/DIA 00/ Diamantidis, D., F. Zuccarelli, A. Westhäuser: Safety of long railway tunnels, in: Reliability Engineering & System Safety, 67 (2), S. 135 - 145, 2000.

/DIA 07/ Diamantidis, D., M. Holický, K. Jung: Assessment of existing structures – On the applicability of the JCSS recommendations, in: M. Faber, T. Vrouwenvelder, K. Zilch (Hrsg.): Aspects of Structural Reliability, S. 15 - 26, Utz, München, 2007.

/DIA 16/ Diamantidis, D., M. Holický, M. Sykora: Reliability and Risk Acceptance Criteria for Civil Engineering Structures: In Transaction of the VSB – Technical University of Ostrava, Civil Engineering Series, Vol. 16, No. 2, Ostrava, Tschechien, 2016.

/DIA 19/ Diamantidis, D., M. Sykora: Reliability differentiation and uniform risk in standards: a critical review and a practical appraisal, Scientific Symposium “Future Trends in Civil Engineering, Zagreb, Kroatien, Oktober 2019.

/DIA 86/ Diamantidis, D.: Reliability assessment of existing structures, A. S. Veritas Research, Hovik, Norwegen, September 1986.

/DIA 99/ Diamantidis, D.: Koordination und Entwicklung eines probabilistischen Sicherheitskonzepts für neue und bestehende Tragwerke, Fraunhofer IRB, Stuttgart, 1999.

/DIE 12/ Dier, F.: Zur zuverlässigkeitsbasierten Bauwerksprüfung unter Berücksichtigung von Spannstahlausfällen infolge von Spannungsrisskorrosion, Dissertation, Technische Universität München, 2015.

/DIN 04/ Deutsches Institut für Normung (DIN): DIN 19700-10: Stauanlagen - Teil 10: Gemeinsame Festlegungen, 2004-07, Berlin, 2004.

/DIN 05/ Deutsches Institut für Normung e.V. (DIN): DIN 4149: Bauten in deutschen Erdbebengebieten- Lastannahmen, Bemessung und Ausführung üblicher Hochbauten, Berlin, 2005 (zurückgezogen, aber baurechtlich anzuwenden).

/DIN 07/ Deutsches Institut für Normung e.V. (DIN): DIN EN 1998-4:2007-01 Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben - Teil 4: Silos, Tankbauwerke und Rohrleitungen, Berlin, 2007.

/DIN 08/ Deutsches Institut für Normung e.V. (DIN): DIN EN 13791: Bewertung der Druckfestigkeit von Beton in Bauwerken oder in Bauwerksteilen, Deutsche Fassung EN 13791:2007, Berlin, Mai 2008.

/DIN 10/ Deutsches Institut für Normung e.V. (DIN): DIN EN 1990:2010-12, Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung, Berlin, 2010.

/DIN 10a/ Deutsches Institut für Normung e.V. (DIN): DIN EN 1991-1-7: Eurocode1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-7: Allgemeine Einwirkungen – Außergewöhnliche Einwirkungen, Berlin, 2010.

/DIN 10b/ Deutsches Institut für Normung e.V. (DIN): DIN EN 1998-1: Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben, Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbauten, Berlin, 2010.

/DIN 10c/ Deutsches Institut für Normung e.V. (DIN): DIN EN 1998-5:2010-12: Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben - Teil 5: Gründungen, Stützbauwerke und geotechnische Aspekte; Berlin, 2010.

/DIN 11/ Deutsches Institut für Normung e.V. (DIN): DIN EN 1992-1-1: Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau, Berlin, 2011.

/DIN 11a/ Deutsches Institut für Normung e.V. (DIN): DIN EN 1998-1/NA: Nationaler Anhang - National festgelegte Parameter - Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben - Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbau, Berlin, 2011.

/DIN 11b/ Deutsches Institut für Normung e.V. (DIN): DIN EN 1998-5/NA: Nationaler Anhang - National festgelegte Parameter - Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben - Teil 5: Gründungen, Stützbauwerke und geotechnische Aspekte, Berlin, 2011.

/DIN 14/ Deutsches Institut für Normung e.V. (DIN): DIN 25459: Sicherheitsbehälter aus Stahlbeton und Spannbeton für Kernkraftwerke, Berlin, November 2014.

/DIN 16/ Deutsches Institut für Normung e.V. (DIN): DIN 25449:2016-04 (D): Bauteile aus Stahl- und Spannbeton in kerntechnischen Anlagen – Sicherheitskonzept, Einwirkungen, Bemessung und Konstruktion, Berlin, April 2016.

/DIN 16a/ Deutsches Institut für Normung e.V. (DIN): DIN 4102: Brandverhalten von Baustoffen und Bauteilen, mit den Teilen 1 bis 4, Teil 1: Baustoffe: Begriffe, Anforderungen und Prüfungen, Ausgabe 1998-05, Teil 2: Bauteile: Begriffe, Anforderungen und Prüfungen, Ausgabe 1977-09, Teil 3: Brandwände und nicht tragende Außenwände: Begriffe, Anforderungen und Prüfungen, Ausgabe 1977-09, Teil 4: Zusammenstellung und Anwendung klassifizierter Baustoffe, Bauteile und Sonderbauteile, Ausgabe 2016-05, Berlin, 2016.

/DIN 17/ Deutsches Institut für Normung e.V. (DIN): DIN EN 206: Beton – Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität; Deutsche Fassung EN 206:2013+A1:2016, Berlin, Januar 2017.

/DIN 18/ Deutsches Institut für Normung e.V. (DIN): DIN EN 1998-1/NA:2018-10 – Entwurf: Nationaler Anhang - National festgelegte Parameter – Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben - Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbau, Berlin, 2018.

/DIN 81/ Deutsches Institut für Normung e.V. (DIN): DIN 4149-1: Bauten in deutschen Erdbebengebieten- Lastannahmen, Bemessung und Ausführung üblicher Hochbauten, Berlin, 1981 (zurückgezogen).

/DIN 81a/ Deutsches Institut für Normung e.V. (DIN): Grundlagen zur Feststellung von Sicherheitsanforderungen für bauliche Anlagen (Grusibau), NABau, Beuth Verlag GmbH, Berlin/Köln, 1981.

/DIN 99/ Deutsches Institut für Normung e.V. (DIN): DIN 1076: Ingenieurbauwerke im Zuge von Straßen und Wegen: Überwachung und Prüfung, Berlin, November 1999.

/DIT 96/ Ditlevsen, O., H. Madsen: Structural Reliability Methods, Wiley & Sons, Chichester, Großbritannien, 1996.

/DOE 12/ United States of America, Department of Energy (DOE): DOE Standard: Natural Phenomena Hazards Analysis and Design Criteria for DOE Facilities, DOE-Std-1020-2012, Washington, DC, USA, Dezember 2012.

/DRI 73/ Drittler, K., P. Gruner, L. Sütterlin: Zur Auslegung kerntechnischer Anlagen gegen Einwirkungen von außen, Teilaspekt: Flugzeugabsturz, Institut für Reaktorsicherheit (IRS), Köln, 1973.

/DRI 75/ Drittler, K., P. Gruner, L. Sütterlin: Zur Auslegung kerntechnischer Anlagen gegen Einwirkungen von außen, Teilaspekt: Berechnung von Kraft-Zeit-Verläufen beim Aufprall deformierbarer Flugkörper auf eine starre Wand, Institut für Reaktorsicherheit (IRS), Köln, 1975.

/ELL 01/ Ellingwood, B.: Earthquake risk assessment of building structures, reliability engineering and system safety 74, 2001.

/ELL 05/ Ellingwood, B.: Risk-informed condition assessment of civil infrastructure: State of practice and research issues, Struct. Infrastruct. Eng. 1(1), S. 7 - 18, 2005.

/ELL 83/ Ellingwood, B.: Probability based safety checking of nuclear plant structures, NUREG/CR-3628, United States Nuclear Regulatory Commission (NRC), Washington, DC, USA,1983.

/ELL 85/ Ellingwood, B., H. Hwang: Probabilistic descriptions of resistance of safety related structures in nuclear plants, Nuclear Engineering and Design 88, 1985.

/ELL 89/ Ellingwood, B.: The role of uncertainty in seismic risk analysis, SMiRT 10, Anaheim, CA, USA, 1989.

/ELL 93/ Ellingwood, B., Y. Mori: Probabilistic methods for condition assessment and life prediction of concrete structures in nuclear power plants, Nuclear Engineering and Design, 142(2–3), S. 155 - 166, 1993.

/ELL 96/ Ellingwood, B., J. Song: Impact of structural ageing on seismic risk assessment of reinforced concrete structures in nuclear power plants, NUREG/CR-6425, United States Nuclear Regulatory Commission (NRC), Washington, DC, USA, 1996.

/ELL 98/ Ellingwood, B.: Issues related to structural ageing in probabilistic risk analysis of nuclear power plants, Reliab. Eng. Syst. Saf. 62(3), S. 171 - 183, 1998.

/EMP 08/ Empelman, M., V. Henke: Tension-Stiffening bei Zugstäben mit Kombibewehrung, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz (iBMB) der TU Braunschweig, Materialprüfanstalt (MPA) für das Bauwesen, Braunschweig, 2008.

/EMS 98/ European Seismological Commission (EMS): European Macroseismic Scale 1998, EMS-98, Editor G. Grünthal, Luxemburg, 1998.

/ENG 19/ England, J. F. et al.: Guidelines for Determining Flood Flow Frequency, Bulletin 17C, Chapter 5 of Section B, Surface Water Book 4, Hydrologic Analysis and Interpretation, Version 1.1, Reston, VA, USA, Mai 2019, https://pubs.usgs.gov/tm/04/b05/tm4b5.pdf.

/ENR 98/ Enright, M. P., D. M. Frangopol: Probabilistic analysis of resistance degradation of reinforced concrete bridge beams under corrosion, Eng. Struct., 20(11), S. 960 - 971, 1998.

/EPR 02/ Electric Power Research Institute (EPRI): Deterring Terrorism: Aircraft Crash Impact Analyses Demonstrate Nuclear Power Plant's Structural Strength, Palo Alto, CA, USA, 2002.

/EPR 06/ Electric Power Research Institute (EPRI): Guidance for Determination of Performance-Based (Risk-Informed) Site Specific Safe Shutdown Earthquake Response Spectra for Future Nuclear Plants, Technical Report, Palo Alto, CA, USA, 2006.

/EPR 13/ Electric Power Research Institute (EPRI): Seismic Probabilistic Risk Assessment, Technical Report 3002000709, Palo Alto, CA, USA, 2013.

/EPR 88/ Electric Power Research Institute (EPRI): A Criterion for Determining Exceedance of the Operating Basis Earthquake, NP-5930 Research Project, Palo Alto, CA, USA, 1988.

/EPR 91/ Electric Power Research Institute (EPRI): A Methodology for Assessment of Nuclear Power Plant Seismic Margin, NP-6041-SL Technical Report, Palo Alto, CA, USA, 1991.

/EPR 94/ Electric Power Research Institute (EPRI): Methodology for Developing Seismic Fragilities, TR-103959 Research Project, Palo Alto, CA, USA, 1994.

/ESK 13/ Entsorgungskommission (ESK): Empfehlung der Entsorgungskommission: Leitlinien für die trockene Zwischenlagerung bestrahlter Brennelemente und Wärme entwickelnder radioaktiver Abfälle in Behältern, Revidierte Fassung vom 10.06.2013.

/EST 01/ Estes, A. C., D.M. Frangopol: Minimum expected cost-oriented optimal maintenance planning for deteriorating structures: Application to concrete bridge decks, Reliab. Eng. Syst. Saf. 73(3), S. 281 - 291, 2001.

/EUR 20/ Eurocontrol: Monitoring Report: AIRAC 2010, European Route Network Improvement Plan (ERNIP), Implementation Monitoring, Network Manager, Brüssel, Belgien, 2020.

/FAB 03/ Faber, M. H.: Risk and Safety in Civil, Surveying and Environmental Engineering, Swiss Federal Institute of Technology, ETH, Zürich, Schweiz, 2003.

/FAK 05/ Facharbeitskreis (FAK) Probabilistische Sicherheitsanalyse für Kernkraftwerke: Methoden zur probabilistischen Sicherheitsanalyse für Kernkraftwerke, Stand: August 2005, BfS-SCHR-37/05, ISBN 3-86509-414-7, Bundesamt für Strahlenschutz (BfS), Salzgitter, Germany, Oktober 2005 (in German), http://doris.bfs.de/jspui/handle/urn:nbn:de:0221-201011243824.

/FER 14/ Ferreira, A., L. de Haan: On the Block Maxima Method in Extreme Value Theory: PWM Estimators, The Annals of Statistics, Vol 43, No. 1, S. 276 - 298, Beachwood, OH, USA, 2015.

/FER 52/ Ferry Borges, J.: Critical View of the Methods for the Probabilistic Calculation of Safety, Final Report, 4th Congress, International Association for Bridges and Structural Engineering, Cambridge, MA, USA, 1952.

/FER 64/ Ferry-Borges, J.: Structural Behaviour and Safety Criteria, 7th Congress, International Association for Bridges and Structural Engineering, Preliminary Publication, Rio de Janeiro, Brasilien,1964.

/FER 72/ Ferry-Borges, J., M. Castanheta: Structural Safety, Course 101, 2nd edition, Laboratorio Nacional de Engenharia Civil, Lissabon, Portugal, 1972.

/FIB 03/ Fédération Internationale du Béton (FIB): FIB Bulletin 22: Monitoring and safety evaluation of existing concrete structures, 2003.

/FIB 06/ Fédération Internationale du Béton (FIB) : FIB Bulletin 34: Model Code for Service Life Design, 2006.

/FIB 11/ Fédération Internationale du Béton (FIB) : FIB Bulletin 59: Condition control and assessment of reinforced concrete structures, 2001.

/FIB 12/ Fédération Internationale du Béton (FIB): FIB Bulletin 65 : Model Code 2010, Volume 1, 2012.

/FIB 13/ Fédération Internationale du Béton (FIB) : FIB Bulletin 71: Integrated life cycle assessment of concrete structures, 2013.

/FIB 16/ Fédération Internationale du Béton (FIB) : FIB Bulletin 80 : Partial Factor Methods for Existing Concrete Structures, 2016.

/FIS 10/ Fischer, A. M.: Bestimmung modifizierter Teilsicherheitsbeiwerte zur semiprobabilistischen Bemessung von Stahlbetonkonstruktionen im Bestand, Dissertation, Technische Universität Kaiserslautern, 2010.

/FRA 04/ Frangopol, D M., M. J. Kallen, J. M. van Noortwijk: Probabilistic models for life-cycle performance of deteriorating structures: Review and future directions, Prog. Struct. Eng. Mater., 6(4), S. 197 - 212, 2004.

/FRA 08/ Frangopol, D. M., A. Strauss, S. Kim: Bridge reliability assessment based on monitoring, J. Bridge Eng., 10.1061/(ASCE) 1084-0702(2008)13:3(258), S. 258 - 270, 2008.

/FRA 10/ Frangopol, D. M., B. R. Ellingwood: Life-cycle performance, safety, reliability and risk of structural systems, Structure magazine, National Council of Structural Engineering Associations (NCSEA), Chicago, Ill, USA, 2010.

/FRA 11/ Frangopol, D. M.: Integrated Reliability-Based Life-Cycle Framework for Design, Inspection, Maintenance and Monitoring of Structures: Applications to Bridges, Proceedings of the 53° Congresso Brasileiro do Concreto - IBRACON. Florianópolis, Brasilien, November 2011.

/FRA 11a/ Frangopol, D. M.: Life-Cycle Performance, Management, and Optimization of Structural Systems under Uncertainty: Accomplishments and Challenges, Structure and Infrastructure Engineering: Maintenance, Management, Life-Cycle Design and Performance7(6), S. 389 - 413, 2011.

/FRA 97/ Frangopol, D. M., K. Y. Lin, A. C. Estes: Reliability of reinforced concrete girders under corrosion attack, J. Struct. Eng., 10.1061/(ASCE)0733-9445(1997)123:3(286), S. 286 - 297, 1997.

/FRE 45/ Freudental, A. M.: The Safety of Structures, Proceedings of the American Society of Civil Engineers, Vol. 71, Nr. 8, Oktober 1945.

/FRE 54/ Freudental, A. M.: Safety and the Probability of Structural Failure, Proceedings of the American Society of Civil Engineers, Vol. 80, August 1954.

/FRE 68/ Freudental, A. M.: Critical Appraisal of Safety Criteria and their Basic Concepts, 8th Congress, International Association of Bridge and Structural Engineers (IABSE). New York, NY, USA, 1968.

/FUZ 77/ Fuzier, J. P., M. H. Cheyrezy, C. J. Dufour: Specific problems concerning aircraft impact on nuclear containment vessels, SMiRT 4, San Francisco, CA, USA, 1977.

/GEB 06/ Gebbeken, N., T. Döge: Vom Explosionsszenario zur Bemessungslast, Der Prüfingenieur, S. 42 - 52, 2006.

/GLO 07/ Glowienka, S.: Zuverlässigkeit von Mauerwerkswänden aus großformatigen Steinen, Dissertation, Technische Universität Darmstadt, 2007.

/GLO 10/ Glowienka, S., H. Hansen.: Teilsicherheitsfaktoren für die Berechnung von Großkraftwerken, in: Beton- und Stahlbetonbau 105 (2010), Heft 7, S. 455 - 462, 2010.

/GPR 00/ French Groupe Permanent Chargé des Réacteurs Nucléaires (GPR) and Gesellschaft für Anlagen- und Reaktorsicherheit (GRS) mbH: Technical Guidelines for the Design and Construction of the Next Generation of Nuclear Power Plants with Pressurized Water Reactors, Paris/Köln, 2000.

/FOR 13/ Forell. B., S. Einarsson: Untersuchungen zur deterministischen und probabilistischen Bewertung von Einwirkungen von außen (EVA-Ereignisse) - Einwirkungen aus gefährlichen Stoffen und chemischen Explosionen, GRS-A-3695, Gesellschaft für Anlagen- und Reaktorsicherheit (GRS) mbH, Köln, 2013.

/GRS 79/ Gesellschaft für Reaktorsicherheit (GRS) mbH: Deutsche Risikostudie Kernkraftwerke, Phase A, Verlag TÜV Rheinland, Bonn, 1979.

/GRS 90/ Gesellschaft für Reaktorsicherheit (GRS) mbH: Deutsche Risikostudie Kernkraftwerke, Phase B, Verlag TÜV Rheinland, Köln, 1990.

/GRÜ 04/ Grünberg, J.: Grundlagen der Tragwerksplanung – Sicherheitskonzept und Bemessungsregeln für den konstruktiven Ingenieurbau, Erläuterungen zu DIN 1055-100, Beuth-Verlag, Berlin, 2004.

/GRÜ 04a/ Grünthal, G.: Erdbeben und Erdbebengefährdung in Deutschland sowie im europäischen Kontext, Geographie und Schule, 151, 2004.

/HAR 86/ Harbitz, A.: An efficient sampling method for probability of failure calculation, Structural Safety, S. 109 - 115, Januar 1986.

/HAS 74/ Hasofer, A. M., N. Lind.: An Exact and Invariant First-Order Reliability Format, Proc. ASCE, J. Eng. Mech. Div., Vol. 100, S. 111 - 121, 1974.

/HAS 74a/ Hasofer, A. M.: Design for Infrequent Overloads, Earthquake Eng. and Struct. Dynamics, 2, 4, S. 387 - 388, 1974.

/HAU 10/ Hauschild, J., M. Andernacht: Monte Carlo simulation for modelling & analysing external explosion event probability, Reliability, Risk and Safety: Back to the Future, S. 985 - 989, 2010.

/HAU 11/ Hauschild, J., M. Andernacht, B. Scharlau: Zur probabilistischen Bewertung des EVA-Ereignisses „Explosionsdruckwelle“, TÜV SÜD Akademie Probabilistische Sicherheitsanalysen in der Kerntechnik, Heidelberg, 26. und 27. Mai 2011.

/HEN 09/ Henkel, F., M. Schal: Auslegung der Anlagenteile von Kernkraftwerken gegen Erdbeben – Stand und Tendenzen, Int. Journal for Nuclear Power, 54. Jg., Heft 12, 2009.

/HEN 84/ Henkel, F. O., H. Wölfel: Building Concepts against Airplane Crash, Nuclear Engineering and Design 79, S. 397 - 409, 1984.

/HEU 09/ Heumann, G., M. Empelmann: Entscheidungssystematik für Monitoringkonzepte: Basis einer verbreiteten Anwendung von dauerhaftigkeitsorientiertem Monitoring für Stahlbeton- und Spanbetonbauwerke, in DGZfP-Jahrestagung 2009 - Di.3.C.1, Münster, 2009.

/HEU 14/ Heumann, G.: Zuverlässigkeitsorientierte Bewertung bestehender Bauwerke aus Stahlbeton und Spannbeton, Dissertation, iBMB der Technischen Universität Braunschweig, 2014.

/HOC 81/ Hohenbichler, M., R. Rackwitz: Non-Normal Dependent Vectors in Structural Safety, in: Journal of the Engineering Mechanics Division 107, No. EM6/1981, S. 1227 - 1238, 1981.

/HOF 96/ Hoffmann, H. H.: Vorgehensvorschlag zur Durchführung einer probabilistischen Sicherheitsanalyse für das externe störfallauslösende Ereignis "Erdbeben", Schriftenreihe Reaktorsicherheit und Strahlenschutz, BMU-1996-469, Bonn, März 1996.

/HOF 96a/ Hoffmann, H. H.: Vorgehensvorschlag zur Durchführung einer probabilistischen Sicherheitsanalyse für das externe Ereignis „Explosionsdruckwelle“, Schriftenreihe Reaktorsicherheit und Strahlenschutz, BMU-1997-476, Bonn, August 1996.

/HOL 08/ Holický, M., J. Markova, M. Sykora: Partial Factors for Assessment of Existing Reinforced Concrete Bridges, in: Graubner / Schmidt / Proske (Ed.): Proceedings of the 6th International Probabilistic Workshop, Technische Universität Darmstadt, S. 117 - 131, 2008.

/HOL 09/ Holický, M., Reliability Analysis for Structural Design, published by SUN MeDIA Stellenbosch, Niederlande, 2009.

/HOL 18/ Holický, M., D. Diamantidis, M. Sykora: Reliability levels related to different reference periods and consequence classes, Beton- und Stahlbetonbau Spezial, 2018.

/HOS 03/ Hosser, D., et al.: Monitoring und Schwachstellenidentifizierung bei Spannbetonbauwerken. In: Beton- und Stahlbetonbau 98 (4), S. 217 - 225, 2003.

/HOS 78/ Hosser, D.: Tragfähigkeit und Zuverlässigkeit von Stahlbetondruckgliedern, Mitteilungen aus dem Institut für Massivbau der Technischen Hochschule Darmstadt, Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, München, Düsseldorf, 1978.

/HSK 03/ Hauptabteilung für die Sicherheit der Kernanlagen (HSK): Stellungnahme der HSK zur Sicherheit der schweizerischen Kernkraftwerke bei einem vorsätzlichen Flugzeugabsturz, HSK-AN-4626, Würenlingen, Schweiz, März 2003.

/HUB 91/ L'Huby, Y., B. Barbe: Tenue des structures de genie civil des rep aux chutes d'avion, Rapport des/060, Institut de Protection et de Sureté Nucléaire (IPSN), Département d'Évaluation de Sureté (DES), Paris, Frankreich, 1991.

/IAE 03/ International Atomic Energy Agency (IAEA): External Events Excluding Earthquakes in the Design of Nuclear Power Plants, IAEA Safety Standards Series, Safety Guide No. NS-G-1.5, Wien, 2003. https://www.iaea.org/publications/6733/external-events-excluding-earthquakes-in-the-design-of-nuclear-power-plants

/IAE 03a/ International Atomic Energy Agency (IAEA): Seismic Design and Qualification for Nuclear Power Plants, IAEA Safety Standards Series, Safety Guide NS-G-1.6: Wien, 2003. https://www.iaea.org/publications/6732/seismic-design-and-qualification-for-nuclear-power-plants

/IAE 06/ International Atomic Energy Agency (IAEA): IAEA–EBP–LTO–23: Long Term Operation – Structures and structural components, Wien, 2006, https://www-ns.iaea.org/downloads/ni/salto/iaea-ebp-lto-23.pdf.

/IAE 07/ International Atomic Energy Agency (IAEA): IAEA-TECDOC-1558: Selection of Away-From-Reactor Facilities for Spent Fuel Storage, A Guidebook, International Atomic Energy Agency (IAEA), Wien, 2007. https://www.iaea.org/publications/7789/selection-of-away-from-reactor-facilities-for-spent-fuel-storage

/IAE 10/ International Atomic Energy Agency (IAEA): Seismic Hazards in Site Evaluation for Nuclear Installations, IAEA Safety Standards Series No. SSG-9, STI/PUB/1448, ISBN 978–92–0–102910–2, Wien, 2010. https://www.iaea.org/publications/8413/seismic-hazards-in-site-evaluation-for-nuclear-installations

/IAE 10a/ International Atomic Energy Agency (IAEA): Development and Application of Level 1 Probabilistic Safety Assessment for Nuclear Power Plants, IAEA Safety Standards Series No. SSG-3, STI/PUB/1430, ISBN 978-92-0-114509-3, Wien, April 2010. http://www-pub.iaea.org/MTCD/publications/PDF/Pub1430_web.pdf.

/IAE 16/ International Atomic Energy Agency (IAEA): Ageing management of Concrete Structures in Nuclear Power Plants, Nuclear Energy Series No. NP-T-3.5, Wien, 2016. https://www.iaea.org/publications/10659/ageing-management-of-concrete-structures-in-nuclear-power-plants

/IAE 16a/ International Atomic Energy Agency (IAEA): Safety of Nuclear Power Plants – Design, Safety Standard SSR-2/1, STI/PUB 1715, ISBN 978–92–0–109315–8, Wien, 2016. https://www.iaea.org/publications/10885/safety-of-nuclear-power-plants-design

/IAE 18/ International Atomic Energy Agency (IAEA): Safety Aspects of Nuclear Power Plants in Human Induced External Events: Assessment of Structures, Safety Reports Series No. 87, Wien, 2018. https://www.iaea.org/publications/10953/safety-aspects-of-nuclear-power-plants-in-human-induced-external-events-assessment-of-structures

/IAE 20/ International Atomic Energy Agency (IAEA): Ageing Management for Nuclear Power Plants: International Generic Ageing Lessons Learned (IGALL), Safety Report Series No. 82, Wien, 2020. https://www.iaea.org/publications/13475/ageing-management-for-nuclear-power-plants-international-generic-ageing-lessons-learned-igall.

/ICC 03/ International Code Council (ICC): International Building Code 2003, ISBN 1-892395-56-8, Washington, USA, 2003.

/ISO 10/ International Organization for Standardization (ISO): ISO 13822: Bases for Design of Structures - Assessment of Existing Structures, Second edition, Genf, Schweiz, 2010.

/ISO 15/ International Organization for Standardization (ISO): ISO 2394-2015: General Principles on Reliability on Structures, Genf, Schweiz, 2015.

/ISO 17/ International Organization for Standardization (ISO): ISO 15686-5:2017: Buildings and constructed assets – Service life planning – Part 5: Life-cycle costing, Genf, Schweiz, 2017.

/ISO 67/ International Organization for Standardization (ISO): Principes de détermination de sécurité des ouvrages, deuxième Avant-Projet de Recommandation, Comité Technique 98, Sous-Comité 2, GT1, Varsovie, Frankreich, Dezember 1967.

/ISO 98/ Organization for Standardization (ISO): ISO 2394-1998: General Principles on Reliability on Structures, Genf, Schweiz,1998.

/JAC 04/ Jacobs, J.: CON REP NET: Thematic Network on Performance Based Rehabilitation of Reinforced Concrete Structures (CSTC / BBRI NORECON Seminar). Kopenhagen, Dänemark, 20.04.2004.

/JCS 01/ Joint Committee on Structural Safety (JCSS): Probabilistic Model Code, IBSN 978-3-90386-79-6, 2001. https://www.jcss-lc.org/jcss-probabilistic-model-code/

/JCS 01a/ Diamantidis, D. (Ed.): Probabilistic Assessment of Existing Structures, A publication of the Joint Committee on Structural Safety (JCSS), RILEM Publications, Cachan, 2001.

/JCS 96/ Joint Committee on Structural Safety (JCSS): Project Team Eurocode 1.1: Background Documentation, Eurocode 1 (ENV 1991), Part 1: Basis of Design, Delft, Niederlande, 1996.

/JEN 03/ Jensen, J., T. Frank: Zur Abschätzung von Sturmflutwasserständen mit sehr kleinen Überschreitungswahrscheinlichkeiten, Die Küste, Sonderdruck, Heft 67, 2003.

/KAI 12/ Kaindl, M., A. Kolbitsch: Anforderungen im Rahmen der Bauwerkserhaltung, Journal für FM4, 2012.

/KEN 84/ Kennedy, R., M. Ravindra: Seismic Fragilities for Nuclear Power Plant Risk Studies, Nuclear Engineering and Design 19, 1984.

/KEN 99/ Kennedy, R.: Overview of Methods for Seismic PRA and Margins Methods Including Recent Innovations, Proceedings of the Organization for the Economic Cooperation and Development/Nuclear Energy Agency Workshop on Seismic Risk, Tokyo, Japan, 10-12. August 1999.

/KIN 85/ Kinney, G. F, K. J. Graham.: Explosive Shocks in Air, 2. Auflage, Springer, Berlin, 1985.

/KIR 10/ Kirchner, S.: Schutz von Kernkraftwerken gegen zivilisatorische Einwirkungen, Vortrag beim GRS-Behördenseminar „Übergreifende Einwirkungen von außen“, Köln, September 2010.

/KLE 01/ Kleeberg, H.-B.: A. H. Schumann.: Ableitung von Bemessungsabflüssen kleiner Überschreitungswahrscheinlichkeiten, Wasserwirtschaft, 91. Jahrgang., Heft 2, S. 90 - 95, Februar 2001.

/KLI 92/ Klingmüller, O., U. Bourgund: Sicherheit und Risiko im konstruktiven Ingenieurbau, Vieweg, Wiesbaden, 1992.

/KON 04/ Kong, J. S., D. M. Frangopol: Cost–reliability interaction in life-cycle cost optimization of deteriorating structures, J. Struct. Eng., 10.1061/(ASCE)0733-9445(2004)130:11(1704), S. 1704 – 1712, 2004.

/KÖN 98/ König, G., D. Soukhov, F. Jungwirth.: Sichere Betonproduktion für Stahlbetontragwerke, Fraunhofer IRB Verlag, Stuttgart, 1998.

/KTA 04/ Kerntechnischer Ausschuss (KTA): Sicherheitstechnische Regel des KTA: KTA 2207: Schutz von Kernkraftwerken gegen Hochwasser, Fassung 2004-11 (weiterhin gültig 2014-11), November 2011, http://www.kta-gs.de/d/regeln/2200/2207_r_2004_11.pdf

/KTA 11/ Kerntechnischer Ausschuss (KTA): KTA 2201.1: Auslegung von Kernkraftwerken gegen seismische Einwirkungen,
Teil 1: Grundsätze, Sicherheitstechnische Regel des KTA, Fassung 2011-11, November 2011,
http://www.kta-gs.de/d/regeln/2200/2201_1_r_2011_11.pdf
Teil 2: Baugrund, Fassung 2012-11, November 2012,
http://www.kta-gs.de/d/regeln/2200/2201_2_r_2012_11.pdf
Teil 3: Bauliche Anlagen, Fassung 2013-11, November 2013,
http://www.kta-gs.de/d/regeln/2200/2201_3_r_2013_11.pdf
Teil 4: Anlagenteile, Fassung 2012-11, November 2012,
http://www.kta-gs.de/d/regeln/2200/2201_4_r_2012_11.pdf
Teil 5: Seismische Instrumentierung, Fassung 2015-11, November 2015,
http://www.kta-gs.de/d/regeln/2200/2201_5_r_2015_11.pdf
Teil 6: Maßnahmen nach Erdbeben, Fassung 2015-11, November 2015,
http://www.kta-gs.de/d/regeln/2200/2201_6_r_2015_11.pdf

/KTA 90/ Kerntechnischer Ausschuss (KTA): Sicherheitstechnische Regel des KTA: KTA 2201.1: Auslegung von Kernkraftwerken gegen seismische Einwirkungen -Teil 1 Grundsätze, Fassung Juni 1990, 1990.

/KUR 11/ Kurmann, S., B. Schmied: Erdbebennachweise von Starkstromkomponenten, CADFEM User's Meeting, Rapperswil, Schweiz, 2011.

/LEM 09/ Lemaire, M.: Structural Reliability, ISTE Ltd., London, Großbritannien, 2009.

/LIQ 05/ Li, Q., et al.: Local impact effects of hard missiles on concrete targets, International Journal of Impact Engineering 32, S. 224 - 284, 2005.

/MAC 96/ Mac-Gregor, J. G., F. M. Barlett: Statistical Analysis of the Compressive Strength of Concrete in Structures, ACI Materials Journal, March - April 1996.

/MAD 86/ Madsen, H. O., S. Krenk, N. C. Lind.: Methods of Structural Safety, Prentice-Hall, Englewood Cliffs, NJ, USA,1986.

/MAT 76/ Matousek, M., J. Schneider.: Untersuchungen zur Struktur des Sicherheitsproblems bei Bauwerken, IBK-Bericht, Nr. 59, ETH Zürich, Schweiz, 1976.

/MAY 26/ Mayer, M.: Die Sicherheit der Bauwerke und ihre Berechnung nach Grenzkräften anstatt nach zulässigen Spannungen, Springer Verlag, Berlin, 1926.

/MCG 11/ McGuire, R.: Performance-based seismic design in the United States, Proceedings of the Ninth Pacific Conference on Earthquake Engineering, Building an Earthquake-Resilient Society, Auckland, Neuseeland, 2011.

/MCK 92/ McKay, M.: Latin Hypercube Sampling as a Tool in Uncertainty Analysis of Computer Models, Proceedings of the 1992 Winter Simulation Conference, Arlington, VA, USA, 1992.

/MEL 84/ Melchers, R.: Human error in structural reliability assessment, Reliability Engineering 7, S. 61 - 75, 1984.

/MEL 99/ Melchers, R. E.: Structural Reliability Analysis and Prediction, Second Edition, John Wiley & Sons Ltd., Chichester, Großbritannien, 1999.

/MES 03/ Meskouris, K., K. Hinzen.: Bauwerke und Erdbeben, Vieweg & Sohn Verlag, Wiesbaden, 2003.

/MOR 93/ Mori, Y., B. Ellingwood.: Reliability-based service-life assessment of ageing concrete structures, J. Struct. Eng., 10.1061/(ASCE)0733-9445 (119:5(1600), S. 1600 - 1621, 1993.

/MOR 93a/ Mori, Y., B. Ellingwood.: Methodology for reliability-based condition assessment, Application in concrete structures in nuclear plants, NUREG/CR-6053, United States Nuclear Regulatory Commission (NRC), Washington, DC, USA, 1993.

/MUR 74/ Murzewski, J.: Sicherheit der Baukonstruktionen, Berlin, DDR: VEB Verlag für Bauwesen, Berlin, 1974.

/NAT 97/ Nathwani J. S., N. C. Lind, M. D. Pandey: Affordable Safety by Choice: The Life Quality Method, Institute for Risk Research, University of Waterloo, Waterloo, ONT, Canada, 1997.

/NEA 14/ OECD Nuclear Energy Agency (NEA) Committee on the Safety of Nuclear Installations (CSNI) Working Group on Integrity of Components and Structures (WGIAGE): Non-destructive Evaluation of Thick-walled Concrete Structures, Workshop Proceedings NEA/CSNI/ R (2014) 1, Paris, Frankreich, Januar 2015.

/NEA 19/ OECD Nuclear Energy Agency (NEA) Committee on the Safety of Nuclear Installations (CSNI) Working Group on Integrity of Components and Structures (WGIAGE): Probabilistic and Performance-Based Methods in Reassessment and Design of Building Structures in Nuclear Facilities (PBaStrucNu), Volume 1 and Volume 2, Paris, Frankreich, 2019.

/NEI 11/ Nuclear Energy Institute (NEI): Methodology for Performing Aircraft Impact Assessments for New Plant Designs, Technischer Bericht, NEI 07-13 Revision 8P, Washington, DC, USA, April 2011.

/NEN 11/ Netherlands Standardization Institute (NEN): NEN 8700:2011-12: Assessment of existing structures in case of reconstruction and disapproval – Basic Rules, Delft, Niederlande, 2011.

/NEN 11a/ Netherlands Standardization Institute (NEN): NEN 8701:2011-11: Assessment of existing structures in case of reconstruction and disapproval – Actions, Delft, Niederlande, 2011.

/NRC 07/ United States Nuclear Regulatory Commission (NRC): Regulatory Guide 1.208: A Performance-Based Approach to Define the Site-Specific Earthquake Ground Motion, Washington, DC, USA, 2007.

/NRC 07a/ Braverman, J., et al.: Evaluation of the Seismic Design Criteria in ASCE/SEI Standard 43-05 for Application to Nuclear Power Plants, NUREG/CR-6926, United States Nuclear Regulatory Commission (NRC), Washington, DC, USA, 2007.

/NRC 07b/ United States Nuclear Regulatory Commission (NRC): Regulatory Guide 1.76, Revision 1: Design-Basis Tornado and Tornado Missiles for Nuclear Power Plants, Washington, DC, USA, 2007.

/NRC 09/ United States Nuclear Regulatory Commission (NRC): NRC Regulations, Title 10, Code of Federal Regulations (10 CFR), § 50.150: Aircraft impact assessment, Washington, DC, USA, 2009, https://www.nrc.gov/reading-rm/doc-collections/cfr/part050/part050-0150.html.

/NRC 10/ United States Nuclear Regulatory Commission (NRC): Implications of updated probabilistic seismic hazard estimates in central and eastern United States on existing plants, Generic Issue 199 GI-199), Washington, DC, USA, 2010.

/NRC 10a/ United States Nuclear Regulatory Commission (NRC): Generic Ageing Lessons Learned (GALL) Report, NUREG-1801, Washington, DC, USA, 2010.

/NRC 11/ United States Nuclear Regulatory Commission (NRC): Regulatory Guide 1.221: Design-Basis Hurricane and Hurricane Missiles for Nuclear Power Plants, Washington, DC, USA, 2011.

/NRC 17/ United States Nuclear Regulatory Commission (NRC). Standard Review Plan for Review of Subsequent License Renewal Applications for Nuclear Power Plants, NUREG-2192, Washington; DC, USA, 2017.

/PET 15/ Petraschek, T.: Bedarfsgerechte Instandsetzung der Korrosionsschutzbeschichtung, Stahlbau 84 (2015) 6, S. 402 - 409, 2015.

/PLA 93/ Plate, E. J.: Statistik und angewandte Wahrscheinlichkeitslehre für Bauingenieure, Ernst & Sohn, Verlag für Architektur und technische Wissenschaften, Berlin, 1993.

/POT 77/ Pottharst, R.: Zur Wahl eines einheitlichen Sicherheitskonzeptes für den konstruktiven Ingenieurbau, Mitteilungen aus dem Institut für Massivbau der Technischen Hochschule Darmstadt, Heft 22, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 1977.

/PRA 19/ Prasad, R., et al.: Structured Hazard Assessment Committee Process for Flooding (SHAC-F), Vortrag beim 4th PFHA Workshop, Rockville, MD, USA, April/May 2019, abgerufen unter: https://www.nrc.gov/docs/ML1915/ML19156A467.pdf am 13.12.2019

/PRO 49/ Prot, M. : a sécurité, Annales des Ponts et Chaussées, Nr. 2, Paris, Frankreich,1949.

/RAC 00/ Rackwitz, R.: Optimization — the basis of code-making and reliability verification. Structural Safety 22 (2000) 1, S. 27 - 60, 2000.

/RAC 01/ Rackwitz, R.: A New Approach for Setting Target Reliabilities, Proc. Safety, Risk and Reliability - Trends in Engineering, Malta, March, 21-23, 2001, IABSE, Zürich, Schweiz, S. 531 - 536, 2001.

/RAC 02/ Rackwitz, R., Streicher, H.: Optimization on target reliabilities, JCSS workshop on reliability-based code calibration, Zürich, 2002.

/RAC 02a/ Rackwitz, R.: Optimization and risk acceptability based on the Life Quality Index. Structural Safety 24 (2002) 2–4, S. 297 - 331, 2002.

/RAC 04/ Rackwitz, R.: Zuverlässigkeit und Lasten im konstruktiven Ingenieurbau, Technische Universität München, 2004.

/RAC 06/ Rackwitz, R.: Zuverlässigkeit und Lasten im konstruktiven Ingenieurbau, Technische Universität München, 2006.

/RAC 76/ Rackwitz. R., B. Fiessler: Note on Discrete Safety Checking When Using Non-Normal Stochastic Models for Basic Variables. Load Project Working Session. Cambridge, MA, USA, 1976.

/RAC 78/ Rackwitz, R., B. Fiessler: Structural Reliability under Combined Random Load Sequences, Computers and Structures, Vol. 9, S. 489 - 494, 1978.

/RAV 09/ Ravindra, M. K., H. Wen: Fragility Evaluation and Seismic Probabilistic Safety Assessment, ICTP/IAEA Advanced Workshop on Earthquake Engineering for Nuclear Facilities, Triest, Italien, 2009.

/RAV 89/ Ravindra, M., B. Ellingwood: Sensitivity of seismic risk estimates to design and construction errors, SMiRT 10, Anaheim, CA, USA, 1989.

/RAV 95/ Ravindra, M. K.: Seismic Risk Assessment, Probabilistic Structural Mechanics Handbook – Theory and Industrial Applications, Chap. 19, C. Sundararajan (Ed.), Chapman and Hall, New York, NY, USA, 1995.

/REE 89/ Reed, J.: Overview of seismic probabilistic risk assessment for structural analysis in nuclear facilities, Second DOE Natural Phenomena Hazards Mitigation Conference, Livermore, CA, USA, 1989.

/REG 67/ Regulamento de Estruturas de Betao Armado: Decreto Nr. 47723 de 20 Maio de 1967, Imprensa Nacional de Lisboa, Portugal,1967.

/REI 90/ Reiter, L.: Earthquake hazard analysis - Issues und insights, Columbia University Press, New York, NY, USA, 1990.

/RIE 68/ Riera, J. D.: On the Stress Analysis of Structures Subjected to Aircraft Impact Forces, Nuclear Engineering and Design, 8, Amsterdam, Niederlande, 1968.

/ROS 71/ Rosenblueth, E., E. Mendoza: Reliability Optimization in Isostatic Structures, Journ. Eng. Mech. Div., ASCE, 97, EM6, S. 1625 - 1642, 1971.

/ROS 76/ Rosenblueth, E.: Optimum Design for Infrequent Disturbances, Journ, Struct. Div., ASCE, 102, ST9, S. 1807 - 1825, 1976.

/RSK 11/ Reaktorsicherheitskommission (RSK): Anlagenspezifische Sicherheitsüberprüfung (RSK-SÜ) deutscher Kernkraftwerke unter Berücksichtigung der Ereignisse in Fukushima-I (Japan) RSK-Stellungnahme 11. – 14.05.2011 (437. RSK-Sitzung), 2011, http://www.rskonline.de/downloads/rsk_sn_sicherheitsueberpruefung_20110516_hp.pdf

/RSK 96/ Reaktorsicherheitskommission (RSK): RSK-Leitlinien für Druckwasserreaktoren, Fassung 11-96, Ursprungsfassung (3. Ausgabe vom 14. Oktober 1981) mit Änderungen vom 15.11.1996, 1996, www.rskon-line.de/downloads/8110dwr.pdf.

/RUB 81/ Rubinstein, R. Y.: Simulation and the Monte Carlo Method, John Wiley & Sons, New York, NY, USA, 1981.

/RVS 17/ Richtlinien und Vorschriften für das Straßenwesen (RVS) 13.05.11:2017: Lebenszykluskostenermittlung für Brücken, Österreichische Forschungsgesellschaft, Wien, Österreich, 2017.

/RZH 52/ Rzhanitsyn, A. R.: Anwendung statistischer Methoden zur Bemessung von baulichen Strukturen (in Russisch), Stroi-Industrie (Nr. 6), Moskau, Russland, 1952.

/SAD 09/ Sadegh-Azar, H., A. Garg: Bautechnische Auslegung von Kernkraftwerken für Erdbeben, atw – Int. Journal. for Nuclear Power, 54. Jg., Heft 12, 2009.

/SAD 11/ Sadegh-Azar, H., A. Garg: Bautechnische Auslegung von Kernkraftwerken für Erdbeben, Karlsruher Institut für Technologie (KIT), Karlsruhe, 2011.

/SAD 11a/ Sadegh-Azar, H., H. Hartmann: Bautechnische Auslegung von Kernkraftwerken für Erdbeben, Karlsruher Institut für Technologie (KIT), D-A-CH Mitteilungsblatt, Erdbebeningenieurwesen und Baudynamik, Karlsruhe, 2011.

/SAN 04/ Santa, U.: Bauwerksinspektion und -überwachung. Dissertation. Technische Universität Wien, Wien, Österreich, 2004.

/SAN 16/ Sanchez-Silva, M., G.-A. Kluthke: Reliability and Life-Cycle Analysis of Deteriorating Systems. Springer International Publishing, Cham, Schweiz, 2016.

/SCH 08/ Schnetgöke, R.: Zuverlässigkeitsorientierte Systembewertung von Massivbauwerken als Grundlage für die Bauwerksüberwachung, Dissertation, iBMB der Technischen Universität Braunschweig, 2008.

/SCH 96/ Schuëller, G. I.: Tragwerkszuverlässigkeit, in: Der Ingenieurbau. Bd. Tragwerkszuverlässigkeit, Einwirkungen, Hrsg. Gerhard Mehlhorn, Ernst & Sohn, Berlin, 1996.

/SCH 96a/ Schneider, J.: Sicherheit und Zuverlässigkeit im Bauwesen, ETH Zürich, Teubner, Stuttgart, 1996.

/SHI 83/ Shinozuka, M.: Basic analysis of structural safety, Journal of Structural Engineering 109, S. 721 - 740, 1983.

/SHI 83a/ Shinozuka,M., et al.: Development of a reliability analysis method for category I structures, SMiRT 7, Chicago, IL, USA, 1983.

/SHI 88/ Shinozuka, M., W. Wu: On the first passage problem and its application to earthquake engineering, Proceeding of 9th world conference of earthquake engineering, Kyoto, Japan, 1988.

/SIA 11/ Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein: Schweizer Norm SIA 269:2011: SIA 269-2011 “Grundlagen der Erhaltung von Tragwerken“, SIA 269-2011/1 “Einwirkungen“, IA 269-2011/2 “Betonbau“, Zürich, Schweiz, 2011.

/SIE 07/ Siegwart, M., P. Zwicky: Design of infrastructure including monitoring regimes to evaluate the performance and schedule maintenance over the entire life time, IABSE, Weimar, 2007.

/SIE 10/ Siegwart, M., J. Griesser: Überwachungstechnologien und deren Möglichkeiten beim Erhalt historischer Bauwerke – ein Blick von der Vergangenheit in die Zukunft. WTA Seminar: Bauwerksüberwachung in der Praxis, Hochschule Rapperswil, Schweiz, 2010.

/SIE 14/ Siegwart, M.: Bauwerksmonitoring - Mehr Wissen und Sicherheit durch Überwachung? Der Bauschaden, Dezember 2014 / Januar 2015.

/SIE 15/ Siegert, C., et al.: Überwachungskonzepte für Bestandsbauwerke aus Beton als Kompensationsmaßnahme zur Sicherstellung von Standsicherheit und Gebrauchstauglichkeit, Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen, Brücken- und Ingenieurbau, Heft B 118, 2015.

/SPA 92/ Spaethe, G.: Die Sicherheit tragender Baukonstruktionen, VEN Verlag für Bauwesen, Springer-Verlag, Wien, Österreich, 1992.

/STA 15/ Stauder, F.: Zuverlässigkeitskonzept für bestehende Tragwerke im Wasserbau, Dissertation, Technische Universität Kaiserslautern, 2015.

/STE 10/ Steenbergen, R. D. J. M., T. Vrouwenvelder: Safety philosophy for existing structures and partial factors for traffic loads on bridges, in: Heron, Vol. 55, Stevin Laboratory of the Faculty of Civil Engineering, Delft University of Technology, Delft, Niederlande, 2010.

/STE 15/ Steenbergen, R. D. J. M., et. al.: Economic and human safety reliability levels for existing structures, Structural Concrete, Nr. 3, 2015.

/STE 92/ Stewart, M.: Simulation of human error in reinforced concrete design, Research in Engineering Design 4(1), S. 51 - 60, 1992.

/STE 97/ Stewart, M., R. Melchers: Probabilistic Risk Assessment of Engineering Systems, Springer Nature, Heidelberg, Deutschland, 1997.

/STE 98/ Stewart, M. G., D. V. Rosowsky: Time-dependent reliability of deteriorating reinforced concrete bridge decks. Struct. Saf., 20(1), S. 91 - 109, 1998.

/STR 10/ Straub, D.: Zuverlässigkeit und Lastannahmen, Vorlesungsunterlagen, Technische Universität München, 2010.

/STR 17/ Strauss, A., G. Lener: Lebenszyklusbewertung für Ingenieurbauwerke des Eisenbahnbaues. Brückenbautag Kahlenberg, Wien, Österreich, Mai 2017.

/STR 18/ Strauss, A., et al.: Lebenszyklus- und Qualitätsspezifikationen für Ingenieurbauwerke, 28. Dresdner Brückenbausymposium, Technische Universität Dresden, März 2018.

/STR 47/ Streletski, N.: Statistical Basis for Safety Factor, Moskau, Russland, 1947 (in Russisch).

/STU 13/ STUK – Radiation and Nuclear Authority Guide YVL A.11: Security of a Nuclear Facility, Helsinki, Finnland, 2013.

/STU 86/ Studer, J. A., A. Ziegler.: Bodendynamik – Grundlagen, Kennziffern, Probleme, Springer-Verlag, Berlin Heidelberg New York Tokyo, 1986.

/SUC 11/ Suchard, D., S. Sperbeck, J, Sievers: Establishing Reliability Methods in Structural Analysis of Building Structures of Nuclear Power Plants, in Budelmann, H., A. Holst, D. Proske (Eds.): Proceedings of the 9th International Probabilistic Workshop, 17-18 November 2011, Technische Universität Braunschweig, ISBN: 978-3-89288-201-5", Braunschweig, 2011.

/SUC 14/ Suchard, D., S. Sperbeck: Entwicklung eines PSA-Bewertungsansatzes zur Zuverlässigkeit baulicher Anlagen, Technischer Bericht, GRS–329, ISBN 978-3-944161-09-9, Gesellschaft für Anlagen- und Reaktorsicherheit (GRS) mbH, Köln, 2014, https://www.grs.de/publikation/grs-329.

/SUC 14a/ Suchard, D.: Methodology of probabilistic analysis for building structures of nuclear facilities, Proceedings of the 46th ESReDA Seminar: Reliability Assessment and Life Cycle Analysis of Structures and Infrastructures, Turin, Italien, 29. - 30. Mai 2014.

/SYK 18/ Sykora, M., et al.: Human safety criteria for Risk-based structural design. In Int. J. of Safety and Security Eng., Vol. 8, No. 2, S. 287 - 298, 2018.

/TCH 19/ Tchouvelev, A., S.de Oliveira, N. Neves: Chapter 6 - Regulatory Framework, Safety Aspects, and Social Acceptance of Hydrogen Energy Technologies, in Science and Engineering of Hydrogen-Based Energy Technologies, Hydrogen Production and Practical Applications in Energy Generation, S. 303 - 356, 2019.

/THO 82/ Thoft-Christensen, P., M. Baker: Structural reliability theory and its applications, Springer-Verlag, Berlin, New York, 1982.

/TOR 49/ Torroja, E., A. Paez: La determination de coeficiente de seguridad en las distintas obras, Instituto Technico de la Constructions y del cemento, Madrid, Spanien, 1949.

/TRB 09/ Trbojevic, V. M.: Another look at risk and structural reliability criteria, in Structural Safety, 31 (3), S. 143 - 157, 2005.

/TUR 70/ Turkstra, C. J.: Theory of Structural Design Decisions, Solid Mechanics Study, Nr. 2, University of Waterloo, Waterloo, ONT, Canada, 1970.

/UFC 08/ U. S. Army Corps of Engineers, Naval Facilities Engineering Command, Air Force Civil Engineer Support Agency, Unified Facilities Criteria (UFC), Structures to Resist the Effects of Accidental Explosions, 3-340-02, Norfolk, VA USA, 2008.

/VDI 10/ Verein Deutscher Ingenieure (VDI): VDI-Richtlinie 6200: Standsicherheit von Bauwerken – Regelmäßige Überprüfung, Beuth Verlag GmbH, Düsseldorf, 2010.

/VEN 75/ Veneziano, D.: Probabilistic and statistical models for seismic risk analysis, report 21, Sponsored by National Science Foundation Research Applied to National Needs (RANN), Grant GI-27955X3, Washington, DC, USA, 1975.

/VOI 14/ Voigt, J.: Beitrag zur Bestimmung der Tragfähigkeit bestehender Stahlbetonkonstruktionen auf Grundlage der Systemzuverlässigkeit, Dissertation, Universität Siegen, 2014.

/VRO 02/ Vrouwenvelder, T.: Reliability Based Code calibration: The use of the JCSS Probabilistic Model Code, Workshop on Code Calibration, Zürich, Schweiz, 21.-22. März 2002.

/VRO 09/ Vrouwenfelder, T., M.Holicky, M. Sykora: Modelling of human error, Joint Workshop of COST Actions TU0601 and E55, Ljubljana, Slovenien, 21. - 22. September 2009.

/VRO 10/ Vrouwenvelder, T., N. Scholten: Assessment Criteria for Existing Structures, in: Structural Engineering International, S. 62-65, Januar 2010.

/VRO 93/ Vrouwenvelder, T.: Codes of Practice fort the Assessment of Existing Structures, in: Remaining structural capacity. IABSE Colloquium Copenhagen 1993, Zürich: IABSE, S. 5-16, 1993.

/VVU 18/ van Vuren, S.: Rijkswaterstaat: Advances in Flood Risk Management in the Netherlands, Vortrag am 23.03.2018 beim Workshop on Riverine Flooding der OECD/NEA/CSNI/WGEV, Paris, Frankreich, 21. - 23. März 2018.

/WEB 18/ Weber, M., et al.: Das neue FIB Bulletin 80 – Teilsicherheitsbeiwerte für die Nachrechnung bestehender Massivbauwerke, Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH & Co. KG, Berlin, Beton- und Stahlbetonbau 113, Heft 4, 2018.

/WEN 13/ Western European Nuclear Regulators' Association (WENRA) Reactor Harmonization Working Group (RHWG): Position paper on Periodic Safety Reviews (PSRs) taking into account the lessons learnt from the TEPCO Fukushima Dai-ichi NPP accident, Study by WENRA Reactor Harmonization Working Group, März 2013 http://www.wenra.org/media/filer_public/2013/04/05/rhwg_position_psr_2013-03_final_2.pdf.

/WIE 49/ Wierbicki, M. W.: La sécurité des constructions comme un problème de probabilité, Annales de l'Académie Polonaise de Sciences Techniques, Tome VII, 1939-45 (Spanish translation: on Informes de la Construction, Nr. 7) Madrid, Spanien, 1949.

/WOE 04/ Wölfel Beratende Ingenieure GmbH: Erdbeben und andere Einwirkungen von außen (EVA), Grundlagen / Auslegung / Nachweise / Bewertung, Seminar, Höchberg, Deutschland, 2004.

/ZIL 11/ Zilch, K., et al.: Entwicklung von Verfahren einer zuverlässigkeitsbasierten Bauwerksprüfung, Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen, Brücken- und Ingenieurbau, Heft B 85, 2011.

/ZIN 02/ Zinn, R.: Untersuchungen zum Flugzeugabsturz auf Reaktorgebäude neuerer Bauart, 5. Sitzung der AG Flugzeugabsturz der RSK, Stangenberg und Partner, Bochum, Dezember 2002.

Abkürzungsverzeichnis

ALARP	as low as reasonably practicable
AKR	Alkali-Kieselsäure-Reaktion
BDB	Beyond Design Basis
BMI	Bundesministerium des Inneren
BMU	Bundesministerium für Umwelt, Naturschutz und nukleare Sicherheit
BMWI	Bundesministrium für Wirtschaft und Energie
CEB	Comité Européen du Béton
CIB	International Council for Building Research
CSNI	Committee on the Safety of Nuclear Installations
DBE	Design Basis Earthquake
DEE	Design Extension Event
DIN	Deutsches Institut für Normung
DRS	Design Response Spectrum
DSHA	Deterministic Seismic Hazard Analyse (deutsch: deterministische seismische Gefährdungsanalyse)
DWR	Druckwasserreaktor
EMS	European Macroseismic Scale
EPR	European Pressurised Reactor
EPRI	Electric Power Research Institute

EVI	Einwirkungen von innen
EVA	Einwirkungen von außen
FIB	Fédération internationale du béton
FIP	Fédération International de la Précontrainte
FORM	First Order Reliability Method
FOSM	First Order Second Moment
GZG	Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit
GZT	Grenzzustand der Tragfähigkeit
HCLPF	High Confidence of Low Probability of Failure)
IAEA	International Atomic Energy Agency
ISO	International Standards Organization
JCSS	Joint *C*ommittee on *S*tructural *S*afety
KTA	Kerntechnischer Ausschuss
LCA	Lebenszyklusanalyse
LCCA	Lebenszykluskostenanalysen
LQI	Life Quality Index - Lebensqualitätsindex
LSD	Limit State Design
LZF	Last-Zeit-Funktion
MTOV	Maximum Take-off Weight
NDE	Non-destructive Evaluation

NEA	Nuclear Energy Agency
OECD	Organisation for Economic Co-operation and Development
OPE	Operation Basis Earthquake
PGA	Peak Ground Acceleration
PSA	Probabilistische Sicherheitsanalyse (Englisch: Probabilistic Safety Assessment)
PSHA	Probabilistic Seiscmic Hazard Analysis (deutsch: probabilistische seismische Gefährdungsanalyse)
RILEM	International Union of Laboratories and Experts in Construction Materials, Systems and Structures
RSK	Reaktorsicherheitskommission
SDB	Seismic Design Basis
SDC	Seismic Design Category
SLS	Serviceability Limit Sate
SMA	Safety Margin Assessment
SORM	Second Order Reliability Method
SPRA	Seismic Probabilistic Risk Assessment
SPSA	Seismic Probabilistic Safety Assessment
SSC	Structures, Systems, and Components
SSE	Safe Shutdown Earthquake
TPG	Target Performance Goal

ULS	Ultimate Limit State
UHRS	Uniform Hazard Response Spectra
UHS	Uniform Hazard Spectra
WGIAGE	Working Group on Integrity and Ageing of Components and Structures
ZfP	Zerstörungsfreie Prüfung

Abbildungsverzeichnis

Abb. 2.1 Idealisierter Verlauf des Überdrucks Δ p in Abhängigkeit von der Zeit /DIN 16/ 28

Abb. 2.2 Idealisierter Verlauf einer Strahlkraft in Abhängigkeit von der Zeit /DIN 16/ 28

Abb. 2.3 Idealisierter Verlauf für ein elastisches Bodenantwort- oder Etagenantwortspektrum /DIN 16/ 30

Abb. 2.4 Last-Zeit-Funktion für Flugzeugabsturz nach /RSK 96/ 31

Abb. 2.5 Druck-Zeit-Funktion für Druckwellen aus chemischen Reaktionen 32

Abb. 2.6 Zwischenlagerungskonzept in Deutschland 42

Abb. 2.7 CASTOR-Behälter 43

Abb. 2.8 STEAG-Zwischenlager, Querschnitt 44

Abb. 2.9 STEAG-Zwischenlager, Grundriss 45

Abb. 2.10 WTI-Zwischenlager, Querschnitt 46

Abb. 2.11 WTI-Zwischenlager, Draufsicht 47

Abb. 2.12 GKN-Zwischenlager, Querschnitt 48

Abb. 2.13 Verteilungsdichten und Grenzzustandsfunktion im Originalraum /SCH 96/ 49

Abb. 2.14 Verteilungsdichten und Grenzzustandsfunktion im Originalraum /GRÜ 04/ 50

Abb. 2.15 Überblick über die Methoden der Zuverlässigkeitstheorie für Bauwerke /FIS 10/ 51

Abb. 2.16 Grenzzustandsfunktion und ihre linearisierte Funktion im Standardnormal-raum /GLO 07/ 53

Abb. 2.17 Zuverlässigkeitsindex β, Sensitivitätsfaktoren α_R und α_E, linearisierte Grenzzustandsfunktion (Reihenentwicklung) im transformierten Koordinatenraum 54

Abb. 2.18 Transformation beliebig verteilter Basisvariabler X in der normalverteilten Standardvariable Y /SPA 92/ 61

Abb. 2.19 Prinzip Normal-Tail-Approximation /MEL 99/ 61

Abb. 2.20 FORM-Algorithmus mit „Normal-Tail-Approximation“ 62

Abb. 2.21 Prinzip der Methode SORM /MEL 99/ 64

Abb. 2.22 Prinzip der gewichteten Simulation für den zweidimensionalen Fall /VOI 14/ 67

Abb. 2.23 Prinzip der gewichteten Simulation für den zweidimensionalen Fall /KLI 92/ 68

Abb. 2.24 Prozentualer Materialverbrauch in Abhängigkeit der Flexibilität der Norm /SPA 92/ (bei gleicher zulässiger Versagenswahrscheinlichkeit) 81

Abb. 2.25 Zusammenhang der Sicherheitszonen sowie Sicherheitsfaktoren /FIS 10/ 82

Abb. 2.26 Beziehung zwischen den einzelnen Teilsicherheitsbeiwerten 85

Abb. 2.27 Methoden zur Definition von Teilsicherheitsbeiwerten auf probabilistischer Basis bei vorgegebenem Zuverlässigkeitsindex 87

Abb. 2.28 Abhängigkeit der Sensitivitätsfaktoren α_E und α_R (Absolutwerte) vom Verhältnis der Streuungen der Einwirkung σ_E und des Widerstands σ_R 92

Abb. 2.29 Schema der Herstellung, Lieferung und Bearbeitung des Betons und der entsprechenden Prüfungen /KÖN 98/ 95

Abb. 2.30 Verteilungsdichte der mittleren Bauwerksfestigkeit $\bar{f}_B$ für Tragwerke /KÖN 98/ 99

Abb. 2.31 Verteilungsdichte der Abweichung der Bauwerksfestigkeit in einem bestimmten Tragwerk von der mittleren Bauwerksfestigkeit $\bar{f}_B$ /KÖN 98/ 99

Abb. 2.32 Veränderung der Betondruckfestigkeit und entsprechende Prüfungen /KÖN 98/ 101

Abb. 2.33 Zeitabhängigkeit der Versagenswahrscheinlichkeit bzw. der Zuverlässigkeit 106

Abb. 2.34 Typischer Verlauf der Ausfallrate (/RAC 06/, /SPA 92/) 108

Abb. 2.35 Zeitabhängige Funktionen des Widerstandes R(t) und der Einwirkung E(t) /HOL 09/ 109

Abb. 3.1 Zuverlässigkeit als Funktion der Einwirkung und des Widerstands /GLO 07/ 112

Abb. 3.2 Prinzip der Risikooptimierung /STR 10/ 114

Abb. 3.3 Grafische Darstellung der Zielfunktion /RAC 04/ 115

Abb. 3.4 Grafische Darstellung der Zielfunktion /NAT 97/ 118

Abb. 3.5 ALARP Region /TCH 19/ 121

Abb. 3.6 Verschiedene *F-N*-Kurven /SYK 18/..... 122

Abb. 3.7 Zuverlässigkeitswerte in Abhängigkeit vom Bezugszeitraum 129

Abb. 4.1 Exemplarische Darstellung des allgemeinen Zusammenhangs zwischen Ereignis, Einwirkung und Tragwerksantwort am Beispiel des Windes /GLO 07/ 146

Abb. 4.2 Probabilistische Modellierung einer zeitlich veränderlichen Einwirkung /GLO 07/..... 147

Abb. 4.3 Darstellung einer Einwirkung durch Zufallsfolge /SPA 92/..... 148

Abb. 4.4 Gumbel-Verteilung für die Bezugszeiträume von 1 und 50 Jahre /FIS 10/..... 151

Abb. 4.5 Pulsprozess mit Pausen /SPA 92/ 154

Abb. 4.6 Grundlage der Turkstra-Regel /TUR 70/ 157

Abb. 4.7 Darstellung des Borges-Castanheta-Modells (FBC-Modell) /FER 72/ 158

Abb. 4.8 Last-Zeit-Funktionen in Frankreich für den Lastfall Flugzeugabsturz 171

Abb. 4.9 Last-Zeit-Funktionen basierend auf dem Riera-Modell..... 171

Abb. 4.10 Last-Zeit-Funktionen für Militärflugzeuge 173

Abb. 4.11 Summenhäufigkeitsverteilung der Massen, der Absturzgeschwindigkeiten und der Absturzwinkel von abgestürzten Militärflugzeugen /GRS 90/. 185

Abb. 4.12 Ansichten von einer McDonnell Douglas F-4E Phantom II und Aufprallfläche..... 186

Abb. 4.13 Routennetz im Luftraum der Bundesrepublik Deutschland /EUR 20/ 187

Abb. 4.14 Ermittelte Unfallhäufigkeiten in Abhängigkeit zu der Flugphase /BOE 10/..... 188

Abb. 4.15 Vergleich der vorhandenen LZF (volle Betankung) (Quelle: /ALL 16/).... 192

Abb. 4.16 Versagensmechanismen den Stahlbetonstrukturen /ZIN 02/ 196

Abb. 4.17 Nacherhärtung des Betons nach Model Code 2010 /FIB 12/ 198

Abb. 4.18 Dynamische Verfestigung des Betons (links nach /BIS 91/) und des Stahls (rechts, nach BRA 85)..... 199

Abb. 4.19 Zusammenhang zwischen Magnitude und Intensität – Bebenherd und Standort /STU 86/ 211

Abb. 4.20 Grundlegende Schritte einer probabilistischen seismischen Gefährdungsanalyse /REI 90/ 214

Abb. 4.21 Probabilistische Erdbebenzonen für das Gebiet der Bundesrepublik Deutschland /DIN 11a/ 221

Abb. 4.22 Übertragung der Erschütterungen auf ein Bauwerk 228

Abb. 4.23 Verschiedene Bodenantwortspektren (Schweiz (links) /KUR 11/ und USA (rechts) /NRC 10/) 229

Abb. 4.24 Verschiedene Zeitverläufe /KUR 11/ 230

Abb. 4.25 Ablauf der Wirkung eines Erdbebens auf ein Bauwerk /HEN 09/ 231

Abb. 4.26 Modell eines DWR-Reaktorgebäudes /WOE 04/ 231

Abb. 4.27 Ermittlung der Bauwerksantwortspektren /SAD 11/ 234

Abb. 4.28 Überblick der Methodik für eine seismische probabilistische Analyse 238

Abb. 4.29 Seismische Gefährdungskurven /EPR 13/ 239

Abb. 4.30 Beispiel einer Kurve der spektralen Beschleunigung /EPR 13/ 241

Abb. 4.31 10,000-jährige Median-Gefährdungsspektren /EPR 13/ 242

Abb. 4.32 Versagenskurven für ein Bauteil (mittlere Kurve, Median-Kurve, 5 %-Vertrauensintervall-Kurve und 95 %- Vertrauensintervall-Kurve) 244

Abb. 4.33 Wechselwirkung zwischen Gefährdungskurve H(a) und der mittleren Fragilitätskurve (Strukturkapazität) /MCG 11/ 254

Abb. 4.34 Zerlegung der Pegelmessreihe („Windstau+ astronom. Tide“) in den Tideanteil (rechnerisch ermittelt) und die Windstaukurve /JEN 03/ 261

Abb. 4.35 Ermittlung einer Windstauhöhe mit einer Wiederkehrperiode von 500 Jahren /JEN 03/ 262

Abb. 4.36 Zeitreihen der jährlichen Spitzenabflüsse (Pegelmaxima) für zwei Pegel. 265

Abb. 4.37 Beispiel für ein den Daten unterliegenden Trend. Zeitreihe der Jahresmaxima der mittleren stündlichen Windgeschwindigkeiten mit linearem Trend für die Station Eelde in den Niederlanden. 271

Abb. 4.38 Projektstruktur für Stufe eins des SHAC-F-Prozesses /PRA 19/ 279

Abb. 4.39 Projektstruktur für Stufe zwei des SHAC-F-Prozesses /PRA 19/ 280

Abb. 4.40 Projektstruktur für Stufe drei des SHAC-F-Prozesses /PRA 19/ 281

Abb. 4.41 Ablaufdiagramm für eine probabilistische Überflutungsgefährdungsanalyse der Stufe drei mittels Niederschlags-Abfluss-Modellen /PRA 19/ 282

Abb. 4.42 Druckverlauf am Kernkraftwerksgebäude gemäß /BMI 76/ 286

Abb. 4.43 Massen-Abstands-Beziehung gemäß /BMI 76/ 287

Abb. 4.44 Auslegung der Hauptgebäude gegen Einwirkungen von außen nach /BOH 86/, ergänzt 290

Abb. 4.45 Zeitlicher Verlauf des Druckanstiegs bei einer Deflagration und einer Detonation /ACI 00/ 295

Abb. 4.46 Idealisierter Druck-Zeit-Verlauf einer Explosion /GEB 06/ (S. 44) 297

Abb. 4.47 Überdruck als Funktion des skalierten Abstands /ASS 10/ 298

Abb. 4.48 Reflexionsfaktor in Abhängigkeit vom einfallenden Überdruck /GEB 06/ 300

Abb. 4.49 Reflexionsfaktor in Abhängigkeit vom Spitzenüberdruck p_{S0} und dem Auftreffwinkel α /UFC 08/ (Hinweis: 1 psi = 6,895 kPas) 301

Abb. 5.1 Projekt Lebenszyklus: Benutzungsaspekten und Degradation 311

Abb. 5.2 Lebenszykluskosten (ein Beispiel) für eine Managementstrategie 312

Abb. 5.3 Schematische Darstellung eines Lebensdauermanagements und Lebenszyklus für einen Bauwerk 318

Abb. 5.4 Bauteilzuverlässigkeit in Abhängigkeit zur Lebensdauer für die GZG der Depassivierung /HEU 09/ 320

Abb. 5.5 Bezogene Lebensdauergesamtkosten und bezogene (auf die Lebensdauerkosten des ersten Szenarios) kumulierte Kosten des zweiten Szenarios 322

Abb. 5.6 Grenzzustandsbezogene Bauzuverlässigkeit der Lebensdauer und die Anpassungen auf der Basis des Monitorings 323

Abb. 5.7 Bayes'sches Update für Betonfestigkeit (aus /SIE 15/) 326

Abb. 5.8 Geänderte Teilsicherheitsbeiwert für Stahlfestigkeit 331

Abb. 6.1 Anpassungsverfahren für einen Mittelwert der Normalverteilung /FIS 10/ 347

Abb. 7.1 Veränderung des Zuverlässigkeitsindexes mit der Zeit 370

Abb. 7.2 Verschiedene *F-N*-Kurven /SYK 18/ 380

Abb. 7.3 ALARP-Bereich /TCH 19/ 381

Abb. 7.4 Zuverlässigkeitsindex basierend auf der menschlichen Sicherheit /FIB 16/ 388

Tabellenverzeichnis

Tab. 2.1 Beziehung zwischen dem Zuverlässigkeitsindex β und der Versagenswahrscheinlichkeit P_f 55

Tab. 2.2 Klassen für Nutzungsdauer 74

Tab. 2.3 Bemessungswerte für verschiedene Verteilungsfunktionen 90

Tab. 2.4 Bemessungskonzept nach EN 1990 /DIN 10/ 104

Tab. 3.1 Beziehung zwischen dem Zuverlässigkeitsindex β und der Versagenswahrscheinlichkeit *Pf* 113

Tab. 3.2 Vergleich der diskutierten Ansätze 124

Tab. 3.3 Sicherheitsklassen nach /DIN 81a/ 125

Tab. 3.4 Sicherheitsindex *β* nach /DIN 81a/ für den Bezugszeitraum von einem Jahr 126

Tab. 3.5 Klassen für Schadensfolgen 127

Tab. 3.6 Mindestwerte des Zuverlässigkeitsindex β 127

Tab. 3.7 Zielwert des Zuverlässigkeitsindex *β* für Bauteile der RC 2-Klasse 128

Tab. 3.8 Schadensfolgeklassen gemäß /HOL 18/ 130

Tab. 3.9 Schadensfolgeklassen für Bauwerke 131

Tab. 3.10 Zielwerte der Zuverlässigkeitsindex *β* (Nutzungsdauer, Beispiel) 132

Tab. 3.11 Zielwerte des Zuverlässigkeitsindexes *β* und der Versagenswahrscheinlichkeit nach /JCS 01/ für den Bezugszeitraum von einem Jahr und Grenzzustand der Tragfähigkeit 133

Tab. 3.12 Vorläufige Zielzuverlässigkeitsindizes (und zugehörige Wahrscheinlichkeiten) in Bezug auf einen einjährigen Bezugszeitraum und irreversible Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit /JCS 01/ 134

Tab. 3.13 Minimale Zielwerte des Zuverlässigkeitsindex *β* und die Versagenswahrscheinlichkeit nach /ISO 15/ für den Bezugszeitraum von einem Jahr und dem Grenzzustand der Tragfähigkeit basierend auf dem LQI Akzeptanzkriterium 136

Tab. 3.14 Werte für Schweizer Gebäude mit unterschiedlichen Baukosten C_0 als Funktion der relativen Kosten der Sicherheitsmaßnahmen und der menschlichen Folgen im Versagensfall 136

Tab. 3.15 Zielwerte des Zuverlässigkeitsindex β (1 Jahr, Beispiel) 137

Tab. 3.16 Vorgeschlagener Bereich des Zielzuverlässigkeitsindizes β für bestehenden Bauwerken für unterschiedlichen Bezugszeiträumen /FIB 12/ 137

Tab. 3.17 Beispiel für Zielwerte des Zuverlässigkeitsindexes β 140

Tab. 3.18 Mindestwerte des Zuverlässigkeitsindexes β für minimale Bezugszeitraum (GZT) in /NEN 11/ 142

Tab. 3.19 Mindestwerte des Zuverlässigkeitsindexes β (Schadensfolgeklasse) 143

Tab. 4.1 Klassen der Passagierflugzeuge 179

Tab. 4.2 Technische Parameter der Militärflugzeuge 180

Tab. 4.3 Werte der Absturzwahrscheinlichkeit für Passagierflugzeugen in den USA 182

Tab. 4.4 Werte der Absturzwahrscheinlichkeit in Frankreich 183

Tab. 4.5 Abschätzung der Perforationsdicke für harte Teilen bei einer Aufprallgeschwindigkeit von 150 m/s mit der CEA-EDF-Formel 194

Tab. 4.6 Dynamische Erhöhungsfaktoren (DIF) für die dynamische Festigkeit /NEI 11/ 206

Tab. 4.7 Vergleich zwischen den Mindestmaterialfestigkeitswerten und typischen (mittleren) Testwerten für Stahl /NEI 11/ 206

Tab. 4.8 Grenzwerte der Dehnungen für duktiles Versagen eines Werkstoffes /NEI 11/ 207

Tab. 4.9 Teile der KTA 2201 „Auslegung von Kernkraftwerken gegen seismische Einwirkungen“ /KTA 11/ und Überarbeitungsstand 218

Tab. 4.10 Entwicklung kerntechnisch relevanter Teile der deutschen Erdbebennormung im Bauwesen 220

Tab. 4.11 Intensitätsintervalle und Referenz-Spitzenwerte der Bodenbeschleunigung /DIN 11a/ 222

Tab. 4.12 Bedeutungskategorien und Bedeutungsbeiwerte 224

Tab. 4.13 Verknüpfung der Erdbebenstärken mit den Performancestufen /ASM 00/ 225

Tab. 4.14 Seismische Klassifizierung der Bauwerke sowie Anlagen und Systeme 226

Tab. 4.15 Berechnungsverfahren und die zugehörigen Modelleigenschaften /SAD 11a/ 232

Tab. 4.16 Seismische Bemessungsgrundlagen /ASC 05/ 251

Tab. 4.17 Seismische Bemessungsparameter 252

Tab. 4.18 Überschreitungswahrscheinlichkeit und Wiederkehrperiode für Kategorien SDC 253

Tab. 4.19 Vergleich von exakten D_F-Werte mit Annäherung in ASCE 43-05 /NRC 07a/ 259

Tab. 4.20 Zielwerte für die mittlere Wiederkehrperiode in Abhängigkeit der Winddesignklasse (WDK) nach /DOE 12/. 284

Tab. 4.21 Gestaffeltes Nachweisverfahren zur Explosionsdruckwelle (aus /FAK 05/) 293

Tab. 4.22 Anwendung der Abstandsanforderung /BMI 76/ auf die Bemessung nach Gebbeken /GEB 06/ 302

Tab. 5.1 Umgerechnete (reduzierte) Teilsicherheitsbeiwerte basierend auf einer Schwellwertüberwachung 330

Tab. 6.1 Stochastische Parameter der Dichte von Beton und Stahl 357

Tab. 6.2 Statistische Parameter der Abweichung der Abmessung 359

Tab. 6.3 Statistische Parameter der Abmessung und der Variationskoeffizienten des Eigengewichts 359

A Anhang

Mit Bezug auf kerntechnische Bauwerke hat die „Subgroup on Integrity and Ageing of Concrete Structures“ der OECD Nuclear Energy Agency (NEA) Working Group on Integrity and Ageing of Components and Structures (WGIAGE) im Jahr 2016 eine Evaluierung der jeweiligen aktuell geltenden und geplanten Nutzung bauprobabilistischer Verfahren und Regelwerke für kerntechnische Bauwerke initiiert. Die GRS war federführend an dieser Aktivität (international als Task bezeichnet) mit dem Titel “Probabilistic and Performance-Based Methods in Reassessment and Design of Building Structures in Nuclear Facilities (PBaStrucNu)” beteiligt.

Das wesentliche Ziel dieser Evaluierung (CAPS) wurde wie folgt definiert:
Die Evaluierung soll einen detaillierten Überblick über die Standards, Richtlinien, Vorschriften und die derzeitige Praxis probabilistischer, semi-probabilistischer sowie leistungsbasierter Methoden für die Bemessung und Bewertung von Baustrukturen geben, um deren Anwendbarkeit auf kerntechnische Anlagen, Harmonisierung der Zuverlässigkeitsniveaus und letztendlich deren Verwendung als sinnvolle Instrumente für die Bauwerksbemessung zu untersuchen /NEA 19/.

Die GRS hat den Entwurf für einen entsprechenden Fragebogen (Questionnaire) erstellt. Nach Kommentierung durch weitere Mitglieder der WGIAGE, wie ENSI (Schweiz), EdF (Frankreich), ONR (Großbritannien) und die NRC (USA), wurde der endgültige Fragebogen (mit 32 fachlichen Fragen) seitens der GRS fertiggestellt und an alle Mitgliedsländer der WGIAGE zur Beantwortung verteilt. Die Fragen unterteilten sich in folgende Gruppen /NEA 19/:

- Rechtliche Rahmenbedingungen mit Bezug auf die Sicherheit kerntechnischer Bauwerke
  - Angaben zur Bauwerkszielzuverlässigkeit im Zusammenhang mit den rechtlichen Rahmenbedingungen
- Probabilistische Methoden
  - Welche probabilistischen Methoden werden für die Bemessung und Bewertung von sicherheitsrelevanten kerntechnischen Bauwerken verwendet?

  - Welche Normen, Richtlinien, Vorschriften werden, basierend auf probabilistischen Verfahren, bei der Bemessung und Bewertung sicherheitsrelevanter Bauwerke verwendet?

- Semi-probabilistische Methoden (Verfahren mit Teilsicherheitsbeiwerten)
  - Welche Normen, Richtlinien, Vorschriften werden, basierend auf semi-probabilistischen Verfahren, bei der Bemessung und Bewertung sicherheitsrelevanter Bauwerke verwendet?
  - Welche Bemessungssituationen und Einwirkungskombinationen werden bei der Bemessung und Bewertung sicherheitsrelevanter Bauwerke verwendet?
  - Welche Teilsicherheitsbeiwerte und Kombinationsfaktoren für Einwirkungen werden bei der Bemessung und Bewertung sicherheitsrelevanter Bauwerke angesetzt?
  - Auf welcher Grundlage wurden diese Teilsicherheitsbeiwerte und Kombinationsfaktoren ermittelt (mittels probabilistischer Methoden, historisch oder empirisch)?
- Zuverlässigkeit
  - Angaben zu den Zuverlässigkeitsklassen in den Baunormen für die Bemessung und Bewertung konventioneller Bauwerke
  - Angaben zu den Zuverlässigkeitsklassen in den Baunormen für die Bemessung und Bewertung sicherheitsrelevanter Bauwerke
  - Welcher Zuverlässigkeitsklasse sind die sicherheitsrelevanten Bauwerke zugeordnet?
  - Welche Zielzuverlässigkeit liegt den Zuverlässigkeitsklassen für sicherheitsrelevante Bauwerke zu Grunde?
  - Wurde die Zielzuverlässigkeit für die sicherheitsrelevante Bauwerke auf nationaler oder internationaler Ebene festgelegt (z. B. mittels des internationalen Standards ISO 2394 /ISO 98/, /ISO 15/)?
  - Auf welcher Grundlage wurde die Zielzuverlässigkeit für sicherheitsrelevante Bauwerke festgelegt (z. B. sozioökonomische Optimierung oder Sicherheitsziele)?
- Grenzzustände

- Welche Grenzzustände müssen bei der Bemessung und Bewertung sicherheitstechnisch wichtiger Bauwerke nachgewiesen werden?
- Welche von diesen Grenzzuständen wurden direkt durch die konventionellen Baunormen bestimmt und welche werden aus spezifischen Anforderungen für sicherheitsrelevante Bauwerke abgeleitet?
- Welche jährliche Überschreitungswahrscheinlichkeiten wurden für entsprechende Grenzzustände bei der Bemessung und Bewertung sicherheitsrelevanter Bauwerke festgelegt?

- Faktoren, die das Zuverlässigkeitsniveau bestimmen
  - Welche Lastfälle bestimmen das Zuverlässigkeitsniveau sicherheitsrelevanter Bauwerke? Gibt es einen Unterschied zwischen der Bemessung von Neubauten und der Bewertung von bestehenden Bauwerken?
  - Bei der Verwendung der PSA: Welche Lastfälle werden in der PSA für sicherheitsrelevante Bauwerke ausdrücklich behandelt?
  - Welche Versagensarten bei sicherheitsrelevanten Bauwerken scheinen bezüglich des Zuverlässigkeitsniveaus am wichtigsten zu sein? Gibt es hierbei einen Unterschied zwischen der Bemessung von Neubauten und der Bewertung von bestehenden Bauwerken?
  - Welche Anforderungen an sicherheitsrelevante Bauwerke scheinen bezüglich des Zuverlässigkeitsniveaus am wichtigsten zu sein? Gibt es hierbei einen Unterschied zwischen der Bemessung von Neubauten und der Bewertung von bestehenden Bauwerken?
- Probabilistische Gefährdungsanalyse für die deterministische Bemessung bzw. Bewertung
  - Welches Einwirkungs- bzw. Gefährdungsniveau wird mit Hilfe der probabilistischen Methoden bestimmt?
  - Welche Normen, Richtlinien oder anderen Dokumente werden dafür verwendet?

- Leistungsbasierte Methoden
  - Werden leistungsbasierte Methoden für die seismische Auslegung bzw. Bewertung sicherheitsrelevanter Bauwerke verwendet?
  - Welche Normen, Richtlinien oder anderen Dokumente werden bei der leistungsbasierten seismischen Auslegung bzw. Bewertung sicherheitsrelevanter Bauwerke verwendet?
  - Welche leistungsbasierten Niveaus werden bei der seismischen Auslegung bzw. Bewertung betrachtet?
  - Welche jährliche Überschreitungswahrscheinlichkeiten sind für diese leistungsbasierten Niveaus relevant?
  - Werden die leistungsbasierten Methoden bei der Analyse anderer Einwirkungen als der seismischen Einwirkung verwendet?
- Verschiedenes
  - Gibt es Mängel bei den Normen und Standards, welche bei der Bemessung und Bewertung sicherheitsrelevanter Bauwerke verwendet werden, die mit einigen auf probabilistischen Methoden basierenden Untersuchungen verbessert werden könnten?
  - Sofern probabilistischen Methoden derzeit nicht für die Bemessung und Bewertung verwendet werden, ist es beabsichtigt, in Zukunft wahrscheinlichkeitsbasierte Ansätze einzuführen?

Im Anhang zu diesem Fragebogen finden sich die nachfolgend aufgeführten drei Beispiele probabilistischer und semi-probabilistischer Analysen im Bauwesen. Sie sollten den Experten ein besseres Verständnis der Fragen und deren Hintergrund vermitteln und bei der Beantwortung helfen:

- Beispiel 1: Schneelasten in den Eurocodes
  Dabei handelt es sich um ein Beispiel für die Bestimmung der Teilsicherheitsbeiwerte und der Kombinationsfaktoren in Rahmen des semi-probabilistischen Konzepts.
- Beispiel 2: Probabilistische Berechnung einer Spannbetoncontainment-Struktur bis zum Druckversagen

Hierbei handelt es sich um die probabilistische Analyse des Verhaltens eines Spannbetoncontainment unter Druckbelastung.

- Beispiel 3: Probabilistische und deterministische seismische Antwortspektren der Struktur von Reaktorgebäuden
  Dieses Beispiel zeigt einen Vergleich von deterministischen und probabilistischen Boden-Bauwerk-Interaktionsanalysen.

Die ersten zwei Beispiele wurden von der GRS eingebracht, das dritte Beispiel wurde von ENSI (Schweiz) zur Verfügung gestellt.

Basierend auf einer Auswertung der Antworten aus den Mitgliedsländern der WGIAGE wurde ein Evaluierungsbericht erstellt. Im Rahmen der Berichtskommentierung stellte sich heraus, dass eine weitere Vertiefung der Aktivitäten erforderlich war. Dementsprechend wurde beschlossen, den Fragenkatalog um insgesamt sieben zusätzliche Fragen zur Bemessung sicherheitsrelevanter Bauwerke einschließlich einer zugehörigen Liste zur Terminologie zu ergänzen. Folgende Aspekte wurden dabei behandelt /NEA 19/:

- Welche Normen, Richtlinien oder anderen Dokumente werden bei der Bemessung und Analyse sicherheitsrelevanter Bauwerke (Containments ausgenommen) verwendet (vollständige Liste dieser Dokumente)?
- Informationen zu jedem dieser Dokumente (Eurocodes ausgenommen):
  - Geltungsbereich.
  - Kurze Entwicklungsgeschichte (Grundidee hinter der Entwicklung)
  - Welche (Teil-) Sicherheitsfaktoren werden im Dokument verwendet?
  - Welche Grundidee steckte hinter der Einführung dieser Sicherheitsfaktoren?
- Welches Sicherheits-/Zuverlässigkeitsniveau sollte durch die Einführung dieser Dokumente erreicht werden?
- Welche Hintergrunddokumente existieren zu den oben genannten Normen/Richtlinien (mit Referenz)?
- Was sind die Hauptunterschiede zwischen diesen Dokumenten und analogen nichtnuklearen Dokumenten/Standards (z. B. hinsichtlich des Bemessungskonzepts, der Anforderungen an Baustoffe, der Lastfälle, der explizit definierten Leistungskriterien, der spezifischen Anforderungen mit Bezug auf die Sicherheitsziele)?

- Gibt es gesetzliche Anforderungen (die gegenüber den Leitlinien und Standards übergeordnet sind) in Bezug auf die Bemessung der kerntechnischen Bauwerke?
- Wie werden auslegungsüberschreitende Zustände (Design Extension Conditions / Beyond Design Basis) in den genannten Dokumenten (siehe oben) behandelt, und wie wird die bautechnische Analyse in diesem Fall durchgeführt?
  (Hier können probabilistische Verfahren, HCLPF-Verfahren, formalisierte auslegungsüberschreitende Einwirkungsniveau, realistische Ansätze (nichtlineares Verhalten und Best-Estimate-Regeln und -Methoden) oder andere Ansätze genannt werden.

Die von der GRS erstellte Liste zur Terminologie beinhaltet insgesamt 26 Begriffe mit zum Teil ausführlichen Erklärungen. Dabei handelt es sich u. a. um grundlegende Fachbegriffe der Bauwerkszuverlässigkeitstheorie wie Zuverlässigkeit, Bauwerkssicherheit, zuverlässigkeitsorientierte Bemessung, Versagen, Zuverlässigkeitsdifferenzierung, Zielzuverlässigkeit, Grenzzustand, semi-probabilistischen Methoden, bautechnische Analyse, usw.

Nach der Auswertung der Antworten zu den ergänzenden Fragen wurde der Bericht der internationalen Arbeitsgruppe /NEA 19/ erstellt. Dieser besteht aus zwei Teilen: einem Hauptteil (Volume 1) und einem ergänzenden Teil (Volume 2), der sich aus den folgenden fünf Anhängen zusammensetzt:

- Anhang 1: Vorschlag für die Aktivität (CAPS),
- Anhang 2: Fragebogen,
- Anhang 3: Antworten der Mitgliedsländer,
- Anhang 4: Antworten zu den Zusatzfragen,
- Anhang 5: Liste zur Terminologie.

Die Antworten der teilnehmenden Institutionen aus den WGIAGE-Mitgliedsländern sind /NEA 19/ zu entnehmen.

Gesellschaft für Anlagen- und Reaktorsicherheit (GRS) gGmbH

Schwertnergasse 1
50667 Köln
Telefon +49 221 2068-0
Telefax +49 221 2068-888

Forschungszentrum
Boltzmannstraße 14
85748 Garching b. München
Telefon +49 89 32004-0
Telefax +49 89 32004-300

Kurfürstendamm 200
10719 Berlin
Telefon +49 30 88589-0
Telefax +49 30 88589-111

Theodor-Heuss-Straße 4
38122 Braunschweig
Telefon +49 531 8012-0
Telefax +49 531 8012-200

www.grs.de

ISBN 978-3-949088-09-4