

# **Zuverlässigkeitskonzept für bestehende Tragwerke im Wasserbau**

vom Fachbereich Bauingenieurwesen  
der Technischen Universität Kaiserslautern  
zur Verleihung des akademischen Grades

**DOKTOR-INGENIEUR (Dr.-Ing.)**

genehmigte

**DISSERTATION**

von

**Dipl.-Ing. Florian Stauder**

aus Ruppertsberg

Dekan:	Prof. Dr. rer. nat. Robert Jüpner
1. Berichterstatter:	Prof. Dr.-Ing. Jürgen Schnell
2. Berichterstatter:	Prof. Dr.-Ing. Jürgen Grünberg

Tag der mündlichen Prüfung: 25.11.2015

Kaiserslautern 2015

(D 386)



Florian Stauder

# **Zuverlässigkeitskonzept für bestehende Tragwerke im Wasserbau**



## **Vorwort**

Die vorliegende Arbeit entstand während meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter bei der Bundesanstalt für Wasserbau in Karlsruhe und im Fachgebiet für Massivbau und Baukonstruktion der Technischen Universität Kaiserslautern in den Jahren 2011 bis 2014.

Für die Anstellung am Lehrstuhl, die Möglichkeit zur Promotion, das entgegengebrachte Vertrauen, die fachliche Ausbildung und insbesondere für die persönliche Förderung bedanke ich mich bei Herrn Professor Dr.-Ing. Jürgen Schnell herzlich. Eine meiner Aufgaben am Lehrstuhl war die Unterstützung von Herrn Professor Schnell im Rahmen seiner Aktivitäten in mehreren nationalen und europäischen Normenausschüssen zum Thema „Bauen im Bestand“. Für die vielfältigen Einblicke, Erfahrungen, Reisen und Kontakte, die ich in diesem Zusammenhang gewinnen konnte, bedanke ich mich ebenfalls herzlich.

Herrn Professor Dr.-Ing. Jürgen Grünberg danke ich herzlich für die Erstellung des zweiten Berichtes, seine stete Unterstützung und Hilfestellung in den Jahren der Zusammenarbeit und ganz besonders für die umfassende Durchsicht der vorliegenden Arbeit einschließlich der daraus resultierenden Anmerkungen und Hinweise. Es bedeutet mir sehr viel, ihn als zweiten Berichterstatter gewonnen zu haben.

Für die Bereitstellung und Finanzierung des Forschungsvorhabens sowie für die Anstellung bei der Bundesanstalt für Wasserbau bedanke ich mich bei Herrn Dipl.-Ing. Claus Kunz. Ebenso danke ich ihm für seine unermüdliche Diskussionsbereitschaft im Rahmen der Entwicklung eines angepassten Nachweiskonzeptes für bestehende Tragwerke aus Beton. Der Bundesanstalt für Wasserbau danke ich für die großzügige Übernahme der Dienstreisekosten im Rahmen meiner Forschungs- und Normenausschusstätigkeit.

Meinen ehemaligen Kolleginnen und Kollegen des Fachgebietes Massivbau und Baukonstruktion der TU Kaiserslautern und der Bundesanstalt für Wasserbau, den wissenschaftlichen Hilfskräften, dem Laborpersonal und den Bearbeiter/-innen von Studien- und Diplomarbeiten danke ich für die Unterstützung und die immer gute Zusammenarbeit. Insbesondere bedanke ich mich herzlich bei meinen Zimmerkollegen Herrn Dipl.-Ing. Sören Müller und Dipl.-Ing. Michael Weber für den persönlichen Kontakt und das angenehme und konstruktive Arbeitsumfeld.

Herzlichen Dank möchte ich auch meinen Freunden aussprechen, die ich im Rahmen meiner Tätigkeit für die Bilfinger Berger SE gewonnen habe und die mir jederzeit mit Rat und Unterstützung zur Seite stehen.

Besonderer Dank gilt meiner ganzen Familie und insbesondere meiner Frau Simone für die vielfältige und immerwährende Unterstützung bei all den von mir angestrebten Zielen.

Ruppertsberg, November 2015

Florian Stauder



## **Kurzfassung**

Die Bewertung bestehender Bauteile unterscheidet sich grundsätzlich von der Bemessung neu zu erstellender Bauteile, da im Gegensatz zur Neubausituation bemessungsrelevante Parameter am Bestandstragwerk ermittelt werden können. Trotzdem müssen baustatische Nachweise in beiden Fällen auf Basis der aktuellen technischen Baubestimmungen geführt werden, deren Sicherheits- und Nachweiskonzept zur Erstellung von Neubauten konzipiert wurde und berücksichtigt, dass die tatsächlichen Bauteilkennwerte zum Zeitpunkt der Bemessung mit Unsicherheiten behaftet sind.

Bestehende Tragwerke können und müssen in vielen Fällen die darin enthaltenen Anforderungen nicht erfüllen, da im Vergleich zur Neubausituation eine Vielzahl von Tragwerksinformationen vorliegen, die eine Absenkung der im Zuverlässigkeitskonzept enthaltenen Unsicherheitsfaktoren begründen.

Aus diesem Grund wird innerhalb der vorliegenden Arbeit ein zur Bewertung bestehender Wasserbauwerke angepasstes, semiprobabilistisches Nachweiskonzept erarbeitet, das auf den wahrscheinlichkeitstheoretischen Festlegungen des Eurocode beruht. Im Vergleich zum aktuellen Nachweiskonzept zeichnet es sich durch die Berücksichtigung von im Rahmen einer qualifizierten Bestandsaufnahme am Tragwerk festgestellten Bauteilkennwerten und Einwirkungen sowie angepassten Zuverlässigkeitselementen aus.

Innerhalb einer probabilistischen Querschnittsanalyse werden weiterhin die zur Zuverlässigkeitsbewertung bestehender Wasserbauwerke aus Beton maßgebenden Basisvariablen identifiziert und es wird nachgewiesen, dass auch die Zuverlässigkeitselemente des modifizierten Nachweiskonzeptes dem Format nach den wahrscheinlichkeitstheoretischen Festlegungen des Eurocodes entsprechen.

Darüber hinaus wird gezeigt, dass die Konstruktionsweise zur Errichtung von unbewehrten Gewichtsstützwänden alter Schleusen zu einem Zuverlässigkeitsniveau führt, wie es aktuell auch innerhalb des Eurocodes gefordert wird.

## **Abstract**

The assessment of existing structures is fundamentally different compared to the design of new structures. On the contrary to new structures, at existing structures relevant structural parameters can be determined on the actual structure. Nevertheless for the assessment of existing structures, the design-standards for new structures apply. The safety philosophy of the design-standards includes uncertainties which arise from the needed prediction of load and resistance parameters of new structures during design. All parameters are not really known/fixed by the time of structural design and therefore these parameters take into account many statistical and structural uncertainties.

Existing structures can not and have not to fulfill these safety-requirements for new structures due to the different initial situation. In principal additional information about material and construction parameters is available by which some of the uncertainties are eliminated or reduced, therefore it is allowed to modify the safety factors compared to design-standards.

Based on the safety requirements of the actual design-standard (Eurocodes) a modified semi-probabilistic concept has being worked out for the assessment of existing hydraulic structures. Compared to the design-standards the modified concept works with updated geometrical, structural and action parameters, which were determined by inspection or examinations on the structure, and correspondingly adapted structural safety elements.

By means of a probabilistic cross-section analysis the significant basic variables for the reliability assessment of existing hydraulic concrete structure were identified. Furthermore, the study shows that the modified safety elements also correspond to the structural reliability concept of the Eurocodes.

Moreover it is shown, that the old construction method of unreinforced concrete gravity walls for locks prove to have a similar reliability level as it is required in the current Eurocodes.



# Inhaltsverzeichnis

**Vorwort**

**Kurzfassung**

**Abstract**

**Inhaltsverzeichnis** \_\_\_\_\_ **i**

**Formelzeichen und Variablen** \_\_\_\_\_ **vii**

**1 Einführung** \_\_\_\_\_ **1**

1.1 Problemstellung \_\_\_\_\_ 1

1.2 Zielsetzung \_\_\_\_\_ 3

1.3 Vorgehensweise \_\_\_\_\_ 4

**2 Sicherheit, Versagenswahrscheinlichkeit und Risiko** \_\_\_\_\_ **5**

2.1 Zentrale Begriffe \_\_\_\_\_ 5

    2.1.1 Risiko \_\_\_\_\_ 5

    2.1.2 Sicherheit \_\_\_\_\_ 6

    2.1.3 Zuverlässigkeit \_\_\_\_\_ 7

2.2 Gefährdungspotential und Restgefahren \_\_\_\_\_ 8

2.3 Anforderungen an die Zuverlässigkeit von Baukonstruktionen \_\_\_\_\_ 9

**3 Grundlagen der Zuverlässigkeitstheorie im Bauwesen** \_\_\_\_\_ **10**

3.1 Zufallsvariablen und ihre Verteilungsfunktionen \_\_\_\_\_ 11

    3.1.1 Normalverteilung (N) \_\_\_\_\_ 14

    3.1.2 Logarithmische Normalverteilung (LN) \_\_\_\_\_ 15

    3.1.3 Gumbel-Verteilung \_\_\_\_\_ 17

3.2 Mathematische Formulierung des Zuverlässigkeitsproblems \_\_\_\_\_ 18

3.3 Definition der Tragwerkszuverlässigkeit - Zuverlässigkeitsindex  $\beta$  \_\_\_\_\_ 20

3.4 Lösungsverfahren der Zuverlässigkeitstheorie \_\_\_\_\_ 26

    3.4.1 Historische Entwicklung \_\_\_\_\_ 26

    3.4.2 Methoden der Zuverlässigkeitstheorie \_\_\_\_\_ 27

3.5 Herleitung von Sicherheitselementen \_\_\_\_\_ 30

    3.5.1 Nennwert, charakteristischer Wert \_\_\_\_\_ 31

    3.5.2 Globaler Sicherheitsbeiwert und zentraler Sicherheitsfaktor \_\_\_\_\_ 33

    3.5.3 Teilsicherheitsbeiwerte im Grenzzustand der Tragfähigkeit \_\_\_\_\_ 35

        3.5.3.1 Teilsicherheitsbeiwerte auf der Widerstandsseite \_\_\_\_\_ 36

        3.5.3.2 Teilsicherheitsbeiwerte auf der Einwirkungsseite \_\_\_\_\_ 38

<b>4</b>	<b>Sicherheit im Bauwesen</b>	<b>41</b>
4.1	Geschichtliche Entwicklung	41
4.1.1	Historische Sicherheitskonzepte	41
4.1.2	Bemessungskonzept der ersten Normengeneration DIN 1045	43
4.1.3	Bemessungskonzept der zweiten Normengeneration DIN 1045	45
4.1.4	Bemessungskonzept der dritten Normengeneration DIN 1045-1 und DIN EN 1992-1-1 (Eurocode 2)	46
4.1.5	Bewertung der unterschiedlichen Normengenerationen hinsichtlich ihres Sicherheitskonzeptes	47
4.2	Aktuelle normative Festlegungen auf Basis von DIN EN 1990	53
4.2.1	Geplante Nutzungsdauer	54
4.2.2	Bemessungswerte von Bauteilwiderständen	54
4.2.3	Bemessungswerte von Einwirkungen	56
4.2.4	Behandlung der Zuverlässigkeit im Bauwesen	57
4.2.4.1	Gesellschaftlicher Konsens	57
4.2.4.2	Schadensfolgeklassen	57
4.2.4.3	Zuverlässigkeitsklassen	58
4.2.5	Grundlagen für die Bemessung mit Teilsicherheitsbeiwerten und die Zuverlässigkeitsanalyse	59
4.2.5.1	Allgemeines	59
4.2.5.2	Zuverlässigkeitsmethoden im Überblick	59
4.2.5.3	Zielzuverlässigkeitsindex $\beta$	60
4.2.5.4	Zielwerte des Zuverlässigkeitsindex	61
4.2.5.5	Kalibration der Bemessungswerte	63
4.2.5.6	Beziehungen zwischen Teilsicherheitsbeiwerten nach DIN EN 1990	64
<b>5</b>	<b>Bemessung von massiven Bauwerken im Wasserbau</b>	<b>66</b>
5.1	Normen und maßgebende Bestimmungen	66
5.2	Berechnungsgrundlagen	68
5.2.1	Baugrund	68
5.2.2	Einwirkungen	68
5.2.3	Nachweis der Tragfähigkeit	72
5.3	Besonderheiten von Einwirkungen infolge Wasser	74
<b>6</b>	<b>Normen, Richtlinien und Merkblätter zum Umgang mit bestehender Bausubstanz</b>	<b>80</b>
6.1	Einführung	80
6.2	ISO 2394: General principles on reliability for structures	80

6.3	ISO 13822: Bases for design of structures – Assessment of existing structures _____	83
6.4	SIA 269: Erhaltung von Tragwerken (Schweiz) _____	84
6.5	NEN 8700 und 8701: Assessment of existing structures in case of reconstruction and disapproval (Niederlande) _____	85
6.6	ONR 24009: Bewertung der Tragfähigkeit bestehender Hochbauten (Österreich) _____	88
6.7	GruSiBau: Grundlagen zur Festlegung von Sicherheitsanforderungen für bauliche Anlagen _____	90
6.8	Hinweise der ARGEBAU _____	91
6.9	VDI-Richtlinie 6200: Standsicherheit von Bauwerken – Regelmäßige Überprüfung _____	93
6.10	BMVI: Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand _____	94
6.11	DB-Ril-805: Tragsicherheit bestehender Eisenbahnbrücken _____	95
6.12	DAfStb-Richtlinie: Belastungsversuche an Betonbauwerken _____	97
6.13	DAfStb-Heft 467: Verstärken von Betonbauteilen – Sachstandbericht _____	98
6.14	Merkblätter des Deutschen Beton- und Bautechnik-Vereins _____	100
6.15	Probabilistic Model Code des JCSS _____	101
6.16	Gegenüberstellung und Bewertung bestehender Dokumente _____	102
<b>7</b>	<b>Zuverlässigkeitstheoretische Grundlagen bei der Bewertung bestehender Tragwerke vor dem Hintergrund der Eurocodes _____</b>	<b>108</b>
7.1	Allgemeines – Besonderheiten bestehender Tragwerke _____	109
7.2	Ansätze zur Anpassung des Zielzuverlässigkeitsindex _____	110
7.2.1	Einfluss von menschlichen Fehlern _____	110
7.2.2	Einfluss des Bauwerksalters – Alterungsprozesse und Ausfallrate _____	114
7.2.3	Restnutzungsdauerkonzept zur Nachrechnung massiver Wasserbauwerke im Bestand _____	115
7.3	Ansätze zur Ermittlung modifizierter Teilsicherheitsbeiwerte auf Basis von DIN EN 1990 (semiprobabilistisch) _____	120
7.3.1	Grundlagen _____	121
7.3.2	Modifizierte Teilsicherheitsbeiwerte auf Basis angepasster Variationskoeffizienten _____	122
7.3.3	Modifizierte Teilsicherheitsbeiwerte auf Basis eines pauschal angepassten Zielzuverlässigkeitsindexes _____	124
7.3.4	Einfluss des Umrechnungsbeiwertes $\eta$ auf den Teilsicherheitsbeiwert des Werkstoffes Beton _____	125
7.4	Aufarbeitung und Bewertung internationaler Veröffentlichungen und Fachberichte _____	128
7.5	Teilsicherheitsbeiwerte gemäß DBV-Merkblatt: „Bauen im Bestand – Modifizierte Teilsicherheitsbeiwerte für Stahlbetonbauteile“ _____	131

<b>8</b>	<b>Semiprobabilistische Zuverlässigkeitskonzepte zum Nachweis bestehender Tragwerke im Wasserbau</b>	<b>136</b>
8.1	Besonderheiten bestehender Wasserbauwerke	136
8.2	Historische Konstruktionsweisen	137
8.3	Zielzuverlässigkeitsindex zum Nachweis bestehender Wasserbauwerke	139
8.4	Tragstruktur und Bauwerkszustand	142
8.5	Ermittlung der maßgebenden Basisvariablen	143
8.5.1	Ständige und veränderliche Einwirkungen	143
8.5.2	Einwirkungen infolge Wasser	144
8.5.2.1	Statistische Analyse von Hochwasserabflüssen	144
8.5.2.2	Statistische Analyse von Grundwasserständen	146
8.5.2.3	Bestimmung der bemessungsrelevanten Einwirkungskenngrößen auf der Basis von Wasserstandaufzeichnungen	147
8.5.2.4	Beispiele zur Bestimmung von bemessungsrelevanten Einwirkungskenngrößen infolge Wasser	150
8.5.3	Charakteristische Materialkennwerte	162
8.5.3.1	Werkstoff Beton	164
8.5.3.2	Werkstoff Betonstahl	169
8.5.4	Geometrische Kennwerte	170
8.6	Teilsicherheitsbeiwerte zum Nachweis bestehender Wasserbauwerke	171
8.6.1	Faktoren zur Berücksichtigung von Modellunsicherheiten	171
8.6.2	Teilsicherheitsbeiwerte auf der Einwirkungsseite	172
8.6.3	Teilsicherheitsbeiwerte auf der Widerstandsseite	181
8.7	Konzepte zur Bewertung von Bestandstragwerken	185
8.8	Konzept (I) und (II) – Beschreibung der Vorgehensweise	187
8.9	Kompensation von verbleibenden Zuverlässigkeitsdefiziten	188
<b>9</b>	<b>Querschnittsanalyse unbewehrter Gewichtsstützwände</b>	<b>190</b>
9.1	Maßgebender Bemessungsquerschnitt	190
9.2	Nachweisformate	194
9.2.1	Gleiten in der Arbeitsfuge	194
9.2.2	Versagen infolge Querkraft	196
9.2.3	Betondruckversagen	198
9.3	Probabilistische Grenzzustandsbetrachtung	200
9.3.1	Festlegung der maßgebenden Basisvariablen	200
9.3.2	Ergebnisse der probabilistischen Analyse	205
9.3.2.1	Gleiten in der Arbeitsfuge	205
9.3.2.2	Versagen infolge Querkraft	207
9.3.2.3	Betondruckversagen	210

9.3.2.4 Zusammenfassung	212
9.3.3 Verifikation der Teilsicherheitsbeiwerte	214
<b>10 Fazit</b>	<b>219</b>
10.1 Zusammenfassung	219
10.2 Probabilistische Berechnungsmethoden im Bauwesen	223
10.3 Ausblick	225
10.4 Bauen im Bestand – Warum alles anders ist !	226
<b>Technische Regelwerke und Normen</b>	<b>236</b>
<b>Weiterführende Literatur</b>	<b>240</b>
<b>Lebenslauf</b>	<b>251</b>



## Formelzeichen und Variablen

### Lateinische Buchstaben und Abkürzungen

$a$	Parameter der Gumbel-Verteilung
$a_d, a_{nom}$	Bemessungswert geometrischer Größen
$A_k$	charakteristischer Wert einer außergewöhnlichen Einwirkung
$B, b$	Bauteilbreite
$BHQ_T$	Bemessungshochwasser für den Bezugszeitraum $T$
$c$	Kohäsion (Bodenkennwert)
$c, \mu, \nu$	Beiwerte zur Beschreibung der Rauigkeit von Arbeitsfugen
$E$	Zufallsvariable / Basisvariable für Beanspruchungen (Einwirkungen)
$E(s)$	Erwartungswert eines Schadens
$E(X)$	Erwartungswert einer Zufallsvariablen
$E_d$	Bemessungswert einer Beanspruchung
$E_h, E_{hi}$	resultierender, horizontaler Erddruck, Erddruckkomponenten
$E_k$	Charakteristischer Wert einer Beanspruchung
$e_k$	Beanspruchung
$f_{cd,pl}$	unbewehrte Betondruckfestigkeit nach Gl. (3.15) in [DIN EN 1992-1-1:2011-01] mit $\alpha_{cc,pl} = 0,70$
$f_{cd,vorh}$	im ungerissenen Querschnitt vorhandene Betondruckspannung
$f_{ck,in-situ}$	tatsächliche Betondruckfestigkeit (am Tragwerk ermittelt)
$f_{ctd}, f_{cd}$	Bemessungswert der Betonzug- und -druckfestigkeit
$f_{ctd,pl}$	Bemessungswert der Betonzugfestigkeit (unbewehrt)
$f_{cvd}$	Bemessungswert der Betonfestigkeit bei Querkraft und Druck
$f_E(e)$	Verteilungsdichtefunktion der Einwirkung
$f_R(r)$	Verteilungsdichtefunktion des Widerstandes
$f_{R,E}(r,e)$	Gemeinsame Verteilungsdichtefunktion von Einwirkung und Widerstand
$F_{rep}$	Repräsentativer Einwirkungskennwert
$F_T(t)$	Gesamtversagenswahrscheinlichkeit innerhalb der Nutzungsdauer
$F_X(x)$	Verteilungsfunktion der Zufallsvariable $X$
$f_X(x)$	Verteilungsdichtefunktion der Zufallsvariable $X$
$G$	Eigengewichtskraft
$g(R,E)$	Grenzzustandsfunktion allgemein
$G_k$	charakteristischer Wert einer ständigen Einwirkung
$H$	Bauteilhöhe
$h$	Querschnittshöhe
$h_t(t)$	Ausfallrate
$h_{ÜkTw}$	maßgebende Höhe der Überlaufkante am Tragwerk
$h_W$	Wasserstandhöhe
$h_{W,BT}$	am Bauteil anstehende, wirksame Wasserstandhöhe
$h_{W,M}$	an einer Messstelle gemessener Wasserstand
$h_{W1}$	Grundwasserstand
$h_{W2}$	Kammerseitiger Wasserstand
$h_{Wd}$	bemessungsrelevante Wasserstandhöhe
$h_{Wd,max}$	max. Bemessungswasserstandhöhe bei Vorliegen einer geom. Überlaufkante
$h_{Wk}$	charakteris. Wasserstandhöhe als Quantilwert der stat. Verteilung
$h_{wx}$	Wasserstand als Bemessungshilfsgröße
$K_{mh}$	Erddruckbeiwert

$k_n$	Fraktilefaktor
$k_t$	Erhöhungsfaktor
LN	Logarithmische Normalverteilung
$m$	Beobachtungszeitraum (Jahre)
$M$	Biegemoment ohne Berücksichtigung von Einwirkungen infolge Wasser
$M_w$	Biegemoment bei Berücksichtigung von Einwirkungen infolge Wasser
$m_y$	Mittelwert einer logarithmisch verteilten Stichprobe
$n$	Bezugszeitraum (Jahre)
$n$	Stichprobenumfang
$n$	Verhältnis E-Modul Eisen / Beton
$N$	Normalverteilung
$N$	Normalkraft ohne Berücksichtigung von Einwirkungen infolge Wasser
$N_w$	Normalkraft bei Berücksichtigung von Einwirkungen infolge Wasser
$N$	Gesamtnutzungsdauer eines Tragwerks
$NHN$	Normalhöhenullpunkt
$NP_{BT}$	Bauteilnullpunkt
$PNP$	Pegelnullpunkt
OW	Oberwasser
$P, p, q$	Quantil der statistischen Verteilung
$P_E$	Eintrittswahrscheinlichkeit
$p_f, P_f$	Versagenswahrscheinlichkeit
$P_{f,RN}$	Versagenswahrscheinlichkeit innerhalb der Restnutzungsdauer
$P_S$	Überlebenswahrscheinlichkeit
$Q_d$	Bemessungswert einer veränderlichen Einwirkung
$Q_k$	charakteristischer Wert einer veränderlichen Einwirkung
$Q_{k,T}$	charakteristischer Wert einer veränderlichen Einwirkung für den Bezugszeitraum $T$
$\mathbb{R}$	Reelle Zahl
$R$	Zufallsvariable (Basisvariable) für Beanspruchbarkeiten (Widerstände)
$R(q)$	Quantilwert einer logarithmischen Normalverteilung
$R_d$	Bemessungswert einer Beanspruchbarkeit
$R_k$	charakteristischer Wert einer Materialfestigkeit
$R_N$	Restnutzungsdauer eines Tragwerks
$r_k$	Beanspruchbarkeit
$s_y$	Standardabweichung einer logarithmischen Stichprobe
$T$	Bezugszeitraum oder Wiederkehrintervall
$u$	Modalwert, Parameter der Gumbel-Verteilung
UW	Unterwasser
$V_E$	Variationskoeffizient Einwirkungen
$V_{Edi}$	Bemessungswert der Schubkraft in einer Arbeitsfuge
$V_f$	Variationskoeffizient der Materialfestigkeit (Stichprobe)
$V_G$	Variationskoeffizient der geometrischen Eigenschaften
$V_{Mod}$	Variationskoeffizient der Modellunsicherheit auf der Widerstandsseite
$V_{Mod,red}$	angepasster Variationskoeffizient der Modellunsicherheit auf der Widerstandsseite
$V_R$	Variationskoeffizient Tragwiderstand
$V_{x,is}$	Variationskoeffizient einer Basisvariable am Tragwerk bestimmt
$V_{Rdi}$	Bemessungswert der Schubtragfähigkeit in der Fuge
$W_{h1}$	resultierender, horizontaler Wasserdruck infolge Grundwasser
$W_{h2}$	resultierender, horizontaler Wasserdruck infolge Kammerwasser
$W_v$	Auftriebskraft, Summe der vertikalen Komponenten des inneren Wasserdruckes



$W_v$ Betr.	resultierender, vertikaler Wasserdruck (Betriebszustand)
$W_v$ Rev.	resultierender, vertikaler Wasserdruck (Revisionszustand)
$X$	Zufallsvariable / Basisvariable
$X_d$	Bemessungswert einer Basisvariable
$X_k$	charakteristischer Wert einer Basisvariable
$X_{k, is}$	charakteristischer Wert einer Basisvariable am Tragwerk bestimmt
$X_{k, T}$	charakteristischer Wert einer Basisvariable für den Bezugszeitraum $T$
$x_p$	$p$ -Quantilwert der statistischen Verteilung
$X_{rep}$	Repräsentativer Widerstandskennwert
$x_w$	Druckzonentiefe, ungerissener Restquerschnitt
$y_R, y_E$	normierte Koordinaten
$Z$	Basisvariable Zuverlässigkeit
$Z$	Grenzzustandsfunktion (allgemein)
zul $\sigma$	zulässige Spannung

### Griechische Buchstaben und Abkürzungen

$\Delta\beta$	Veränderung des Zuverlässigkeitsindex
$\bar{\sigma}_w$	Bezogener Wasserdruck
$\Phi(x)$	Standardnormalverteilungsfunktion
$\Phi^{-1}(x)$	Umkehrfunktion der Standardnormalverteilungsfunktion
$\Theta_E$	Modellunsicherheit der Beanspruchung (probabilistisch)
$\Theta_R$	Modellunsicherheit der Beanspruchbarkeit (probabilistisch)
$\alpha_{cc}$	Dauerstandfestigkeit Beton
$\alpha_i$	Sensitivitätsfaktor bzw. Wichtungsfaktor der Basisvariable $i$ (allgemein)
$\alpha_R, \alpha_E$	resultierende Sensitivitätsfaktoren bzw. feste Wichtungsfaktoren des Bauteilwiderstandes $R$ und der Einwirkung $E$
$\beta_{BIB}$	Zuverlässigkeitsindex zur Bewertung von Bestandstragwerken
$\beta_C$	Zuverlässigkeitsindex nach Cornell
$\beta_E$	Zuverlässigkeitsindex Einwirkungsseite
$\beta_{HL}, \beta$	Zuverlässigkeitsindex nach Hasofer / Lind
$\beta_{NB}$	Zielzuverlässigkeitsindex zur Errichtung von Tragwerken (Neubau)
$\beta_{NB, T}$	Zuverlässigkeitsindex zur Errichtung von Tragwerken für einen Bezugszeitraum von $T$ Jahren
$\beta_R$	Zuverlässigkeitsindex Widerstandsseite
$\beta_{red}$	angepasster Zielzuverlässigkeitsindex zur Bewertung bestehender Tragwerke
$\beta_{RN}$	Zuverlässigkeitsindex Restnutzungsdauer
$\beta_T$	Zuverlässigkeitsindex für den Bezugszeitraum $T$
$\beta_{Ziel}$	Zielzuverlässigkeitsindex
$\gamma$	Euler-Konstante $\gamma = 0,577215$
$\gamma_{mod}$	angepasster Teilsicherheitsbeiwert
$\gamma_0$	Zentraler Sicherheitsbeiwert
$\gamma_B$	Wichte Beton
$\gamma_{BG}$	Wichte Baugrund
$\gamma'_{BG}$	Wichte Baugrund unter Auftrieb
$\gamma_C$	Teilsicherheitsbeiwert Beton
$\gamma_{C, mod}$	modifizierter Teilsicherheitsbeiwert Beton
$\gamma_{conv}$	Festigkeitsdifferenz $f_{ck} / f_{ck, in-situ}$
$\gamma_E$	Teilsicherheitsbeiwert Einwirkungsseite

## Formelzeichen und Variablen

---

$\gamma_f$	Lastfaktor, Teilsicherheitsbeiwert des repräsentativen Wertes der Einwirkung
$\gamma_F$	Teilsicherheitsbeiwert der Einwirkungen inkl. Modellunsicherheiten und Maßabweichungen
$\gamma_G$	Teilsicherheitsbeiwert ständige Einwirkungen
$\gamma_{G,inf}, \gamma_{G,sup}$	Teilsicherheitsbeiwert für günstige und ungünstige Auswirkungen einer ständigen Einwirkung
$\gamma_{G,mod}$	modifizierter Teilsicherheitsbeiwert ständige Einwirkungen
$\gamma_M$	Materialfaktor, Teilsicherheitsbeiwert der Bauteileigenschaft inkl. Modellunsicherheitsfaktoren
$\gamma_m$	Materialfaktor, Teilsicherheitsbeiwert für Unsicherheiten der Baustoffeigenschaften (Stichprobe)
$\gamma_{Nenn}$	Nennsicherheitsbeiwert
$\gamma_Q$	Teilsicherheitsbeiwert veränderliche Einwirkungen
$\gamma_{Q,mod}$	modifizierter Teilsicherheitsbeiwert veränderliche Einwirkungen
$\gamma_R$	Teilsicherheitsbeiwert Widerstandsseite
$\gamma_{Rd1}$	Modellunsicherheit „Festigkeit“
$\gamma_{Rd2}$	Modellunsicherheit „Geometrie“
$\gamma_S$	Teilsicherheitsbeiwert Betonstahl
$\gamma_{S,mod}$	modifizierter Teilsicherheitsbeiwert Betonstahl
$\gamma_{Sd}, \gamma_{Rd}$	Faktoren zur Erfassung von Modellunsicherheiten (Teilsicherheitsbeiwerte)
$\gamma_W$	Teilsicherheitsbeiwert für Einwirkungen infolge Wasser
$\gamma_W$	Wichte Wasser
$\gamma, \gamma_{gl}, \gamma_{global}$	globaler Teilsicherheitsbeiwert
$\eta$	Umrechnungsbeiwert
$\varphi'$	Innerer Reibbeiwert Boden
$\lambda$	Parameter der Lognormalverteilung
$\mu_E$	Mittelwert der Einwirkung
$\mu_q$	Mittelwert einer veränderlichen Einwirkung (Stichprobe)
$\mu_{q,T}$	Mittelwert einer veränderlichen Einwirkung (Stichprobe) im Bezugszeitraum $T$
$\mu_R$	Mittelwert der Beanspruchbarkeit
$\mu_X$	Mittelwert einer Stichprobe
$\mu_Z$	Mittelwert der Verteilungsfunktion $Z$
$v_X, v_X$	Variationskoeffizient einer Stichprobe
$\pi$	Kreiszahl $\pi = 3,14159 \dots$
$\sigma_b$	Zulässige Betonspannung
$\sigma_{cp}$	Druckspannung im ungerissenen Betonquerschnitt
$\sigma_e$	Zulässige Betonstahlspannung
$\sigma_E$	Standardabweichung der Einwirkung
$\sigma_n$	Spannung infolge der minimalen Normalkraft rechtwinklig zur Fuge, die gleichzeitig mit der Querkraft wirken kann
$\sigma_q$	Standardabweichung einer veränderlichen Einwirkung (Stichprobe)
$\sigma_R$	Standardabweichung der Beanspruchbarkeit
$\sigma_X$	Standardabweichung einer Basisvariable
$\sigma_Z$	Standardabweichung der Verteilungsfunktion $Z$
$\tau_{cp}$	vom Betonquerschnitt abzutragende Querkraft
$\omega_\gamma$	Adjustment-Factor
$\xi$	Parameter der Lognormalverteilung
$\psi_{i,i}$	Kombinationsbeiwert zur Berücksichtigung unterschiedlicher Einwirkungen

**X**

# 1 Einführung

## 1.1 Problemstellung

Das Wasserstraßennetz der Bundesrepublik Deutschland verfügt über eine Länge von rund 7.300 km mit einem Anlagevermögen von 50 Mrd. Euro (Preisstand 2010) [WSV - 2014]. Hiervon entfallen 2.480 km auf Flüsse, 3.060 km auf staugeregelte Flüsse und 1.750 km auf künstliche Wasserstraßen (Kanäle), vgl. Bild 1.1. Während ca. 700 km seeschiffahrtstauglich sind, bleiben rund 6.600 km der Binnenschifffahrt vorbehalten. In Deutschland beträgt der Anteil der auf die Wasserstraße entfallenden Transportleistung am Güterverkehr ca. 12 %, weshalb die Sicherstellung der Schiffbarkeit dieser Gewässer von großer volkswirtschaftlicher Bedeutung ist.



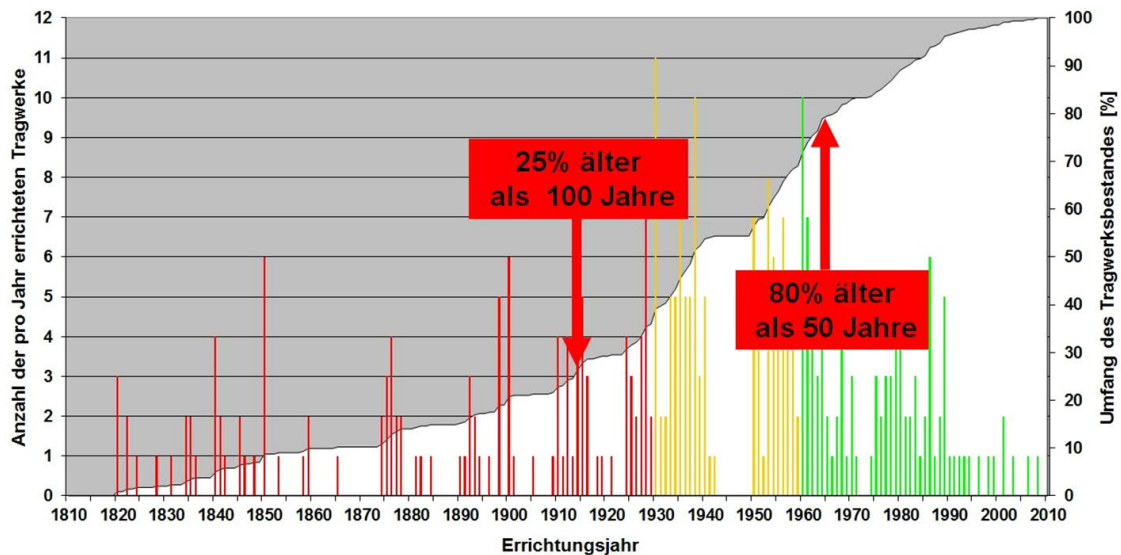
**Bild 1.1:**

Auszug aus der Wasserstraßenkarte der Bundesrepublik Deutschland [BMVI - 2014]

Zum zuverlässigen Betrieb der Wasserstraßen sind zahlreiche Bauwerke (ca. 400 Schleusen, 320 Wehranlagen, u. a.) erforderlich, deren Anlagevermögen bei rund 21 Mrd. Euro liegt. Der Großteil dieser Tragwerke wurde in der ersten Hälfte des 20. Jahrhunderts errichtet und weist mittlerweile ein Alter von über 60 Jahren auf.

Stellvertretend für Wasserbauwerke ist in Bild 1.2 die Altersstruktur der sich an den Wasserstraßen befindlichen Schleusenbauwerke dargestellt. Demnach wurden 80 % der Tragwerke vor mehr als 50 Jahren erstellt und 25 % haben bereits die planmäßige Nutzungsdauer von 100 Jahren erreicht bzw. überschritten.

Nach Artikel 89 des Grundgesetzes ist der Bund Eigentümer der Bundeswasserstraßen, deren Verwaltung innerhalb des Bundesministeriums für Verkehr und digitale Infrastruktur (BMVI) an die Wasser- und Schifffahrtsverwaltung (WSV) delegiert wurde. Unter effizientem und wirtschaftlichem Einsatz der Haushaltsmittel ist diese Behörde für die Sicherheit und Zuverlässigkeit des Verkehrsträgers verantwortlich.



**Bild 1.2:** Altersstruktur von Schleusen der Wasser- und Schifffahrtsverwaltung [Kunz - 2012a]

Wasserbauwerke im Eigentum öffentlicher Gebietskörperschaften sind vom Bestandsschutz ausgenommen und müssen immer den allgemein anerkannten Regeln der Technik nach z. B. §48 WaStraG bzw. §3 MBO entsprechen. Dies hat u. a. zur Folge, dass bestehende Tragwerke bei der Einführung neuer Normen prinzipiell auch auf deren Basis nachzuweisen sind.

Aufgrund mehrfacher Änderungen des den Stahlbetonbau betreffenden Regelwerkes [DIN EN 1990:2010-12, DIN EN 1992-1-1:2011-01] genügen bestehende Wasserbauwerke oftmals nicht den aktuellen allgemein anerkannten Regeln der Technik, die zur Errichtung von Tragwerken konzipiert werden.

Neben Bemessungs- und Konstruktionsregeln, deren Weiterentwicklung durch mit der Bauweise gewonnener Erfahrung erforderlich ist, sind auch die Werkstoffe betreffende Neuerungen bei der Fortschreibung des Regelwerkes zu berücksichtigen.

Seit Einführung der aktuellen Normengeneration (Eurocodes) einschließlich deren Vorläufer aus dem Jahr 2001 wird zudem ein semiprobabilistisches Zuverlässigkeitskonzept verwendet, das sich wesentlich und grundlegend von dem in Deutschland bis dahin maßgebenden globalen Sicherheitskonzept [DIN 1045:1988-07] unterscheidet.

Es ist zu berücksichtigen, dass sich die Nachrechnung bestehender Bauteile grundsätzlich von der Bemessung neu zu erstellender Bauteile unterscheidet. Bei Bestandstragwerken können eine Vielzahl von Bauteilparametern im Rahmen einer Bestandsaufnahme beziffert werden, die bei der Errichtung von Tragwerken zum Zeitpunkt der Tragwerksplanung unbekannt sind. Dies ermöglicht die Reduktion von Sicherheitszuschlägen im zur Errichtung von Tragwerken konzipierten Zuverlässigkeitskonzept. Bei der Nachrechnung bestehender Bauteile führt die Nichtbeachtung dieser Besonderheit zu unwirtschaftlichen Berechnungsergebnissen.

Obwohl viele Bauwerke keine signifikanten Auffälligkeiten zeigen, hat die rechtlich geforderte Nachrechnung bestehender Tragwerke auf Basis des aktuellen Regelwerkes [DIN EN 1990:2010-12, DIN EN 1992-1-1:2011-01] oftmals rechnerische Tragfähigkeitsdefizite mit erheblichen Auswirkungen für die WSV als Baulastträger zur Folge.

Zur Beseitigung dieser rechnerischen Tragfähigkeitsdefizite kommen zunächst nur Stilllegung, Abriss und Neubau oder alternativ eine Grundinstandsetzung der Tragwerke in Frage, was in beiden Fällen mit einer temporären Unterbrechung von Wasserwegen verbunden ist.

Bei allen Maßnahmen ist zudem zu berücksichtigen, dass eine Behinderung des Schiffsverkehrs auf ein unvermeidbares Mindestmaß zu beschränken ist. Gleichwohl muss eine gesellschaftlich adäquate Tragwerkszuverlässigkeit sichergestellt sein, die einen reibungslosen und kontinuierlichen Schiffsverkehr ermöglicht.

Um das baurechtliche und nachweisrechnerische Defizit zu beheben, ist ein an die Besonderheiten zum Nachweis bestehender Tragwerke angepasstes Sicherheitskonzept erforderlich, mit dem unter wirtschaftlichem Einsatz der vorhandenen Mittel ein optimales Betriebsmanagement des Verkehrsträgers Wasserstraße sichergestellt wird. Hierzu sind Eingriffe im aktuellen Nachweis-konzept [DIN EN 1990:2010-12], die gestatten, Erkenntnisse aus Bestand und Betrieb eines Tragwerkes auch bei dessen Nachrechnung vorteilhaft zu nutzen, unumgänglich, vgl. auch [DIN 19702:2013-02].

## **1.2 Zielsetzung**

Bei der Nachrechnung bestehender Wasserbauwerke aus Beton und Stahlbeton auf Basis der aktuellen Regelwerke [DIN EN 1990:2010-12, DIN EN 1992-1-1:2011-01] resultieren die rechnerischen Tragfähigkeitsdefizite vorwiegend aus der Fortschreibung des Regelwerkes im Hinblick auf das maßgebende Zuverlässigkeitskonzept einschließlich der dazugehörigen Bemessungs- und Konstruktionsregeln. Haben sich die bemessungsrelevanten Einwirkungsannahmen im Vergleich zu den Berechnungsannahmen bei der Tragwerkserstellung erhöht, führt dies zu einer weiteren Verschärfung des zunächst rechnerischen Defizites.

Die zur Errichtung von Tragwerken konzipierten Regelwerke eignen sich nur bedingt zur Nachrechnung von Bestandsbauteilen, da die dazugehörigen Berechnungsannahmen in vielen Fällen nur eingeschränkt übertragbar sind. Trotzdem müssen bestehende Wasserbauwerke im Eigentum der WSV grundsätzlich nach den jeweils gültigen, allgemein anerkannten Regeln der Technik nachgewiesen werden. Somit bietet sich an, Eingriffe im aktuellen Sicherheitskonzept vorzunehmen, die eine angepasste Nachweisführung unter Berücksichtigung der spezifischen Bauwerks-umstände gestatten.

Auf Grundlage des aktuellen Zuverlässigkeitskonzeptes der Eurocodes wird in dieser Arbeit eine Nachrechnungs-Unterlage erarbeitet, die es innerhalb der bestehenden Nachweisgleichungen (Eurocodes) ermöglicht, Erkenntnisse aus Bestand und Betrieb eines Tragwerkes angemessen zu berücksichtigen und weiterhin speziell auf die Nachrechnung bestehender Tragwerke abgestimmte Zuverlässigkeitselemente enthält.

Es wird angestrebt, das rechnerische Tragfähigkeitsdefizit hierdurch zu beseitigen und weiterhin Informationen über die Zuverlässigkeit der baulichen Anlagen zu erhalten, die zu einer Priorisierung von Instandhaltungsmaßnahmen verwendet werden können. Zusätzlich sollen die gewonnenen Erkenntnisse bei der Erstellung einer Richtlinie zur Bewertung bestehender Wasserbauwerke berücksichtigt werden.

### **1.3 Vorgehensweise**

In den letzten Jahren wurden national und international mehrere Forschungsvorhaben durchgeführt, die sich mit der betragsmäßigen Zuverlässigkeit bestehender Tragwerke beschäftigten. All diesen Arbeiten ist gleich, dass sie auf probabilistischen Bewertungsverfahren beruhen. Deren Anwendung ist im Rahmen wissenschaftlicher Arbeiten üblich, unter praxisrelevanten Gesichtspunkten im Allgemeinen jedoch nicht empfehlenswert, da die Berechnungsergebnisse stark vom gewählten Rechenansatz und den Eingangskennwerten abhängen.

Aus diesem Grund wird in der vorliegenden Arbeit ein Konzept gewählt, das bewusst nicht auf probabilistischen Bewertungsverfahren basiert, sondern mit wahrscheinlichkeitstheoretisch einfachen Mitteln nachvollziehbare Modifikationsansätze enthält.

Im Mittelpunkt stehen somit keine analytischen Parameterstudien, sondern konzeptionell begründete Aspekte, die in Übereinstimmung mit [DIN EN 1990:2010-12] zu der zu erzielenden Anpassung von Zuverlässigkeitselementen für das Bauen im Bestand führen. Hierzu werden zunächst die wesentlichen Begriffe und Grundlagen der Zuverlässigkeitstheorie im Bauwesen erläutert.

Mit der Kenntnis der mathematischen Zusammenhänge wird die Grundlage geschaffen, Möglichkeiten zur Anpassung von Zuverlässigkeitselementen für das Bauen im Bestand zu identifizieren bzw. deren Auswirkungen abzuschätzen.

Nach der Beschreibung der geschichtlichen Entwicklung der Zuverlässigkeitstheorie im Bauwesen werden auf Basis der zuvor allgemeingültig beschriebenen, mathematischen Grundlagen die Inhalte des Eurocodes aufgeführt, wodurch die darin implementierten Vereinfachungen deutlich werden. Ergänzt werden diese Angaben mit bei der Bemessung massiver Wasserbauwerke zu berücksichtigenden Besonderheiten, die in erster Linie auf Einwirkungen infolge Wasser zurückzuführen sind.

Anschließend werden die Inhalte von maßgebenden Normen, Richtlinien und Merkblättern zum Umgang mit bestehender Bausubstanz mit dem Ziel aufgeführt, konzeptionelle Gemeinsamkeiten bei der Anpassung von Zuverlässigkeitselementen zu finden. Hierbei wird deutlich, dass innerhalb bisheriger Arbeiten bereits eine Vielzahl von Möglichkeiten aufgezeigt, wahrscheinlichkeitstheoretisch jedoch nur inkonsequent umgesetzt werden.

Unter Berücksichtigung der zuverlässigkeitstheoretischen Inhalte des Eurocodes werden darauf aufbauend Ansätze abgeleitet, die eine allgemeingültige Anpassung von Zuverlässigkeitselementen zur Folge haben, was letztendlich auch zur Festlegung eines reduzierten Zielzuverlässigkeitsindex herangezogen wird. Eine Beschreibung zur Bestimmung der maßgebenden Basisvariablen am Tragwerk sowie die semiprobabilistische Ableitung von Teilsicherheitsbeiwerten stellen weitere Bestandteile des modifizierten Nachweiskonzeptes zur Bestandsbewertung dar.

Innerhalb einer probabilistischen Querschnittsanalyse wird anschließend gezeigt, dass die zuvor abgeleiteten Teilsicherheitsbeiwerte den Festlegungen des Eurocodes entsprechen. Somit wird innerhalb der vorliegenden Arbeit ein Konzept erarbeitet, das auf den Inhalten von [DIN EN 1990:2010-12] beruht, jedoch ein an die Erfordernisse zur Bewertung bestehender Tragwerke angepasstes Nachweismodell enthält.

## **2 Sicherheit, Versagenswahrscheinlichkeit und Risiko**

Eine der grundlegendsten Anforderungen an Bauwerke ist deren Zuverlässigkeit, die auf wahrscheinlichkeitstheoretischen Festlegungen beruht und die Akzeptanz des verbleibenden Risikos erfordert. Dies gilt sowohl bei der Errichtung neuer Tragwerke als auch bei der Bewertung von Bestandstragwerken.

Wie bei den in der Vergangenheit verwendeten deterministischen Zuverlässigkeitskonzepten existiert auch beim aktuellen Zuverlässigkeitskonzept auf wahrscheinlichkeitstheoretischer Basis aus mathematischer Sicht keine absolute, rechnerische Zuverlässigkeit, weshalb operatives Tragwerksversagen niemals vollständig ausgeschlossen werden kann. Aufgabe der Bemessung ist deshalb die Sicherstellung einer gesellschaftlich akzeptierten Versagenswahrscheinlichkeit, unabhängig davon, ob es sich um die Errichtung (Neubau) oder Bewertung (Bestand) von Tragwerken handelt.

Im Vergleich zum deterministischen Zuverlässigkeitskonzept erfordert das aktuelle Konzept auf wahrscheinlichkeitstheoretischer Basis [DIN EN 1990:2010-12] somit ein gewisses Umdenken, das auf nachfolgend aufgeführten Zusammenhängen beruht.

### **2.1 Zentrale Begriffe**

Das Zuverlässigkeitskonzept der aktuellen Normengeneration (Eurocodes) basiert auf wahrscheinlichkeitstheoretischen Grundsätzen. Im Gegensatz zu vorangegangenen, deterministischen Zuverlässigkeitskonzepten werden hierin stochastische Parameter (Mittelwert, Standardabweichung) zur Bestimmung von Teilsicherheitsbeiwerten anstelle von deterministischen Kennwerten berücksichtigt, was elementar für das Verständnis der aktuellen Nachweis- bzw. Bewertungsmethode ist.

#### **2.1.1 Risiko**

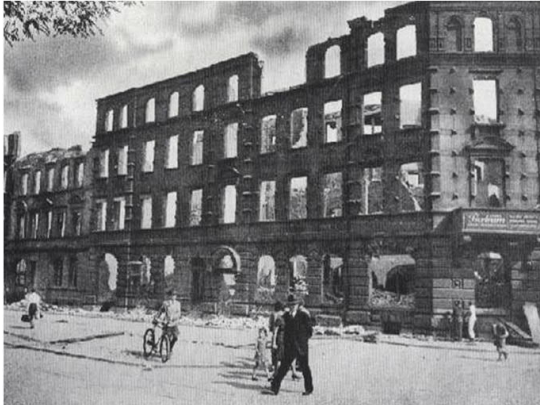
Im Allgemeinen wird das Eintreten eines Ereignisses mit der Möglichkeit negativer Auswirkungen als Risiko bezeichnet. Risiko kann aber auch ein Maß für die Größe einer Gefahr darstellen, weshalb man versucht, Risiken zu quantifizieren [Schneider - 1996]. Da weder das Eintreten noch die Auswirkungen eines unerwünschten Ereignisses prognostiziert werden können, ist der Begriff Risiko zusätzlich mit einer gewissen Unsicherheit behaftet.

Grundsätzlich wird Risiko als Kombination aus Häufigkeit oder Wahrscheinlichkeit und der Auswirkung eines festgelegten, zum Schaden führenden Ereignisses definiert [Proske - 2004]. Mit Hilfe der Produktformel kann Risiko als Funktion der Eintretenswahrscheinlichkeit eines Ereignisses  $P_E$  und dem Erwartungswert des Schadens  $E(s)$  bei Eintritt des Ereignisses quantifiziert werden [Schneider - 1996]:

$$R = P_E \cdot E(s) \tag{2.1}$$

Demnach hat Risiko die Dimension des Schadens, da Wahrscheinlichkeiten  $P$  dimensionslos sind und nur Werte zwischen 0 und 1 annehmen können. Die Wahrnehmung von Risiken ist individuell unterschiedlich und hängt von vielen Faktoren ab. Hierzu gehören in erster Linie persönliche Erfahrungen und Tradition aber auch gesellschaftliche Hintergründe.

So kann z. B. das gesellschaftliche Risikoempfinden unmittelbar nach dem 2. Weltkrieg aufgrund der damaligen Umstände nicht mit dem Risikoempfinden der heutigen Zeit verglichen werden, vgl. Bild 2.1.



**Bild 2.1:**

Hausfront nach dem 2. Weltkrieg, die zur damaligen Zeit offensichtlich als „sicher“ empfunden wird.

Nach [Proske - 2004] werden vier Hauptgruppen von Risiken unterschieden:

- natürliche Risiken (z. B. Naturkatastrophen, Erdbeben),
- technische Risiken (z. B. Tragwerksversagen, Kraftwerksstörfälle),
- gesundheitliche Risiken und
- soziale Risiken.

Eine weiterführende Klassifizierung erfolgt durch [Schneider - 1996], indem er neben individuellen und kollektiven Risiken auch akzeptierte, freiwillige und aufgezwungene Risiken sowie Restrisiken unterscheidet. Während freiwillige, individuelle Risiken (z. B. Bergsteigen, Fallschirmspringen) bewusst in Kauf genommen werden, ist die Akzeptanz für aufgezwungene, kollektive Risiken bzw. für Restrisiken (z. B. Todesfall infolge Tragwerksversagen) um ein Vielfaches geringer. Zusätzlich kann sich das subjektive Risikoempfinden sehr stark vom objektiv vorhandenen Risiko unterscheiden [Schneider - 1996].

Das von Tragwerken ausgehende Risiko ist als solches nur schwer zu beziffern und von einer Vielzahl von Faktoren abhängig. Aufgabe der Bemessung bzw. Tragwerksbewertung ist deshalb die Beschränkung dieses Risikos auf ausreichend geringe bzw. akzeptable Werte.

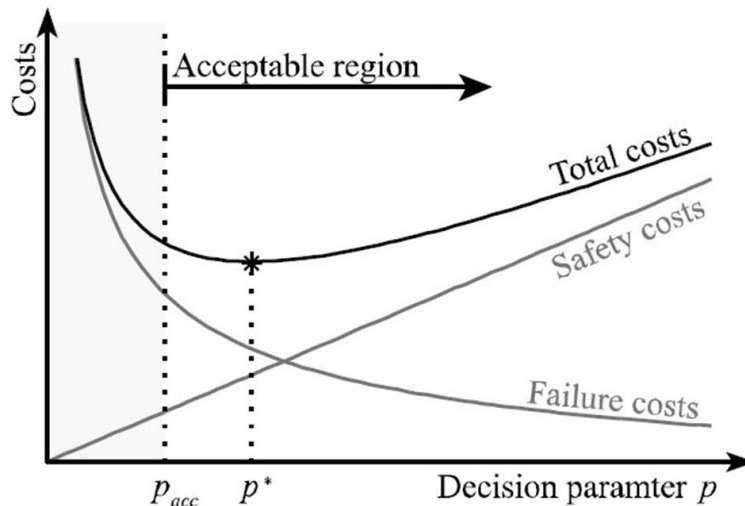
### **2.1.2 Sicherheit**

Sicherheit ist ein qualitativer Begriff und steht im Gegensatz zu Risiko. Sicherheit gegenüber einer Gefährdung besteht dann, wenn diese Gefährdung durch geeignete Maßnahmen unter Kontrolle gehalten oder auf ein akzeptables Maß beschränkt wird, wobei eine absolute Sicherheit niemals erreicht werden kann [Schneider - 1996].

Trotz aller Vorkehrungen zur Vermeidung eines Schadens bleibt immer ein gewisses Restrisiko bestehen. Die Frage der Sicherheit bezieht sich auf die Sicherstellung der Gefahrenfreiheit als relativer Zustand innerhalb eines bestimmten Zeitraumes unter festgelegten Umständen und einer festgelegten Umgebung, indem eine Gefährdung hinreichend unwahrscheinlich ist [Pech et al. - 2007].



Im Bauwesen wird unter Sicherheit die Beschränkung des Risikos für Personen- und Sachschäden auf vergleichbar kleine Werte einschließlich der Arbeitssicherheit der Ersteller, der Benutzer und Dritter im Einflussbereich des Bauwerks verstanden [Schneider - 1996]. Dabei lässt sich das Sicherheitsniveau über den zur Herstellung des Tragwerkes betriebenen Aufwand steuern. Hiermit verbunden ist jedoch eine exponentielle Steigerung der Herstellkosten, weshalb das Erreichen eines bestimmten Sicherheitsniveaus auch immer mit wirtschaftlichen Aspekten verknüpft ist, vgl. Bild 2.2.



**Bild 2.2:**

Zusammenhang zwischen Zuverlässigkeit und Beschaffungskosten eines Tragwerkes

[ISO/DIS 2394:2013(E)]

Somit steht die Sicherheit einer baulichen Anlage immer im Konflikt zu deren Wirtschaftlichkeit, wobei ein normativ vorgegebenes Sicherheitsniveau nicht unterschritten werden darf. In Abhängigkeit von den Wertvorstellungen und dem Sicherheitsbedürfnis einer Gesellschaft ist die Festlegung des Sicherheitsniveaus eine hoheitliche Aufgabe. Ein Bauwerk wird als sicher eingestuft, wenn bei vergleichbaren Situationen das vorhandene Risiko ein von der Gesellschaft akzeptiertes verbleibendes Restrisiko nicht übersteigt [Betonkalender - 2013].

### 2.1.3 Zuverlässigkeit

Unter Zuverlässigkeit versteht man die Fähigkeit eines Tragwerks oder Bauteils die festgelegten Anforderungen hinsichtlich Tragfähigkeit, Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit innerhalb der geplanten Nutzungszeit mit vorgegebener Wahrscheinlichkeit zu erfüllen [DIN EN 1990:2010-12]. Die Zuverlässigkeit  $Z$  ist im Gegensatz zur Sicherheit messbar und kann als Komplement zur Versagenswahrscheinlichkeit  $P_f$  definiert werden [Schneider - 1996]:

$$Z = 1 - P_f \quad (2.2)$$

Im Bauwesen stellt die Versagenswahrscheinlichkeit den Quotienten aus der Anzahl der eingetretenen Schadensfälle  $n$  bezogen auf die Gesamtanzahl aller Projekte  $m$  in Abhängigkeit vom Betrachtungszeitraum dar:

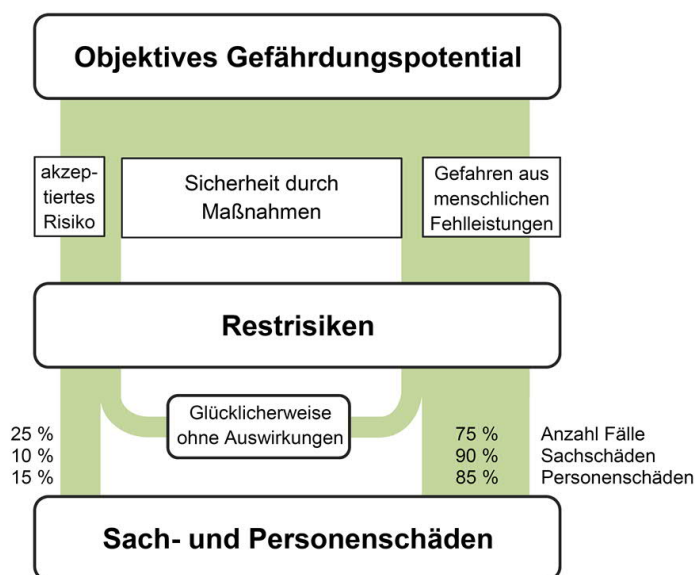
$$P_f = n_{\text{Schaden}} / m_{\text{Gesamt}} \quad (2.3)$$

Wird eine Bedingung mit einer gewissen Wahrscheinlichkeit nicht eingehalten, äußert sich dies durch mangelnde Zuverlässigkeit. Dabei ist es theoretisch unerheblich, ob ein Tragwerk einstürzt (Grenzzustand der Tragfähigkeit) oder aufgrund einer zu großen Verformung (z. B. Durchbiegung) über einen maximal zulässigen Wert unbrauchbar wird (Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit).

## 2.2 Gefährdungspotential und Restgefahren

Die Gesamtheit aller Gefahren kann niemals vollständig bekannt sein, weshalb immer ein gewisses Gefährdungspotential besteht. Diese Gefahren kann man bewusst akzeptieren oder im Sinne der angestrebten Sicherheit mit geeigneten Maßnahmen abwehren. Da bei der Gefahrenerkennung wie auch beim Maßnahmen-einsatz Fehlhandlungen der Beteiligten nie vollständig auszuschließen sind, existieren noch sogenannte Restrisiken, die ebenfalls nicht auf null reduziert werden können, vgl. Bild 2.3 [Schneider - 1996].

Zur Zuverlässigkeitsbewertung von Tragwerken müssen deshalb Vorkehrungen getroffen werden, die diese Restrisiken implizit berücksichtigen. Im aktuellen Sicherheitskonzept erfolgt dies unter anderem über die Festlegung der zulässigen Versagenswahrscheinlichkeit mit entsprechendem „Vorhaltemaß“, das auch auf Grundlage von Erfahrung mit vorangegangenen Bemessungskonzepten festgelegt wurde.



**Bild 2.3:**

Objektives Gefährdungspotential und Restrisiken im Bauwesen [Schneider - 1996]

Ausgehend vom objektiven Gefährdungspotential zeigt Bild 2.3, dass Gefahren aus menschlichen Fehlleistungen in 75 % der Fälle die Ursache für Sach- und Personenschäden sind, währenddessen lediglich 25 % der Schadensfälle in Form eines akzeptierten Risikos bewusst in Kauf genommen werden. Weiterhin wird deutlich, dass nicht jede Gefahr bzw. jedes Restrisiko zu einem Schaden führen muss, sondern auch ohne Auswirkungen bleiben kann.

### **2.3 Anforderungen an die Zuverlässigkeit von Baukonstruktionen**

Hinsichtlich der Anforderungen an die Zuverlässigkeit von Baukonstruktionen wird in Abschnitt 2.1 von [DIN EN 1990:2010-12] gefordert:

*„Ein Tragwerk ist so zu planen und auszuführen, dass es während der Errichtung und in der vorgesehenen Nutzungszeit mit angemessener Zuverlässigkeit und Wirtschaftlichkeit den möglichen Einflüssen standhält und die geforderten Gebrauchstauglichkeitseigenschaften behält. Bei der Planung und Berechnung des Tragwerks sind ausreichende Tragfähigkeit, Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit zu beachten.“*

Die Tragwerkszuverlässigkeit wird im Zuverlässigkeitskonzept der aktuellen Normengeneration [DIN EN 1990:2010-12] durch die Vorgabe zulässiger Versagenswahrscheinlichkeiten erreicht, die der gesellschaftlichen Risikoakzeptanz entsprechen. Hierbei werden insbesondere Restrisiken durch menschliches Fehlverhalten implizit berücksichtigt, da diese wesentlichen Einfluss auf die Zuverlässigkeit eines Tragwerks haben, vgl. Bild 2.3.

Neben der gesellschaftlichen Risikoakzeptanz sind bei der Festlegung des Zuverlässigkeitsniveaus allerdings auch wirtschaftliche Aspekte zu berücksichtigen, da die Sicherstellung eines bestimmten Zuverlässigkeitsniveaus direkte Auswirkungen auf die Herstellungs- bzw. Erhaltungskosten eines Tragwerkes zur Folge hat, vgl. Bild 2.2. Bei entsprechender Begründung empfiehlt sich deshalb auch aus ökonomischen Gründen eine Staffelung der zulässigen Versagenswahrscheinlichkeit.

### **3 Grundlagen der Zuverlässigkeitstheorie im Bauwesen**

Die Zuverlässigkeitsanalyse ermöglicht eine bauartunabhängige Bewertung der Zuverlässigkeit von Tragwerken auf wahrscheinlichkeitstheoretischer Basis, deren Einführung im Bauwesen als Voraussetzung für ein übersichtliches und widerspruchsfreies Normenwerk gesehen wurde [Grusibau - 1981]. Sie wird durch den Einfluss der Zeit und das Auftreten verschiedener Versagensmechanismen erschwert, weshalb in der Regel vereinfachend zeitinvariante Systeme betrachtet werden. Innerhalb des Konzeptes wird die Versagenswahrscheinlichkeit  $P_f$  eines Tragwerkes als maßgebende Zielgröße verwendet, da Sicherheit ein individuelles Gefühl und als Kenngröße nicht quantifizierbar ist, vgl. Kapitel 2.1.

Wesentlich für die Anwendung und zum Verständnis der Theorie ist, dass Tragwerke niemals eine absolute Zuverlässigkeit aufweisen können und immer ein gewisses Restrisiko hinsichtlich Tragwerksversagen in Abhängigkeit vom Betrachtungszeitraum bestehen bleibt. Ursächlich hierfür ist, dass Einwirkungen  $E$  und Widerstände  $R$  durch stochastisch voneinander unabhängige Verteilungen abgebildet werden, die mathematisch nicht begrenzt sind. Somit existieren stets Bereiche, bei denen die Einwirkungen die Widerstände übersteigen. Aus theoretischer Sicht folgt hieraus der Verlust der Tragfähigkeit. Bestimmt wird die Versagenswahrscheinlichkeit  $P_f$  mit Hilfe probabilistischer Berechnungsverfahren auf Basis der Grenzzustandsfunktion:

$$g(R,E) = R - E \quad (3.1)$$

Bei  $R$  und  $E$  handelt es sich nicht um deterministische Größen, da alle zum Nachweis erforderlichen Basisvariablen wie Last- Geometrie- und Materialkennwerte natürlichen Streuungen unterliegen und somit auch  $R$  und  $E$  selbst als Zufallsvariablen zu betrachten sind, vgl. Kapitel 3.2.

Obwohl menschliche Fehlleistungen bei auftretenden Schäden in vielen Fällen schadensursächlich sind, werden sie im wahrscheinlichkeitstheoretisch basierten Zuverlässigkeitskonzept nicht berücksichtigt.

Aus diesem Grund werden Sicherheitselemente, neben der Kalibrierung innerhalb probabilistischer Studien, auch auf der Basis von Erfahrung mit früher ausgeführten Bauwerken empirisch festgelegt [Grünberg - 2004] und können deshalb oftmals nicht wissenschaftlich begründet werden [Braml - 2010]. Somit handelt es sich bei probabilistisch ermittelten Versagenswahrscheinlichkeiten von Tragstrukturen um operative Werte, die nicht im Zusammenhang mit tatsächlichen Versagensraten stehen [DIN EN 1990:2010-12]. Dies ist bei allen das Sicherheitskonzept betreffenden Überlegungen zu beachten.

Unter Berücksichtigung des Sicherheitsbedürfnisses der Öffentlichkeit ist es unter dem Grundsatz der Verhältnismäßigkeit der Mittel die Aufgabe einer Gesellschaft, eine adäquate Versagenswahrscheinlichkeit für Tragstrukturen festzulegen.

Für die Anforderungen des Bauwesens werden nachfolgend die maßgebenden Zusammenhänge der Zuverlässigkeitstheorie erläutert. Eine umfassende Darstellung der Grundlagen können [Schueller - 1981], [Klingmüller / Bourgund - 1992], [Späthe - 1992], [Grünberg - 2004] und [Rackwitz - 2006] entnommen werden.

### 3.1 Zufallsvariablen und ihre Verteilungsfunktionen

Während in baupraktischen Berechnungen in der Regel mit deterministischen Theorien und festen Kennwerten oder Variablen gerechnet wird, weist die Realität einen stochastischen Charakter auf [Späthe - 1992].

Alle zur Bemessung eines Tragwerkes erforderlichen Kenngrößen (Material- und Einwirkungskennwerte, Kennwerte der Bauteilgeometrie etc.) streuen mehr oder weniger stark um ihren Mittelwert und werden als Basisvariablen bzw. Zufallsvariablen bezeichnet [Schneider - 1996]. Sie können ggf. auch zeitabhängig sein und werden mit Hilfe von Verteilungsfunktionen beschrieben.

Diese zufälligen Erscheinungen werden durch stochastische Modelle berücksichtigt, deren Eigenschaften auf Stichprobenuntersuchungen basieren. Hierbei ist der verfügbare Stichprobenumfang maßgebend für die Qualität des Modells verantwortlich. Mit Hilfe der mathematischen Zuverlässigkeitstheorie wird letztendlich der Einfluss der zufälligen Streuungen auf die Zuverlässigkeit eines Tragwerkes ermittelt, weshalb bei der Bestimmung der Bauteilzuverlässigkeit die Wahl der richtigen Verteilungsfunktion und –parameter von großer Bedeutung ist.

Problematisch erweist sich im Bauwesen die Tatsache, dass zur Ermittlung der maßgebenden Parameter einer Verteilungsfunktion in der Regel nur sehr geringe Stichprobenumfänge zur Verfügung stehen, auf deren Basis die probabilistischen Berechnungen erfolgen. Zuverlässige statistische Aussagen erfordern aber sehr große Stichprobenumfänge [Späthe - 1992], weshalb der Mangel an statistischen Informationen einen großen Unsicherheitsfaktor im Rahmen von probabilistischen Analysen darstellt.

In der Praxis resultieren bei der probabilistischen Bewertung von Bestandstragwerken auf der Basis einer begrenzten Probekörperanzahl Probleme, da die probabilistischen Berechnungsverfahren sehr sensibel auf Schwankungen der eingehenden Basisvariablen reagieren und die statistische Aussagekraft der Basisvariablen aufgrund des verhältnismäßig geringen Stichprobenumfanges nur gering ist.

Deshalb ist es grundsätzlich ratsam, probabilistische Analysen auf die theoretische Herleitung von Sicherheitselementen innerhalb wissenschaftlicher Parameterstudien zu beschränken und zum Nachweis eines tatsächlich bestehenden Tragwerks nur in Ausnahmefällen zu verwenden.

Im Rahmen der Zuverlässigkeitstheorie ist die genaue Größe der Basis- bzw. Zufallsvariablen nicht bekannt und stellt ein physikalisches Zufallsereignis dar [Braml - 2010], das zufällig einen Wert annehmen kann [Fischer - 2001].

Unter einer Zufallsvariablen  $X$  versteht man somit eine Funktion, die diese Werte beschreibt, indem dem Ergebnis eines Zufallsexperimentes  $\omega$  reelle Zahlen  $X(\omega)$  als Realisation von  $X$  zugeordnet werden:

$$X : \omega \rightarrow X(\omega) \in \mathbb{R} \quad (3.2)$$

Alle Realisationen einer Zufallsvariablen  $X$  werden zu deren Grundgesamtheit  $\Omega$  zusammengefasst, die einen endlichen oder unendlichen Umfang aufweisen kann.

Im Bauwesen spielen in erster Linie nur stetige Zufallsvariablen eine Rolle, die durch ihre Verteilungsfunktion eindeutig charakterisiert sind. Nachfolgend werden die Eigenschaften solcher Verteilungsfunktionen einschließlich ihrer Parameter kurz erläutert, vgl. [Hartung et al. - 2005].

Die Definition der Verteilungsfunktion  $F_X$  einer Zufallsvariablen  $x$  lautet:

$$F_X(x_i) = p(x \leq x_i) = \int_{-\infty}^{x_i} f_X(x) dx \quad (3.3)$$

Demnach beschreibt die Verteilungsfunktion  $F_X$  die Wahrscheinlichkeit  $p$ , mit der die Zufallsvariable  $x$  einen bestimmten Wert  $x_i$  nicht überschreitet. Die erste Ableitung der Verteilungsfunktion  $F_X$  wird als Verteilungsdichtefunktion (Verteilungsdichte)  $f_X$  bezeichnet:

$$f_X(x) = \frac{dF_X(x)}{dx} \quad (3.4)$$

Die nachfolgenden Eigenschaften der Verteilungsdichtefunktion  $f_X$  und der monoton steigenden Verteilungsfunktion  $F_X$  lassen sich mit den Axiomen der Wahrscheinlichkeitstheorie ableiten:

$$\begin{aligned} f_X &\geq 0 \text{ für alle } x \in \mathbb{R} \\ \int_{-\infty}^{+\infty} f_X(x) dx &= 1 \\ \lim_{x \rightarrow -\infty} F_X(x) &= 0 \quad \text{und} \quad \lim_{x \rightarrow +\infty} F_X(x) = 1 \end{aligned} \quad (3.5)$$

Zur vereinfachten Beschreibung der Verteilungsfunktion werden oftmals deren ersten beiden statistischen Momente verwendet. Das erste zentrale Moment der Verteilungsfunktion wird als Mittelwert  $\mu_X$  oder Erwartungswert  $E(X)$  bezeichnet und entspricht dem auf die Abszissenachse projizierten Schwerpunkt der Fläche unter der Verteilungsdichte.

$$\mu_X = E[X] = \int_{-\infty}^{+\infty} x \cdot f_X(x) dx \quad (3.6)$$

Das zweite zentrale Moment der Verteilungsfunktion wird als Varianz  $\sigma_X^2$  bezeichnet und ist wie folgt definiert:

$$\sigma_X^2 = E[(X - \mu_X)^2] = \int_{-\infty}^{+\infty} (x - \mu_X)^2 \cdot f_X(x) dx \quad (3.7)$$

Die Parameter  $\sigma_X$  (Standardabweichung) und  $V_X$  (Variationskoeffizient) leiten sich von diesen beiden Momenten der Verteilungsfunktion wie folgt ab:

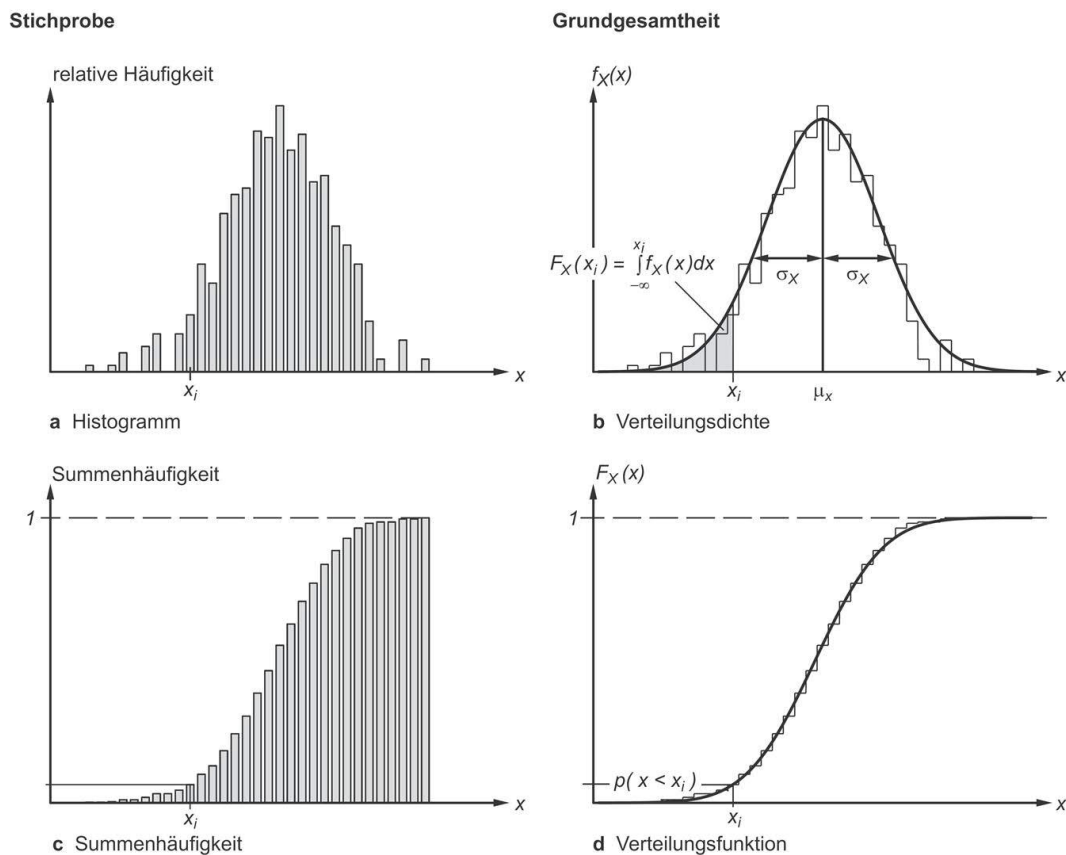
$$\begin{aligned} \sigma_X &= \sqrt{\sigma_X^2} \\ V_X &= \frac{\sigma_X}{\mu_X} \end{aligned} \quad (3.8)$$

Der Variationskoeffizient, als dimensionsloser Quotient von Standardabweichung und Mittelwert, wird zum Vergleich von Streuungen unterschiedlicher Basisvariablen verwendet, da die Standardabweichung einer Basisvariablen aufgrund ihrer Abhängigkeit vom Mittelwert dimensionsgebunden und somit allein nicht aussagekräftig ist [Fischer - 2010].

Die beschriebenen mathematischen Zusammenhänge sind zur Veranschaulichung in Bild 3.1 dargestellt. Ausgehend von den Ergebnissen einer Stichprobe kann die relative Häufigkeit des Auftretens eines bestimmten Wertes einem Histogramm (Abbildung a) entnommen werden. Hierzu werden die Einzelergebnisse in Klassen gleicher Eigenschaften eingeteilt und die Anzahl der Einzelergebnisse innerhalb einer Klasse über der Eigenschaft aufgetragen. Das Aufsummieren der relativen Häufigkeiten des Histogramms ergibt eine Summenlinie der Häufigkeiten (Abbildung c).

Histogramm und Summenlinie resultieren aus den Ergebnissen einer Stichprobe und sind abhängig von der begrenzten Probekörperanzahl sowie der Zufälligkeit der Stichprobenentnahme. Für eine unbegrenzte Stichprobenanzahl (Grundgesamtheit) gehen Summenlinie und Histogramm in stetige Verläufe über, zu deren Beschreibung anstelle des durch Klassen definierten Histogramms mathematische Funktionen verwendet werden.

Das Histogramm wird von der Verteilungsdichte  $f_X(x)$  (Abbildung b) und die Linie der Summenhäufigkeit durch die Verteilungsfunktion  $F_X(x)$ , vgl. Gleichung (3.3) (Abbildung d), ersetzt.



**Bild 3.1:** Empirische Verteilungen einer Stichprobe und mathematische Verteilungen der zugehörigen Grundgesamtheit - Normalverteilung [Zilch / Zehetmaier - 2010]

Zur stochastischen Modellierung von Unsicherheiten werden in der Praxis am häufigsten die in Tab. 3.1 aufgeführten Modelle angewandt.

**Tab. 3.1:** Übersicht zur stochastischen Modellierung von Zufallsvariablen im Bauwesen [Rackwitz - 2001]

Zufallsvariable	Verteilungsfunktion	Beispiele
Ständige Lasten	Normalverteilung	Eigengewicht einer Konstruktion
Festigkeitsgrößen	Logarithmische Normalverteilung	Druck- und Zugfestigkeit von z.B. Beton und Betonstahl
Abmessungen	Normalverteilung	Geometrische Bauteilabmessungen
Veränderliche Einwirkungen (großer Stichprobenumfang)	Extremwertverteilung Typ I (Gumbel-Verteilung)	Pegelstände an Gewässern bei lang andauernder Messung
Veränderliche Einwirkungen (kleiner Stichprobenumfang)	Gammaverteilung	Kranlasten, Wellenschlag
Lebensdauer bei Ermüdung	Extremwertverteilung Typ III (Weibull-Verteilung)	Ermüdungsfestigkeit von z.B. Betonstahl

Nachfolgend werden die im Bauwesen maßgebenden Funktionen Normalverteilung, logarithmische Normalverteilung und Gumbel-Verteilung näher erläutert.

### 3.1.1 Normalverteilung (N)

Viele in der Natur und Technik zu beobachtenden Größen entsprechen der Normalverteilung, weshalb diese Verteilungsfunktion von zentraler Bedeutung ist. Ursächlich hierfür ist, dass sich eine aus unabhängigen Einzelwirkungen additiv zusammensetzende Zufallsvariable angenähert normalverteilt verhält, was aus dem Zentralen Grenzwertsatz der Wahrscheinlichkeitstheorie folgt [Späthe - 1992].

Aufgrund ihrer einfachen Lösbarkeit wird die als Gauß-Verteilung bezeichnete Funktion, deren Verteilungsdichtefunktion wegen ihrer Form auch als „Gaußsche Glockenkurve“ bezeichnet wird, zur Entwicklung von Näherungslösungen für allgemeine Probleme benutzt. Im Bauwesen findet sie oftmals zur stochastischen Modellierung von geometrischen Größen und Eigenlasten Verwendung.

Zur vollständigen Beschreibung der Normalverteilung genügen deren Mittelwert  $\mu_x$  und Standardabweichung  $\sigma_x$ . Die Funktion ist beidseitig unbegrenzt und symmetrisch zu ihrem Mittelwert, wobei der Abstand zwischen Wendepunkt und Mittelwert der Standardabweichung  $\sigma_x$  entspricht. Verteilungsdichte und Verteilungsfunktion sind wie folgt definiert:

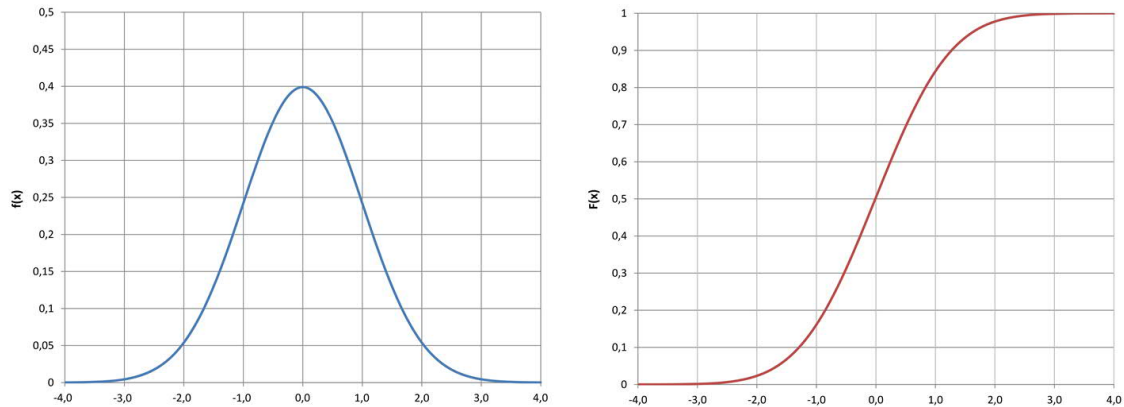
$$f_x(x) = \frac{1}{\sigma_x \cdot \sqrt{2\pi}} \cdot \exp\left(-\frac{1}{2} \cdot \left(\frac{x - \mu_x}{\sigma_x}\right)^2\right) \quad (3.9)$$

$$F_x(x) = \frac{1}{\sigma_x \cdot \sqrt{2\pi}} \cdot \int_{-\infty}^x \exp\left(-\frac{1}{2} \cdot \left(\frac{x - \mu_x}{\sigma_x}\right)^2\right) dx \quad (3.10)$$



Da für das Integral in Gleichung (3.10) keine geschlossene Lösung existiert, sind Werte für die Verteilungsfunktion der Normalverteilung tabelliert, was die Standardisierung der Zufallsvariablen erforderlich macht. In diesem Fall wird dann von der Verteilungsfunktion der Standardnormalverteilung  $\Phi$  gesprochen.

In Bild 3.2 sind Verteilungsdichte und Verteilungsfunktion einer standardnormalverteilten Zufallsgröße exemplarisch abgebildet.



**Bild 3.2:** Verteilungsdichte (blau) und Verteilungsfunktion (rot) der Standardnormalverteilung

Bei zuverlässigkeitstheoretischen Überlegungen ist zu beachten, dass bei der stochastischen Modellierung von Basisvariablen mit Hilfe der Normalverteilung die Unbegrenztheit der Verteilungsdichte zu unsinnigen Realisierungen führen kann.

Wird z. B. die Betonfestigkeit als normalverteilte Zufallsvariable angenommen, können insbesondere bei großen Variationskoeffizienten auch negative Größen realisiert werden. Dies ist jedoch physikalisch ausgeschlossen, da Materialfestigkeiten niemals negative Werte annehmen können.

Die Wahrscheinlichkeit für das Auftreten einer normalverteilten Zufallsgröße außerhalb der  $3\sigma$ -Grenze links und rechts neben dem Mittelwert liegt jedoch lediglich bei 0,27 %, weshalb die Normalverteilung unter baupraktischen Gesichtspunkten in vielen Fällen trotzdem Verwendung findet [Six - 2001].

Zur Beschreibung von z. B. Festigkeitswerten mit großen Variationskoeffizienten wird allerdings empfohlen, ein Modell mit unterem Endpunkt zu wählen, der nicht unterschritten werden kann [Späthe - 1992]. Solch ein Modell stellt z. B. die logarithmische Normalverteilung dar.

### 3.1.2 Logarithmische Normalverteilung (LN)

Die logarithmische Normalverteilung bzw. Lognormalverteilung ist eine kontinuierliche Wahrscheinlichkeitsverteilung über die Menge der positiven reellen Zahlen. Sie beschreibt die Verteilung einer Zufallsvariablen  $X$ , wenn  $\ln(X)$  normalverteilt ist.

Die Wahrscheinlichkeitsdichtefunktion und Verteilungsfunktion einer logarithmisch verteilten Zufallsvariable sind gegeben durch:

$$f_X(x) = \frac{1}{\zeta \cdot x \cdot \sqrt{2\pi}} \cdot \exp\left(-\frac{1}{2} \cdot \left(\frac{\ln x - \lambda}{\zeta}\right)^2\right) \quad (3.11)$$

$$F_X(x) = \int_{-\infty}^x \frac{1}{\zeta \cdot x \cdot \sqrt{2\pi}} \cdot \exp\left(-\frac{1}{2} \cdot \left(\frac{\ln x - \lambda}{\zeta}\right)^2\right) dx \quad (3.12)$$

mit den Parametern:

$$\lambda = E[\ln x] = \mu_{\ln x} = \ln \mu_X - \frac{1}{2} \sigma_{\ln x}^2 \quad (3.13)$$

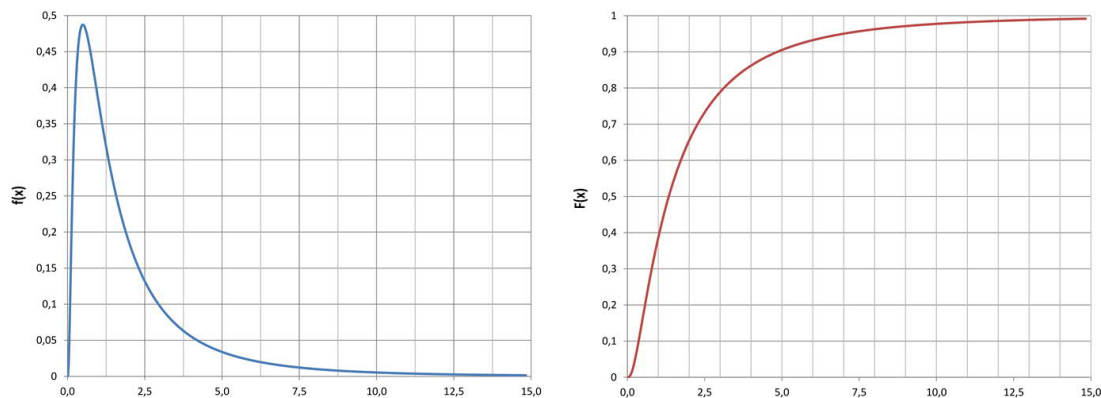
$$\zeta^2 = E[(\ln x - \lambda)^2] = \sigma_{\ln x}^2 = \ln(1 + v_X^2) \quad (3.14)$$

Durch Umformung von Gleichung (3.13) und (3.14) ergeben sich die ersten beiden statistischen Momente einer lognormalverteilten Zufallsvariablen  $X$  zu:

$$\mu_X = E[X] = \exp\left(\lambda + \frac{\zeta^2}{2}\right) \quad (3.15)$$

$$\sigma_X^2 = E[(X - \mu_X)^2] = \mu_X^2 [\exp(\zeta^2) - 1] \quad (3.16)$$

In Abbildung 3.3 sind Verteilungsdichte und Verteilungsfunktion einer lognormalverteilten Zufallsvariable exemplarisch dargestellt.



**Bild 3.3:** Verteilungsdichte (blau) und Verteilungsfunktion (rot) einer logarithmischen Normalverteilung

Wie in Bild 3.3 ersichtlich, verhält sich eine zweiparametrische, lognormalverteilte Zufallsvariable nicht symmetrisch zu ihrem Erwartungswert und hat einen unteren Endpunkt bei  $x = 0$ , wodurch sie nur für positive Werte definiert ist. Weiterhin weist sie stets eine „Linksschiefe“ auf, die oftmals auch bei der Verteilungsdichte von Versuchsauswertungen von Festigkeitsprüfungen vorgefunden wird.

In der Theorie der Tragwerkszuverlässigkeit wird die Lognormalverteilung deshalb häufig zur stochastischen Modellierung von Festigkeits- und Materialeigenschaften verwendet [Späthe - 1992].

### 3.1.3 Gumbel-Verteilung

Extremwertverteilungen eignen sich insbesondere zur Beschreibung der stochastischen Eigenschaften von Extremwerten zeitabhängiger Zufallsvariablen. Bei der Zuverlässigkeitsbetrachtung von Tragwerken ist die Gumbel-Verteilung (Extremwertverteilung Typ I oder auch doppelte Exponentialverteilung) die maßgebende Verteilung zur Beschreibung zeitabhängiger Größtwerte [Six - 2001]. Ihre Wahrscheinlichkeitsdichte- und Verteilungsfunktion lauten wie folgt:

$$f_x(x) = a \cdot \exp\left[-a \cdot (x - u) - \exp(-a \cdot (x - u))\right] \quad (3.17)$$

$$F_x(x) = \exp\left(-\exp(-a(x - u))\right) \quad (3.18)$$

Die stetige Wahrscheinlichkeitsverteilung besitzt zwei freie, leicht an Mittelwert und Standardabweichung anzupassende Parameter  $u$  und  $a$  und ist in beide Richtungen unbegrenzt, wobei Schiefe und Exzess konstante Größen sind [Späthe - 1992].

$$u = \mu_x - \frac{\gamma \cdot \sqrt{6}}{\pi} \cdot \sigma_x \quad \text{mit } \gamma = 0,577215 \text{ (Euler-Konstante)} \quad (3.19)$$

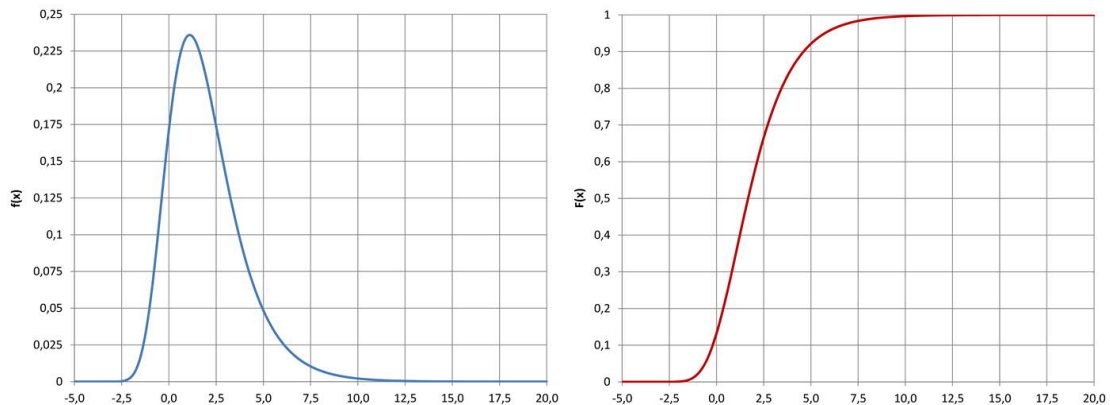
$$a = \frac{\pi}{\sigma_x \cdot \sqrt{6}} \quad (3.20)$$

Die ersten beiden statistischen Momente einer Gumbel-verteilten Zufallsvariable folgen hieraus zu:

$$\mu_x = u + \frac{\gamma}{a} \quad (3.21)$$

$$\sigma_x = \frac{\pi}{a \cdot \sqrt{6}} \quad (3.22)$$

In Bild 3.4 sind Verteilungsdichte und Verteilungsfunktion einer Gumbel-verteilten Zufallsgröße zur Veranschaulichung exemplarisch abgebildet.



**Bild 3.4:** Verteilungsdichte (blau) und Verteilungsfunktion (rot) einer Gumbel-Verteilung

Bei der Zuverlässigkeitsbetrachtung von Tragwerken wird die Gumbel-Verteilung häufig zur Modellierung der Maximalwerte zeitlich veränderlicher Einwirkungen innerhalb eines bestimmten Bezugszeitraumes verwendet [Six - 2001]. Bei längeren Bezugszeiträumen sind größere Extremwerte häufiger, weshalb Verteilungsfunktionen grundsätzlich vom betrachteten Bezugszeitraum abhängen. Als Besonderheit der Gumbel-Verteilung ist deren Standardabweichung, im Gegensatz zu Mittelwert und Variationskoeffizient, unabhängig vom Bezugszeitraum [Schuëller - 1981].

### **3.2 Mathematische Formulierung des Zuverlässigkeitsproblems**

Während die Zuverlässigkeit eines in Serie hergestellten, kurzlebigen Massenproduktes über dessen Ausfallhäufigkeit im Rahmen einer Schadensstatistik empirisch bestimmt werden kann, ist die Zuverlässigkeit von Tragwerken unter Zuhilfenahme der Wahrscheinlichkeitstheorie in Abhängigkeit vom Bezugszeitraum modellhaft zu ermitteln. Ursächlich hierfür sind nachfolgend aufgeführte Aspekte [Späthe - 1992]:

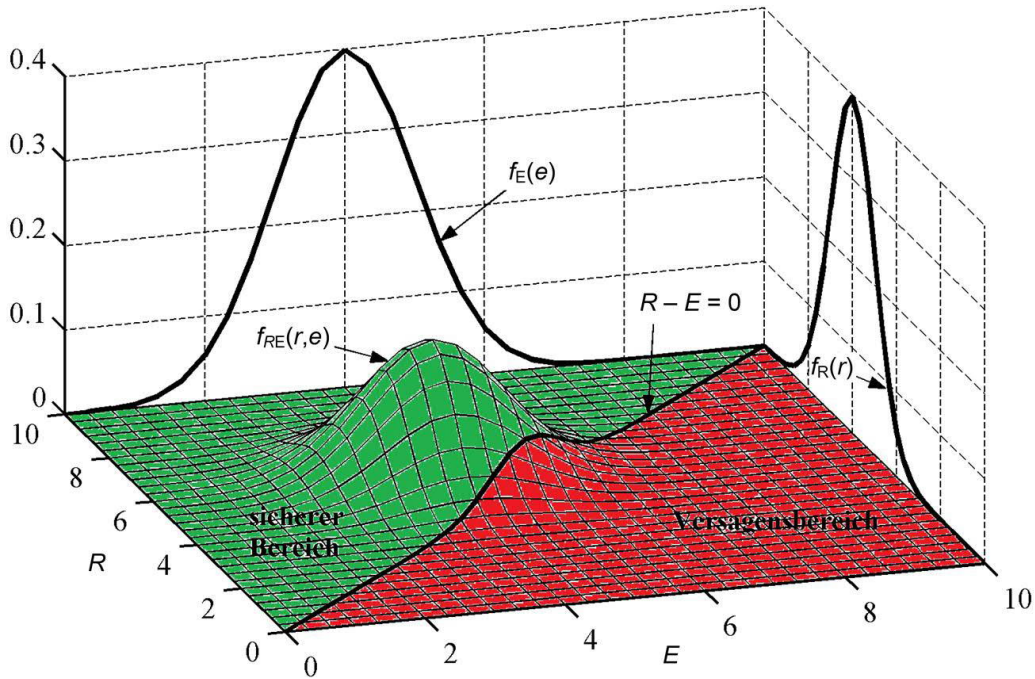
- Tragwerke sind hochzuverlässige Systeme mit sehr geringer Versagenswahrscheinlichkeit. Der zur statistischen Abschätzung der Versagenswahrscheinlichkeit erforderliche Stichprobenumfang liegt aufgrund des dazu benötigten, immensen Datenumfanges nicht vor.
- Bei Tragwerken handelt es sich in der Regel um Unikate und Einzelkonstruktionen, die nicht innerhalb einer einheitlichen Grundgesamtheit für statistische Betrachtungen zusammengefasst werden können.
- Aufgrund der langen Nutzungsdauer von Tragwerken könnten brauchbare Auswertungen von Schadensstatistiken erst zu einer Zeit gewonnen werden, in der sie nur noch historisch von Interesse sind.

Im Rahmen der Zuverlässigkeitsbetrachtung von Tragwerken werden die mechanischen Gesetze und Bemessungsgleichungen mit den Regeln der Wahrscheinlichkeitstheorie verknüpft, was die theoretische Berechnung von Versagenszuständen ermöglicht [Späthe - 1992]. Dies erfolgt in Abhängigkeit von der Versagensart auf Basis problemspezifischer Grenzzustandsfunktionen. Die zuverlässigkeitstheoretische Grundaufgabe wird nachfolgend am Beispiel einer Grenzzustandsfunktion mit zwei unabhängigen, normalverteilten Basisvariablen (*R-E*-Modell) erläutert:

$$Z = g(R, E) = R - E \quad (3.23)$$

Hierbei bezeichnet die Zufallsvariable *E* die Beanspruchung (engl.: Effect) und *R* die Beanspruchbarkeit (engl.: Resistance). Ein Bauteil gilt als zuverlässig, wenn die Beanspruchungen *E* kleiner sind als die Beanspruchbarkeiten in Form der Bauteilwiderstände *R* ( $Z > 0$ ). Versagen tritt ein, wenn die Beanspruchungen die Bauteilwiderstände übersteigen ( $Z < 0$ ). Der Sicherheitsabstandes *Z* stellt somit ein Maß zur Unterscheidung des Versagensbereiches vom Nicht-Versagensbereiches eines Tragwerks dar.

Bei der Zuverlässigkeitsanalyse von Tragwerken hinsichtlich deren Standsicherheit ist der Grenzzustand der Tragfähigkeit von Interesse, der die Grenze zwischen sicherer Seite und dem Versagensbereich beschreibt und über die Grenzzustands-gleichung  $g(R, E) = 0$  definiert ist, vgl. Bild 3.5.

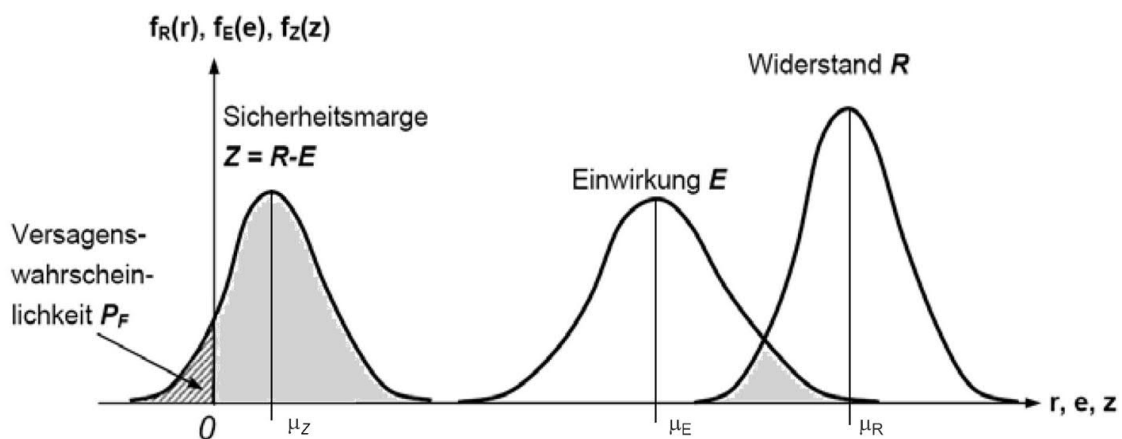


**Bild 3.5:** Beispielhafte Darstellung der gemeinsamen Verteilungsdichte  $f_{RE}(r,e)$ , der Randverteilungsdichten  $f_R(r)$  und  $f_E(e)$ , der Grenzzustandsfunktion  $R - E = 0$  sowie des Versagensbereichs [Hausmann - 2007]

Unter der Voraussetzung, dass die Basisvariablen  $R$  und  $E$  unabhängige Zufallsvariablen mit den kontinuierlichen Verteilungsdichten  $f_R(r)$  und  $f_E(e)$  sind, ist auch  $Z$  eine Zufallsgröße mit der Verteilungsdichte  $f_Z(z)$ . Maßgebend zur Ermittlung der theoretischen Versagenswahrscheinlichkeit  $P_f$  ist die Verteilungsfunktion  $F_Z$  des Sicherheitsabstandes  $Z$ , die sich aus dem Faltungsintegral der Zufallsvariablen  $R$  und  $E$  für den Spezialfall  $z = 0$  ergibt:

$$P_f = P(R - E < 0) = F_Z(z = 0) = \int_{-\infty}^{+\infty} \int_{-\infty}^{+\infty} f_{RE}(r, e) dr de = \int_{-\infty}^{+\infty} F_R(e) f_E(e) de \quad (3.24)$$

Somit entspricht die Versagenswahrscheinlichkeit  $P_f$  dem Volumen unter der gemeinsamen Verteilungsdichte  $f_{RE}(r,e)$  im Versagensbereich  $R - E < 0$ , vgl. Bild 3.5, bzw. der Fläche links neben der Ordinatenachse in Bild 3.6.



**Bild 3.6:** Verteilungsdichte von Einwirkung  $E$ , Widerstand  $R$  und Sicherheitsmarge  $Z$  bei normalverteilten Einflussgrößen – qualitative Darstellung [Fischer - 2010]

Die Tragwerkszuverlässigkeit  $Z$  in Form der Überlebenswahrscheinlichkeit  $P_s$  wird letztendlich als Komplement zur Versagenswahrscheinlichkeit  $P_f$  berechnet, vgl. Kapitel 2.1.3, sodass gilt:

$$P_s + P_f = 1 \quad (3.25)$$

Im Bauwesen ist es jedoch üblich, die Zuverlässigkeit eines Tragwerks durch dessen Versagenswahrscheinlichkeit  $P_f$  auszudrücken, was numerische Vorteile bietet und anschaulicher ist [Späthe - 1992].

### 3.3 Definition der Tragwerkszuverlässigkeit - Zuverlässigkeitsindex $\beta$

Die in Gleichung (3.24) ermittelte Versagenswahrscheinlichkeit  $P_f$  lässt sich für den Sonderfall, dass die Basisvariablen  $R$  und  $E$  unabhängig und normalverteilt sind sowie die Grenzzustandsgleichung  $g(x)$  linear ist, in geschlossener Form berechnen [Braml - 2010].

Die Verteilungen von  $R$ ,  $E$  und  $Z$  sind durch die Parameter Mittelwert  $\mu$  und Standardabweichung  $\sigma$  festgelegt. Sind die Basisvariablen  $R$  und  $E$  normalverteilt, ist auch  $Z$  normalverteilt und die ersten beiden statistischen Momente der Verteilungsfunktion von  $Z$  ergeben sich zu:

$$\mu_Z = \mu_R - \mu_E \quad (3.26)$$

$$\sigma_Z = \sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_E^2} \quad (3.27)$$

Mit Hilfe der Gleichungen (3.26), (3.27) und der Standardnormalverteilungsfunktion  $\Phi$  kann die Versagenswahrscheinlichkeit  $P_f$  direkt berechnet werden:

$$P_f = \Phi \cdot \left( -\frac{\mu_R - \mu_E}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_E^2}} \right) \quad (3.28)$$

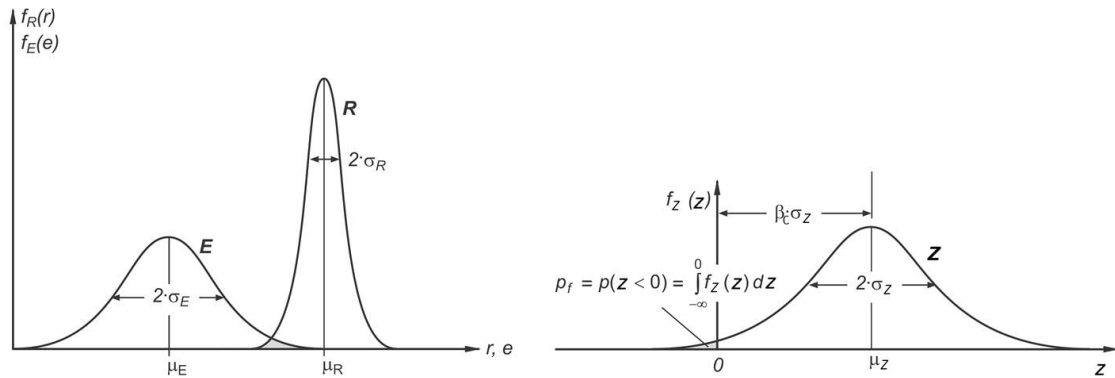
Als Maß für die Tragwerkszuverlässigkeit wurde von Cornell erstmals der Zuverlässigkeitsindex  $\beta_C$  eingeführt [Cornell - 1969], der allgemeingültig auf Basis von Mittelwert  $\mu$  und Standardabweichung  $\sigma$  der Basisvariablen definiert wurde:

$$\beta_C = \frac{\mu_Z}{\sigma_Z} = \frac{\mu_R - \mu_E}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_E^2}} \quad (3.29)$$

Der Zuverlässigkeitsindex  $\beta_C$  beschreibt somit den Abstand der Mittelwerte  $\mu_R$  und  $\mu_E$  als ein Vielfaches der Standardabweichung  $\sigma_Z$ , vgl. Bild 3.7.

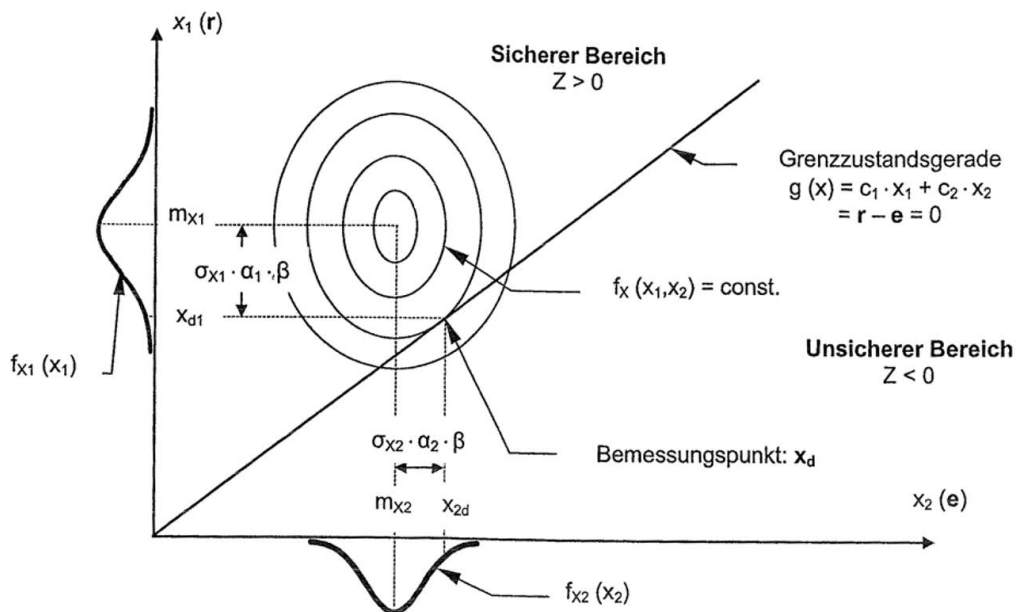
Wesentlicher Nachteil dieser sehr einfachen Berechnung des Zuverlässigkeitsindex  $\beta_C$  ist, dass dieser von der speziellen mathematischen Formulierung der Grenzzustandsgleichung  $g(x)$  abhängig ist.

Lässt sich ein Grenzzustand in verschiedenen, äquivalenten mathematischen Formulierungen darstellen, hat dies letztendlich signifikante Unterschiede bei der Bestimmung des Zuverlässigkeitsindex  $\beta_C$  zur Folge [Madsen et al. - 1986].



**Bild 3.7:** Verteilungsdichtefunktion von R, E und Z, Versagenswahrscheinlichkeit  $p_f$  und Zuverlässigkeitsindex  $\beta_c$  [Zilch / Zehetmaier - 2010]

Dieses Invarianz-Problem kann durch eine Transformation vom Originalraum der Basisvariablen, dargestellt in Bild 3.8, in den Raum der standardisierten Basisvariablen gelöst werden, wie es im Verfahren von [Hasofer / Lind - 1974] vorgeschlagen wurde und heute im Bauwesen als Grundlage der Zuverlässigkeitstheorie anerkannt ist [Braml - 2010].

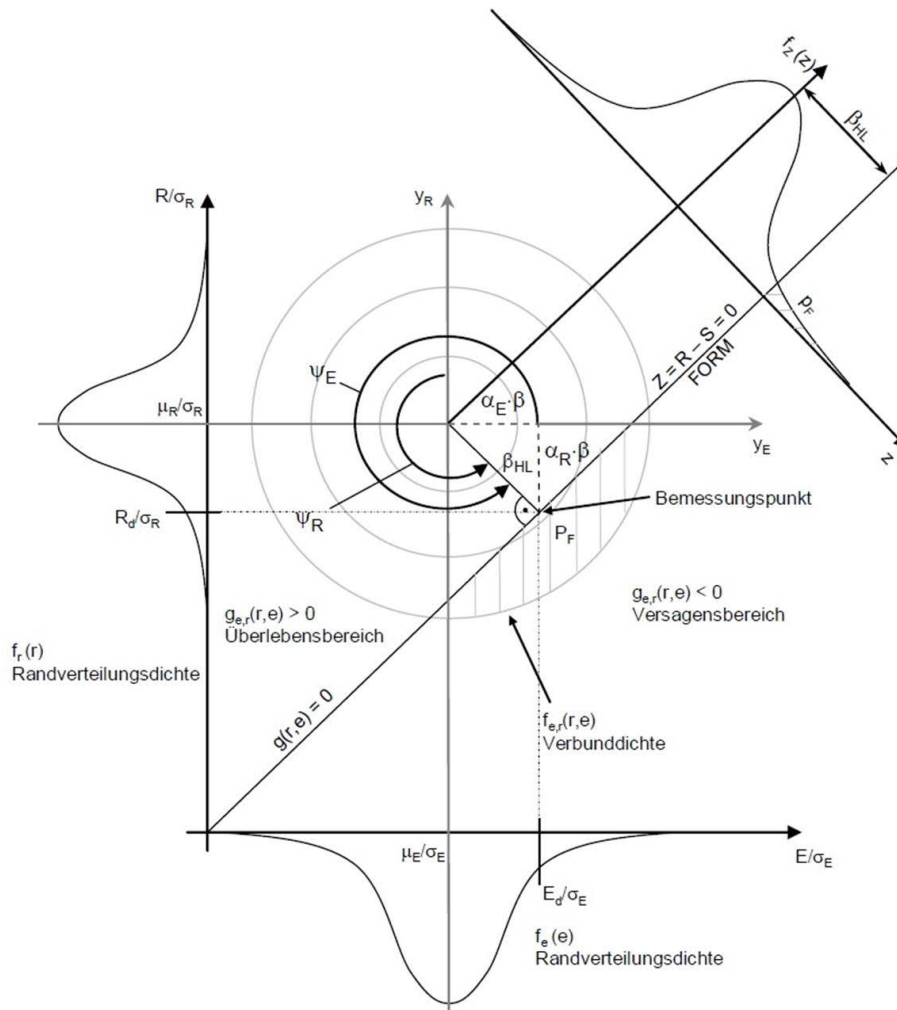


**Bild 3.8:** Verteilungsdichten und Grenzzustandsgleichung im Originalraum [Grünberg - 2004]

Im Gegensatz zur Vorgehensweise nach Cornell erfolgt nach Hasofer / Lind eine Höhenliniendarstellung der gemeinsamen Verteilungsdichte von Beanspruchung E und Widerstand R, dargestellt in Bild 3.9.

Der Versagensbereich wird durch die Grenzzustandsgleichung  $g = R - E = 0$  abgegrenzt. In normierten Koordinaten ( $y_R$  und  $y_E$ ) nehmen die Höhenlinien, entsprechend dem Übergang auf die Standardform der Normalverteilung, eine Kreisform an [Hansen - 2004].

Der Unterschied zwischen der Darstellung der Grenzzustandsgleichung im Originalraum zur Darstellung im standardisierten Raum wird bei der Betrachtung von Bild 3.8 und Bild 3.9 deutlich.



**Bild 3.9:** Bemessungspunkt, Zuverlässigkeitsindex  $\beta_{HL}$  und gemeinsame Wahrscheinlichkeitsdichte von  $E$  und  $R$  im standardnormalen Raum [Braml - 2010]

Der Zuverlässigkeitsindex  $\beta_{HL}$  [Hasofer / Lind - 1974] entspricht, aufgrund der Unabhängigkeit der Basisvariablen und der vorliegenden Rotationssymmetrie, dem Lot auf der Grenzzustandsgeraden als kürzestem Abstand zwischen ihr ( $g(r,e)$ ) und dem Ursprung des neuen Koordinatensystems ( $y_R$  und  $y_E$ ).

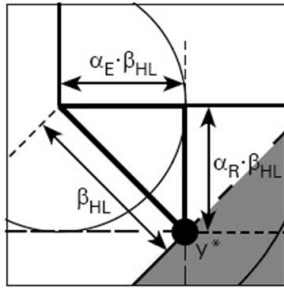
Er ermöglicht eine Aussage über die operative Versagenswahrscheinlichkeit  $P_F$ , die vergleichbar zur Vorgehensweise nach Cornell der Fläche unter der Dichtefunktion für  $z \geq 0$  entspricht, zu treffen.

Ebenfalls vergleichbar zur Vorgehensweise nach Cornell kann der Zuverlässigkeitsindex  $\beta_{HL}$  auch mit Hilfe der ersten beiden statistischen Momente der Verteilungen von  $E$  und  $R$  als kürzesten Abstand der Grenzzustandsgeraden zum Ursprung des Standardnormalraumes berechnet werden:

$$\beta_{HL} = \frac{\mu_R - \mu_E}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_E^2}} \quad (3.30)$$

Um den Einfluss der einzelnen Basisvariablen auf die zu erwartende Zuverlässigkeit abschätzen zu können, werden Wichtungs- bzw. Sensitivitätsfaktoren  $\alpha_i$  auf der Einwirkungs- und Widerstandsseite definiert, vgl. Bild 3.10.





**Bild 3.10:** Wichtungsfaktoren  $\alpha_{R,E}$  und Zuverlässigkeitsindex  $\beta_{HL}$  im standardnormalen Raum [Hansen - 2004]

Die Wichtungsfaktoren berücksichtigen hierbei die Streuungseinflüsse der einzelnen Basisvariablen [Hansen - 2004] und entsprechen dem Richtungskosinus des Bemessungspunktes. Grundsätzlich nehmen sie Werte zwischen  $-1 \leq \alpha_i \leq 1$  an und es gilt, dass mit der Größe des Wichtungsfaktors einer Zufallsvariablen deren Einfluss auf die Bauteilzuverlässigkeit steigt.

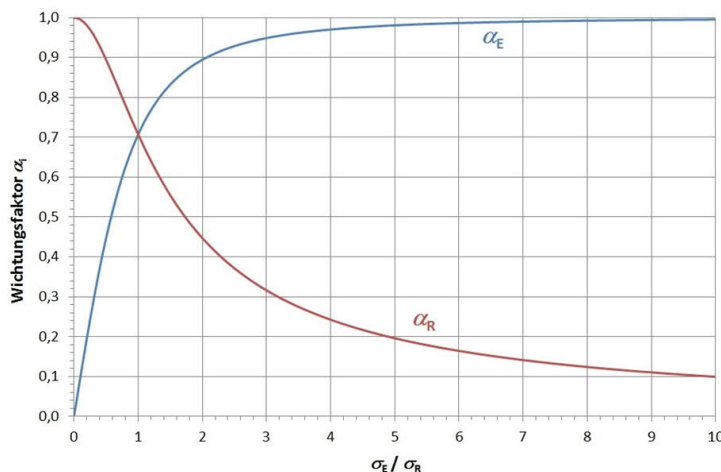
Für den Sonderfall zweier normalverteilter Basisvariablen erfolgt die Berechnung der Wichtungsfaktoren zu:

$$\alpha_R = \frac{\sigma_R}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_E^2}} \quad (3.31)$$

$$\alpha_E = \frac{\sigma_E}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_E^2}} \quad (3.32)$$

$$\alpha_R^2 + \alpha_E^2 = 1 \quad (3.33)$$

In Bild 3.11 ist die Abhängigkeit der Wichtungsfaktoren  $\alpha_i$  vom Verhältnis der Streuungen von Beanspruchungen und Beanspruchbarkeit abgebildet.



**Bild 3.11:** Abhängigkeit der Wichtungsfaktoren  $\alpha_i$  vom Verhältnis der Streuungen von Beanspruchungen und Beanspruchbarkeit

Da die tatsächliche Größe der Wichtungsfaktoren unbekannt ist und um aufwendige iterative Rechnungen zu vermeiden, müssen für praktische Anwendungen Vereinfachungen in der Form festgelegter Wichtungsfaktoren getroffen werden, was Gegenstand normativer Festlegungen ist. Ein minimal zulässiger Zuverlässigkeitsindex  $\min \beta_{HL}$  wird für  $R$  und  $E$  eingehalten, wenn das Verhältnis der Standardabweichungen  $\sigma_E/\sigma_R$  zwischen  $\min(\sigma_E/\sigma_R)$  und  $\max(\sigma_E/\sigma_R)$  liegt [Pottharst - 1977], [Hosser - 1978], siehe auch Kapitel 4.2.5.5.

Zur Bestimmung der Koordinaten des Bemessungspunktes als Fraktilwert der Normalverteilung sind die Koordinaten  $e^* = \alpha_E \cdot \beta_{HL}$  und  $r^* = \alpha_R \cdot \beta_{HL}$  vom standardisierten Raum in den Originalraum zurück zu transformieren. Der Bemessungspunkt als wahrscheinlichster Versagenspunkt, stellt somit die wahrscheinlichste Kombination der Werte von  $R$  und  $E$  dar [Braml - 2010].

$$e = \mu_E + \alpha_E \cdot \beta_{HL} \cdot \sigma_E \quad (3.34)$$

$$r = \mu_R + \alpha_R \cdot \beta_{HL} \cdot \sigma_R \quad (3.35)$$

Nachfolgend aufgeführte Größen bestimmen somit die Koordinaten des Bemessungspunktes [Grünberg - 2004]:

- der Erwartungswert  $\mu_{X_i} = E[X_i]$  und die Standardabweichung  $\sigma_{X_i}$  auf Basis der Wahrscheinlichkeitsverteilung von  $X_i$ ,
- der Zuverlässigkeitsindex  $\beta_{HL}$  als Maß für die zulässige Versagenswahrscheinlichkeit  $P_f$ ,
- der Wichtungsfaktor  $\alpha_i$  als Maß für den relativen Anteil der Streuungen von  $X_i$  an der Gesamtstreuung des Sicherheitsabstandes.

Die Theorie nach Hasofer / Lind bildet die Basis der Zuverlässigkeitstheorie im Bauwesen, weshalb der Zuverlässigkeitsindex anstelle von  $\beta_{HL}$  vereinfachend nur noch mit  $\beta$  bezeichnet wird.

Unter der Voraussetzung normalverteilter Basisvariablen auf der Einwirkungs- und Widerstandsseite ist der Zuverlässigkeitsindex  $\beta$  und die Versagenswahrscheinlichkeit  $P_f$  über die Standardnormalverteilung  $\Phi$  miteinander verknüpft:

$$P_f = \Phi\left(-\frac{\mu_Z}{\sigma_Z}\right) = \Phi\left(-\frac{\mu_R - \mu_E}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_E^2}}\right) = \Phi(-\beta) = 1 - \Phi(\beta) \quad (3.36)$$

Oftmals liegen in der Praxis, insbesondere auf der Einwirkungsseite, zeitabhängige Basisvariablen vor, so dass Versagenswahrscheinlichkeit und Zuverlässigkeitsindex in Abhängigkeit vom Bezugszeitraum anzugeben sind.

Einwirkungsgrößen werden in der Regel durch Lastbeobachtungen innerhalb eines Beobachtungszeitraumes ( $n$  Jahre) ermittelt. Je nach der zur Verfügung stehenden Größe des Beobachtungszeitraumes kann es erforderlich werden, den Bezugszeitraum des Zuverlässigkeitsnachweises ( $m$  Jahre) an den Zeitraum der Lastbeobachtung anzupassen.

Die Umrechnung der Versagenswahrscheinlichkeit bzw. des Zuverlässigkeitsindex vom Bezugszeitraum 1 Jahr auf den Bezugszeitraum  $n$  Jahre stellt sich mit Hilfe der Multiplikationsregel der Wahrscheinlichkeitsrechnung wie folgt dar [Grünberg - 2004]:

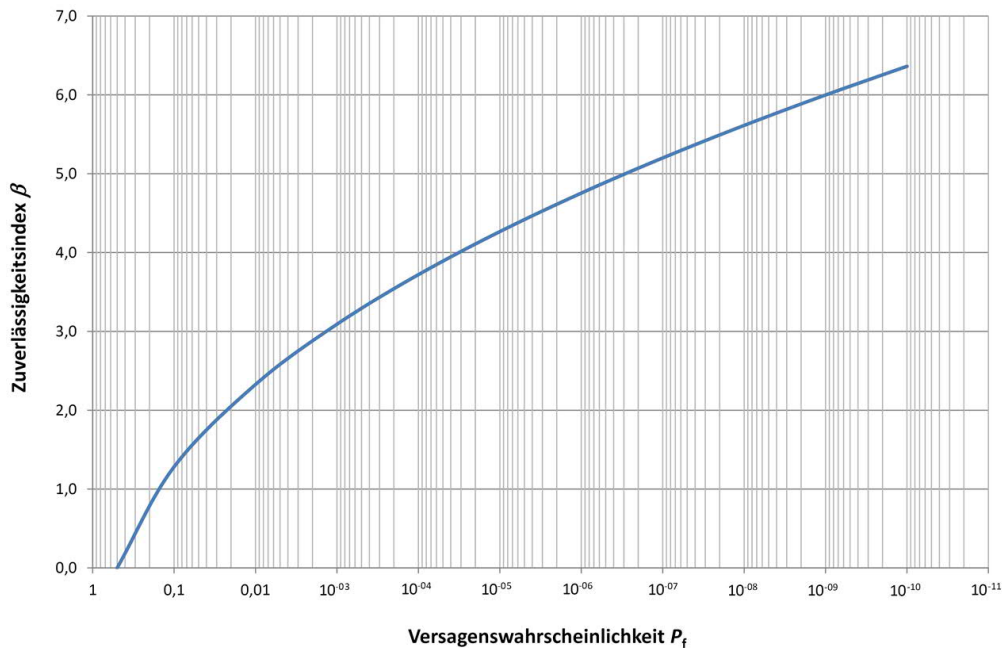
$$P_{f,n} = 1 - (1 - P_{f,1})^n = 1 - (1 - \Phi(-\beta_1))^n = 1 - (\Phi(\beta_1))^n = 1 - \Phi(\beta_n) \quad (3.37)$$

$$\Phi(\beta_n) = (\Phi(\beta_1))^n \quad (3.38)$$

Zur Veranschaulichung sind in Tab. 3.2 Zahlenpaare für Zuverlässigkeitsindex und dazugehöriger Versagenswahrscheinlichkeit auf der Basis normalverteilter, zeitinvarianter Zufallsvariablen angegeben und in Bild 3.12 graphisch dargestellt.

**Tab. 3.2:** Zusammenhang zwischen Zuverlässigkeitsindex  $\beta$  und Versagenswahrscheinlichkeit  $P_f$  bei normalverteilter Grenzzustandsfunktion

$P_f$	0,5	$10^{-1}$	$10^{-2}$	$10^{-3}$	$10^{-4}$	$10^{-5}$	<b><math>10^{-6}</math></b>	$10^{-7}$	$10^{-8}$	$10^{-9}$	$10^{-10}$
$\beta$	0,00	1,28	2,33	3,09	3,72	4,26	<b>4,75</b>	5,20	5,61	6,00	6,36



**Bild 3.12:** Zusammenhang zwischen Versagenswahrscheinlichkeit und Zuverlässigkeitsindex

Die aufgeführten Verfahren zur Herleitung des Zuverlässigkeitsindex  $\beta$  sind wie auch die aufgeführten Zusammenhänge nur für lineare Grenzzustandsfunktionen auf der Basis stochastisch unabhängiger, normalverteilter Zufallsvariablen  $X_i$  gültig und stellen in anderen Fällen lediglich eine gute Näherung dar [Braml - 2010].

Eine allgemeine Herleitung des Zuverlässigkeitsindex einschließlich der Wichtungsfaktoren kann [Pottharst - 1977] entnommen werden, währenddessen die explizite Herleitung der Wichtungsfaktoren für normal-, lognormal und Gumbel-verteilte Basisvariablen in [Daus - 2007] dokumentiert ist.

Zur praktischen Anwendung der Zuverlässigkeitstheorie sind von Bedeutung:

- Erweiterung der Grenzzustandsfunktion von zwei auf mehrere Basisvariablen,
- Verwendung nichtlinearer Grenzzustandsfunktionen,
- Verwendung beliebig verteilter Basisvariablen.

Somit ist es in der Regel nicht ausreichend, das Zuverlässigkeitsproblem durch eine einfache Gegenüberstellung von Einwirkungen  $E$  und Widerständen  $R$  auszudrücken, weshalb eine allgemeingültige Formulierung einschließlich komplizierter Lösungsverfahren erforderlich ist.

### **3.4 Lösungsverfahren der Zuverlässigkeitstheorie**

Bei der Zuverlässigkeitsbetrachtung von Tragwerken stellt deren Versagenswahrscheinlichkeit  $P_f$  die maßgebende Zielgröße dar. Diese kann im einfachsten Fall als Fläche unter der gemeinsamen Verteilungsdichte von Einwirkung  $E$  und Widerstand  $R$  berechnet werden, vgl. Gleichung (3.24).

Da dies jedoch nur in bestimmten Fällen analytisch möglich ist, wurden in der Vergangenheit unterschiedliche Näherungsverfahren zur Lösung des zuverlässigkeitstheoretischen Problems entwickelt, von denen die bedeutendsten nachfolgend vorgestellt werden. Eine ausführliche Zusammenstellung der Berechnungsmethoden kann [Späthe - 1992] und [Schneider - 1996] entnommen werden.

#### **3.4.1 Historische Entwicklung**

Die Anfänge der formal aufgebauten Zuverlässigkeitstheorie können auf wahrscheinlichkeitstheoretische Überlegungen aus dem Jahr 1926 zurückgeführt werden, wo [Mayer - 1926] erstmals das Problem der Tragwerkszuverlässigkeit mathematisch formulierte. Er lehnte das Nachweiskonzept der zulässigen Spannungen ab und befürwortete ein Nachweisverfahren auf Basis normalverteilter Eingangsparameter unter Berücksichtigung der statistischen Kenngrößen Mittelwert und Varianz.

Eine Weiterentwicklung des Konzeptes fand durch [Freudenthal - 1947] statt, der 1947 in der Fachwelt erstmals auf größere Resonanz stieß. Diese ersten Konzepte beschränken sich jedoch im Wesentlichen auf die Behandlung von Problemen mit nur zwei streuenden Größen (Beanspruchung  $E$  und Widerstand  $R$ ).

Im weiteren Verlauf führte [Basler - 1960] erstmals den Variationskoeffizienten als Sicherheitsbegriff ein [Bierbrauer - 2008], auf dessen Basis [Cornell - 1969] den Sicherheitsindex bzw. Zuverlässigkeitsindex  $\beta_c$  als Maß für die Tragwerkszuverlässigkeit ableitete. Alle Nachweisschnitte, die im Versagensfall die gleichen Konsequenzen nach sich ziehen, sollten seiner Auffassung nach auch mit dem gleichen Zuverlässigkeitsindex belegt werden [Bierbrauer - 2008].

In der Literatur wird der von Cornell vorgeschlagene Zuverlässigkeitsindex  $\beta_c$  als *mean-value first-order second-moment* bezeichnet [Hansen - 2004]. Als Quotient von Mittelwert und Standardabweichung des Sicherheitsabstandes, vgl. Kapitel 3.3, ist er mit Bezug auf die Formulierung der Grenzzustandsgleichung nicht invariant, weshalb [Hasofer / Lind - 1974] infolge einen invarianten Zuverlässigkeitsindex  $\beta_{HL}$  entwickelten, der als minimaler Abstand vom Ursprung des Raumes der standard-normalverteilten Basisvariablen zur Grenzzustandsfunktion festgelegt wurde (first-order second-moment) [Hansen - 2004]. Weitere richtungweisende Arbeiten erfolgten durch [Rackwitz / Fießler - 1978] und [Hohenbichler / Rackwitz - 1981].

Im Jahr 1972 wurde in München der *Sonderforschungsbereich 96 – Zuverlässigkeit der Bauwerke* durch die Deutsche Forschungsgemeinschaft mit dem Ziel eingerichtet, die vorliegenden wahrscheinlichkeitstheoretischen Grundlagen zu optimieren und der Baupraxis zugänglich zu machen [Grundmann - 1989]. Als ein Resultat dieser Aktivitäten wurde im Jahr 1981 das Dokument *Grundlagen zur Festlegung von Sicherheitsanforderungen für bauliche Anlagen* [Grusibau - 1981] durch den NABau in Deutschland veröffentlicht, das als Grundlage der Einführung der risikobasierten Sicherheitstheorie in der Baupraxis diente.

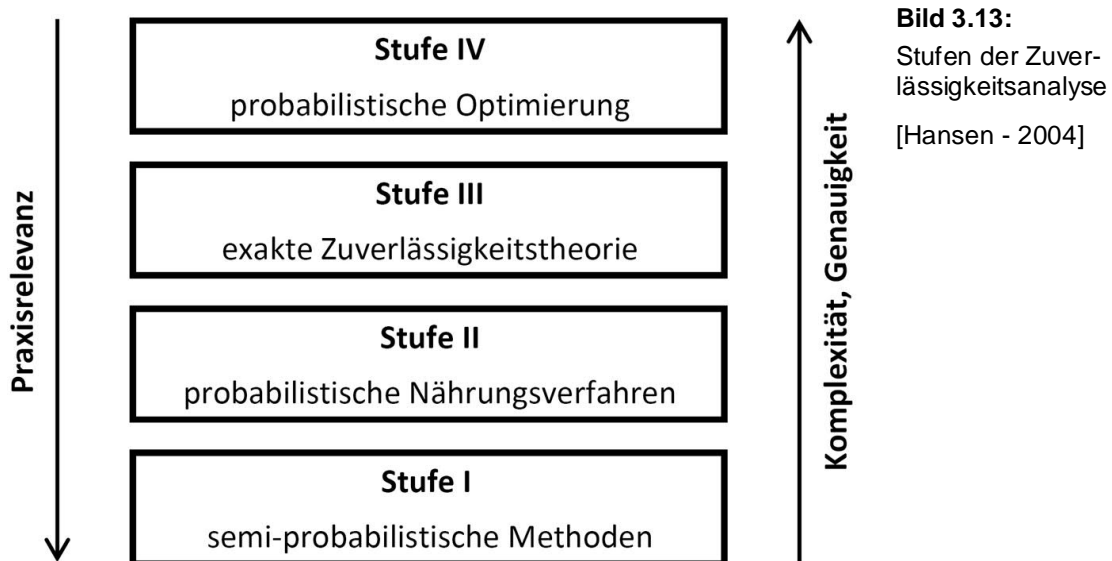
Das Dokument wurde mit dem Ziel erarbeitet, durch die Bereitstellung von wahr-scheinlichkeitstheoretischen Grundlagen die Entwicklung eines baustoff- und bauart-übergreifenden Sicherheitskonzeptes im Bauwesen zu ermöglichen.

Hiermit verbunden waren pragmatische Festlegungen zur Vereinfachung der wissen-schaftlichen Erkenntnisse, die die zuverlässigkeitstheoretischen Theorien und Methoden für die Baupraxis anwendbar machen. Innerhalb des Dokumentes [Grusibau - 1981] macht die verantwortliche Arbeitsgruppe explizit auf diesen Sachverhalt aufmerksam.

### 3.4.2 Methoden der Zuverlässigkeitstheorie

Im Rahmen der Zuverlässigkeitstheorie sind in der Regel immer komplexe Integrale zu lösen, was Vereinfachungen in der Form von Näherungslösungen erfordert. Mit zunehmender Genauigkeit des Berechnungsergebnisses steigt der dazugehörige Berechnungsaufwand, weshalb in der Baupraxis oftmals einfache Berechnungs-weisen üblich sind.

Die bestehenden zuverlässigkeitstheoretischen Analysemethoden werden in vier Stufen eingeteilt, die sich hinsichtlich ihres Komplexitätsniveaus und Genauig-keitsgrades unterscheiden, dargestellt in Bild 3.13. In Stufe IV werden neben den zuverlässigkeitstheoretischen Aspekten auch wirtschaftliche Randbedingungen berücksichtigt, vgl. z. B. [Grundmann - 1989].



Die nachfolgende Klassifizierung der einzelnen Stufen der Zuverlässigkeitsanalyse beruht auf einer Ausarbeitung von [Hansen - 2004]:

- **Stufe IV:** Innerhalb der probabilistischen Analyse (in der Regel Stufe II - Verfahren) werden auch ökonomische Aspekte berücksichtigt, was durch die Minimierung von Kosten unter Ansatz potentieller Versagenskosten umgesetzt und hinsichtlich der daraus resultierenden volkswirtschaftlichen Auswirkungen bewertet wird.

- **Stufe III:** In dieser Stufe werden streng probabilistische Analysen unter Verwendung der vollständigen mathematischen Beschreibung der Grenzzustandsfunktion und Dichteverteilung der Variablen zusammengefasst. Die Anwendung dieser Methoden ist aufgrund des hohen Informationsbedarfes und Rechenaufwandes jedoch wenig praxistauglich und wird daher auf wenige Spezialfälle beschränkt.

Zur Lösung des hochdimensionalen Integrals existieren *analytische Lösungen* nur für einfache Verteilungs- und Grenzzustandsfunktionen. Weiterhin existieren aufwendige *numerische Integrationsverfahren* und *Simulationsverfahren (Monte-Carlo-Methoden)*, die aufgrund der kleinen Größenordnung der Versagenswahrscheinlichkeit ebenfalls einen erheblichen Berechnungsaufwand bedeuten.

- **Stufe II:** Zur Lösung der komplexen mathematischen Grenzzustandsgleichungen werden in der praktischen Anwendung vereinfachte Rechenverfahren (Näherungslösungen) der Stufe II zugeordnet. Neben der Einführung der Basisvariablen mit zwei Kennwerten (Mittelwert und Standardabweichung) erfolgen eine approximative Abbildung der Grenzzustandsfunktion und lediglich punktuelle Untersuchungen für den Nachweis der Zuverlässigkeit.

Die in der Praxis als ausreichend leistungsfähig erwiesene *Zuverlässigkeitsmethode erster Ordnung FORM (First Order Reliability Method)* stellt ein Stufe II-Verfahren dar. Ebenso gehört die *Zuverlässigkeitsmethode zweiter Ordnung (SORM – Second Order Reliability Method)* in diese Stufe der Zuverlässigkeitsanalyse. Während die *Zuverlässigkeitsmethode erster Ordnung* in der Baupraxis Verwendung findet, konnte sich die *Zuverlässigkeitsmethode zweiter Ordnung* nicht durchsetzen.

- **Stufe I:** In der Regel basieren die Verfahren der Stufe I auf den Näherungsverfahren der Stufe II, wobei die Basisvariablen nur noch durch einen Kennwert (Mittelwert oder Fraktilwert) beschrieben werden. Die Tragwerkszuverlässigkeit wird über normativ geregelte Sicherheitsbeiwerte sichergestellt, die für den erforderlichen Sicherheitsabstand zwischen der Einwirkungs- und Widerstandsseite sorgen. Mit diesen Verfahren sind keine Aussagen zur Versagenswahrscheinlichkeit eines Tragwerks möglich, wohl aber Vergleiche der Sicherheit unterschiedlicher Tragsysteme, auch bei Verwendung unterschiedlicher Baustoffe.

Unabhängig von der Nachweisstufe haben die innerhalb probabilistischer Berechnungen festgestellten Versagenswahrscheinlichkeiten grundsätzlich nominellen Charakter und stehen nicht im Zusammenhang mit der tatsächlichen Versagenswahrscheinlichkeit eines Tragwerkes.

Vor- und Nachteile der einzelnen zuverlässigkeitstheoretischen Berechnungsmethoden sind, identisch zu [Hansen - 2004], in Tab. 3.3 dargestellt.

**Tab. 3.3:** Wertung der Zuverlässigkeitsmethoden [Hansen - 2004]

Stufe	Methode	Vorteile	Nachteile
-	<b>Empirisch</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>einfache Handhabung</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>kein einheitliches Sicherheitsniveau</li> </ul>
I	<b>TSBW</b> Teilsicherheitsbeiwerte	<ul style="list-style-type: none"> <li>praxisgerechte Anwendung durch feste Teilsicherheitsbeiwerte</li> <li>relativ einheitliches Sicherheitsniveau</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>aufwendiger als empirische Methode</li> </ul>
II	<b>FORM</b> First Order Reliability Method  <b>SORM</b> Second Order Reliability Method	<ul style="list-style-type: none"> <li>einfache Näherung</li> <li>anschauliche theoretische Zusammenhänge</li> <li>geringer Rechenaufwand auch bei größerer Anzahl von Basisvariablen</li> <li>für normalverteilte Variable und lineare Grenzzustandsfunktion ist die Lösung exakt</li> <li>höhere Genauigkeit als FORM</li> <li>universell anwendbar auch bei schiefer Verteilung der Basisvariablen und beliebigen Grenzzustandsfunktionen</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>beschränkte Genauigkeit</li> <li>es können nur statische Momente, nicht aber die Verteilungsfunktionen berechnet werden</li> <li>keine allgemeingültige Fehlerabschätzung möglich</li> <li>Größenordnung des Fehlers steigt mit Anzahl der Basisvariablen</li> <li>Lineare Grenzzustandsfunktion und Basisvariable mit geringer Schiefe der Verteilung</li> <li>umfangreiche theoretische Ableitungen</li> <li>Aufwand steigt stark mit der Anzahl der Zufallsgrößen</li> <li><math>\beta</math>-Punkt nach FORM erforderlich</li> </ul>
III	<b>Analytische Lösung</b>  <b>Numerische Integration</b>  <b>MCM</b> Monte-Carlo-Methoden (allg.)  <b>MCMIS</b> Monte-Carlo-Methode mit Importance Sampling	<ul style="list-style-type: none"> <li>exakte Lösung</li> <li>hohe Genauigkeit</li> <li>gute Anpassungsfähigkeit an empirische Verteilungen</li> <li>universelle Anwendbarkeit auch bei sehr komplizierten Problemen</li> <li>einfache Programmierbarkeit</li> <li>gute Anpassungsfähigkeit an empirische Verteilungen</li> <li>kürzere Rechenzeiten und höhere Genauigkeit im interessanten Bereich als MCM</li> <li>geeignet bei geringen Versagenswahrscheinlichkeiten</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>existiert nur in Sonderfällen als expliziter Ausdruck</li> <li>hoher numerischer Aufwand bei mehreren Basisvariablen</li> <li>hoher numerischer Aufwand</li> <li>relativ lange Rechenzeiten</li> <li>beschränkte Genauigkeit</li> <li>nicht geeignet bei geringen Versagenswahrscheinlichkeiten</li> <li>höherer theoretischer Aufwand und höherer Programmieraufwand als allgemeine Form der MCM</li> <li>spezielle Ableitungen erforderlich</li> <li><math>\beta</math>-Punkt nach FORM erforderlich</li> </ul>
IV	<b>Optimierung</b> (FORM)	<ul style="list-style-type: none"> <li>ganzheitliche Betrachtung mit optimaler wirtschaftlicher Ausnutzung</li> <li>basiert auf FORM</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>sehr hoher theoretischer und numerischer Aufwand</li> <li>ungesicherte Annahmen</li> <li>benötigt FORM</li> </ul>

### 3.5 Herleitung von Sicherheitselementen

Aufgrund der Komplexität der Zuverlässigkeitstheorie erfordert deren praktische Anwendung Vereinfachungen in Form von festgelegten Parametern und Kenngrößen, die normativ zu regeln sind.

Das in DIN EN 1990 [DIN EN 1990:2010-12] enthaltene *semiprobabilistische Sicherheitskonzept* beinhaltet solche Vereinfachungen für das Bauwesen, indem der erforderliche Sicherheitsabstand zwischen Beanspruchungen  $E$  und Beanspruchbarkeiten  $R$  durch festgelegte Sicherheitselemente, die innerhalb der Nachweisformate zu berücksichtigen sind, eingehalten wird. Nach [Hansen - 2004] versteht man hierunter:

- charakteristische Werte für Einwirkungen, Materialeigenschaften und geometrische Größen,
- Teilsicherheitsbeiwerte für Einwirkungen, Widerstände und Modellunsicherheiten,
- Kombinationsbeiwerte zur Berücksichtigung der geringeren Wahrscheinlichkeit des gleichzeitigen Auftretens mehrerer unabhängiger, zeitlich veränderlicher Einwirkungen,
- additive Sicherheitselemente,
- zulässige Grenzwerte.

Die Sicherheitselemente können auch zum Ausdruck der Risikoakzeptanz einer Gesellschaft herangezogen werden und hängen unmittelbar mit den Kosten zum Erreichen eines gewissen Sicherheitsniveaus zusammen. Aus diesem Grund ermöglichen sie Modifikationen im Zuverlässigkeitskonzept hinsichtlich des sicherzustellenden Zuverlässigkeitsniveaus unter Beibehaltung der grundlegenden Gesetzmäßigkeiten der Zuverlässigkeitstheorie. Zur Herleitung der Sicherheitselemente stehen mehrere Möglichkeiten zur Verfügung [Hansen - 2004]:

- Kalibrierung anhand historisch oder empirisch bekannter Bemessungsmethoden durch vergleichende Gegenüberstellung der deterministischen Berechnungsergebnisse,
- Kalibrierung durch Zuverlässigkeitsmethoden der Stufe III,
- Kalibrierung durch Zuverlässigkeitsmethoden der Stufe II durch Vorgabe eines erforderlichen Zuverlässigkeitsindex  $\beta$  und konstanter Wichtungsfaktoren  $\alpha_i$  in Abhängigkeit von den Variationskoeffizienten der beteiligten Basisvariablen,
- Kalibrierung durch Auswertung von Bauteilversuchen unter Berücksichtigung der Unsicherheiten der Basisvariablen,
- Definition von festgelegten Sicherheitselementen auf Basis statistischer Untersuchungen.

Neben den aufgeführten rechnerischen Kalibrierungsmethoden spielen bei der Festlegung der Sicherheitselemente auch subjektive Gesichtspunkte eine große Rolle [Hansen - 2004].



### 3.5.1 Nennwert, charakteristischer Wert

Im Bauwesen bilden die Nennwerte von Einwirkungs- und Widerstandsgrößen die Grundlage statischer Nachweisformate, wobei unter dem Nennwert ein zur Beschreibung bzw. Identifikation von Basisvariablen geeigneter Wert verstanden wird.

Im Rahmen von Materialherstellung, Bauausführung oder Nutzung eines Tragwerkes finden Nennwerte zudem als Basis von Überwachungs- bzw. Qualitätssicherungsmaßnahmen Verwendung, indem die Prüfergebnisse einer Stichprobe mit den vereinbarten und als Nennwert bezeichneten Eigenschaften von z. B. Baustoffen verglichen werden.

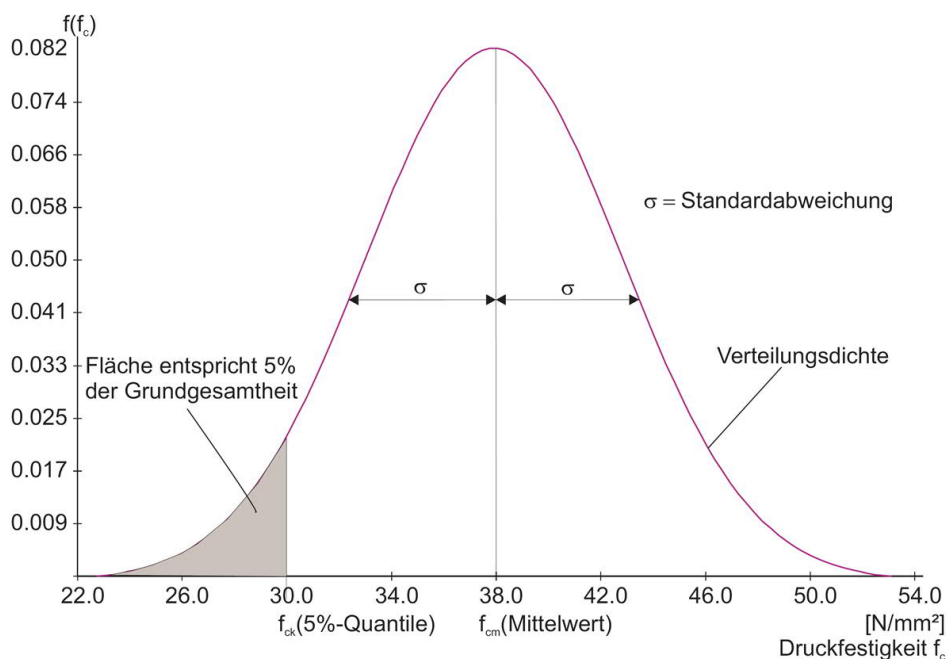
Im semiprobabilistischen Sicherheitskonzept der Eurocodes [DIN EN 1990:2010-12] werden die Nennwerte von Basisvariablen in der Regel als charakteristische Werte  $X_k$  definiert, die mit einer festgelegten Wahrscheinlichkeit  $p$  erreicht bzw. unterschritten werden.

Demnach handelt es sich um Quantilwerte  $x_p$  einer statistischen Verteilung, die in Abhängigkeit von einem bestimmten Vertrauensniveau auf statistischer Grundlage ermittelt werden. Hierbei ist es gleichgültig, ob es sich um Beanspruchungen oder Beanspruchbarkeiten handelt.

Das  $p$ -Quantil entspricht der Fläche unter der Verteilungsdichte  $f_X(x)$  links des Wertes  $x_p$ . Folgerichtig teilt das 50 %-Quantil die Verteilungsdichte in zwei Hälften mit einem Flächeninhalt von jeweils 0,5.

Am Beispiel der Betondruckfestigkeit entspricht das 5 %-Quantil  $x_{p=0,05}$  dem Wert der Festigkeit, der im hypothetischen Fall unendlich vieler Prüfungen (Grundgesamtheit) in lediglich 5 % der Fälle unterschritten wird [Zilch / Zehetmaier - 2010], vgl. Bild 3.14.

So beträgt z. B. die charakteristische Zylinderdruckfestigkeit eines Betons der Betondruckfestigkeitsklasse C30/37 definitionsgemäß 30 N/mm<sup>2</sup>.



**Bild 3.14:** Definition von Baustoffkennwerten als 5 %-Quantile einer Normalverteilung am Beispiel der Betondruckfestigkeit eines C30/37, Darstellung aus [Loch - 2011]

Gemäß [DIN EN 1990:2010-12] werden im Sinne einer zuverlässigkeitsorientierten Bemessung für Einwirkungen obere Quantilwerte mit hoher Unterschreitungswahrscheinlichkeit und für Widerstände wie z. B. Materialfestigkeiten untere Quantilwerte mit geringer Unterschreitungswahrscheinlichkeit, in der Regel 5 %-Quantile, verwendet. Bei zeitlich veränderlichen Einwirkungen sind die Quantile der Extremwertverteilungen zudem vom Bezugszeitraum abhängig.

Der charakteristische Wert ( $p$ -Quantil) einer Basisvariablen kann auf Basis von Mittelwert  $\mu_x$  und Standardabweichung  $\sigma_x$  in Abhängigkeit von der Verteilungsfunktion und ggf. vom Bezugszeitraum berechnet werden [Grünberg - 2004]:

$$x_k = \mu_x + \sigma_x \cdot \Phi^{-1}(p) \quad \text{Normalverteilung} \quad (3.39)$$

$$x_k = \exp(\mu_x + \sigma_x \cdot \Phi^{-1}(p)) \quad \text{Log-Verteilung} \quad (3.40)$$

$$x_{k,T} = \mu_{x,T} - \frac{\sqrt{6} \cdot \sigma_x}{\pi} \cdot (0,577 + \ln(-\ln(p))) \quad \text{Gumbel-Verteilung} \quad (3.41)$$

In der Praxis gestaltet sich die Bestimmung von charakteristischen Werten immer dann schwierig, wenn nur eine begrenzte Anzahl von Stichproben zur statistischen Auswertung zur Verfügung steht.

Ursächlich hierfür sind die statistischen Unsicherheiten, die aus dem begrenzten Stichprobenumfang resultieren [Loch - 2011]. Bei fehlender Datengrundlage können deshalb charakteristische Werte auch als Schätzwerte auf Basis einer verantwortlichen Beurteilung festgelegt werden.

Charakteristische Werte von Einwirkungen und Widerständen dienen als Basis zur Ermittlung der Bemessungswerte. Während charakteristische Materialkennwerte in den jeweiligen Baustoffnormen (DIN EN 1992 – DIN EN 1999) dokumentiert sind, werden charakteristische Einwirkungsgrößen materialübergreifend in mehreren Teilen des Eurocode 1 (DIN EN 1991) angegeben.

In Bezug auf ihre Zeitabhängigkeit bzw. Auftretenswahrscheinlichkeit werden charakteristische Einwirkungen weiterführend in drei Klassen unterteilt, vgl. Tab. 3.4.

**Tab. 3.4:** Kennzeichnung der zeitlichen Veränderlichkeit von Einwirkungen [Grünberg - 2004]

<b>Charakteristischer Wert einer Einwirkung</b>	<b>ständig</b> ( $G_k$ )	<b>veränderlich</b> ( $Q_k$ )	<b>außergewöhnlich</b> ( $A_k$ )
Auftretenswahrscheinlichkeit $P$ , bezogen auf ein Jahr	$P = 1,0$	gering (z. B. $0,01 < P < 0,05$ )	sehr gering (z. B. $0,0001 < P < 0,1$ )
zeitliche Veränderlichkeit	gering	groß	sehr groß

Zur quantitativen Festlegung der Kennwerte können die in Tab. 3.5 enthaltenen Empfehlungen herangezogen werden.

**Tab. 3.5:** Empfehlungen zur Festlegung charakteristischer Kennwerte –  $P_1$ -Fraktile  
[Späthe - 1992]

Basisvariable		Empfehlung für charakteristischen Wert	
ständige Einwirkung, mit	kleinem Variationskoeffizient $v_x \leq 0,1$	Mittelwert	
	großem Variationskoeffizient $v_x > 0,1$	0,95 - Quantil für ungünstige Wirkung	0,05 - Quantil für günstige Wirkung
veränderliche Einwirkung, mit	kleinem Variationskoeffizient $v_x \leq 0,1$	Mittelwerte der Extremwertverteilungen	
	großem Variationskoeffizient $v_x > 0,1$	0,99 - Quantil der Extremwertverteilungen	
	Klimatische Einwirkungen	0,98 - Quantil der Extremwertverteilung für ein Jahr (Wiederholungsperiode: 50 Jahre)	
Geometrische Abmessungen		Mittelwerte	
Widerstandskennwerte	Festigkeiten	0,05 - Quantil der log.-Verteilung	
	übrige Eigenschaften	Mittelwerte	

Weiterführende Angaben zur Berechnung charakteristischer Kennwerte können [Grünberg - 2004] und [Späthe - 1992] entnommen werden

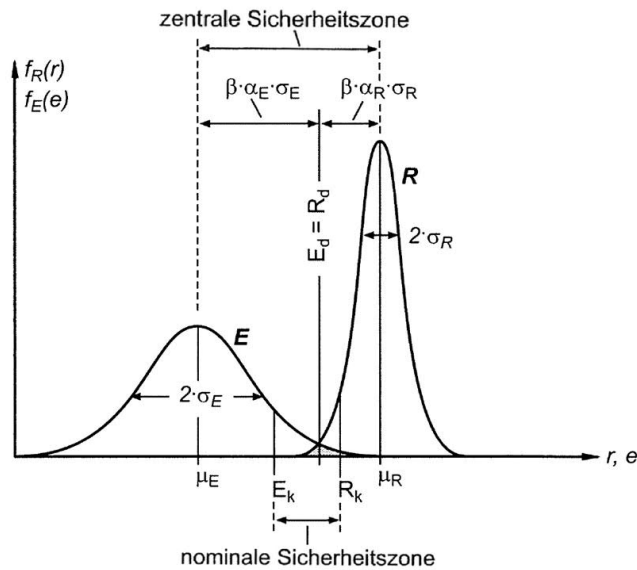
### 3.5.2 Globaler Sicherheitsbeiwert und zentraler Sicherheitsfaktor

Der globale Sicherheitsbeiwert  $\gamma_{gl}$  ist das Sicherheitsmaß der traditionellen, empirischen Vorgehensweise zum Nachweis einer ausreichenden Bauteilzuverlässigkeit vergangener Normengenerationen. Er ist definiert als Quotient aus Beanspruchbarkeit  $R_k$  und Beanspruchung  $E_k$  unter der Annahme, dass die Basisvariablen durch feste Werte wiedergegeben werden und als vergleichbare Größen mit gleicher Dimension (Schnittgrößen, Spannungen etc.) vorliegen [Späthe - 1992].

Der Sicherheitsnachweis gilt als erbracht, wenn:

$$\gamma_{gl} = \frac{R_k}{E_k} \geq \text{erf } \gamma_{gl} \geq 1,0 \quad (3.42)$$

Liegen die Basisvariablen z. B. als normalverteilte Zufallsgrößen vor, wie es bei wahrscheinlichkeitstheoretischen Sicherheitskonzepten der Fall ist, wird die *zentrale Sicherheitszone* durch den Abstand der Mittelwerte  $\mu_R$  und  $\mu_E$  beider Verteilungsfunktionen festgelegt, vgl. Bild 3.15.



**Bild 3.15:**  
Sicherheitszonen in Anlehnung an  
[Zilch / Zehetmaier - 2010]

Der Abstand zwischen den charakteristischen Werten der Beanspruchbarkeit und der Beanspruchung (Quantilwerte) wird als  *nominale Sicherheitszone*  bezeichnet. Der Nennsicherheitsbeiwert  $\gamma_{\text{Nenn}}$  entspricht hierbei dem globalen Sicherheitsbeiwert des Vorgänger-Normenkonzeptes (z. B. [DIN 1045:1988-07]) [Zilch / Zehetmaier - 2010] und ist gegeben durch:

$$\gamma_{\text{Nenn}} = \frac{R_k}{E_k} = \frac{\mu_R}{\mu_E} \cdot \frac{(1 + v_R \cdot \Phi^{-1}(p_R))}{(1 + v_E \cdot \Phi^{-1}(p_E))} \quad (3.43)$$

Um ein Mindestzuverlässigkeitsniveau sicher zu stellen, wird der  *zentrale Sicherheitsbeiwert*   $\gamma_0$  eingeführt, der auf Basis von Zuverlässigkeitsindex  $\beta$  und den Wichtungsfaktoren  $\alpha_i$  berechnet wird [Six - 2010]:

$$\gamma_0 = \frac{\mu_R}{\mu_E} = \frac{(1 - \beta \cdot \alpha_E \cdot v_E)}{(1 - \beta \cdot \alpha_R \cdot v_R)} \quad (3.44)$$

Innerhalb des semiprobabilistischen Teilsicherheitskonzeptes gründet sich die Ableitung der Teilsicherheitsbeiwerte der Einwirkungs- und Widerstandsseite auf Gleichung (3.43) und (3.44).

Als Produkt zusammengefasst stellen beide Teilsicherheitsbeiwerte wiederum eine Art globalen Sicherheitsfaktor innerhalb des Teilsicherheitskonzeptes dar:

$$\gamma_{\text{global}} = \frac{(1 - \beta \cdot \alpha_E \cdot v_E)}{(1 + v_E \cdot \Phi^{-1}(p_E))} \cdot \frac{(1 + v_R \cdot \Phi^{-1}(p_R))}{(1 - \beta \cdot \alpha_R \cdot v_R)} = \gamma_E \cdot \gamma_R \quad (3.45)$$

Die deterministische Nachweisgleichung des semiprobabilistischen Teilsicherheitskonzeptes der Eurocodes lautet somit:

$$\gamma_E \cdot E_k = E_d \leq R_d = \frac{R_k}{\gamma_R} \quad (3.46)$$

Die Teilsicherheitsbeiwerte  $\gamma_E$  und  $\gamma_R$  sind somit von den statistischen Eigenschaften der Basisvariablen  $E$  und  $R$  abhängig und über die Wichtungsfaktoren  $\alpha_E$  und  $\alpha_R$  miteinander verknüpft, vgl. Gleichung (3.45).

Dies hat zur Folge, dass der Rechenaufwand bei komplexeren Systemen erheblich steigt, weshalb in der Praxis oftmals Vereinfachungen in Form von festgelegten Wichtungsfaktoren Verwendung finden.

Da Unsicherheiten unmittelbar an ihrem Ursprungsort und in Abhängigkeit von den statistischen Eigenschaften der jeweiligen Basisvariablen begegnet werden kann, wird bauartübergreifend ein einheitliches Zuverlässigkeitsniveau erreicht.

### 3.5.3 Teilsicherheitsbeiwerte im Grenzzustand der Tragfähigkeit

Die Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit werden im Rahmen des Zuverlässigkeitskonzeptes der Eurocodes [DIN EN 1990:2010-12] auf der Basis von Bemessungswerten (Index „d“) geführt, die sich unter Berücksichtigung von Teilsicherheitsbeiwerten aus den repräsentativen Kennwerten der Basisvariablen (Index „k“) ergeben.

In Abhängigkeit vom maßgebenden Zielzuverlässigkeitsindex  $\beta$  und von den Wichtungsfaktoren  $\alpha_i$  werden die Teilsicherheitsbeiwerte mit Hilfe der nachfolgend aufgeführten Gleichungen unter der Voraussetzung bestimmt, dass es sich um standard-normalverteilte Basisvariablen handelt:

$$\gamma_E = \frac{E_d}{E_k} = \frac{(1 - \beta \cdot \alpha_E \cdot v_E)}{(1 + v_E \cdot \Phi^{-1}(p_E))} \quad (3.47)$$

$$\gamma_R = \frac{R_k}{R_d} = \frac{(1 + v_R \cdot \Phi^{-1}(p_R))}{(1 - \beta \cdot \alpha_R \cdot v_R)} \quad (3.48)$$

Um das Verfahren für die Praxis anwendbar zu machen, sind Vereinfachungen nötig, die innerhalb des semiprobabilistischen Nachweiskonzeptes [DIN EN 1990:2010-12] zu festgelegten Wichtungsfaktoren führen, vgl. Kapitel 4.2.5.5.

Weiterhin setzen sich die Teilsicherheitsbeiwerte aus mehreren Einzelfaktoren zusammen, die nachfolgend aufgeführt und erläutert werden. Hierzu wird auf die Festlegungen in [DIN EN 1990:2010-12] zurückgegriffen, da innerhalb der Literatur unterschiedliche Auffassungen hinsichtlich der genauen Zusammensetzung der Teilsicherheitsbeiwerte und auch der Einzelfaktoren existieren.

- **Materialfaktor  $\gamma_m$ :**

Mit Hilfe des Materialfaktors wird in erster Linie die Unsicherheit infolge der Streuung der Materialeigenschaften erfasst, wozu insbesondere die Möglichkeit ungünstiger Abweichungen vom charakteristischen Wert durch zufällige Eigenschaften gehört [Späthe - 1992]. Weiterhin können die Ungewissheiten in den Beziehungen zwischen den Materialeigenschaften im Bauteil und den an Prüfkörpern bei Prüfverfahren festgestellten Messwerten ebenfalls im Materialfaktor enthalten sein [Späthe - 1992], wenn diese nicht separat in Form eines eigenständigen Umrechnungsbeiwertes  $\eta$  berücksichtigt werden. Da eine Vielzahl von Einflussfaktoren die Streuung einer Baustoffeigenschaft beeinflusst, ist auch eine weitere Aufteilung des Materialfaktors in Teilfaktoren (z. B. für die Genauigkeit des analytischen Modells, Vorankündigung des Bruches) in Produktform möglich [Späthe - 1992].

- **Lastfaktor  $\gamma$ :**

Der vom Baustoff unabhängige Lastfaktor berücksichtigt die natürlichen Streuungen der Einwirkungen, mögliche Ungenauigkeiten im stochastischen Lastmodell und Abweichungen von den normalen Nutzungsbedingungen [Späthe - 1992]. Weiterhin ist darin auch die Möglichkeit einer ungünstigen Abweichung der Einwirkung gegenüber dem repräsentativen Wert beinhaltet.

- **Faktor zur Erfassung von Modellungenauigkeiten  $\gamma_{Sd}$  und  $\gamma_{Rd}$ :**

Zur wahrscheinlichkeitstheoretischen Berechnung von Tragstrukturen müssen die realen Verhältnisse innerhalb eines Berechnungsmodells abgebildet werden, das auf physikalisch und empirisch ermittelten Abhängigkeiten von den einzelnen Zufallsgrößen basiert [DBV-Heft 24 - 2014].

Sind alle Zufallsgrößen und Beziehungen zueinander vollständig bekannt, ist ein Berechnungsmodell exakt. Da dies in der Praxis nicht der Fall ist, sind zur Erstellung von Berechnungsmodellen Vereinfachungen und Annahmen zu treffen, womit mehr oder weniger große Fehler im Berechnungsmodell verbunden sind.

Diese Fehler resultieren aus Unwissenheit über tatsächliche Verhältnisse und Vereinfachungen bei der Annahme mechanischer sowie statistischer Modelle und haben einen systematischen oder stochastischen Charakter [DBV-Heft 24 - 2014].

Über Vergleiche von Versuchsergebnissen mit Ergebnissen von Modellberechnungen werden solche Unsicherheitsfaktoren ermittelt, mit deren Hilfe das Berechnungsmodell kalibriert wird, bis die Berechnungsergebnisse ausreichend genau mit den Versuchsergebnissen übereinstimmen [DBV-Heft 24 - 2014].

Um den Einfluss von Fehlern im Berechnungsmodell zu berücksichtigen, müssen somit alle Zufallsgrößen mit einem Unsicherheitsfaktor belegt werden. Auf der Einwirkungsseite wird hierzu der Faktor  $\gamma_{Sd}$  bzw.  $\gamma_{Ed}$  herangezogen, der mögliche Fehler bei der Ermittlung der maßgebenden Einwirkungskenngrößen berücksichtigt, währenddessen der Faktor  $\gamma_{Rd}$  zur Abdeckung der Ungewissheiten bei der Ermittlung der Beanspruchbarkeiten verwendet wird.

Um die Modellunsicherheiten auf der Widerstandsseite weiter differenzieren zu können, kann der Faktor  $\gamma_{Rd}$  weiterhin in  $\gamma_{Rd1}$  (Faktor zur Berücksichtigung der Modellunsicherheit „Festigkeit“) und  $\gamma_{Rd2}$  (Faktor zur Berücksichtigung geometrischer Unsicherheiten) unterteilt werden.

### **3.5.3.1 Teilsicherheitsbeiwerte auf der Widerstandsseite**

Innerhalb der Eurocodes werden Materialkennwerte durch Normalverteilungen oder durch logarithmische Normalverteilungen beschrieben. Wird eine Stichprobe mit kleinem Mittelwert und hoher Standardabweichung als normalverteilt angenommen, können sich negative charakteristische Kennwerte (5 %-Quantile) der Verteilung ergeben, was physikalisch unsinnig ist.

Aus diesem Grund wird empfohlen, Materialfestigkeiten grundsätzlich durch logarithmische Normalverteilungen (vgl. Kapitel 3.1.2) zu beschreiben, da dieser Verteilungstyp nur für positive Werte definiert ist.

Vergleichbar zu den Ausführungen in [DBV-Heft 24 - 2014] wird nachfolgend die Vorgehensweise zur Bestimmung von Teilsicherheitsbeiwerten auf der Widerstandsseite beschrieben.

Der Quantilwert einer logarithmischen Normalverteilung berechnet sich zu:

$$R(q) = F_R^{-1}(q) = \mu_R \cdot \exp\left(\Phi^{-1}(q) \cdot \sigma_{U_R} - 0,5 \cdot \sigma_{U_R}^2\right) \quad (3.49)$$

mit dem Verteilungsparameter:  $\sigma_{U_R} = \sqrt{\ln(V_R^2 + 1)} = V_R$  (näherungsw. für kleine  $V_R$ ).

Hierbei stellt  $V_R$  den Variationskoeffizienten des Tragwiderstandes dar, der nach [ECP - 2008] wie folgt aufzuteilen ist:

$$V_R = \sqrt{V_{\text{Mod}}^2 + V_G^2 + V_f^2} \quad (3.50)$$

mit:  $V_{\text{Mod}}$  Variationskoeffizient der Modellunsicherheit auf der Widerstandsseite,  
 $V_G$  Variationskoeffizient der geometrischen Eigenschaften,  
 $V_f$  Variationskoeffizient der Materialfestigkeit.

Der Bemessungswert einer Materialfestigkeit berechnet sich somit zu:

$$R_d = F_R^{-1}\left(\Phi(-\alpha_R \cdot \beta)\right) = \mu_R \cdot \exp\left(-\alpha_R \cdot \beta \cdot V_R - 0,5 \cdot V_R^2\right) \quad (3.51)$$

Der charakteristische Kennwert einer Materialfestigkeit wird in der Regel als 5 %-Quantil definiert, vgl. Kapitel 3.5.1, und experimentell bestimmt. Da hierbei nur der Variationskoeffizient der Materialfestigkeit wirksam wird, kann auf die Variationskoeffizienten der Modell- und geometrischen Unsicherheiten verzichtet werden:

$$\begin{aligned} R_k &= F_R^{-1}(q) = \mu_R \cdot \exp\left(\Phi^{-1}(q) \cdot V_f - 0,5 \cdot V_f^2\right) \\ &= F_R^{-1}(0,05) = \mu_R \cdot \exp\left(\Phi^{-1}(0,05) \cdot V_f - 0,5 \cdot V_f^2\right) \\ &= \mu_R \cdot \exp\left(-1,645 \cdot V_f - 0,5 \cdot V_f^2\right) \end{aligned} \quad (3.52)$$

Aus Bemessungswert und charakteristischem Kennwert berechnet sich der Teilsicherheitsbeiwert der Materialfestigkeit auf Basis von Gleichung (3.48), siehe auch [Fingerloos et al. - 2012] und [ECP - 2008], letztendlich zu:

$$\gamma_M = R_k / R_d = \exp\left(\alpha_R \cdot \beta \cdot V_R - 1,645 \cdot V_f\right) \quad (3.53)$$

Für den Werkstoff Beton ist der Teilsicherheitsbeiwert  $\gamma_M$  zusätzlich mit dem Umrechnungsbeiwert  $\eta$  zu multiplizieren, der die Unsicherheiten bei der Festigkeitsermittlung an aus Bauwerken entnommenen Probekörpern (Bohrkerne) im Vergleich zu normativ hergestellten Probekörpern (Zylinder, Würfel) berücksichtigt [ECP - 2008], siehe auch Kapitel 8.6.3.

$$\gamma_C = \eta \cdot \gamma_M \quad (3.54)$$

### 3.5.3.2 Teilsicherheitsbeiwerte auf der Einwirkungsseite

In der Regel werden Einwirkungen in ständige, veränderliche und außergewöhnliche Einwirkungen unterteilt [Schobbe - 1982], die weiterhin in günstig und ungünstig wirkend gegliedert werden können. Ständige Einwirkungen lassen sich ausreichend genau mit einer Standard-Normalverteilungsfunktion beschreiben, währenddessen zur Beschreibung veränderlicher Einwirkungen oftmals eine Gumbel-Verteilung verwendet wird, vgl. Tab. 3.1.

Außergewöhnliche Einwirkungen werden an dieser Stelle nicht weiter betrachtet, da sie innerhalb des für die Bemessung von massiven Wasserbauwerken maßgebenden Regelwerkes [DIN 19702:2013-02] bereits mit einem Teilsicherheitsbeiwert von  $\gamma_A = 1,0$  Berücksichtigung finden und Teilsicherheitsbeiwerte  $< 1,0$  in der vorliegenden Arbeit prinzipiell nicht zur Anwendung kommen sollen.

Der Teilsicherheitsbeiwert  $\gamma_G$  für ständige Einwirkungen setzt sich neben dem Variationskoeffizienten  $v_g$  der Basisvariablen lediglich aus dem Zielzuverlässigkeitsindex  $\beta$ , dem Wichtungsfaktor  $\alpha_E$  und dem Faktor zur Berücksichtigung von Modellungenauigkeiten  $\gamma_{Sd}$  zusammen, wie nachfolgende Gleichung zeigt:

$$\gamma_G = \gamma_{Sd} \cdot (1 - \alpha_E \cdot \beta \cdot v_g) \quad (3.55)$$

Die Bestimmung des Teilsicherheitsbeiwertes  $\gamma_Q$  für veränderliche Einwirkungen gestaltet sich aufgrund der zu berücksichtigenden Extremwertverteilungsfunktion (Gumbel-Verteilung) und der damit verbundenen Zeitabhängigkeit weitaus schwieriger.

Ergänzend zur Beschreibung der Gumbel-Verteilung in Kapitel 3.1.3 ergibt sich der Extremwert einer Gumbel-verteilten Basisvariablen ( $p$ -Quantil) zu:

$$Q = u - \frac{1}{a} \left\{ \ln[-\ln(p)] \right\} \quad (3.56)$$

Unter Berücksichtigung von Gleichung (3.19), (3.21), (3.22) und der Beziehung  $v_Q = \sigma_Q / \mu_Q$  folgt hieraus als charakteristischer Wert in Abhängigkeit vom Betrachtungszeitraum [Grünberg - 2004]:

$$Q_k = \mu_q \cdot \left( 1 - 0,7797 \cdot v_q \cdot \left( 0,5772 + \ln(-\ln(p)) \right) \right) \quad (3.57)$$

$$\text{mit dem Modalwert: } u = \mu_q \cdot (1 - 0,45 \cdot v_q) \quad (3.58)$$

Im Rahmen des semiprobabilistischen Zuverlässigkeitskonzeptes ergibt sich der Bemessungswert für veränderliche Einwirkungen zu, vgl. [Grünberg - 2004]:

$$Q_d = \mu_q \cdot \left( 1 - 0,7797 \cdot v_q \cdot \left( 0,5772 + \ln(-\ln[\Phi(-\alpha_E \cdot \beta)]) \right) \right) \quad (3.59)$$

Hierbei ist zu beachten, dass die Modal- und Mittelwerte ( $\mu_Q$ ;  $\mu_Q$ ) im Gegensatz zur Standardabweichung  $\sigma_q$  vom jeweils betrachteten Bezugszeitraum  $T$  abhängen [Grünberg - 2004]. Dies hat zur Folge, dass auch die Variationskoeffizienten vom Bezugszeitraum abhängig sind:

$$v_{q,T} = \sigma_q / \mu_{q,T} \quad (3.60)$$



Der Teilsicherheitsbeiwert für veränderliche Einwirkungen berechnet sich auf Basis von Gleichung (3.47) als Quotient von Bemessungswert und charakteristischem Wert zuzüglich eines Faktors zur Berücksichtigung von Modellunsicherheiten:

$$\gamma_Q = \gamma_{Sd} \cdot \frac{Q_d}{Q_k} = \gamma_{Sd} \cdot \frac{1 - 0,7797 \cdot v_q \cdot \left(0,5772 + \ln\left(-\ln\left[\Phi(-\alpha_E \cdot \beta)\right]\right)\right)}{1 - 0,7797 \cdot v_q \cdot \left(0,5772 + \ln(-\ln(p))\right)} \quad (3.61)$$

Es ist sicherzustellen, dass bei der Bestimmung des Teilsicherheitsbeiwertes der für die Bemessung maßgebende Bezugszeitraum auch bei der Bestimmung der charakteristischen Einwirkungskenngröße verwendet wird.

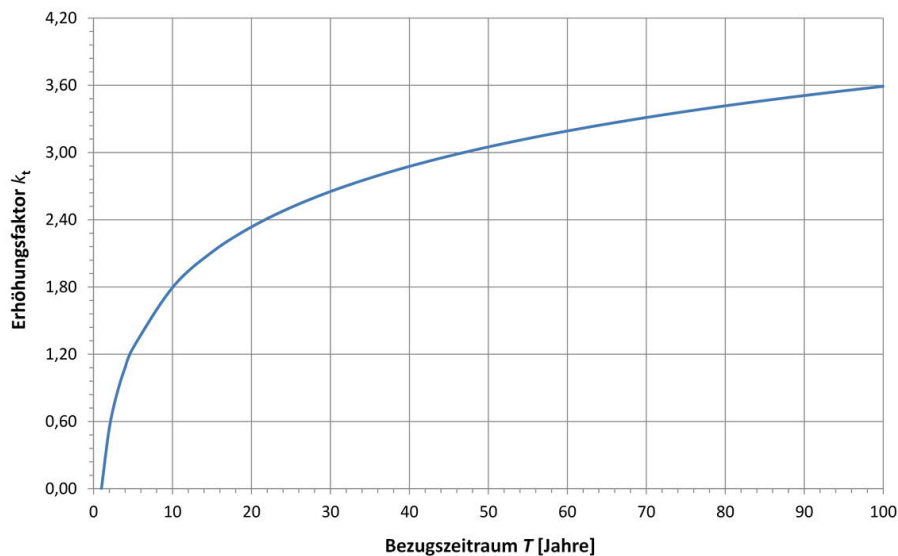
Oftmals liegt jedoch der Betrachtungszeitraum zur Ermittlung der charakteristischen veränderlichen Einwirkungsgröße unter dem für die Bemessung erforderlichen Bezugszeitraum. In diesen Fällen ist vom Betrachtungszeitraum (z. B. ein Jahr, Mittelwert  $\mu_{q,1}$  und Variationskoeffizient  $v_{q,1}$ ) auf den für die Bemessung maßgebenden Bezugszeitraum  $T$  umzurechnen. Unter Beibehaltung des für den Betrachtungszeitraum maßgebenden Quantilwertes kann dies in Anlehnung an [ECSS - 1996] mit Hilfe von Gleichung (3.62) erfolgen:

$$Q_{k,T} = \mu_{q,1} \cdot \left(1 - 0,7797 \cdot v_{q,1} \cdot \left(0,5772 + \ln(-\ln(p)) - \ln T\right)\right) \quad (3.62)$$

Demnach wird der charakteristische Kennwert als Quantilwert der statistischen Verteilung innerhalb des Bezugszeitraum  $T$  ermittelt. In Abhängigkeit vom Bezugszeitraum berechnet sich der Mittelwert einer Gumbel-verteilten Basisvariablen aus dem auf ein Jahr bezogenen Mittelwert zu:

$$\mu_{q,T} = \mu_{q,1} + \left(\frac{\sqrt{6}}{\pi} \cdot \ln(T)\right) \cdot \sigma_q = \mu_{q,1} + k_t \cdot \sigma_q \quad (3.63)$$

Die zur Anpassung des Bezugszeitraumes erforderlichen Erhöhungsfaktoren können Tab. 3.6 entnommen werden und sind in Bild 3.16 graphisch dargestellt.



**Bild 3.16:** Erhöhungsfaktor  $k_t$  zur Berücksichtigung variabler Bezugszeiträume auf der Basis eines Beobachtungszeitraumes von einem Jahr

**Tab. 3.6:** Erhöhungsfaktor  $k_t$  zur Berücksichtigung variabler Bezugszeiträume auf der Basis eines Beobachtungszeitraumes von einem Jahr

Bezugszeitraum $T$															
-	1	2	3	5	10	15	20	30	40	50	60	70	80	90	100
$k_t$	0,00	0,54	0,86	1,25	1,80	2,11	2,34	2,65	2,88	3,05	3,19	3,31	3,42	3,51	3,59

Auf Basis eines auf ein Jahr bezogenen Mittelwertes ergibt sich demnach der auf einen Bezugszeitraum von z. B. 50 Jahren hochgerechnete Mittelwert aus einer Beaufschlagung des jährlichen Mittelwertes mit der um den Faktor 3,05 erhöhten Standardabweichung.

Diese Vorgehensweise entspricht nicht der Vorgehensweise zur Bestimmung charakteristischer Kennwerte klimatischer Einwirkungen, da diese definitionsgemäß auf dem 98 %-Quantilwert für einen Bezugszeitraum von einem Jahr beruhen [DIN EN 1990:2010-12]. Auf Basis von Gleichung (3.57) und dem auf ein Jahr bezogenen Mittel- sowie Modalwert folgt hieraus [DBV-Heft 24 - 2014]:

$$Q_{k,1} = \mu_{q,1} \cdot \left(1 - 0,7797 \cdot v_{q,1} \cdot \left(0,5772 + \ln(-\ln(0,98))\right)\right) \quad (3.64)$$

Die Transformation der Einwirkungskenngröße vom jährlichen Bezugszeitraum in den zur Bemessung üblichen Bezugszeitraum (50 Jahre) erfolgt auf Basis von [ECSS - 1996] nach [DBV-Heft 24 - 2014]:

$$\begin{aligned} Q_{k,50} &= \mu_{q,1} \cdot \left(1 - 0,7797 \cdot v_{q,1} \cdot \left(0,5772 + \ln(-\ln(0,98^{50})) - \ln 50\right)\right) \\ &= \mu_{q,1} - 0,7797 \cdot \sigma_q \cdot \left(0,5772 + \ln(-\ln 0,36417) - \ln 50\right) \\ &= \mu_{q,1} + 0,7797 \cdot \sigma_q \cdot \ln 50 - 0,7797 \cdot \sigma_q \cdot \left(0,5772 + 0,0101\right) \\ &= \mu_{q,50} - 0,7797 \cdot \sigma_q \cdot \left(0,5772 + 0,0101\right) \\ &= \mu_{q,50} \cdot \left(1 - 0,7797 \cdot v_{q,50} \cdot \left(0,5772 + 0,0101\right)\right) \\ &= \mu_{q,50} \cdot \left(1 - 0,458 \cdot v_{q,50}\right) \end{aligned} \quad (3.65)$$

Der Mittelwert verschiebt sich hierbei gemäß Gleichung (3.63) und der ebenfalls verschobene Modalwert lautet:

$$u_{50} = \mu_{q,50} \cdot \left(1 - 0,45 \cdot v_{q,50}\right) \quad (3.66)$$

Demnach entspricht der Modalwert für den Bezugszeitraum 50 Jahre annäherungsweise dem 98 %-Quantilwert für den Bezugszeitraum ein Jahr [Grünberg - 2004].

Abweichend zur vorherig aufgeführten Vorgehensweise müssen bei der Bestimmung des Teilsicherheitsbeiwertes für klimatische Einwirkungen zusätzlich keine Modellunsicherheiten berücksichtigt werden, sodass der Modellunsicherheitsfaktor  $\gamma_{Sd}$  in Gleichung (3.61) entfällt [DBV-Heft 24 - 2014].

## 4 Sicherheit im Bauwesen

### 4.1 Geschichtliche Entwicklung

Mit Beginn der Sesshaftigkeit im Mesolithikum vor ca. 10.000 Jahren begann auch die Bautätigkeit der Menschheit in der Form einfacher Hütten und Unterstände. Diese ersten Siedlungsstrukturen wurden in erster Linie zum Schutz vor Witterungseinflüssen angelegt und schnell zu kleineren Häusern mit aufwendigeren Bauweisen weiterentwickelt. Im Verlauf der Geschichte verursachte die Verbreitung von Ackerbau und Viehzucht einen weiteren Bedarf an Schutzkonstruktionen zur Vorratshaltung von Lebensmitteln und Gütern.

Die in der Jungsteinzeit angelegten Baukonstruktionen hatten somit eine reine Schutzaufgabe zu erfüllen und dienten im Wesentlichen der Versorgungssicherheit der damaligen Menschen. Hierbei ist obligatorisch, dass von der Schutzkonstruktion selbst keine Gefährdung auf das zu Schützende ausgehen durfte, was als früheste Forderung nach Zuverlässigkeit angesehen werden kann.

Entsprechend der weiteren kulturellen Entwicklung der Menschheit haben sich auch die Anforderungen an die Baukonstruktionen stark verändert. Tragwerke werden zur Versorgungssicherheit, zur Gefahrenabwehr und für repräsentative sowie spirituelle Zwecke errichtet. Die hohe Bedeutung der geschaffenen Strukturen innerhalb der Gesellschaft (Verfügbarkeit) erfordert neben dem mit der Erstellung verbundenen Aufwand eine Mindestzuverlässigkeit baulicher Anlagen. Die von instabilen Tragwerken ausgehenden Risiken müssen zum Schutz der Gesellschaft minimiert werden, was geschichtlich schon sehr früh zu hoheitlichen Regelungen führte.

#### 4.1.1 Historische Sicherheitskonzepte

Anforderungen an die Sicherheit von Baukonstruktionen sind bereits in der frühen Geschichte aus Mesopotamien bekannt. Im Codex Hammurabi, einer Sammlung von Rechtssprüchen aus dem 18. Jahrhundert v. Chr., wurde bereits eine Formulierung der Beziehung Sicherheit – Verantwortlichkeit in Keilschrift festgehalten.



Bild 4.1: Codex Hammurabi, Darstellung aus [Eilers - 2009]

Damals stand der Baumeister, als Verantwortlicher des Bauvorhabens, für alle Fehler der am Bau Beteiligten gerade. Er bürgte persönlich nach dem Grundsatz „Aug um Aug und Zahn um Zahn“ für den Erfolg und die Sicherheit des von ihm Erbauten. Dabei wird Leben gegen Leben aufgewogen und bei Schäden am Objekt erwächst sinngemäß die Verpflichtung zur Ersatzleistung, wobei in der Regel Fahrlässigkeit der Verantwortlichen als Schadensursache angenommen wurde [Pech et al. - 2007].

Als Beispiel für ein antikes Sicherheitskonzept kann der Erlass von statischen Vorschriften zur Sicherstellung der Ausführungsqualität von Baukonstruktionen durch den Senat von Rom aufgeführt werden, der damit auf den Einsturz eines unzureichend gebauten hölzernen Amphitheaters 27 n. Chr. mit mehreren tausend Todesopfern reagierte [Kissel - 2009]. Innerhalb der Verfügung wurden Anforderungen an die Beschaffenheit des Baugrundes gestellt und festgelegt, dass zukünftig nur noch Personen mit Ritterzensus Amphitheater errichten durften [Heller - 1997].

Bis zum Beginn des 18. Jahrhunderts war diesen historischen Sicherheitskonzepten gemeinsam, dass sie ausschließlich auf der Erfahrung des Baumeisters im Umgang mit Baustoffen und der Bauweise beruhten. Neben der Geometrie als theoretischer Grundlage beherrschte die Empirie den Tragwerksentwurf [Kurrer – 2002] und die Zuverlässigkeit der Baukonstruktionen wurde durch die Beachtung konstruktiver Ausführungsregeln sichergestellt. Erst mit zunehmenden wissenschaftlichen Erkenntnissen auf dem Gebiet der Mathematik und Mechanik wurden in den darauffolgenden Jahrzehnten theoretische Ansätze in der Form von geometrischen Entwurfs- und Bemessungsregeln beim Tragwerksentwurf berücksichtigt [Kurrer - 2002]. Erste rechnerische Ansätze zur Bestimmung von Kraft- und Spannungsverläufen innerhalb von Baukonstruktionen können auf Claude Louis Marie Henri Navier (1785 – 1836) als Begründer der Baustatik zurückgeführt werden.

In der zweiten Hälfte des 19. Jahrhunderts erfolgte eine Vielzahl von Forschungsarbeiten und Veröffentlichungen (z. B. Culmann, Ritter, Mohr) hinsichtlich der Tragwirkung von Baukonstruktionen und der Bestimmung von Schnittgrößen. In Abhängigkeit vom Baustoff wurden weiterhin rechnerische Bemessungsansätze (Stahlbetonbau: z. B. Koenen (1886)) entwickelt, die es erstmals ermöglichten, das Tragverhalten von Bauteilen zu berechnen und damit letztendlich unter wirtschaftlichen Gesichtspunkten zu optimieren. Durch die rechnerische Beschreibung von Einwirkungen und Widerständen konnte die Bauteilsicherheit zahlenmäßig erfasst und gezielt durch die Vorgabe materialspezifischer Maximalspannungen beeinflusst werden. Im Gegensatz zum vorhergehenden auf Empirie basierenden Sicherheitskonzept stellt diese Vorgehensweise eine wesentliche Verbesserung bei der Zuverlässigkeitsbetrachtung von Baukonstruktionen dar.

Eine umfassende, chronologische Auflistung der für den Werkstoff Stahlbeton maßgebenden Regelwerke ist in [Betonkalender - 2015] enthalten. Die historischen Regelwerke können in drei Generationen untergliedert werden, deren Sicherheitskonzept nachfolgend vorgestellt und hinsichtlich der darin implementierten Bauteilzuverlässigkeit bewertet wird. In Bild 4.2 sind die Ausgaben der maßgebenden Stahlbetonbemessungsnorm DIN 1045 aufgelistet und den Normengenerationen zugeordnet. Die historischen Regelwerke der 1. und 2. Generation sind in [Fingerloos - 2009] abgedruckt.

Regelwerk	Veröffentlichung	zugehöriger Kommentar
Vorläufige Leitsätze für die Vorbereitung, Ausführung und Prüfung von Eisenbetonbauten	1904	(Beispiele enthalten)
Bestimmungen des Kgl. Preußischen Ministeriums der öffentl. Arbeiten für die Ausführung von Konstruktionen aus Eisenbeton bei Hochbauten	1907	(Beispiele enthalten)
Bestimmungen für – Ausführung von Bauwerken aus Beton – Ausführung von Bauwerken aus Eisenbeton	1916	GEHLER, W.: Erläuterungen zu den Eisenbeton-Bestimmungen 1916 mit Beispielen
DIN 1045 – Bestimmungen für Ausführung von Bauwerken aus Eisenbeton	1925	GEHLER, W.: Erläuterungen zu den Eisenbeton-Bestimmungen 1925 mit Beispielen
DIN 1045 – A. Bestimmungen für Ausführung von Bauwerken aus Eisenbeton	1932	GEHLER, W.: Erläuterungen zu den Eisenbeton-Bestimmungen 1932 mit Beispielen
DIN 1045 – A. Bestimmungen für Ausführung von Bauwerken aus Eisenbeton	1937	GEHLER, W.: Erläuterungen zu den Eisenbeton-Bestimmungen 1932 mit Beispielen
DIN 1045 – A. Bestimmungen für Ausführung von Bauwerken aus Stahlbeton	1943	GEHLER, W., PALEN, C.: Erläuterungen zu den Stahlbetonbestimmungen 1943 mit Beispielen
DIN 1045 – A. Bestimmungen für Ausführung von Bauwerken aus Stahlbeton	1959	GEHLER, W., PALEN, C.: Erläuterungen zu den Stahlbetonbestimmungen 1943 mit Beispielen
DIN 1045 – Beton- und Stahlbetonbau – Bemessung und Ausführung	1972	BONZEL, J.: Erläuterungen zu den Stahlbetonbestimmungen
DIN 1045 – Beton- und Stahlbeton – Bemessung und Ausführung	1978	BERTRAM, D. et al.: Hinweise zu DIN 1045, Ausgabe 12/78. DAfStb-Heft 300
DIN 1045 – Beton- und Stahlbeton – Bemessung und Ausführung	1988	BERTRAM, D. et al.: Erläuterungen zu DIN 1045, Beton und Stahlbeton, Ausgabe 07/88. DAfStb-Heft 400
DIN 1045-1 – Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton – Teil 1: Bemessung und Konstruktion	2001	Erläuterungen zu DIN 1045-1. DAfStb-Heft 525
DIN 1045-1 – Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton – Teil 1: Bemessung und Konstruktion	2008	Erläuterungen zu DIN 1045-1. DAfStb-Heft 525 2. überarbeitete Auflage
Eurocode 2 – Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1	2011	HEGGER et al.: Erläuterungen zu EC 2-1-1. DAfStb-Heft 600

**Bild 4.2:** Regelwerke des Stahlbetonbaus in Deutschland einschließlich zugehöriger Kommentare [Stauder et al. - 2012]

#### 4.1.2 Bemessungskonzept der ersten Normengeneration DIN 1045

Die Grundlagen der modernen Stahlbetonbauweise wurden ab der Wende vom 19. zum 20. Jahrhundert entwickelt. Während Beton zunächst als Mörtel bzw. Bindemittel verwendet wurde, wurde er später auch als Bauart (Eisenbeton) eingeführt.

Zu Beginn des 20. Jahrhunderts haben zahlreiche Ereignisse die Entwicklung des Stahlbetonbaus vorangetrieben. Die wesentlichen Entwicklungsschritte können Tab. 4.1 entnommen werden, siehe auch [Schnell et al. - 2014].

Maßgebend für die Entwicklung der Eisenbetonbauweise waren zunächst jedoch Patente. Als erstes Bemessungsverfahren kann die 1887 veröffentlichte Theorie des Eisenbetonbaus von Koenen gelten, welches eine Voraussetzung zur Genehmigung der Monier'schen Bauweise durch die Berliner Baupolizei war [Schnell et al. - 2014].

Erste allgemeingültige Regelungen außerhalb der Patentschriften wurden mit der Einführung der vorläufigen *Leitsätze für die Vorbereitung, Ausführung und Prüfung von Eisenbetonbauten* durch den Verband Deutscher Architekten- und Ingenieurvereine und dem Deutschen Beton-Verein [Leitsätze - 1904] veröffentlicht. Eine Ergänzung dieser Regelungen fand 1907 [Bestimmungen - 1907] und 1916 [Bestimmungen - 1916a, Bestimmungen - 1916b] statt. Letztendlich führten diese Regelungen zur Erarbeitung der Norm DIN 1045, die erstmals im Jahr 1925 ausgegeben wurde [DIN 1045:1925-09] und bis zur Einführung der Eurocodes im Jahr 2012 mit zahlreichen Fortschreibungen das zur Bemessung von Stahlbetonbauteilen maßgebende Regelwerk war.

**Tab. 4.1:** Wesentliche Entwicklungsschritte im Stahlbetonbau [Rußwurm - 2000]

<b>Joseph Aspdin</b> (1779 - 1855)	Brennen von Ton und Kalkstein (oder Straßenstaub) Erster künstlicher Zement: Portlandzement
<b>Joseph-Louis Lambot</b> (1814 - 1887)	1854: Boot aus Eisenbeton
<b>Francois Coignet</b> (1814 – 1888)	Kreuzweise bewehrte Decken, Rohre, Balken und Stützen aus Eisenbeton
<b>Thomas Hyatt</b> (1816 - 1901)	Versuche an Balken: Bewehrung in der Zugzone, Bügel in Druckzone verankert, Aufbiegungen am Auflager; Ausdehnungskoeffizient identifiziert
<b>Joseph Monier</b> (1823 - 1906)	Drahtbewehrte Blumenkübel (1867), Wasserbehälter, Decken, Balken, Röhren, Eisenbahnschwellen. 1875: erste Brücke (16 m), Bewehrung: mittig
<b>Mathias Koenen</b> (1849 - 1924)	Erste Theorien: Zugfestigkeit des Betons bleibt unberücksichtigt. Stahl: Zugglied; Beton: Druckglied
<b>Paul Neumann</b>	1902: E- Module (Stahl / Beton) ins Verhältnis gesetzt
<b>Wayss, Bauschinger, Carl von Bach</b>	Feuerwiderstand, Stoßwiderstand, Korrosionsschutz
<b>Otto Graf</b> (1881 - 1956)	Verbundfragen
<b>Francois Hennebique</b> (1840 - 1921)	Plattenbalken, Bewehrungssysteme
<b>Fritz v. Emperger</b> (1862 - 1942)	Einflüsse Schwinden, Temperatur, Feuchtigkeit, Vorspannung
<b>Emil Mörsch</b> (1872 - 1950)	Zusammenfassende Theorie des Verbundwerkstoffes, Fachwerkanalogie
<b>Eugene Freyssinet</b> (1879 - 1962)	Einflüsse Schwinden / Kriechen, Temperatur, Feuchtigkeit, Vorspannung

Zur Sicherstellung einer ausreichenden Bauteilzuverlässigkeit wurden globale Sicherheitsfaktoren  $\gamma$  als Sicherheitsmaße auf der Materialseite eingeführt, die Einwirkungs- und Widerstandsseite miteinander verknüpften [DBV Heft 24 - 2014]. Die Tragfähigkeit wurde in der Regel auf Grundlage zulässiger Spannungen auf dem Niveau der Gebrauchslasten mit Hilfe des  $n$ -Verfahrens nachgewiesen. Hierbei handelte es sich um ein deterministisch kalibriertes Gebrauchslastverfahren, das lineare Zusammenhänge aller mechanischen Größen voraussetzt und bei dem der Koeffizient  $n$  das Verhältnis des E-Moduls von Eisen zum E-Modul des Werkstoffes Beton beschreibt [Jürges - 2000].

Das Bemessungsverfahren war in der Praxis einfach zu handhaben, da die Lage der neutralen Faser bei biegebeanspruchten Bauteilen lediglich von den Querschnittsabmessungen, den aufnehmbaren Spannungen von Beton und Eisen sowie der Verhältniszahl  $n$  beeinflusst wird [Jürges - 2000]. Das Verhältnis der E-Moduli wurde mit  $n = 15$  normativ festgelegt.

In der Bundesrepublik Deutschland war diese Vorgehensweise bis einschließlich der Normausgabe [DIN 1045:1959-11] Bestandteil der Stahlbetonnormung.

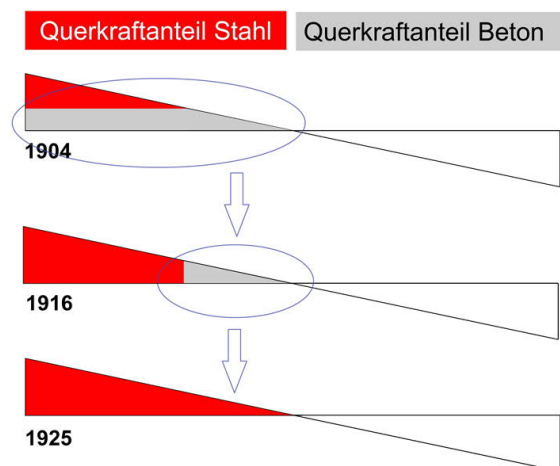
Hinsichtlich der Querkrafttragfähigkeit wurde in den vorläufigen Leitsätzen von 1904 [Leitsätze - 1904] der Wert für die zulässige Schubspannung des Betonquerschnittes pauschal auf  $4,5 \text{ kg/cm}^2$  ( $\approx 0,45 \text{ N/mm}^2$ ) festgelegt [Stauder et al. - 2012]. Es wurde gefordert, nur den darüber hinausgehenden rechnerischen Spannungsanteil mit Bewehrungseisen abzudecken, wobei die Betondruckstrebe immer unter  $45^\circ$  geneigt angenommen wurde.

Dieses Bemessungsmodell hatte sehr geringe Querkraftbewehrungsgrade zur Folge und ermöglichte darüber hinaus, dass Balkenbereiche ganz ohne Querkraftbewehrung ausgeführt werden durften.

Mit Ausgabe der [Bestimmungen - 1916b] wurde dieses Defizit reduziert, indem in Bereichen mit einer Überschreitung der zulässigen Betonschubspannung von  $4,0 \text{ kg/cm}^2$  ( $\approx 0,40 \text{ N/mm}^2$ ) Bewehrungseisen zur Aufnahme der gesamten, im Querschnitt vorhandenen Schubspannungen angeordnet werden mussten. Für die Schubspannung des Gesamtquerschnittes wurde zudem eine Obergrenze von  $14,0 \text{ kg/cm}^2$  ( $\approx 1,40 \text{ N/mm}^2$ ) eingeführt, bei deren Überschreitung die Querschnittsabmessungen erhöht werden mussten [Stauder et al. - 2012].

Seit der Einführung von [DIN 1045:1925-09] müssen bei Balken durchgehend Bügel angeordnet werden und es ist nachzuweisen, dass die im Querschnitt vorhandenen Schubkräfte bei Überschreitung der zulässigen Betonschubspannung ( $4,0 \text{ kg/cm}^2$  bei Handelszement;  $5,5 \text{ kg/cm}^2$  bei hochwertigem Zement) vollständig von Eiseneinlagen aufgenommen werden können. Mit dieser von Mörsch angeregten vollen Schub-sicherung sollte ein Schubbruch ohne Ankündigung verhindert werden.

In Bild 4.3 ist die Entwicklung der erforderlichen Querkraftbewehrung in der Frühzeit der normativen Regelungen schematisch dargestellt.



**Bild 4.3:**  
Normentwicklung der von Bewehrungseinlagen abzudeckenden Querkraftanteile in Stahlbetonbalken  
[Stauder et al. - 2012]

#### 4.1.3 Bemessungskonzept der zweiten Normengeneration DIN 1045

Bedeutende Änderungen innerhalb des Regelwerkes ergaben sich mit Ausgabe von [DIN 1045:1972-01] durch die normative Einführung von Betonrippenstahl sowie des Traglastverfahrens, das im Gegensatz zum  $n$ -Verfahren nichtlineare Spannungs-Dehnungs-Gesetze für Beton und Betonstahl zur Querschnittsbemessung enthält und bis einschließlich der Normausgabe [DIN 1045:1988-07] Bestandteil der Stahlbetonbaunormung in der Bundesrepublik Deutschland war.

Dieses „ $n$ -freie Bemessungsverfahren“ ermöglichte die Lösung aller Bemessungsaufgaben im lückenlosen Übergang von reiner Biegung bis zum mittigen Druck [DAfStb-Heft 333 - 1982]. Je nach Dehnungszustand des Betons liegt der globale Sicherheitsbeiwert zwischen 1,75 und 2,1.

Hinsichtlich der Querkrafttragfähigkeit wurde mit Einführung von [DIN 1045:1972-01] erstmalig eine verminderte Schubdeckung zugestanden [DAfStb-Heft 333 - 1982], bei der die Betondruckstrebe in Abhängigkeit von der Größe der Schubspannungen indirekt flacher als  $45^\circ$  geneigt eingestellt werden konnte [Stauder et al. - 2012].

Die Fachwerkanalogie wurde zugleich konsequent vervollständigt, indem die gegenüber der Momentenlinie um das Versatzmaß  $v$  verschobene „Zugkraftdeckungslinie“ eingeführt wurde.

In der ehemaligen DDR wurde bereits innerhalb von [TGL 11422:1964-03] ein Traglastverfahren verwendet.

#### 4.1.4 Bemessungskonzept der dritten Normengeneration DIN 1045-1 und DIN EN 1992-1-1 (Eurocode 2)

Mit der dritten Normengeneration wurde im Stahlbetonbau erstmals ein Normkonzept eingeführt, dessen Grundlagen auf europäischer Ebene erarbeitet wurden.

Entsprechend den 1957 beschlossenen Festlegungen innerhalb der Römischen Verträge sollen zum Abbau von Handelshemmnissen und zur Schaffung eines einheitlichen europäischen Wirtschaftsraumes nationale Regelungen durch europäische Regelwerke ersetzt werden.

In Bild 4.4 ist die Entwicklung des europäischen Normenwesens für den Stahlbetonbau schematisch dargestellt.

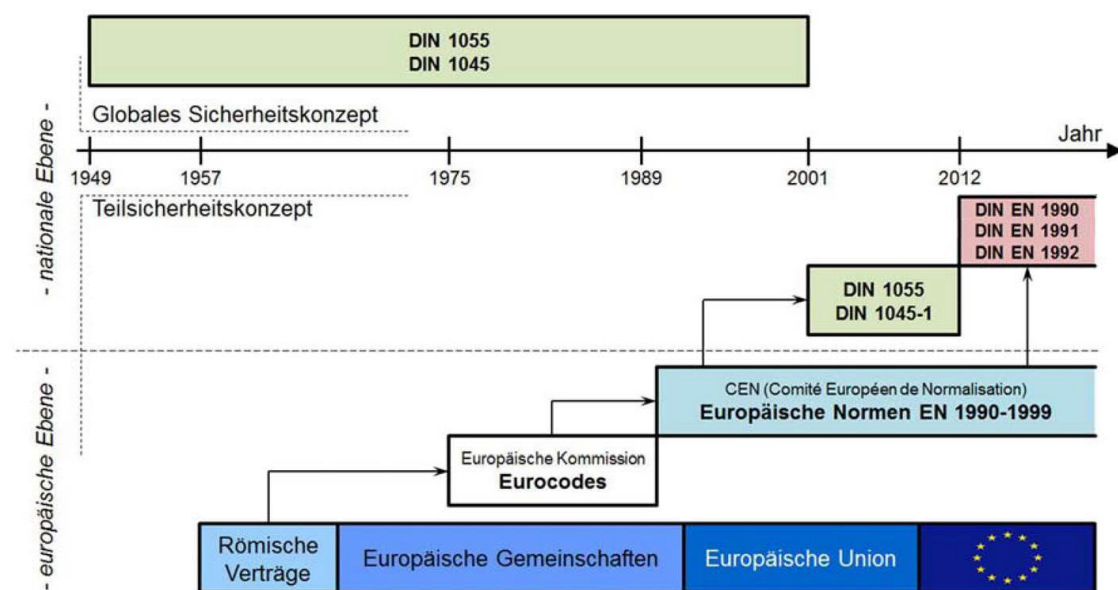


Bild 4.4: Entwicklung des europäischen Normenwesens [Graubner - 2012]



Anstelle der bisher üblichen deterministischen Bemessungsverfahren liegt der dritten Normengeneration ein semiprobabilistisches Nachweiskonzept zugrunde, das auf scheinbar probabilistisch verifizierten Sicherheitselementen basiert, Basisvariablen aber nur als Quantilwerte berücksichtigt.

Somit handelt es sich bei dem in der Bundesrepublik Deutschland im Jahr 2001 mit [DIN 1055-100:2001-03] eingeführten Bemessungsansatz um ein semiprobabilistisches Zuverlässigkeitskonzept, das aus Gründen der Anwendbarkeit bzw. Praxistauglichkeit im Vergleich zur Zuverlässigkeitstheorie Vereinfachungen in Form von pragmatischen Festlegungen enthält. Die dazugehörige Bemessung nach Grenzzuständen wurde für den Beton-, Stahlbeton- und Spannbetonbau parallel in [DIN 1045-1:2001-07] geregelt.

Dem vorausgehend war die Anwendung der europäischen Eurocode-Vornormen (z. B. [DIN ENV 1992-1-1:1992-06]), auf deren Basis die Verwendung des semiprobabilistischen Zuverlässigkeitskonzepts erstmalig ab Mitte der 1990er Jahre bauaufsichtlich erlaubt war [DBV-Heft 24 - 2014].

Anstelle des bisher üblichen globalen Sicherheitskonzeptes berücksichtigt das semiprobabilistische Teilsicherheitskonzept die statistischen Unsicherheiten der Eingangsparameter direkt an ihrem jeweiligen Ursprungsort durch die Beaufschlagung mit Sicherheitselementen (Teilsicherheits- und Kombinationsbeiwerte) [Hansen - 2004]. Die theoretischen Hintergründe des Verfahrens werden in Kapitel 3 erläutert. In Kapitel 4.2 sind diesbezüglich die wesentlichen Inhalte des Eurocodes [DIN EN 1990:2010-12] aufgeführt.

Während in der Bundesrepublik Deutschland im Jahr 1981 erstmals die Grundlagen zur Einführung einer risikobasierten Sicherheitstheorie im Bauwesen veröffentlicht wurden [GruSiBau - 1981], erfolgte dieser Schritt in der ehemaligen DDR, auch mit dem Ziel von Materialeinsparungen, bereits mit der Einführung des Einheitlichen Technischen Vorschriftenwerkes des Betonbaus (ETV Beton) ab 1980 (z. B. [TGL 33402:1980-10]). Vorteilhaft erweist sich das Konzept der risikobasierten Zuverlässigkeitstheorie im Bauwesen insbesondere durch die Sicherstellung einer weitgehend gleichmäßigen Bauteilzuverlässigkeit über alle Konstruktionsweisen, unabhängig von der statistischen Verteilung der Eingangsparameter oder verwendeten Materialien.

Für Stahlbetontragwerke liegt das „Sicherheitsniveau“ des aktuellen Nachweiskonzeptes [DIN EN 1990:2010-12] in einer vergleichbaren Größenordnung zu dem davor maßgebenden Nachweiskonzept [DIN 1045:1988-07] auf deterministischer Basis. Ursächlich hierfür ist, dass die Sicherheitselemente des semiprobabilistischen Konzeptes unter anderem an den guten Erfahrungswerten der vorhergehenden Normengeneration kalibriert wurden [GruSiBau - 1981].

#### **4.1.5 Bewertung der unterschiedlichen Normengenerationen hinsichtlich ihres Sicherheitskonzeptes**

In Bild 4.5 ist der wesentliche Entwicklungsschub des den Stahlbetonbau betreffenden Regelwerkes graphisch dargestellt, was mit der Umstellung des Bemessungskonzeptes vom „ $n$ -Verfahren“ auf das „ $n$ -freie“ Traglastverfahren durch die Einführung von [DIN 1045:1972-01] im Jahr 1972 einherging.

Seitdem erfolgt die Bemessung von Stahlbetonbauteilen auf der Basis des Parabel-Rechteck-Diagramms unter Ansatz einer Teilplastifizierung des Betons (Völligkeit > 0,5) und einer zulässigen Bruchstauchung von 3,5 ‰ infolge Biegung sowie 2 ‰ Grenzstauchung bei vollständig überdrückten Querschnitten [Betonkalender - 2015].

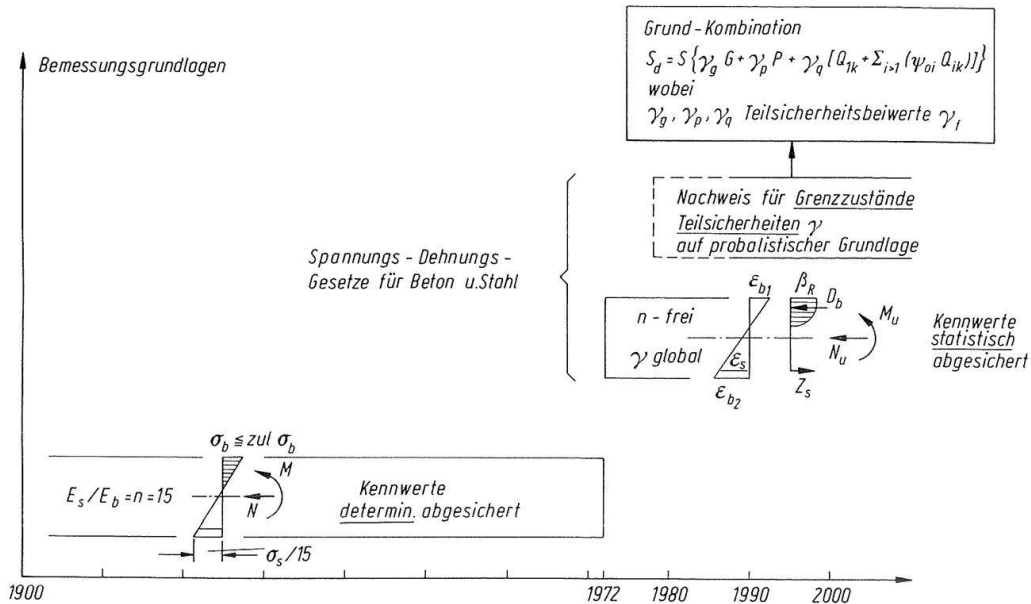


Bild 4.5: Biegebemessung mit Längskraft – Entwicklungsschübe [DAfStb-Heft 333 - 1982]

Die Einführung des neuen Bemessungskonzeptes führt durch die höhere Ausnutzung der Biegedruckzone somit zu einer Steigerung der rechnerischen Querschnittstragfähigkeit, was in Bild 4.6 dargestellt ist und vorsichtig abgeschätzt eine Aktivierung von Zuverlässigkeitsreserven in der Größenordnung von  $\Delta\beta = 2,0$  zur Folge hat [Weber - 2013], vgl. Bild 4.9.

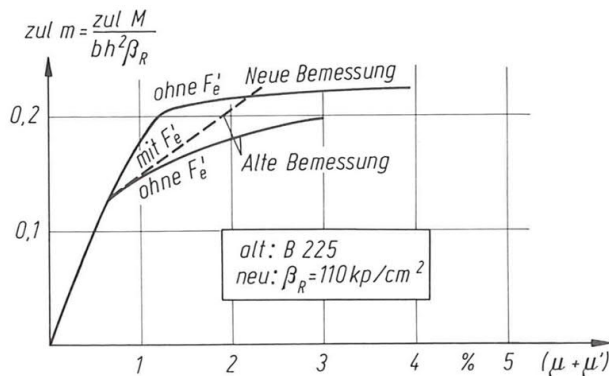
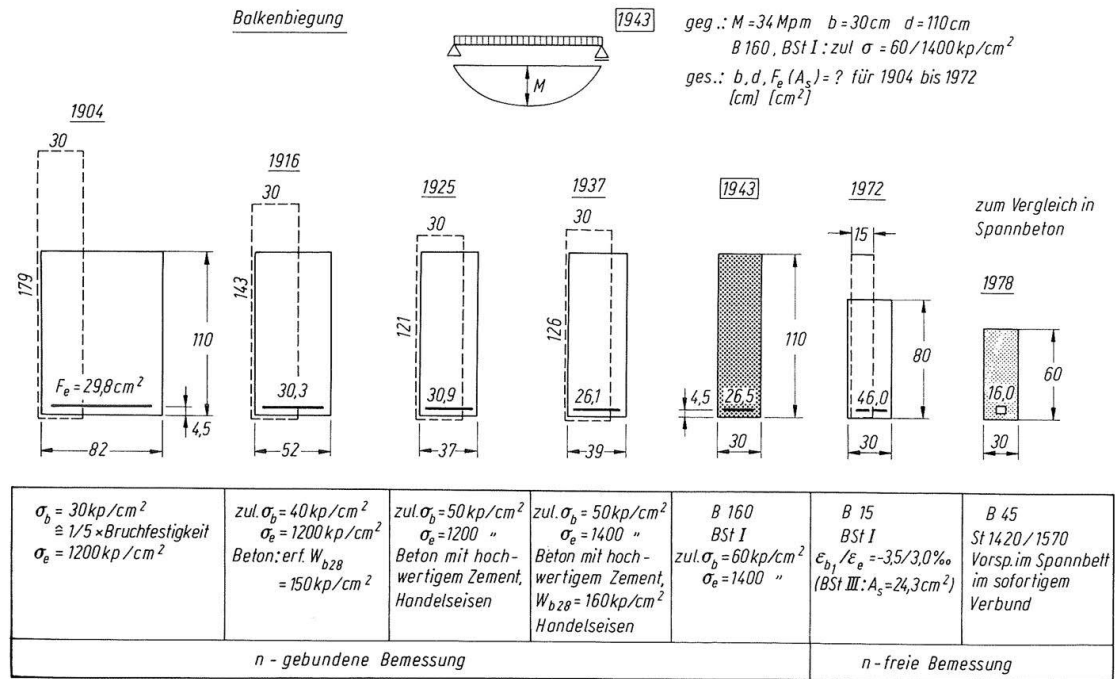


Bild 4.6: Biegetragfähigkeit nach DIN 1045 alt [DIN 1045:1959-11] und DIN 1045 neu [DIN 1045:1972-01], [DAfStb-Heft 333 - 1982] nach [Meyer - 1966]

Exemplarisch sind die jeweils erforderlichen Bauteilquerschnitte als Ergebnis einer Biegebemessung nach den Bestimmungen von 1904 bis 1972 in Bild 4.7 dargestellt. Auch hierbei wird ersichtlich, dass die zunehmende Erfahrung im Umgang mit der Bauweise eine Aktivierung von Tragfähigkeitsreserven zur Folge hatte, die sich bei der Fortschreibung des Regelwerkes durch eine Reduktion des erforderlichen Bauteilquerschnittes äußerte.



**Bild 4.7:** Bemessung eines Rechteckbalkens nach den Bestimmungen von DIN 1045 Ausgabe 1904 bis 1972/1978; Vergleich der erforderlichen Querschnitte [DAfStb-Heft 333 - 1982] nach [Leonhardt et al. - 1973]

Die Bemessung im Stahlbetonbau basierte einschließlich der Normausgabe [DIN 1045:1988-07] auf deterministischen Zuverlässigkeitskonzepten, bei denen die Eingangswerte für die Bemessung als festgelegte Größen unabhängig von ihrer statistischen Verteilung berücksichtigt wurden. Das hat zur Folge, dass keine einheitliche Tragwerkszuverlässigkeit über alle Nachweis- und Bauteilarten erreicht werden konnte.

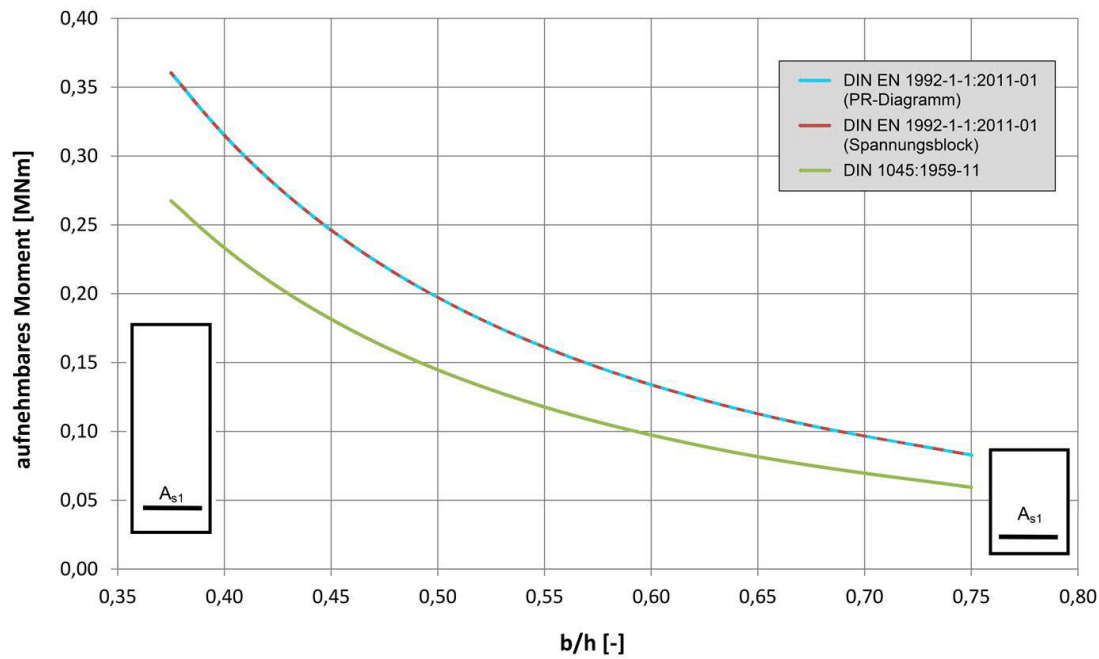
Um dieses Defizit zu beseitigen, wurde in den 1970er Jahren der *Sonderforschungsbereich 96 – Zuverlässigkeit der Bauwerke* durch die Deutsche Forschungsgemeinschaft mit dem Ziel eingerichtet, ein baustoff- und bauartübergreifendes Sicherheitskonzept auf wahrscheinlichkeitstheoretischer Grundlage zu entwickeln [Grundmann - 1989], vgl. auch Kapitel 3.4.1.

Da sich der mit probabilistischen Berechnungsmethoden verbundene Aufwand bei Anwendung semiprobabilistischer Methoden erheblich reduziert, erfolgt der Nachweis ausreichender Bauteilzuverlässigkeit in der Praxis mit dieser vereinfachten Methode.

Um trotzdem eine weitgehend gleichmäßige Bauwerkszuverlässigkeit über alle Konstruktionsweisen, unabhängig von der statistischen Verteilung der Eingangsparameter, sicherzustellen, werden Sicherheitselemente (siehe Kapitel 3.5) benötigt, die auch mit probabilistischen Verfahren abgeleitet werden können, tatsächlich aber weitgehend auf Basis von Erfahrungen mit bestehenden Normen und pragmatischen Festlegungen unter dem Grundsatz der Verhältnismäßigkeit der Mittel [Grusibau - 1981] bestimmt wurden.

Deshalb, und da sich bei der Biegebemessung keine wesentlichen Änderungen innerhalb des eigentlichen Nachweisformates ergeben haben, unterscheidet sich die aus den Bemessungsgleichungen resultierende Bauteilzuverlässigkeit zwischen der zweiten und dritten Normengeneration nur unwesentlich.

Bei einem Vergleich der Biegetragfähigkeit eines mit dem „ $n$ -Verfahren“ auf Basis von [DIN 1045:1959-11] bemessenen fiktiven Stahlbetonbalkens mit der nach [DIN EN 1992-1-1:2011-01] ermittelten Biegetragfähigkeit ergeben sich bei vergleichbaren Bemessungsannahmen (konstante Bauteilbreite, Längsbewehrungsgrad  $\rho = 0,013$ ) für unterschiedliche Querschnittsabmessungen die in Bild 4.8 dargestellten Kurvenverläufe.



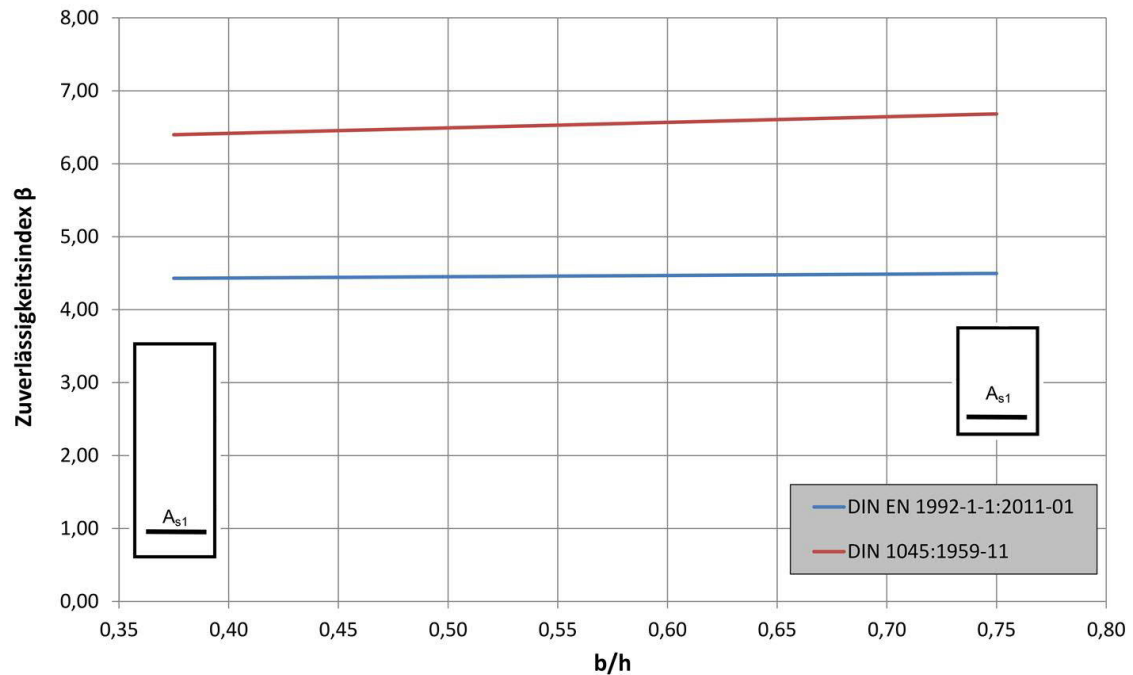
**Bild 4.8:** Tragfähigkeit eines nach [DIN EN 1992-1-1:2011-01] und [DIN 1045:1959-11] bemessenen Stahlbetonbiegebalkens in Abhängigkeit vom  $b/h$ -Verhältnis [Weber - 2013], rote und blaue Kurve sind deckungsgleich

Demnach liegt das nach aktuellen Bemessungsregeln aufnehmbare Moment mit einem Faktor von 1,35 bis 1,40 über dem aufnehmbaren Moment der ersten Normengeneration, unabhängig davon, ob die Bemessung auf Basis des Parabel-Rechteck-Diagramms oder unter Berücksichtigung eines Spannungsblockes erfolgt [Weber - 2013].

Hinsichtlich der dazu korrespondierenden Bauteilzuverlässigkeit wurde eine Zuverlässigkeitsanalyse (FORM) durchgeführt. Das hierbei erzielte Ergebnis ist in Bild 4.9 dargestellt. Die durchgeführten Berechnungen erfolgten mit Hilfe der Probabilistik-Software VaP 3.0 [PSP - 2010] der Bundesanstalt für Wasserbau in Karlsruhe.

Die Bemessungsregeln der ersten Normengeneration führen zu einer Bauteilzuverlässigkeit zwischen  $\beta = 6,3$  und  $\beta = 6,7$ , währenddessen die Bemessung auf Basis des aktuellen Regelwerkes [DIN EN 1992-1-1:2011-01] eine Bauteilzuverlässigkeit von ca.  $\beta = 4,5$ , unabhängig vom Bauteilquerschnitt, zur Folge hat.

Von [Fischer - 2010] wurde im Allgemeinen die Zuverlässigkeit von Biegebauteilen auf Basis von [DIN 1045-1:2008-08] untersucht. Dessen Ergebnisse liegen in einer vergleichbaren Größenordnung zu vorgenanntem Ergebnis ( $\beta = 4,5$ ). Aus diesem Grund wird die zwischen 1. und 3. Normengeneration im Allgemeinen vorhandene Differenz hinsichtlich der Zuverlässigkeit von Biegebauteilen mit dem Berechnungsansatz von [Weber - 2013] abgeschätzt.



**Bild 4.9:** Zuverlässigkeitsindex  $\beta$  eines nach [DIN EN 1992-1-1:2011-01] und [DIN 1045:1959-11] bemessenen Stahlbetonbiegebalkens in Abhängigkeit vom  $b/h$ -Verhältnis [Weber - 2013]

Unter Zugrundelegung des aktuell maßgebenden Zielzuverlässigkeitsindex von  $\beta = 3,8$  gemäß [DIN EN 1990:2010-12] kann Biegebauteilen der ersten Normengeneration eine ausreichende Bauteilzuverlässigkeit attestiert werden, die über den heutigen Anforderungen liegt.

Hierbei ist allerdings zu berücksichtigen, dass neben den Bemessungsregeln auch die dazugehörigen Konstruktionsregeln im Lauf der Zeit überarbeitet wurden. Da historische Stahlbetonbauteile die heutigen Konstruktionsregeln oftmals nicht erfüllen [Stauder et al. - 2012], wirkt sich dies auch auf die Zuverlässigkeit und insbesondere auf die Dauerhaftigkeit der Bauteile aus.

Aufgrund des nach heutigen Bewertungskriterien vorhandenen Zuverlässigkeitsüberschusses der ersten Normengeneration können historische Biegebauteile trotzdem als ausreichend zuverlässig betrachtet werden, solange sie keine offensichtlichen Schäden in Form von Rissbildungen oder Betonabplatzungen etc. aufweisen.

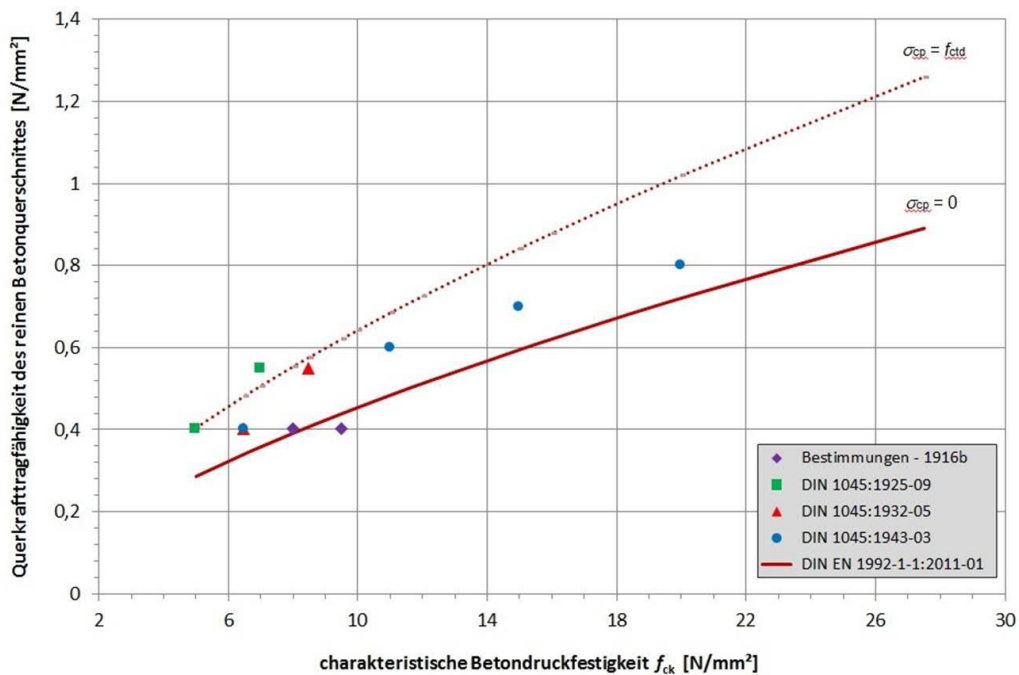
Die Bewertung der Querkrafttragfähigkeit historischer Stahlbetonbauteile gestaltet sich dagegen weitaus schwieriger. Ursächlich hierfür ist, dass die diesbezüglichen Konstruktions- und Bemessungsregeln im Lauf der Zeit mehrfach überarbeitet wurden und nach heutigen Gesichtspunkten nicht immer eine ausreichende Bauteilzuverlässigkeit zur Folge hatten.

Aus diesem Grund können bestehende Tragwerke hinsichtlich ihrer Querkrafttragfähigkeit nicht allgemeingültig bewertet werden, sondern nur projektspezifisch. Dies hat in der Regel eine qualifizierte Bestandsaufnahme zur Folge, da die Konstruktionsdetails am Bauteil ermittelt oder zumindest verifiziert werden müssen. Das zum Errichtungszeitpunkt maßgebenden Regelwerk kann diesbezüglich wertvolle Hinweise enthalten.

Insbesondere vor dem Hintergrund der Bewehrungsführung und –anordnung können Bestandsbauteile hinsichtlich einer Querkraftbeanspruchung auf Basis der in [DIN EN 1992-1-1:2011-01] enthaltenen Regelungen Tragfähigkeitsdefizite aufweisen, weshalb bestehende Stahlbetonbauteile grundsätzlich, und insbesondere mit einem Alter von über 40 Jahren, kritisch zu bewerten sind.

Da alte Wasserbauwerken aus Beton (z. B. Schleusen) in vielen Fällen auf Basis der ersten Normengeneration bemessen und die Tragwerke unbewehrt ausgeführt wurden, wird nachfolgend versucht, die aus den jeweiligen Normvorgaben resultierende Bauteilzuverlässigkeit anhand der normativ zulässigen Querkrafttragfähigkeit des reinen Betonquerschnittes zu bewerten.

In Bild 4.10 werden die normativ zulässigen Schubspannungen des reinen Betonquerschnittes ausgewählter Normausgaben dem nach [DIN EN 1992-1-1:2011-01] zulässigen Bemessungswert der Betonfestigkeit bei Querkraft in Anlehnung an Gleichung (12.5) in [Fingerloos et al. - 2012] gegenübergestellt. Um die Werte miteinander vergleichen zu können, wurden den historischen Betongütern Betonfestigkeitsklassen nach aktuellem Regelwerk zugeordnet [Nachrechnungsrichtlinie - 2011].



**Bild 4.10:** Zulässige Querkrafttragfähigkeit des reinen Betonquerschnittes in Abhängigkeit von der Normausgabe und der charakteristischen Betondruckfestigkeit für allgemeine Bauteile

Bei der Darstellung der Kennwerte im Diagramm wird deutlich, dass die zulässige Querkrafttragfähigkeit des reinen Betonquerschnittes innerhalb der normativen Regelungen der ersten Normengeneration im Vergleich zu den heute maßgebenden Festlegungen [DIN EN 1992-1-1:2011-01] überschätzt wurde.

Eine mögliche Erklärung für diesen Sachverhalt könnte darin bestehen, dass sich bei einer kombinierten Schub-Druck-Belastung die Schubtragfähigkeit des Betons erhöht. Während dieser Aspekt innerhalb der heutigen Regelungen rechnerisch explizit berücksichtigt wird, war dies innerhalb der historischen Regelungen, die auf Versuchsergebnissen basierten, möglicherweise implizit enthalten [Mörsch - 1908].

Wird bei der Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit (früher: zulässige Schubspannung) in Anlehnung an Gleichung (12.5) in [Fingerloos et al. - 2012] zur Vermeidung von Rissen z. B. eine Betondruckspannung in der Größenordnung des Bemessungswertes der Betonzugfestigkeit berücksichtigt, führt dies zu einer Erhöhung der Kennwerte für die Querkrafttragfähigkeit um einen Faktor von 1,4 (in Bild 4.10 als gepunktete Linie dargestellt). Der im Vergleich zu den aktuellen Regelungen erhöhte Ansatz der Betonfestigkeit in den alten Regelwerken hätte sich dadurch relativiert.

Da bei der Querkraftbewertung bestehender Wasserbauwerke infolge des Eigengewichtes der Bauteile in der Regel eine Betondruckspannung im Nachweisschnitt vorhanden ist, können auch die in den historischen Regelwerken ausgewiesenen Kennwerte mit Hilfe der in [DIN EN 1992-1-1:2011-01] enthaltenen Beziehungen verifiziert werden. Hierbei ist allerdings zu berücksichtigen, dass die in der Anfangszeit geforderten Kennwerte der Betondruckfestigkeit wesentlich geringer waren als es innerhalb der aktuell maßgebenden Norm [DIN EN 1992-1-1:2011-01] für Konstruktionsbeton gefordert wird.

Innerhalb der 2. Normengeneration wurden mit Einführung von [DIN 1045:1972-01] differenzierte Regelungen zur Schubtragfähigkeit von Beton- und Stahlbetonquerschnitten im Regelwerk aufgenommen, auf deren Darstellung in Bild 4.10 aus Gründen der Übersichtlichkeit verzichtet wird. Die darin enthaltenen Kennwerte gleichen sich jedoch den Festlegungen der aktuellen Regelungen an, weshalb für das Betontragverhalten zwischen 2. und 3. Normengeneration keine großen Zuverlässigkeitsdifferenzen zu erwarten sind.

In der Regel sind die sachlichen Hintergründe der Weiterentwicklung der Bemessungsnormen nur selten umfassend dokumentiert. Somit fällt es dem praktisch tätigen Planer schwer, im Einzelfall zu beurteilen, ob frühere Regelungen verändert wurden, weil sie aus heutiger Sicht nicht zu ausreichender Standsicherheit geführt haben oder z. B. nur, weil europäische Normen abweichende, gleichwertige Vorgaben mit sich gebracht haben [Betonkalender - 2015].

## **4.2 Aktuelle normative Festlegungen auf Basis von DIN EN 1990**

Im Eurocode DIN EN 1990 [DIN EN 1990:2010-12] werden die Prinzipien und Anforderungen für die Tragfähigkeit, Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit von Tragwerken bauartübergreifend festgelegt. Es werden die Grundlagen der Tragwerksplanung einschließlich der erforderlichen Nachweise beschrieben sowie Hinweise zu den dafür anzuwendenden Zuverlässigkeitsanforderungen gegeben.

Die Norm gilt immer in Verbindung mit den Eurocodes 1 bis 9 (DIN EN 1991 bis 1999) einschließlich der Nationalen Anhänge, worin weiterführende Bemessungshinweise und materialspezifische Regelungen länderspezifisch enthalten sind.

Nach 1.1 (4) in [DIN EN 1990:2010-12] darf die Norm auch zur Beurteilung des Tragverhaltens bestehender Bauwerke verwendet werden, wobei hierfür zusätzliche oder ergänzende Vorkehrungen erforderlich werden.

In Kapitel 4.2 ff. werden die in [DIN EN 1990:2010-12] enthaltenen Festlegungen hinsichtlich des Zuverlässigkeitskonzeptes wiedergegeben. Eine vergleichbare Zusammenstellung befindet sich auch in [DBV-Heft 24 - 2014].

#### 4.2.1 Geplante Nutzungsdauer

Richtwerte hinsichtlich der Nutzungsdauer werden in Abhängigkeit von der Verwendung eines Tragwerks in [DIN EN 1990:2010-12] angegeben, vgl. Tab. 4.2. Für Gebäude und gewöhnliche Tragwerke (üblicher Hochbau) beträgt die Planungsgröße 50 und für Brücken- und Ingenieurbauwerke 100 Jahre. Dem Sicherheitskonzept liegt im Allgemeinen eine Nutzungsdauer von 50 Jahren zugrunde.

Tab. 4.2: Klassifizierung der Nutzungsdauer [DIN EN 1990:2010-12]

Klasse der Nutzungsdauer	Planungsgröße der Nutzungsdauer (in Jahren)	Beispiele
1	10	Tragwerke mit befristeter Standzeit <sup>a</sup>
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

<sup>a</sup> ANMERKUNG Tragwerke oder Teile eines Tragwerks, die mit der Absicht der Wiederverwendung demontiert werden können, sollten nicht als Tragwerke mit befristeter Standzeit betrachtet werden.

Aufgrund der großen wirtschaftlichen Bedeutung sowie der Konsequenzen im Schadensfall, werden Verkehrswasserbauwerke in der Regel für eine planmäßige Nutzungsdauer von 100 Jahren konzipiert [DIN 19702:2013-02].

#### 4.2.2 Bemessungswerte von Bauteilwiderständen

Nach [DIN EN 1990:2010-12] wird der Bemessungswert  $X_d$  einer Baustoff- oder Produkteigenschaft allgemein wie folgt beschrieben:

$$X_d = \eta \cdot \frac{X_k}{\gamma_m} \quad (4.1)$$

mit:

- $X_k$  charakteristischer Wert einer Baustoff- oder Produkteigenschaft;
- $\eta$  Umrechnungsbeiwert zwischen Probeneigenschaft und maßgebenden Eigenschaften im Bauteil, der die Auswirkungen von Volumen- und Maßstabeffekten, Feuchtigkeits- und Temperatureinflüssen sowie anderen maßgebenden Parametern im Mittel berücksichtigt;
- $\gamma_m$  der Teilsicherheitsbeiwert für die Baustoff- oder Produkteigenschaft, der die Möglichkeit ungünstiger Abweichungen der Baustoff- oder Produkteigenschaft vom charakteristischen Wert und die Streuung des Umrechnungsbeiwertes  $\eta$  abdeckt.



Der Umrechnungsbeiwert  $\eta$  darf in einigen Fällen aber auch implizit im charakteristischen Wert  $X_k$  selbst oder durch Verwendung von  $\gamma_M$  anstelle von  $\gamma_m$  berücksichtigt werden. In  $\gamma_M$  werden zusätzlich die Modellunsicherheiten auf der Widerstandsseite berücksichtigt, siehe auch Gleichungen (4.4) und (4.5).

Die Bemessungswerte geometrischer Größen (Abmessungen von Bauteilen) zur Bestimmung der Schnittgrößen und Tragwiderstände dürfen durch Nennwerte wiedergegeben werden.

$$a_d = a_{\text{nom}} \quad (4.2)$$

Sind Abweichungen der geometrischen Größen wesentlich für die Zuverlässigkeit eines Tragwerkes, werden die geometrischen Bemessungswerte wie folgt festgelegt:

$$a_d = a_{\text{nom}} \pm \Delta a \quad (4.3)$$

Der Wert  $\Delta a$  berücksichtigt dabei die Möglichkeit ungünstiger Abweichungen von charakteristischen Werten oder Nennwerten bzw. kumulative Wirkungen anderer Abweichungen sowie geometrische Imperfektionen. Für den Betonbau können den ergänzenden Ausführungsnormen [DIN EN 13670:2011-03] in Verbindung mit [DIN 1045-3:2012-03] diesbezüglich weitere Festlegungen entnommen werden.

Die Wirkung anderer geometrischer Abweichungen wird durch den Teilsicherheitsbeiwert  $\gamma_F$  auf der Einwirkungsseite oder den Teilsicherheitsbeiwert  $\gamma_M$  auf der Widerstandsseite abgedeckt.

Der Bemessungswert der Tragfähigkeit  $R_d$  wird nach [DIN EN 1990:2010-12] wie folgt ausgedrückt:

$$R_d = \frac{1}{\gamma_{R_d}} \cdot R\{X_{d,i}; a_d\} = \frac{1}{\gamma_{R_d}} \cdot R\left\{\eta_i \cdot \frac{X_{k,i}}{\gamma_{m,i}}; a_d\right\} \quad i \geq 1 \quad (4.4)$$

mit:

$\gamma_{R_d}$  Teilsicherheitsbeiwert für die Unsicherheit des Widerstandsmodells, einschließlich geometrischer Abweichungen soweit diese nicht explizit berücksichtigt sind;

$X_{d,i}$  Bemessungswert einer Baustoff- oder Produkteigenschaft  $i$ .

Gleichung (4.4) kann weiterhin entsprechend Gleichung (4.5) vereinfacht werden, wobei  $\eta_i$  in  $\gamma_{M,i}$  enthalten sein darf.

$$R_d = R\left\{\eta_i \cdot \frac{X_{k,i}}{\gamma_{M,i}}; a_d\right\} \quad i \geq 1 \quad \text{mit} \quad \gamma_{M,i} = (\eta_i) \cdot \gamma_{R_d} \cdot \gamma_{m,i} \quad (4.5)$$

Alternativ hierzu besteht die Möglichkeit, den Bemessungswert der Tragfähigkeit  $R_d$  auch direkt über den charakteristischen Wert der Tragfähigkeit eines Bauproduktes oder Bauteils ohne Bezugnahme auf die Bemessungswerte einzelner Basisvariablen zu bestimmen.

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_M} \quad (4.6)$$

Weiterführende Regelungen können Anhang D „Versuchsgestützte Bemessung“ in [DIN EN 1990:2010-12] entnommen werden. Bei geotechnischen Nachweisen oder bei Bauprodukten bzw. Bauteilen aus mehreren Baustoffen kann der Bemessungswert der Tragfähigkeit auch wie folgt ermittelt werden:

$$R_d = \frac{1}{\gamma_{M,1}} R \left\{ \eta_1 \cdot X_{k,1}; \eta_i \cdot X_{k,i(i>1)} \cdot \frac{\gamma_{m,1}}{\gamma_{m,i}}; a_d \right\} \quad (4.7)$$

### 4.2.3 Bemessungswerte von Einwirkungen

Im Allgemeinen wird der Bemessungswert einer Einwirkung  $F$  wie folgt dargestellt:

$$F_d = \gamma_{f,i} \cdot F_{rep} = \gamma_{f,i} \cdot \psi \cdot F_k \quad (4.8)$$

mit:

- $F_k$  charakteristischer Wert der Einwirkung;
- $F_{rep}$  maßgebender repräsentativer Wert der Einwirkung;
- $\gamma_{f,i}$  Teilsicherheitsbeiwert für die Einwirkung, der die Möglichkeit ungünstiger Größenabweichungen der Einwirkung berücksichtigt;
- $\psi$  Kombinationsbeiwert zur Berücksichtigung unterschiedlicher Einwirkungen  
→ Gemäß [DIN 19702:2013-02] werden Kombinationsbeiwerte im Wasserbau im Allgemeinen mit  $\psi = 1,0$  angenommen, weshalb sie im Rahmen dieser Arbeit nicht weiter berücksichtigt werden!

Parallel hierzu besteht die Möglichkeit, mit Bemessungswerten für Auswirkungen von Einwirkungen zu arbeiten, vgl. Gleichung (4.9) und (4.10):

$$E_d = \gamma_{Sd} \cdot E \left\{ \gamma_{f,i} \cdot F_{rep,i}; a_d \right\} i \geq 1 \quad (4.9)$$

$$E_d = E \left\{ \gamma_{F,i} \cdot F_{rep,i}; a_d \right\} i \geq 1 \quad (4.10)$$

mit:

$$\gamma_{F,i} = \gamma_{Sd} \cdot \gamma_{f,i} \quad (4.11)$$

- $a_d$  Bemessungswerte der geometrischen Größen;
- $\gamma_{Sd}$  Teilsicherheitsbeiwert zur Berücksichtigung von Unsicherheiten;
  - im Berechnungsmodell der Auswirkungen;
  - im Berechnungsmodell der Einwirkungen;
- $\gamma_{F,i}$  Teilsicherheitsbeiwert für die Einwirkung, der die Möglichkeit ungünstiger Größenabweichungen der Einwirkung einschließlich Modellunsicherheiten berücksichtigt.

Weiterhin sieht [DIN EN 1990:2010-12] vor, zwischen günstigen und ungünstigen Auswirkungen einer ständigen Einwirkung zu unterscheiden. In diesem Fall sind die Teilsicherheitsbeiwerte  $\gamma_{G,inf}$  und  $\gamma_{G,sup}$  zu verwenden.

## 4.2.4 Behandlung der Zuverlässigkeit im Bauwesen

### 4.2.4.1 Gesellschaftlicher Konsens

Anhang B in [DIN EN 1990:2010-12] enthält Hinweise zur „Behandlung der Zuverlässigkeit im Bauwesen“. Dieser Anhang ist in Deutschland nicht bauaufsichtlich eingeführt, weshalb dessen Inhalt nur informativ verwendet werden darf.

Die Zuverlässigkeit wird über den Zuverlässigkeitsindex  $\beta$  auf Basis der statistischen Verteilung von Einwirkungen und Widerständen sowie der dazugehörigen Modellunsicherheiten differenziert.

Ein Sicherheitsnachweis auf zuverlässigkeitstheoretischer Grundlage setzt voraus, dass die Sicherheitsanforderungen als operative Versagenswahrscheinlichkeit  $zul P_f$  oder als erforderlicher Zuverlässigkeitsindex  $\beta_{Ziel}$  (Zielzuverlässigkeitsindex) formuliert sind [Späthe - 1992]. Diese Werte müssen von einem Konsens innerhalb einer betroffenen Gesellschaft ausgehen, wobei nach [Späthe - 1992] folgendes Optimierungsproblem besteht:

- zu hohe Sicherheiten erfordern einen zu hohen materiellen Bauaufwand,
- zu niedrige Sicherheiten führen zu häufigen Schadens- und Versagensfällen und damit zu einer zu kurzen Lebensdauer.

Dieser Konsens beruht auf der über einen langen Zeitraum gewachsenen kollektiven Erfahrung hinsichtlich eines akzeptablen Risikos für Bauwerksversagen und damit verbundenen Schadensfolgen.

Analysiert man die individuellen Unfall- und Todeshäufigkeiten, denen der Mensch im normalen Leben ausgesetzt ist, so liegen diese zwischen

- $10^{-4}$  / Jahr für Verkehrsunfälle mit Motorfahrzeugen oder Stürze und
- $10^{-7}$  / Jahr für Blitzschlag, tödliche Bisse und Stiche von Tieren.

Ausgehend von diesen Werten können die obere Grenze und die vertretbare untere Grenze für eine akzeptable Versagenswahrscheinlichkeit von Tragwerken abgeleitet werden [Späthe - 1992].

### 4.2.4.2 Schadensfolgeklassen

In [DIN EN 1990:2010-12], Anhang B, werden als Basis für die Differenzierung der Zuverlässigkeit zunächst Schadensfolgeklassen (Consequence Classes CC) eingeführt, die zur Betrachtung der Auswirkungen des Versagens oder der Funktionsbeeinträchtigung eines Tragwerks verwendet werden können, siehe Tab. 4.3.

Das maßgebende Kriterium ist dabei die Bedeutung des Tragwerks oder seiner Teile im Hinblick auf die Versagensfolgen. Die Zuverlässigkeitsanforderungen beziehen sich auf die einzelnen Teile des Tragsystems.

Tab. 4.3: Schadensfolgeklassen [DIN EN 1990:2010-12]

Schadensfolgeklassen	Merkmale	Beispiele im Hochbau oder bei sonstigen Ingenieurbauwerken
CC 3	Hohe Folgen für Menschenleben <u>oder</u> sehr große wirtschaftliche, soziale oder umweltbeeinträchtigende Folgen	Tribünen, öffentliche Gebäude mit hohen Versagensfolgen (z. B. eine Konzerthalle)
CC 2	Mittlere Folgen für Menschenleben, beträchtliche wirtschaftliche, soziale oder umweltbeeinträchtigende Folgen	Wohn- und Bürogebäude, öffentliche Gebäude mit mittleren Versagensfolgen (z. B. ein Bürogebäude)
CC 1	Niedrige Folgen für Menschenleben <u>und</u> kleine oder vernachlässigbare wirtschaftliche, soziale oder umweltbeeinträchtigende Folgen	Landwirtschaftliche Gebäude ohne regelmäßigen Personenverkehr (z. B. Scheunen, Gewächshäuser)

#### 4.2.4.3 Zuverlässigkeitsklassen

Zur Differenzierung der Zuverlässigkeit werden weiterhin drei Zuverlässigkeitsklassen (Reliability Classes RC) eingeführt, die mit den zuvor genannten Schadensfolgeklassen verknüpft sind [DIN EN 1990:2010-12]. Die empfohlenen Mindestwerte der dazugehörigen Zuverlässigkeitsindizes sind in Abhängigkeit von der Zuverlässigkeitsklasse in Tab. 4.4 angegeben.

Die in den nationalen Anhänge der Eurocodes in Deutschland enthaltenen Teilsicherheitsbeiwerte basieren auf der Zuverlässigkeitsklasse RC 2 in Verbindung mit einem Bezugszeitraum von 50 Jahren [Fingerloos et al. - 2012].

Ein alternativer Weg zur Differenzierung der Zuverlässigkeit besteht vereinfachend in der Klassifizierung nach Teilsicherheitsbeiwerten für die Grundkombination der Einwirkungen für ständige Bemessungssituationen [DIN EN 1990:2010-12]. Hierzu wird ein Faktor  $K_{Fi}$  eingeführt, der es erlaubt, die Teilsicherheitsbeiwerte unterschiedlicher Zuverlässigkeitsklassen ineinander zu überführen. Soll zum Beispiel ein Teilsicherheitsbeiwert der Zuverlässigkeitsklasse RC 2 in RC 1 überführt werden, so ist der ursprüngliche Teilsicherheitsbeiwert mit dem Faktor 0,9 zu multiplizieren.

Tab. 4.4: Empfohlene Mindestwerte des Zuverlässigkeitsindex  $\beta$  [DIN EN 1990:2010-12]

Zuverlässigkeits-Klasse	Mindestwert für $\beta_{Ziel} (P_f = \Phi(-\beta))$	
	Bezugszeitraum 1 Jahr	Bezugszeitraum 50 Jahre
RC 3	5,2 ( $1,0 \cdot 10^{-7}$ )	4,3 ( $5,4 \cdot 10^{-6}$ )
<b>RC 2</b>	<b>4,7 (<math>1,3 \cdot 10^{-6}</math>)</b>	<b>3,8 (<math>7,2 \cdot 10^{-5}</math>)</b>
RC 1	4,2 ( $1,3 \cdot 10^{-5}$ )	3,3 ( $6,9 \cdot 10^{-4}$ )

ANMERKUNG Die Bemessung nach EN 1990 mit den Teilsicherheitsbeiwerten nach Anhang A sowie nach EN 1991 bis EN 1999 führt in der Regel zu einem Tragwerk mit einer Mindestzuverlässigkeit  $\beta \geq 3,8$  für einen Bezugszeitraum von 50 Jahren.

Grundsätzlich kann die Zuverlässigkeit auch über den Teilsicherheitsbeiwert  $\gamma_M$  auf der Widerstandsseite differenziert werden, was jedoch oftmals mit zusätzlich begleitenden Überwachungsmaßnahmen bei Planung und Ausführung verbunden ist.

Die Abminderung von Teilsicherheitsbeiwerten für Bauteilwiderstände infolge geringerer Modellunsicherheit oder geringerer Streuung der Werkstoffeigenschaften bzw. Bauteilabmessungen bedeutet keine Differenzierung der Zuverlässigkeit, sondern stellt lediglich eine Kompensationsmaßnahme dar, bei der das Zielzuverlässigkeitsniveau in Abhängigkeit vom Erfolg einer Prüfmaßnahme eingehalten wird [DIN EN 1990:2010-12].

#### **4.2.5 Grundlagen für die Bemessung mit Teilsicherheitsbeiwerten und die Zuverlässigkeitsanalyse**

##### **4.2.5.1 Allgemeines**

Das den Eurocodes implementierte semiprobabilistische Zuverlässigkeitskonzept [DIN EN 1990:2010-12] stellt ein Stufe I-Verfahren dar, vgl. Kapitel 3.4.2. Der Zuverlässigkeitsnachweis nach Gleichung (3.1) erfolgt auf deterministischer Basis unter Berücksichtigung von Teilsicherheitsbeiwerten und Quantilwerten der Basisvariablen. Die Teilsicherheitsbeiwerte gewährleisten hierbei einen ausreichenden Sicherheitsabstand und reflektieren die jeweiligen statistischen Unsicherheiten der einzelnen Einwirkungs- und Widerstandsgrößen.

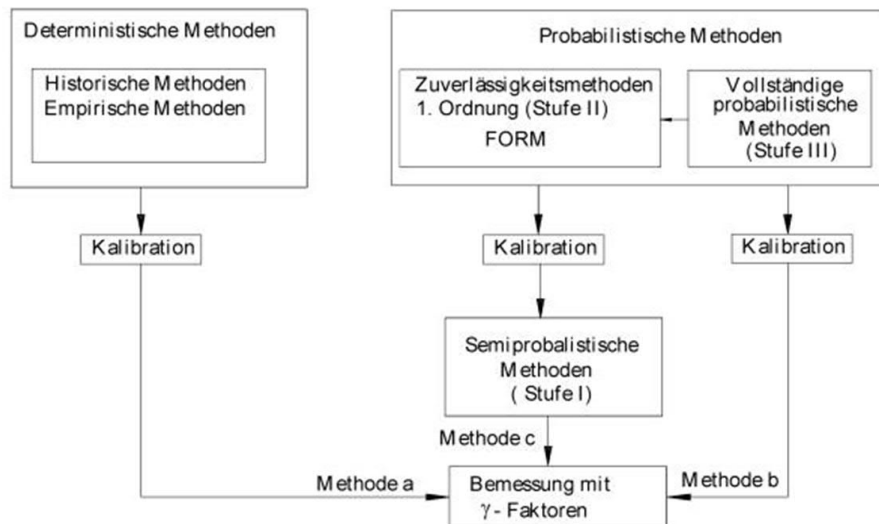
In Anhang C [DIN EN 1990:2010-12] werden die Grundlagen der Zuverlässigkeitsanalyse und der Bemessung mit Teilsicherheitsbeiwerten beschrieben. Auch die Inhalte dieses Anhangs können in Deutschland nur informativ verwendet werden, da sie bisher nicht eingeführt wurden.

Zur Bemessung von Tragwerken auf Basis des aktuellen Nachweiskonzeptes müssen die Basisvariablen der Einwirkungen und Widerstände durch Multiplikation mit Teilsicherheits- und Kombinationsbeiwerten als Bemessungswerte dargestellt werden. Wesentliche Parameter sind dabei die Variationskoeffizienten  $V_X$  der Basisvariablen  $X$ , die dazugehörigen Wichtungsfaktoren  $\alpha_i$  und der Zielzuverlässigkeitsindex  $\beta$ .

##### **4.2.5.2 Zuverlässigkeitsmethoden im Überblick**

Zur Kalibration von Teilsicherheitsbeiwerten stehen nach [DIN EN 1990:2010-12] grundsätzlich die in Bild 4.11 aufgeführten Methoden zur Verfügung. Dabei handelt es sich um deterministische sowie probabilistische Methoden, die wiederum in Zuverlässigkeitsmethoden 1. Ordnung (FORM) (Stufe II) und vollständig probabilistische Methoden (Stufe III) zu unterscheiden sind, siehe auch Kapitel 3.4.2.

Theoretisch können vollständige probabilistische Methoden relativ genaue Informationen über das Zuverlässigkeitsproblem liefern. Sie finden im Bauwesen allerdings nur selten Verwendung, da die vorhandene statistische Datengrundlage häufig unzureichend ist und das berechnete Ergebnis eine Scheingenaugigkeit vorspiegelt, die aufgrund der mangelhaften Datengrundlage nicht gerechtfertigt ist.



**Bild 4.11:** Überblick über die Zuverlässigkeitsmethoden nach [DIN EN 1990:2010-12]

Für die Zuverlässigkeitsanalyse im Baubereich führen somit Stufe-II-Methoden, die auf einigen Vereinfachungen basieren, zu ausreichend genauen Ergebnissen [DIN EN 1990:2010-12]. Für die praktische Anwendung kommt jedoch nur die semiprobabilistische Methode (Stufe I) in Betracht.

Die in den Eurocodes implementierten Teilsicherheits- und Kombinationsbeiwerte beruhen im Wesentlichen auf der Methode a (Bild 4.11) und wurden auf Basis bisheriger Erfahrungen abgeleitet [DIN EN 1990:2010-12].

Die Methode c wurde und wird hauptsächlich zur Weiterentwicklung der Eurocodes benutzt, während vollständig probabilistische Methoden nur in Sonderfällen Verwendung finden.

#### 4.2.5.3 Zielzuverlässigkeitsindex $\beta$

Als Maß für die Zuverlässigkeit wird der Zuverlässigkeitsindex  $\beta$  im Rahmen der Stufe-II-Verfahren betrachtet. Über die kumulative Verteilungsfunktion der standardisierten Normalverteilung  $\Phi$  ist der Zuverlässigkeitsindex  $\beta$  mit der Versagenswahrscheinlichkeit  $P_f$  verknüpft, siehe auch Kapitel 3.3:

$$P_f = \Phi(-\beta) \quad (4.12)$$

In [DIN EN 1990:2010-12] und [DIN 1055-100:2001-03] wurde für mittlere Anforderungen (Schadensfolgeklasse CC 2 / Zuverlässigkeitsklasse RC 2) eine Versagenswahrscheinlichkeit von  $1,3 \cdot 10^{-6}$  pro Jahr festgelegt, was einem Zuverlässigkeitsindex von  $\beta_1 = 4,7$  bezogen auf 1 Jahr entspricht:

$$\beta_1 = -\Phi^{-1}(P_{f,1}) = -\Phi^{-1}(1,3 \cdot 10^{-6}) = 4,7 \quad (4.13)$$

Analog zur allgemeinen Beschreibung des risikobasierten Zuverlässigkeitskonzeptes in Kapitel 3.3 kann der Zusammenhang zwischen Versagenswahrscheinlichkeit und Zuverlässigkeitsindex Tab. 3.2 entnommen werden. Die dazugehörige Darstellung befindet sich in Bild 3.12.

#### 4.2.5.4 Zielwerte des Zuverlässigkeitsindex

In Abhängigkeit von der Bemessungssituation werden in [DIN EN 1990:2010-12] Zielwerte für den Zuverlässigkeitsindex  $\beta_{Ziel}$  für die Bezugszeiträume 1 Jahr und 50 Jahre angegeben, die den Anforderungen der Zuverlässigkeitsklasse RC 2 entsprechen, vgl. Tab. 4.5.

Bei der Vorgabe des Zielzuverlässigkeitsindex  $\beta_{Ziel}$  ist zwingend auf den betrachteten Bezugszeitraum zu achten. Die Umrechnung der Versagenswahrscheinlichkeit vom Bezugszeitraum ein Jahr auf den Bezugszeitraum  $T$  Jahre ergibt sich aus der Multiplikationsregel [Grünberg - 2004] und erfolgt auf Basis von Gleichung (3.37):

$$P_{f,T} = \Phi(-\beta_T) = 1 - \Phi(\beta_T) = 1 - (\Phi(\beta_1))^T = 1 - (1 - \Phi(-\beta_1))^T \quad (4.14)$$

$$= 1 - (1 - P_{f,1})^T \cong T \cdot P_{f,1}$$

Die Umrechnung des Zielzuverlässigkeitsindex vom Bezugszeitraum ein Jahr auf den Bezugszeitraum  $T$  Jahre basiert auf Gleichung (3.38). Für mittlere Anforderungen (CC 2 / RC 2) und einen Bezugszeitraum von 50 Jahren folgt hieraus:

$$\beta_{50} = \Phi^{-1}\left((\Phi(\beta_1))^{50}\right) = \Phi^{-1}\left((\Phi(4,7))^{50}\right) \quad (4.15)$$

$$= \Phi^{-1}\left((0,9999987)^{50}\right) = \Phi^{-1}(0,999935) = 3,83$$

Die in [DIN EN 1990:2010-12], Anhang C, empfohlenen Werte für  $\beta_{Ziel}$  (RC2) führen innerhalb eines Betrachtungszeitraumes von einem bis 100 Jahren zu Versagenswahrscheinlichkeiten zwischen  $10^{-6}$  und  $10^{-4}$ . In Bild 4.12 sind die Zusammenhänge graphisch dargestellt, wobei die jährliche Versagenswahrscheinlichkeit unabhängig vom Bezugszeitraum unverändert bei  $1,3 \cdot 10^{-6}$  bestehen bleibt.

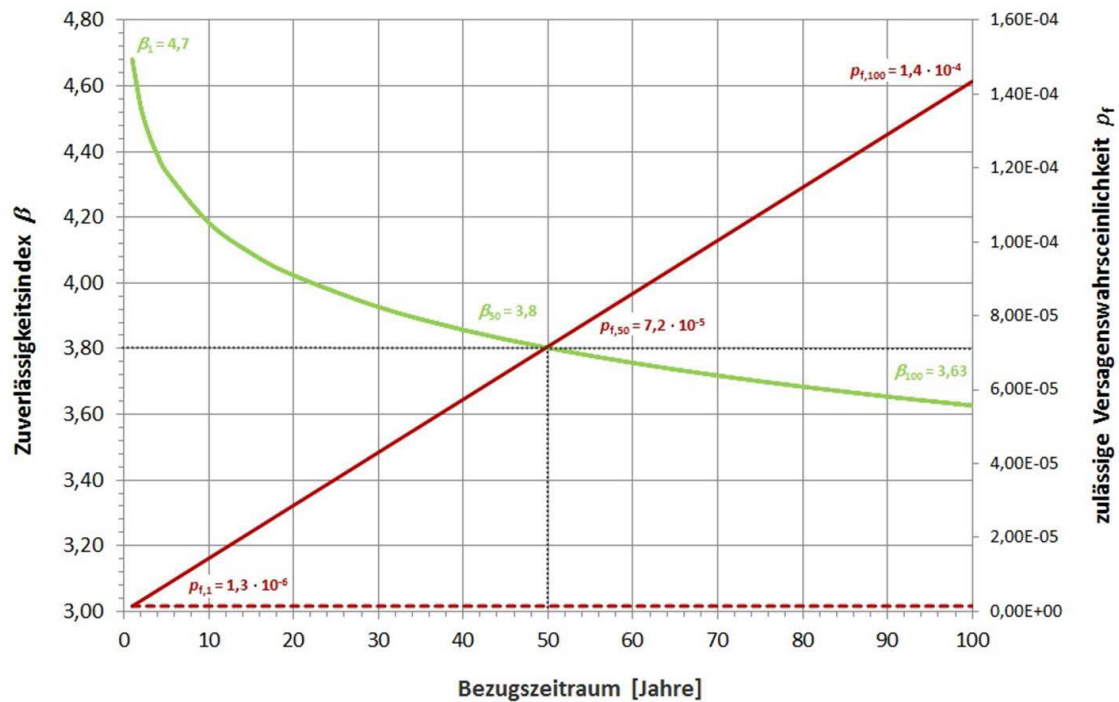
**Tab. 4.5:** Empfehlungen für Zielwerte des Zuverlässigkeitsindex  $\beta$  [DIN EN 1990:2010-12]

Grenzzustand	Mindestwerte für $\beta_{Ziel}$ ( $P_f = \Phi(-\beta)$ )	
	1 Jahr	50 Jahre
Tragfähigkeit	<b>4,7</b> ( $1,3 \cdot 10^{-6}$ )	<b>3,8</b> ( $7,2 \cdot 10^{-5}$ )
Ermüdung	-	1,5 bis 3,8 <sup>a</sup>
Gebrauchstauglichkeit	2,9	1,5

<sup>a</sup> abhängig von Zugänglichkeit, Instandsetzbarkeit und Schadenstoleranz

Die Zugrundelegung von variablen Bezugszeiträumen wird immer dann erforderlich, wenn zeitlich veränderliche Einwirkungen im Zusammenhang mit Restnutzungsdauern bei der Bemessung eines Tragwerkes berücksichtigt werden sollen [Späthe - 1992].

Weiterhin enthält [DIN EN 1990:2010-12] den Hinweis, dass die „Versagenswahrscheinlichkeit“ und der zugehörige Zuverlässigkeitsindex lediglich operative Richtwerte darstellen, die nicht die wirklichen Versagensraten ausdrücken sondern nur für die Kalibration von Normen und für Vergleiche der Zuverlässigkeitsniveaus verschiedener Tragwerke verwendet werden.



**Bild 4.12:** Zielzuverlässigkeitsindex und zugehörige Versagenswahrscheinlichkeit in Abhängigkeit vom Bezugszeitraum (RC2)

Ursächlich hierfür ist, dass menschliches Versagen rechnerisch nicht erfasst werden kann [Späthe - 1992]. Die „operative Versagenswahrscheinlichkeit“ ist also nicht die tatsächliche Versagenswahrscheinlichkeit, sondern berücksichtigt nur die rechnerisch erfassbaren Basisvariablen (Einwirkungen, geometrischen Größen und Materialwiderstände) einschließlich ihrer Streuungen und zugehörigen Modellunsicherheiten [Späthe - 1992].

Aus diesem Grund ist in [DIN 1055-100:2001-03] auch die Aussage „Die wirkliche Versagenshäufigkeit steht im Wesentlichen im Zusammenhang mit menschlichem Versagen, das bei der Bestimmung der Teilsicherheitsbeiwerte unberücksichtigt bleibt. Insofern stellt  $\beta$  nicht notwendigerweise ein Indiz für die wirkliche Versagenshäufigkeit dar.“ enthalten.

Im Allgemeinen werden nach [DIN EN 1990:2010-12] zur Berechnung des Zielzuverlässigkeitsindex die in Tab. 4.6 aufgeführten Verteilungsfunktionen verwendet.

**Tab. 4.6:** Verteilungsfunktionen in Abhängigkeit von der Basisvariable [DIN EN 1990:2010-12]

Basisvariable	Verteilungsfunktion
Baustoffeigenschaften, Bauteilwiderstände, Modellunsicherheiten	Lognormal-Verteilung Weibull-Verteilung
Eigengewicht	Normalverteilung
Veränderliche Einwirkungen	Extremwertverteilungen Normalverteilung (vereinfacht)



#### 4.2.5.5 Kalibration der Bemessungswerte

Mit Hilfe der Grenzzustandsgleichung  $g$  kann die Versagenswahrscheinlichkeit  $P_f$  derart ausgedrückt werden, dass für  $g > 0$  Überleben und für  $g \leq 0$  Versagen eintritt, vgl. Kapitel 3.2:

$$P_f = \text{Prob}(g \leq 0) \quad (4.16)$$

Die Bemessungswerte (Index „d“) werden für alle Basisvariablen (Einwirkungen und Widerstände) nach der Methode von Hasofer / Lind (Zuverlässigkeitsmethode 1. Ordnung (FORM)), siehe Kapitel 3.3, bestimmt. Auf Basis von Gleichung (3.23) ergibt sich die maßgebende Grenzzustandsgleichung somit zu:

$$g = R_d - E_d \geq 0 \quad \text{bzw.} \quad E_d \leq R_d \quad (4.17)$$

Für die Auswirkungen der Einwirkungen ( $E_d$ ) und für die Bauteilwiderstände ( $R_d$ ) werden die Bemessungswerte aus Bild 3.9 wie folgt abgeleitet [Grünberg - 2004]:

$$P(E > E_d) = \Phi(-\alpha_E \cdot \beta) \quad (4.18)$$

$$P(R \leq R_d) = \Phi(-\alpha_R \cdot \beta) \quad (4.19)$$

Die Wichtungsfaktoren  $\alpha_E$  und  $\alpha_R$  werden hierbei mit  $|\alpha_i| \leq 1,0$  festgelegt und sind über alle Streuungen der Basisvariablen miteinander verknüpft. Der Wert  $\alpha$  ist für Einwirkungen oder deren Auswirkungen negativ und für Widerstände positiv. Um den Berechnungsaufwand zu reduzieren, werden innerhalb des semiprobabilistischen Zuverlässigkeitskonzeptes [DIN EN 1990:2010-12] die Teilsicherheitsbeiwerte für Einwirkungen und Widerstände durch die Einführung fester (konstanter) Wichtungsfaktoren vereinfachend entkoppelt.

Wenn die Bedingung in Form des Quotienten der Standardabweichungen von Einwirkungen  $E$  und Widerständen  $R$

$$0,16 < \sigma_E / \sigma_R < 7,6 \quad (4.20)$$

erfüllt ist, darf für  $\alpha_E = -0,7$  und für  $\alpha_R = +0,8$  verwendet werden, so dass die Gleichungen (4.18) und (4.19) übergehen in:

$$P(E > E_d) = \Phi(+0,7 \cdot \beta) \quad (4.21)$$

$$P(R \leq R_d) = \Phi(-0,8 \cdot \beta) \quad (4.22)$$

Für den Fall, dass die Bedingung in Gleichung (4.20) nicht erfüllt ist, sollte  $\alpha = \pm 1,0$  für die Variable mit der größeren Standardabweichung und  $\alpha = \pm 0,4$  für die Variable mit der kleineren Standardabweichung verwendet werden.

Sind mehrere Basisvariablen im Einwirkungsmodell enthalten, gilt die Beziehung in Gleichung (4.21) nur für die Leiteinwirkung und die Bemessungswerte der Begleiteinwirkungen dürfen mit

$$P(E > E_d) = \Phi(0,4 \cdot 0,7 \cdot \beta) = \Phi(0,28 \cdot \beta) \quad (4.23)$$

festgelegt werden. Hierbei entsprechen die  $\alpha$ -Werte ungefähr den 90 %-Quantilen bei  $\beta = 3,8$  [DIN EN 1990:2010-12].

Der Zuverlässigkeitsindex  $\beta$ , sowie die Wichtungsfaktoren  $\alpha_R$  und  $\alpha_E$  werden auf Basis der Gleichungen (3.30) bis (3.33) berechnet. In Bild 4.13 wird das Konzept zur Veranschaulichung schematisch dargestellt.

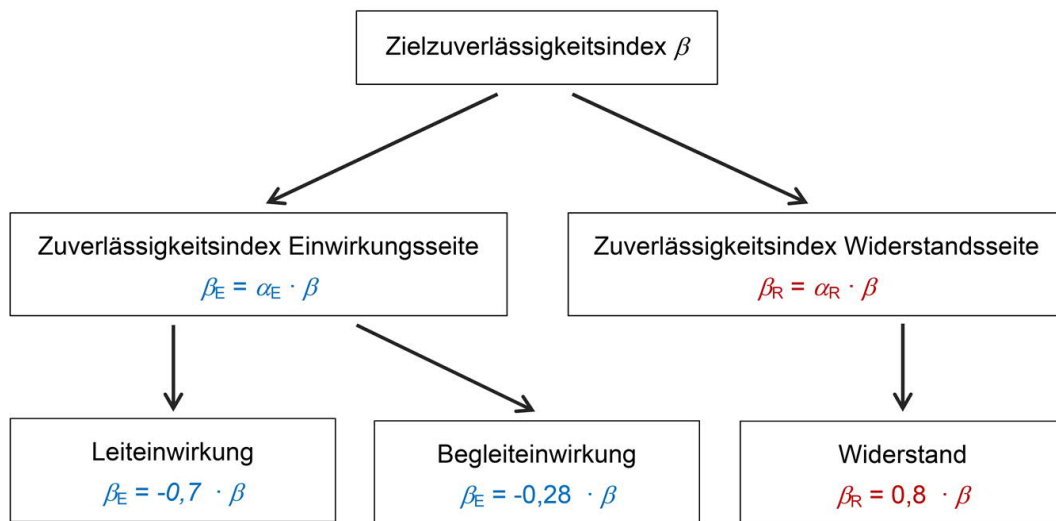


Bild 4.13: Teilsicherheitskonzept nach [DIN EN 1990:2010-12]

Die aufgeführten Festlegungen haben bei baupraktisch üblichen Verhältnissen ( $0,15 < \sigma_E / \sigma_R < 3,48$ ) eine maximale Abweichung vom Zielzuverlässigkeitsindex von  $\Delta\beta = 0,5$  zur Folge [Pottharst - 1977, Hosser - 1978], vgl. Kapitel 3.3.

Sind die Verteilungsfunktionen der Basisvariablen bekannt, können deren Bemessungswerte mit Hilfe der in Tab. 4.7 enthaltenen Gleichungen bestimmt werden [DIN EN 1990:2010-12].

Tab. 4.7: Bemessungswerte verschiedener Verteilungsfunktionen [DIN EN 1990:2010-12]

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

#### 4.2.5.6 Beziehungen zwischen Teilsicherheitsbeiwerten nach DIN EN 1990

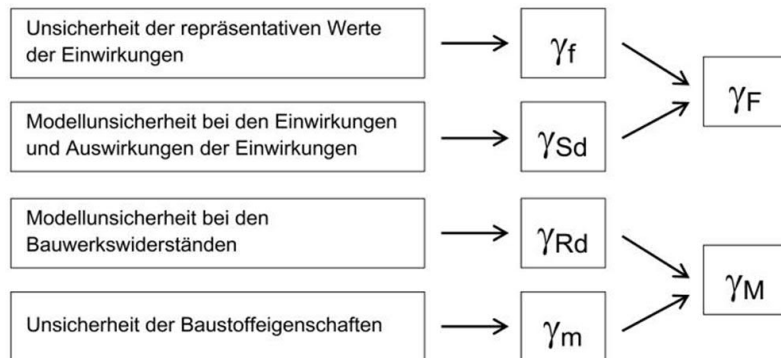
In der Regel werden die Bemessungswerte  $X_d$  und  $F_d$  der Basisvariablen nicht direkt in die Bemessungsgleichungen eingesetzt. Stattdessen werden ihre repräsentativen Werte  $X_k$  und  $F_{rep}$  verwendet. Dazu zählen charakteristischen Werte, d. h. Werte mit einer definierten Über- oder Unterschreitungswahrscheinlichkeit, Nennwerte, die wie charakteristische Werte behandelt werden, oder Kombinationswerte, d. h. mit Kombinationsbeiwerten reduzierte charakteristische Werte.

Die Bemessungswerte  $X_d$  bzw.  $F_d$  erhält man, indem man die repräsentativen Werte  $X_k$  und  $F_{rep}$  mit den dazugehörigen Teilsicherheitsbeiwerten multipliziert oder dividiert:

$$F_d = \gamma_F \cdot F_{rep} \tag{4.24}$$

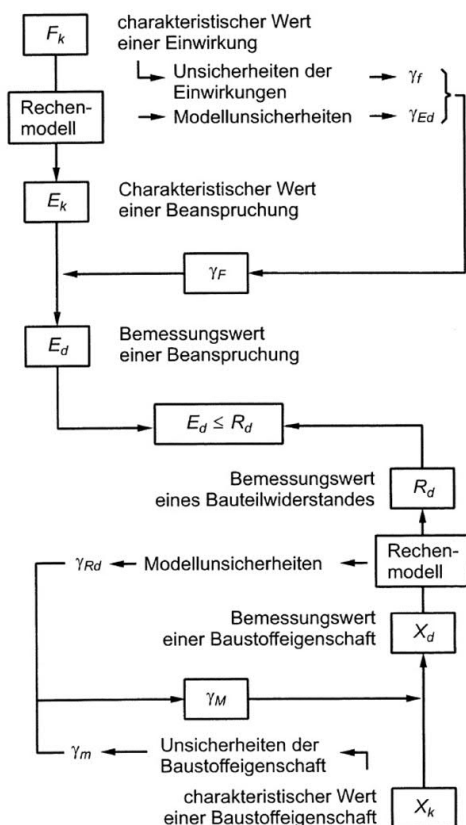
$$X_d = X_k / \gamma_M \tag{4.25}$$

Die Teilsicherheitsbeiwerte selbst werden hierbei, wie in Bild 4.14 dargestellt, aus einem Anteil infolge „statistischer Unsicherheit“ ( $\gamma_f$  und  $\gamma_m$ ) sowie aus einem Anteil „Modellunsicherheit“ ( $\gamma_{Sd}$  und  $\gamma_{Rd}$ ) zusammengesetzt, siehe auch Kapitel 3.5.3.



**Bild 4.14:** Beziehungen zwischen den Teilsicherheitsbeiwerten [DIN EN 1990:2010-12]

Das den Eurocodes bei linearelastischer Schnittgrößenermittlung (idealisiert, keine additiven Sicherheitselemente) im Grenzzustand der Tragfähigkeit zugrundeliegende Nachweiskonzept ist zur Veranschaulichung in Bild 4.15 schematisch dargestellt.



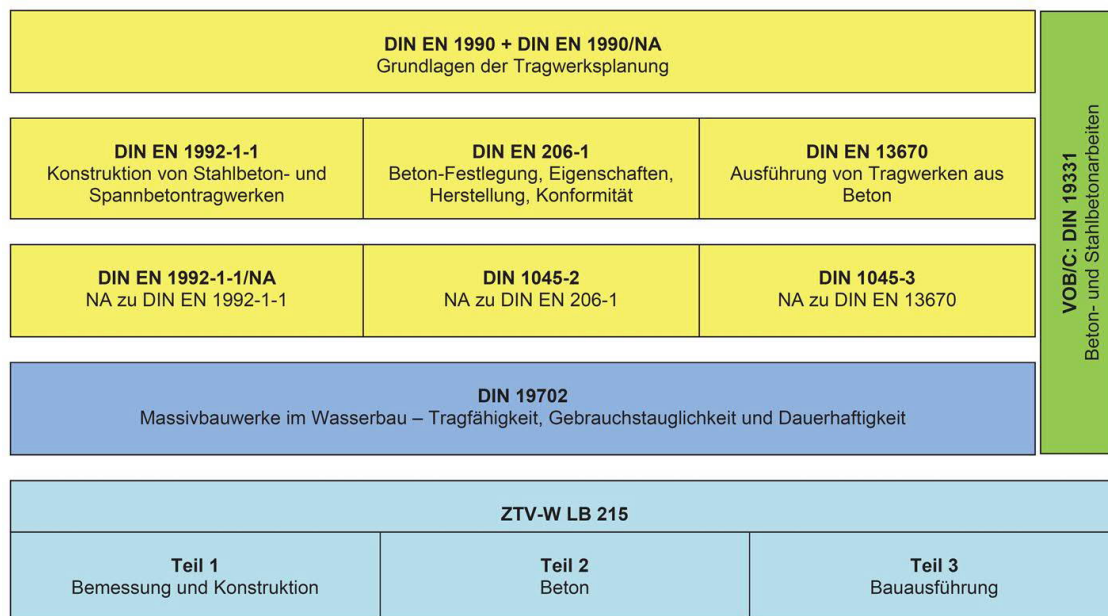
**Bild 4.15:** Nachweiskonzept für den Grenzzustand der Tragfähigkeit bei linearelastischer Schnittgrößenermittlung (hier:  $\gamma_{Ed} = \gamma_{Sd}$ ) [Zilch / Zehetmaier - 2010]

## 5 Bemessung von massiven Bauwerken im Wasserbau

### 5.1 Normen und maßgebende Bestimmungen

Massive Wasserbauwerke aus Beton, Stahlbeton und Mauerwerk werden grundsätzlich nach den werkstoffspezifischen Normen (einschließlich nationaler Anhänge) Eurocode 2 [DIN EN 1992-1-1:2011-01] und Eurocode 6 [DIN EN 1996-1-1:2010-12] auf Basis des in Eurocode 0 [DIN EN 1990:2010-12] beschriebenen semiprobabilistischen Teilsicherheitskonzeptes und den darin enthaltenen Festlegungen hinsichtlich Tragfähigkeit, Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit bemessen.

Diese Grundnormen werden an die wasserbauspezifischen Besonderheiten für alle Wasserbauwerke des Binnenlandes und Küstenbereiches mit [DIN 19702:2013-02] angepasst. Da es sich hierbei grundsätzlich um langlebige Infrastrukturprojekte handelt, liegt den Regelungen im Allgemeinen eine Nutzungsdauer von 100 Jahren zugrunde. Die zur Bemessung von massiven Wasserbauwerken aus Beton bzw. Stahlbeton maßgebenden Bestimmungen sind in Bild 5.1 dargestellt.

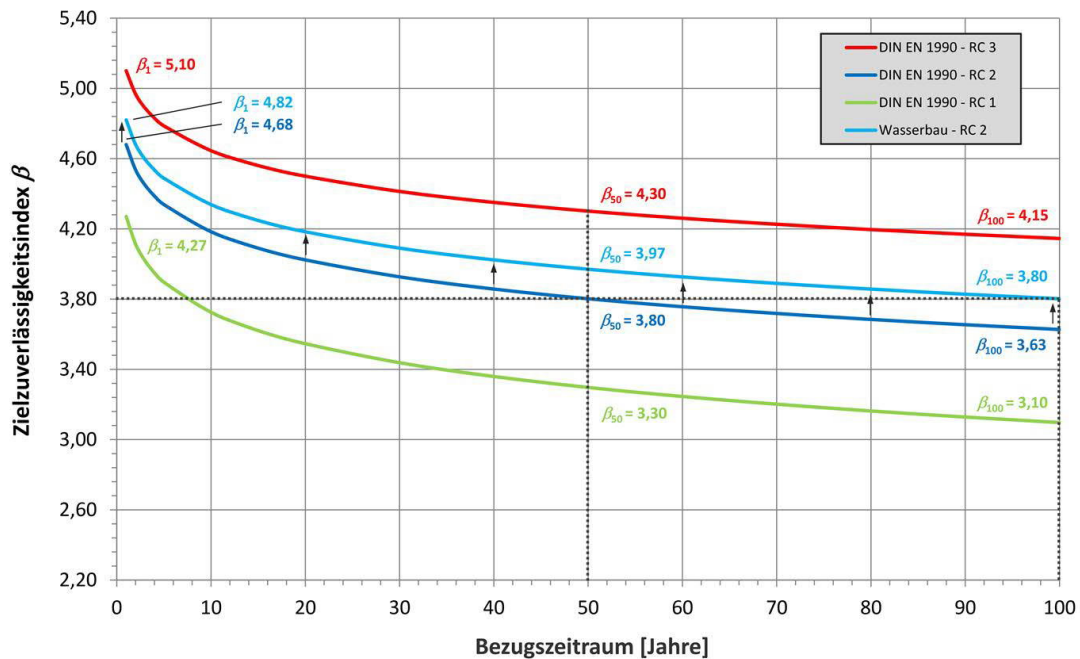


**Bild 5.1:** Überblick über die maßgebende Normungssituation zur Bemessung massiver Wasserbauwerke [ZTV-W LB 215 - 2012]

Neben den aufgeführten DIN-Normen sind, je nach Einführung, die „Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen Wasserbau für Wasserbauwerke aus Beton und Stahlbeton“, [ZTV-W LB 215 - 2012] zu beachten, die im Wesentlichen für massive Bauwerke des Verkehrswasserbaus mit einer Wandstärke über 0,8 m erarbeitet wurden. Sie enthalten neben Hinweisen zur Erstellung von Wasserbauwerken auch über Normen und sonstige Bestimmungen hinausgehende wasserbauspezifische Anforderungen hinsichtlich Tragfähigkeit, Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit [Kunz - 2013].

Massive Wasserbauwerke an Verkehrswasserstraßen müssen aufgrund ihrer wirtschaftlichen und gesellschaftlichen Bedeutung eine hohe Zuverlässigkeit und planmäßige Nutzungsdauer von 100 Jahren aufweisen. Trotzdem werden sie grundsätzlich in die Zuverlässigkeitsklasse RC 2 [DIN EN 1990:2010-12] eingeordnet.

Den erhöhten Zuverlässigkeitsanforderungen wird dahingehend Rechnung getragen, dass der nach Eurocode 0 [DIN EN 1990:2010-12] für die Zuverlässigkeitsklasse RC 2 maßgebende Zielzuverlässigkeitsindex  $\beta_{50} = 3,8$  für einen Bezugszeitraum von 100 Jahren ( $\beta_{100} = 3,8$ ) angesetzt wird [Kunz - 2012, Kunz - 2013b], was eine Reduktion der jährlichen Versagenswahrscheinlichkeit von  $1,3 \cdot 10^{-6}$  auf  $7,2 \cdot 10^{-7}$  zur Folge hat. In Bild 5.2 ist der Verlauf des Zielzuverlässigkeitsindex in Abhängigkeit vom Bezugszeitraum für die Zuverlässigkeitsklassen nach [DIN EN 1990:2010-12] und für Wasserbauwerke dargestellt.



**Bild 5.2:** Maßgebende Zielzuverlässigkeitsindizes in Abhängigkeit vom Bezugszeitraum nach Eurocode [DIN EN 1990:2010-12] und für massive Wasserbauwerke [Kunz - 2012]

Entsprechend Bild 5.2 wird der für Wasserbauwerke maßgebende Zielzuverlässigkeitsindex im Vergleich zu den Anforderungen nach RC 2 [DIN EN 1990:2010-12] angehoben, sodass das für Wasserbauwerke maßgebende Zuverlässigkeitsniveau zwischen den Zuverlässigkeitsklassen RC2 und RC3 liegt.

Die Beibehaltung des Zielzuverlässigkeitsindex von  $\beta = 3,8$  für das Ende der planmäßigen Nutzungsdauer von 100 Jahren (Wasserbau) ermöglicht die Beibehaltung der zur Errichtung von Neubauten normativ in [DIN EN 1992-1-1:2011-01] festgelegten Teilsicherheitsbeiwerte auf der Widerstandsseite unter der Voraussetzung, dass die charakteristischen Kennwerte zeitveränderlicher (klimatischer) Einwirkungen von 98 % auf 99 %-Quantilen angehoben werden.

Dies hat zur Folge, dass die im Eurocode 1 für veränderliche Einwirkungen angegebenen Kennwerte in der Regel nicht verwendet werden können, da diese für einen Bezugszeitraum von 50 Jahren abgeleitet wurden.

Bei der Bemessung von massiven Wasserbauwerken ist dies in der Regel unproblematisch, da die maßgebenden veränderlichen Einwirkungen ohnehin projektspezifisch für lange Bezugszeiträume ( $>> 50$  Jahre) ermittelt werden und sonstige Einwirkungen nicht dominant sind. Trotzdem muss diesem Aspekt Beachtung geschenkt werden.

Neben den im Eurocode 0 [DIN EN 1990:2010-12] enthaltenen Festlegungen befinden sich weitere Angaben zum Nachweis massiver Wasserbauwerke in [DIN 19702:2013-02]. Die wesentlichen, tragsicherheitsrelevanten Inhalte der Norm werden nachfolgend wiedergegeben. Hierbei werden Unterschiede deutlich, die die Bestimmung von charakter. Kenngrößen veränderlicher Einwirkungen betreffen.

## **5.2 Berechnungsgrundlagen**

### **5.2.1 Baugrund**

Der Nachweis von Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit massiver Wasserbauwerke erfordert die Kenntnis der Baugrundeigenschaften und Grundwasserverhältnisse. Zur Beurteilung des Tragverhaltens müssen die Wechselwirkung zwischen Baugrund und Bauwerk berücksichtigt werden, insbesondere wenn die Steifigkeit des Bauwerks im Zusammenwirken mit der Steifigkeit des Baugrundes eine erhebliche Umlagerung der auf den Boden übertragenen Kräfte bedingt. Weiterführende Hinweise können diesbezüglich dem [DIN-Fachbericht 130 - 2003] entnommen werden.

### **5.2.2 Einwirkungen**

Alle für das Tragwerk relevanten Einwirkungen sind gemäß [DIN EN 1990:2010-12] in ständige, zeitlich veränderliche und außergewöhnliche Einwirkungen zu unterscheiden. Nach [DIN EN 1990:2010-12] liegen den charakteristischen Werten für Nutzlasten 95 %-Quantile bezogen auf 50 Jahre zugrunde, was Kennwerten mit 99,9 % Unterschreitungswahrscheinlichkeit bezogen auf ein Jahr (1.000-Jahreswerte) entspricht. Für Extremwerte klimatischer Einwirkungen sind es dagegen 98 %-Quantile bezogen auf ein Jahr (50-Jahreswerte).

Im Wasserbau werden die charakteristischen Kennwerte veränderlicher Einwirkungen infolge Wasser gemäß den innerhalb von [DIN 19702:2013-02] enthaltenen Festlegungen ermittelt, sodass dem Verkehrswasserbau in der Regel ein Wiederkehrintervall von  $T = 100$  Jahren zugrunde liegt. Dies korreliert mit einer jährlichen Überschreitungswahrscheinlichkeit von  $10^{-2}$  (100-Jahreswerte) und steht somit im Widerspruch zu den Festlegungen in [DIN EN 1990:2010-12].

Bei der Bemessung werden Einwirkungen und durch sie gleichzeitig hervorgerufene Reaktionsbeanspruchungen, wie z. B. Wasserdruck und hervorgerufene Bodenreaktionen, mit gleichen Teilsicherheitsbeiwerten berücksichtigt. Die Eigenlast massiver Baukörper wird nach [DIN EN 1991-1-1:2010-12] bestimmt und geht auch beim Eintauchen des Baukörpers in Wasser in voller Höhe in die Berechnung ein.

Kräfte aus Wasser- und Grundwasserdrücken dürfen zur Bestimmung von Teilsicherheitsbeiwerten als ständige Einwirkungen berücksichtigt werden, obwohl es sich eigentlich um veränderliche Einwirkungen handelt. Voraussetzung hierzu ist allerdings, dass der Wasserdruck aufgrund geometrischer Randbedingungen begrenzt ist und aus dem Baugrund resultierende Einflüsse auf die Wasserdrücke zuverlässig ermittelt werden können. Weiterhin werden auf das Bauwerk wirkende Kräfte aus Wasserdrücken nicht mit anderen Kräften verrechnet, sondern als äußere Kräfte gesondert berücksichtigt. Beidseits wirkende Wasserdrücke dürfen bei um- oder unterströmten Bauwerken oder Bauteilen jedoch zu einer Einwirkung zusammengefasst werden.

Bei oberirdischen Gewässern sind zur Ermittlung charakteristischer Einwirkungen nach [DIN EN 1990:2010-12] die maßgebenden Wasserstände unter genauer Kenntnis der örtlichen Gegebenheiten und Auswertung der hydrologischen und hydrogeologischen Verhältnisse festzulegen. Dabei ergibt sich der maßgebende Wasserstand aus den Wasserstand-Abflussbeziehungen eines Abflusses mit einem bestimmten jährlichen Wiederkehrintervall bzw. Überschreitungswahrscheinlichkeit.

Mögliche Beziehungen zwischen Ober- und Unterwasser respektive Grundwasser (korrelierende Wasserstände) bei beidseitig im Wasser befindlichen Bauwerken sind bei der Zusammenstellung von Wasserständen zu beachten.

Ebenso müssen durch Eis oder Havarien verursachte Wasserstandsänderungen sowie resultierende Kräfte aus Grundwasserdruck und Grundwasserströmung bei sich im Grundwasser befindlichen Bauwerken berücksichtigt werden.

Die für massive Wasserbauwerke zur Bestimmung der charakteristischen Einwirkungen maßgebenden Wasserstände können in Abhängigkeit von den Standortbedingungen Tab. 5.1 und Tab. 5.2 entnommen werden, wobei Wasserstraßen gemäß Einföhrungserlass zu [DIN 19700-13:2004-07] grundsätzlich in die Gewässerklasse I eingestuft werden.

**Tab. 5.1:** Maßgebende Wasserstände zur Bestimmung von charakteristischen Einwirkungen in Abhängigkeit von den Standortbedingungen [DIN 19702:2013-02]

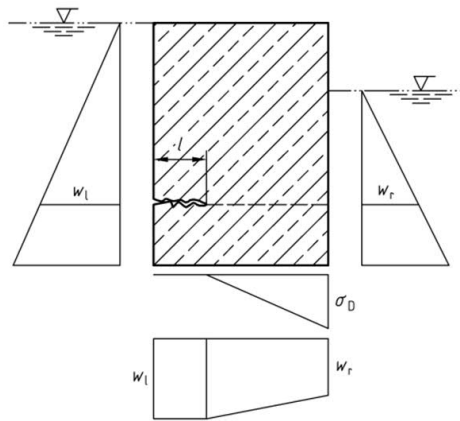
Standortbedingungen	Maßgebender Wasserstand in Abhängigkeit von der Bemessungssituation		
	<i>ständig</i>	<i>vorübergehend</i>	<i>außergewöhnlich</i>
<u>stehende Gewässer</u> (Kanäle, Kanalhaltung)	entsprechend der Nutzung festzulegen		
<u>staugeregelte Gewässer</u>	<u>Wasserstand:</u> - in Höhe des Stauziels* - aus Abfluss mit $BHQ_1^*$ nach [DIN 19700-13:2004-07]	<u>Wasserstand:</u> - aus Abfluss mit $BHQ_2^*$ nach [DIN 19700-13:2004-07]	
<u>frei fließende Gewässer</u>	Wasserstand aus Abfluss mit Wiederkehrintervall $T = 100 a$ (Überschreitungswahrsch. $10^{-2}$ )	Wasserstand aus Abfluss mit Wiederkehrintervall $T = 1000 a$ (Überschreitungswahrsch. $10^{-3}$ )	

\*Der ungünstigere Wasserstand ist maßgebend.

**Tab. 5.2:** Jährliche Überschreitungswahrscheinlichkeiten für  $BHQ_1$  und  $BHQ_2$  nach [DIN 19700-13:2004-07]

Gewässerklasse	Jährliche Überschreitungswahrscheinlichkeit	
	$BHQ_1$	$BHQ_2$
I	$10^{-2}$	$10^{-3}$
II	$2 \cdot 10^{-2}$	$10^{-2}$
III	$5 \cdot 10^{-2}$	$2 \cdot 10^{-2}$

Bei wasserberührten Bauteilen ist zusätzlich Porenwasserdruck im Bauwerkskörper zu beachten sowie bei offenen Fugen und Rissen mit Spalt- und Risswasserdruck zu rechnen. Dabei ist der Risswasserdruck in klaffenden Fugen (Rissen) in der Größe des an der Bauteiloberfläche anstehenden Wasserdrucks anzusetzen, vgl. Bild 5.3. Dies führt zu einer Vergrößerung der Zugzone bzw. klaffenden Fuge, da der Risswasserdruck zusätzlich zu den äußeren Lasten wirkt.



**Bild 5.3:**

Systemskizze für Wasserdruck im Inneren von Bauteilen gemäß [DIN 19702:2013-02]

Legende:

- l Ristiefe
- $w_l$  Wasserdruck links (auf Rissniveau)
- $w_r$  Wasserdruck rechts (auf Rissniveau)
- $\sigma_D$  Druckspannung

Der in der Druckzone wirkende Porenwasserdruck vermindert die Druckspannungen im Beton und muss daher nur angesetzt werden, wenn ständig ein entsprechender äußerer Wasserdruck vorhanden ist [DIN 19702:2013-02]. Er entspricht am geringer gedrückten Rand bzw. am Ende der klaffenden Fuge dem dort an der Bauteiloberfläche anstehenden Wasserdruck und kann zum Druckrand hin als linear abnehmend angenommen werden (bilineare Verteilung der Vertikalkomponente des inneren Wasserdruckes).

In Tab. 5.3 und 5.4 sind mögliche Einwirkungen auf Wasserbauwerke klassifiziert.

**Tab. 5.3:** Lastunabhängige Einwirkungen auf massive Wasserbauwerke [DIN 19702:2013-02]

Einwirkungssituation	Einwirkung
<i>lastunabhängig</i>	<u>früher Zwang:</u> - behinderte Verformung bei der Hydratationswärmeentwicklung von abbindendem Beton - frühes Schwinden*
	<u>später Zwang:</u> - behinderte Verformung saisonaler Temperatureinflüsse (Ermittlung nach [DIN EN 1991-1-5:2010-12]) - spätes Schwinden* - Setzungen
	<u>Bergbauliche Einwirkungen</u>
<i>Erdbeben</i>	<u>Erdbebeneinwirkungen</u> (Ermittlung nach [DIN EN 1998-1:2010-12]) Höhe Wasserbauwerk über Gründungssohle: - $\leq 15$ m $\rightarrow$ Bedeutungsbeiwert: 1,0 - $> 15$ m $\rightarrow$ Bedeutungsbeiwert: 1,2
<i>Kolkbildungen</i>	Kolkbildungen können zu Änderungen der Geometrie, des statischen Systems sowie zu veränderten Einwirkungen auf ein Bauwerk führen.

\* Auf die Berücksichtigung von Schwindeinflüssen darf bei massigen Bauteilen (Bauteildicke  $> 0,8$  m) im Wasserbau verzichtet werden, da diese in der Regel nicht relevant sind.



Tab. 5.4: Lastabhängige Einwirkungen auf massive Wasserbauwerke [DIN 19702:2013-02]

Einwirkungs-situation		Einwirkung
lastabhängig	ständig	<u>Eigenlasten</u>
		<u>Auflasten:*</u> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Bodenüberschüttungen</li> <li>- andere Bauteile</li> <li>- Ausrüstungsbauteile (Antriebe, Krane)</li> <li>- Maschinenteknik (Turbinen, Generatoren)</li> </ul>
	veränderlich	<u>Verkehrslasten:</u> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Fahrzeug- und Personenverkehr</li> <li>- Lager-, Stapel- und Mobilkranlasten</li> <li>- Pollerzug</li> <li>- Schiffsanlegestoß</li> </ul>
		<u>Wellenlasten**</u>
		<u>Schneelasten</u> (Ermittlung nach [DIN EN 1991-1-3:2010-12])
		<u>Eislasten:</u> <ul style="list-style-type: none"> <li>- thermischer Eisdruck einer geschlossenen Eisdecke</li> <li>- Eisstoß durch Eisschollen</li> <li>- Eisdruck durch nachschiebendes Eis (z. B. Packeis)</li> <li>- Eisauflast</li> <li>- Vertikalkräfte infolge anhaftendem Eis bei steigendem und fallendem Wasserspiegel</li> </ul>
		<u>Windlasten</u> (Ermittlung nach [DIN EN 1991-1-4:2010-12])
	außergewöhnlich	<u>in Abhängigkeit von der Funktion des Bauwerks:</u> <ul style="list-style-type: none"> <li>- thermischer Eisdruck***</li> <li>- Anprall in Anlehnung an [DIN EN 1991-1-7:2010-12]</li> <li>- Treibgutstoß</li> <li>- Wracklasten (z. B. gesunkenes Schiff)</li> <li>- Auswirkungen des Ausfalls von Dichtungen, Dräns, Entlastungsbrunnen</li> <li>- Auswirkungen des Ausfalls von Einrichtungen zur Eisfreihaltung</li> </ul>

\* Auflasten können entfernt werden.

\*\* Der Nachweis auf Wellenbeanspruchung ist im Binnenbereich nur in Sonderfällen erforderlich.

\*\*\* Bei vorhandenen betrieblichen oder technischen Maßnahmen zur Eisfreihaltung.

Die charakteristischen Werte der auf das Bauwerk einwirkenden Erddrücke sind nach [DIN 4085:2011-05] in Verbindung mit [DIN EN 1997-1:2014-03] und [DIN 1054:2010-12] unter Beachtung von Zwangsgleitflächen zu ermitteln. Zur Bestimmung der Erddrücke im grundwasserdurchströmten Untergrund sind insbesondere die Auftriebs- und Strömungskräfte aus den charakteristischen Werten der Grundwasserstände zu beachten. Wenn sichergestellt werden kann, dass der stützende Boden nicht entfernt wird, darf die stützende Wirkung des Erddrucks berücksichtigt werden. Zur Ermittlung von Bauteilverformungen, die auch Veränderungen des Erddruckes nach sich ziehen können, ist der Gebrauchslastfall (charakteristische Beanspruchung) maßgebend.

### 5.2.3 Nachweis der Tragfähigkeit

Bauwerk und Baugrund bilden zum Nachweis der Tragfähigkeit ein Gesamtragssystem, das im fertig gestellten Zustand und in allen Bauzuständen nachzuweisen ist. Neben dem Bauwerk als Ganzes erstrecken sich die Nachweise hierbei auch auf Einzelbauteile und den Baugrund. Wechselwirkungen sind zu berücksichtigen, wenn die statischen Berechnungen aus Gründen der Vereinfachung getrennt für Tragwerk und Untergrund erfolgen.

Die Beanspruchungen werden gemäß [DIN EN 1990:2010-12] getrennt für jede Bemessungssituation auf Basis unterschiedlicher Einwirkungskombinationen ermittelt. Zum Nachweis der Tragfähigkeit sind die in Tab. 5.5 aufgeführten Bemessungssituationen zu unterscheiden.

Tab. 5.5: Bemessungssituationen nach [DIN 19702:2013-02] und [DIN EN 1990:2010-12]

Bemessungssituation	Einwirkungskombination	Beispiel
<i>ständig</i>	<p><u>aus üblichen Nutzungsbedingungen:</u></p> <p>ständige Einwirkungen + jeweils gleichzeitig auftretende veränderliche Einwirkungen</p>	<p>Eigenlasten und</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- ständige und veränderliche Einwirkungen aus Wasser- und Grundwasserständen</li> <li>- Erddruck</li> <li>- Verkehrs- und Auflasten</li> <li>- Eislasten</li> <li>- Windlasten</li> <li>- Temperatureinwirkungen, Zwang</li> <li>- Auswirkungen von Kolkbildung bei erkennbarer Kolkgefahr ohne Sicherungsmaßnahmen</li> </ul>
<i>vorübergehend</i>	<p><u>aus Bau- und Revisionszuständen:</u></p> <p>ständige Einwirkungen + jeweils veränderliche, zeitlich begrenzte Einwirkungen</p>	<p>Eigenlasten und</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Kranlasten</li> <li>- bauzeitliche Wasserstände</li> <li>- Kolkbildungen, wenn überwacht</li> </ul>
<i>außergewöhnlich</i>	<p>Einwirkungen der ständigen Bemessungssituation oder der vorübergehenden Bemessungssituation + außergewöhnliche Einwirkung</p>	<p>Einwirkungen (ständige oder vorübergehende) und</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- außergewöhnliche Einwirkung aus Wasser- bzw. Grundwasserständen</li> <li>- Schiffsanprall</li> <li>- Wracklasten</li> <li>- Ausfall von baulichen Sicherungselementen zur Wasserdruckverminderung</li> <li>- Ausfall von Einrichtungen zur Eisfreihaltung</li> <li>- Auswirkungen von Kolkbildungen bei vorhandenen schadh. Sicherheitsmaßnahmen</li> </ul>
<i>Erdbeben</i>	<p>Einwirkungen der ständigen Bemessungssituation oder der vorübergehenden Bemessungssituation + seismische Einwirkung</p>	<p>Einwirkungen (ständige oder vorübergehende Bemessungssituation) + seismische Einwirkung</p>

Zur Bemessung von Stahlbetonbauteilen im Grenzzustand der Tragfähigkeit sind die ermittelten Einwirkungsgrößen mit den in Tab. 5.6 aufgeführten Teilsicherheitsbeiwerten zu multiplizieren, wobei in Abhängigkeit von der Bemessungssituation günstige und ungünstige Einwirkungen differenziert betrachtet werden.

**Tab. 5.6:** Teilsicherheitsbeiwerte für Einwirkungen auf massive Tragwerke des Wasserbaus im Grenzzustand der Tragfähigkeit (Versagen des Tragwerks) [DIN 19702:2013-02]

	<b>Bemessungssituation</b>		
	<i>ständig</i>	<i>vorübergehend</i>	<i>außergewöhnlich bzw. Erdbeben</i>
<u>Ständige Einwirkung</u>			
ungünstig	1,35	1,2	1,0
günstig	1,0	1,0	1,0
<u>Veränderliche Einwirkung</u>			
ungünstig	1,5	1,3	1,0
Wasserdruck, günstig	0,8	0,9	1,0
Sonstige, günstig	0	0	0
<u>Außergewöhnliche Einwirkung</u>			
ungünstig	-	-	1,0

Die maßgebenden Regelwerke zum Nachweis der Tragfähigkeit massiver Wasserbauwerke auf Basis von [DIN 19702:2013-02] sind in Tab. 5.7 zusammengestellt.

**Tab. 5.7:** Grundsätze zum Nachweis der Tragfähigkeit [DIN 19702:2013-02]

<b>Nachweisart</b>	<b>maßgebendes Regelwerk</b>	<b>Hinweis</b>
Geotechnik	[DIN EN 1997-1:2014-03] [DIN 1054:2010-12]	<ul style="list-style-type: none"> <li>- für Endzustand und alle maßgeblichen Bauzustände zu führen</li> <li>- neben Sicherheit gegen Kippen zusätzlicher Nachweis der Lagesicherheit nach [DIN EN 1990:2010-12], ungünstigster Wert ist maßgebend</li> <li>- bei Sicherheit gegen Materialtransport auch Sicherheit gegen Suffosion und Erosion nachzuweisen</li> </ul>
Bauteile aus Beton und Stahlbeton	[DIN EN 1992-1-1:2011-01], [DIN EN 1992-3:2011-01], [DIN EN 1992-3/NA:2011-01]	- im Grenzzustand der Tragfähigkeit: Teilsicherheitsbeiwerte nach Tabelle 5.5 für Einwirkungen auf massive Tragwerke des Wasserbaus

Nachfolgend werden zusätzliche, bemessungsrelevante Hinweise aufgeführt, die [DIN 19702:2013-02] entnommen sind:

- Bei ausreichendem elastischen Verformungsverhalten bzw. nachgewiesener Duktilität des Tragwerks oder seiner Tragwerksteile ist die veränderliche Einwirkung Temperatur in der Regel nur bei Gebrauchstauglichkeitsnachweisen zu berücksichtigen.
- Zur Berücksichtigung der Wahrscheinlichkeit von gleichzeitig auftretenden veränderlichen Einwirkungen dürfen in allen Bemessungssituationen die Kombinationsbeiwerte  $\psi_{ij}$  im Allgemeinen zu 1,0 gesetzt werden. Bei einer nachprüfbaren Ermittlung ist davon abweichend möglich, auch kleinere Kombinationsbeiwerte zu verwenden.
- Wasserdruck im Inneren von Bauteilen muss bei der Bemessung berücksichtigt werden. Hierzu sind die Beanspruchungen aus dem inneren Wasserdruck zu den Beanspruchungen aus den äußeren Lasten zu addieren. Die Verteilung des Wasserdruckes ist dabei im Grenzzustand der Tragfähigkeit zu ermitteln. Bei Bauteilen aus unbewehrtem Beton darf unter Bemessungseinwirkungen und der Berücksichtigung des inneren Wasserdruckes die Druckspannung des Betons  $\sigma_{cd}$  den Bemessungswert der einaxialen Betonfestigkeit  $f_{cd}$  nicht überschreiten. Dabei darf eine geradlinige Spannungsverteilung angenommen werden.
- Belastungen dürfen als vorwiegend ruhend angenommen werden, wenn die Anzahl  $n$  der Lastzyklen kleiner gleich  $2 \cdot 10^4$  Lastwechsel ist. Beträgt die Anzahl der Lastzyklen während der Nutzungsdauer  $n > 2 \cdot 10^4$ , handelt es sich um eine nicht vorwiegend ruhende Belastung.  
Dies hat zur Folge, dass die Ermüdungsfestigkeit von Beton und Bewehrungsstahl gesondert nach [DIN EN 1992-1-1:2011-01] mit den Einwirkungskombinationen der regelmäßig eintretenden Betriebswasserstände unter Vernachlässigung der übrigen veränderlichen Einwirkungen nachzuweisen ist. Die Spannungsänderungen sind dabei unter der Einwirkung regelmäßig auftretender Betriebslasten zu ermitteln.

Wenn sich Einwirkungen wesentlich ungünstig ändern, Beobachtungen oder Messungen auf Auffälligkeiten am Bauwerk hindeuten oder wesentliche Änderungen der anerkannten Regeln der Technik erfolgen, ist die Tragfähigkeit bestehender Wasserbauwerke zu überprüfen. Hierbei sind die während der bisherigen Betriebszeit gewonnen Erkenntnisse sowie Ergebnisse von Bauwerksmessungen und Materialprüfungen zu berücksichtigen.

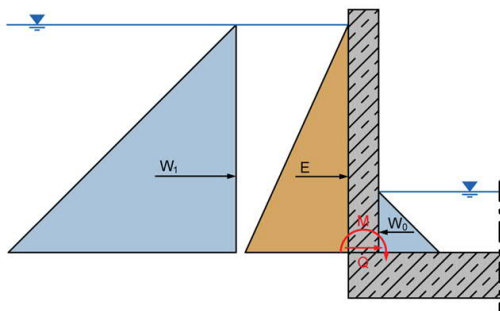
### **5.3 Besonderheiten von Einwirkungen infolge Wasser**

Bei der Bemessung und Nachrechnung von Wasserbauwerken stellen Einwirkungen infolge Wasser, die aus oberirdischen Gewässern und durch anstehendes Grundwasser hervorgerufen werden, eine Besonderheit dar, die eine weiterführende Betrachtung erfordern und nicht mit anderen Einwirkungen wie z. B. infolge Eigengewicht oder Erdanschüttungen verglichen werden können.

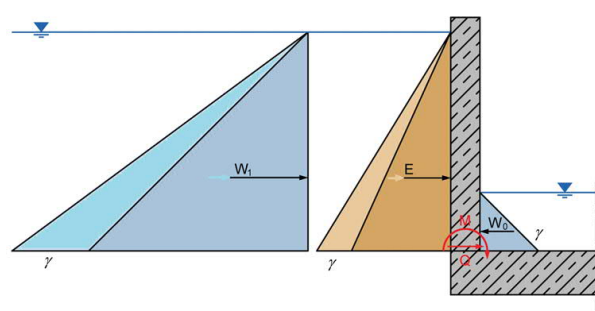
Innerhalb des semiprobabilistischen Zuverlässigkeitskonzeptes der Eurocodes [DIN EN 1990:2010-12] wird die maßgebende Bauteilzuverlässigkeit mit Hilfe von Teilsicherheitsbeiwerten sichergestellt, die die Streuung der jeweiligen Basisvariablen wahrscheinlichkeitstheoretisch berücksichtigen, vgl. Kapitel 3.5.3. So beinhaltet z. B. der Teilsicherheitsbeiwert für ständige Einwirkungen die Streuung der Wichte des Betons oder des Hinterfüllmaterials, während geometrische Abweichungen vom Sollwert (z. B. Maßtoleranzen bei Abmessungen) pauschal mit Hilfe von Modellunsicherheitsfaktoren abgedeckt werden.

Bei Einwirkungen infolge Wasser wird analog vorgegangen, obwohl die Wichte des Wassers im Rahmen der Bemessung von Betonbauteilen als Konstante angenommen werden darf und keiner Schwankung unterliegt. Maßgebend für Einwirkungen infolge Wasser ist die Wasserstandhöhe, die in der Regel erheblich variiert, bei der Bemessung nach [DIN EN 1990:2010-12] jedoch als geometrische Größe mit keinem Teilsicherheitsbeiwert beaufschlagt wird.

In Bild 5.4 sind beispielhaft die charakteristischen Einwirkungen auf eine Kammerwand einer Schleuse dargestellt. Es handelt sich um Einwirkungen infolge der Erdanschüttung ( $E$ ), des anstehenden Grundwassers ( $W_1$ ) und des Unterwasserstandes in der Schleusenkammer selbst ( $W_0$ ) [Odenwald - 2012]. Zur Bemessung der Kammerwand müssen die charakteristischen Kennwerte mit Teilsicherheitsbeiwerten beaufschlagt werden, was in Bild 5.5 auf Basis der normativen Regelungen in [DIN EN 1990:2010-12] und [DIN 19702:2013-02] dargestellt ist (Fall 1).



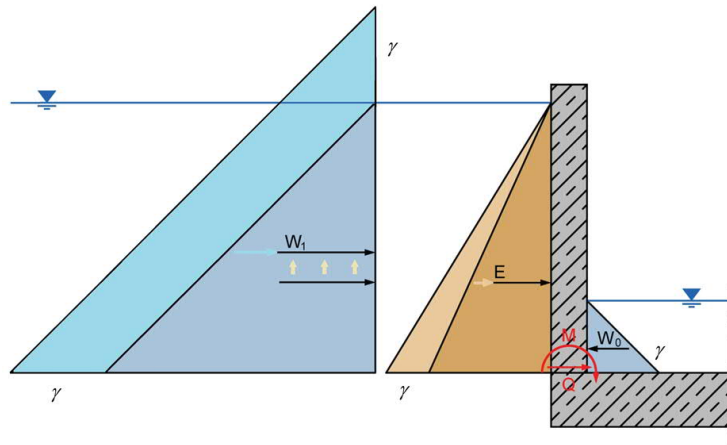
**Bild 5.4:** charakteristische Einwirkungen auf eine Kammerwand, (schematisch) [Odenwald - 2012]



**Bild 5.5:** Kammerwand mit Einwirkungen auf Bemessungsniveau, Teilsicherheitsbeiwerte auf die Materialwichten bezogen (schematisch), Fall 1 [Odenwald - 2012]

Demnach werden die charakteristischen Einwirkungen um den Teilsicherheitsbeiwert  $\gamma$  erhöht, indem die Wichte des anstehenden Materials mit dem dazugehörigen Teilsicherheitsbeiwert multipliziert wird. Hierbei wird nicht zwischen Einwirkungen infolge Erdanschüttung mit streuender Wichte und Einwirkungen infolge des anstehenden Wassers mit konstanter Wichte unterschieden, was aus wahrscheinlichkeitstheoretischer Sicht unzutreffend ist.

Wird der Teilsicherheitsbeiwert stattdessen auf die tatsächlich variierende Wasserstandshöhe bezogen, ergibt sich das in Bild 5.6 dargestellte Belastungsbild mit erheblichen Auswirkungen auf die bemessungsrelevanten Schnittgrößen und die Lage der resultierenden Wasserdruckkraft.



**Bild 5.6:**

Kammerwand mit Einwirkungen auf Bemessungsniveau, Teilsicherheitsbeiwert auf die Wasserstandshöhe bezogen (schematisch), (Fall 2)

Wie nachfolgende Herleitung zeigt, erhöht sich im Vergleich zur dem in Bild 5.5 dargestellten Ansatz die aus der Wasserdruckverteilung resultierende Kraft um den Faktor  $\gamma_w$  (= Teilsicherheitsbeiwert Wasser) und das daraus resultierende Moment um den Faktor  $\gamma_w^2$ :

	<p><b>Bild 5.7:</b> Stützmauer mit anstehendem Grundwasser</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>charakteristische Einwirkung infolge Wasserdruck:                      Querkraft: <math>Q_k = W_{h,k} = \frac{1}{2} \cdot (\rho_w \cdot 10) \cdot h_w^2</math>                      Biegemoment: <math>M_k = W_{h,k} \cdot \frac{h_w}{3} = \frac{1}{6} \cdot (\rho_w \cdot 10) \cdot h_w^3</math></li> <li>Bemessungswert der Einwirkung infolge Wasserdruck:</li> </ul>	
	Fall 1:	Fall 2:
	Querkraftbeanspruchung:	
	$Q_d = \gamma_w \cdot \left( \frac{1}{2} \cdot (\rho_w \cdot 10) \cdot h_w^2 \right)$ $= 5 \cdot \rho_w \cdot \gamma_w \cdot h_w^2$	$Q_d = \frac{1}{2} \cdot (\rho_w \cdot 10) \cdot (h_w \cdot \gamma_w)^2$ $= 5 \cdot \rho_w \cdot \gamma_w^2 \cdot h_w^2$
	Momentenbeanspruchung:	
$M_d = \gamma_w \cdot \left( \frac{1}{6} \cdot (\rho_w \cdot 10) \cdot h_w^3 \right)$ $= 0,6 \cdot \rho_w \cdot \gamma_w \cdot h_w^3$	$M_d = \frac{1}{6} \cdot (\rho_w \cdot 10) \cdot (h_w \cdot \gamma_w)^3$ $= 0,6 \cdot \rho_w \cdot \gamma_w^3 \cdot h_w^3$	

Somit wird in Abhängigkeit vom Beanspruchungszustand der auf die Wasserstandshöhe  $h_w$  bezogene Teilsicherheitsbeiwert  $\gamma_w$  im Rahmen der Schnittgrößenermittlung in unterschiedlicher Potenz berücksichtigt. Diese Vorgehensweise ist wahrscheinlichkeits-theoretisch korrekt, in physikalischer Hinsicht jedoch unbegründet, wenn der  $\gamma$ -fache Wasserstand, wie im Beispiel dargestellt, eine Überlaufkante übersteigt.

Nach Eurocode 7 [DIN EN 1997-1:2014-03] dürfen die Bemessungswerte für Wasserdrücke entweder mit Teilsicherheitsbeiwerten auf charakteristische Wasserdrücke oder mit einem Sicherheitszu- oder -abschlag für den charakteristischen Wasserstand abgeleitet werden. Beide Möglichkeiten stellen eine Vereinfachung dar und sind der Systematik des semiprobabilistischen Zuverlässigkeitskonzeptes geschuldet.

Die Beaufschlagung des charakteristischen Wasserdrucks mit einem Teilsicherheitsbeiwert ist aus wahrscheinlichkeitstheoretischer Sicht nicht zutreffend, entspricht jedoch der in [DIN EN 1990:2010-12] und [DIN 19702:2013-02] zur Bestimmung von Bemessungswerten auf der Basis charakteristischer Einwirkungen grundsätzlich enthaltenen Vorgehensweise, obwohl der Bemessungswert der Einwirkungen hierbei unterschätzt wird.

Hinsichtlich der Tragwerkszuverlässigkeit stellt dies im Neubaufall nicht zwangsläufig ein Problem dar, da die Tragsysteme in der Regel Lastumlagerungsmöglichkeiten aufweisen und aufgrund mehraxialer Spannungszustände Traglastreserven beinhalten.

Bei der Nachrechnung von Bestandstragwerken werden die Sicherheitselemente an die am Tragwerk vorliegenden Gegebenheiten und Randbedingungen angepasst, um die Aktivierung von Zuverlässigkeitsreserven zu ermöglichen. Dies hat zur Folge, dass auch die Einwirkungen infolge Wasser wahrscheinlichkeitstheoretisch korrekt abgebildet werden müssen.

Aus diesem Grund muss bei der Nachrechnung bestehender Tragwerke der Teilsicherheitsbeiwert auf die tatsächliche, charakteristische Höhe des Wasserstandes  $h_{Wk}$  bezogen werden, was in Anlehnung an [DIN EN 1997-1:2014-03] einem prozentualen Sicherheitszuschlag entspricht.

Von der im Neubaufall zulässigen Vereinfachung in Form der Erhöhung des charakteristischen Wasserdruckes mit einem Teilsicherheitsbeiwert ist bei der Nachrechnung von Bestandstragwerken Abstand zu nehmen.

Kann der bemessungsrelevante Wasserstand  $h_{Wd}$  aus geometrischen Gründen eine bestimmte Wasserstandhöhe nicht überschreiten (z. B. infolge einer Überlaufkante) darf in Anlehnung an [DIN 19702:2013-02] der Bemessungswasserstand auf  $h_{Wd,max}$  begrenzt werden.

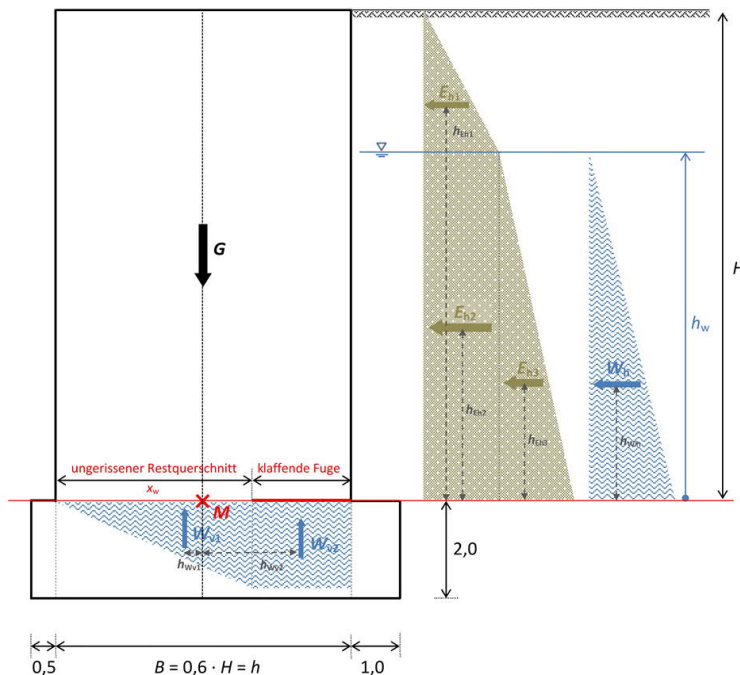
Somit ergibt sich der bemessungsrelevante Wasserstand zu:

$$h_{Wd} = \gamma_W \cdot h_{Wk} \leq h_{Wd,max} = 1,35 \cdot h_{ÜkTw} \quad (5.1)$$

mit:	$h_{Wd}$	bemessungsrelevante Wasserstandhöhe,
	$h_{Wk}$	charakteris. Wasserstandhöhe als Quantilwert der stat. Verteilung,
	$h_{Wd,max}$	max. Bemessungswasserstandhöhe bei Vorliegen einer geometrischen Überlaufkante,
	$h_{ÜkTw}$	maßgebende Höhe der Überlaufkante am Tragwerk,
	$\gamma_W$	Teilsicherheitsbeiwert für Einwirkungen infolge Wasser.

Eine weitere Besonderheit von Einwirkungen infolge Wasser ist der im Bereich von Rissen, klaffenden Fugen und Poren anstehende innere Wasserdruck (Riss- und Porenwasserdruck, vgl. Abb. 5.3), der in der Größe dem äußeren Wasserdruck an der Bauteiloberfläche entspricht und dessen Wirkungsweise in [Leliavsky - 1958] beschrieben wird.

Der innere Wasserdruck sorgt insbesondere bei unbewehrten Bauteilen für eine erhebliche Reduzierung des Tragwiderstandes, was anhand der Schnittgrößenermittlung auf Basis von [DIN 19702:2013-02] verdeutlicht werden kann (vgl. Bild 5.9). Hierbei handelt es sich um die Ergebnisse einer beispielhaften Berechnung der Tragwerkszuverlässigkeit bezüglich des Einflusses gerissener Arbeitsfugen. In Bild 5.8 ist der der Berechnung zugrunde liegende Systemquerschnitt schematisch dargestellt.



**Bild 5.8:**

Systemquerschnitt zur Bestimmung des Einflusses des inneren Wasserdruckes auf die Tragwerkszuverlässigkeit am Beispiel einer Schleusenammerwand, (schematisch)

Parameter:

$H = 10 \text{ m}$

$h_w = \text{variabel}$

$\gamma_B = 22 \text{ kN/m}^3$

$\gamma_{BG} = 20 \text{ kN/m}^3$

$\gamma'_{BG} = 12 \text{ kN/m}^3$

$\gamma_W = 10 \text{ kN/m}^3$

$\varphi = 35^\circ$

$c = 0$

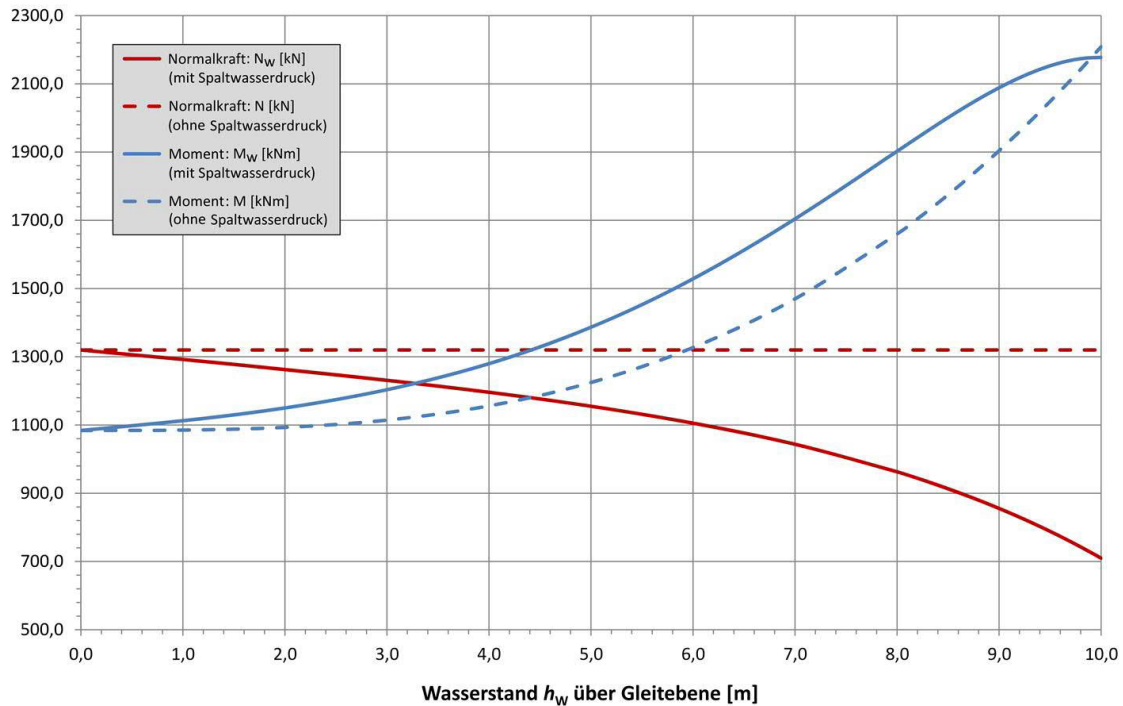
Entsprechend der Darstellung in Bild 5.9 erhöht sich bei Berücksichtigung des inneren Wasserdruckes das vom Querschnitt aufzunehmende Biegemoment deutlich. Mit zunehmendem Wasserstand und daraus resultierender Beanspruchung wird die klaffende Fuge größer, sodass sich die Angriffsfläche des inneren Wasserdruckes ebenfalls erhöht, was wiederum eine Vergrößerung der Momentenbeanspruchung nach sich zieht.

Dieser iterative Prozess endet, wenn innerhalb des Bauteils ein Gleichgewichtszustand erreicht oder der Querschnitt vollständig durchgerissen ist. In diesem Fall fällt die resultierende Wasserdruckkraft innerhalb der Arbeitsfuge mit der Schwerachse der aufstehenden Wand zusammen, sodass nur noch das Moment infolge des anstehenden Wassers ( $W_h \cdot h_{Wh}$ ) einschließlich Erddruck und Auftriebskräfte wirksam sind.

Die über die Arbeitsfuge abzutragende Normalkraft infolge Eigengewicht reduziert sich infolge des Auftriebes mit zunehmendem Wasserdruck und Aufreißen der Fuge. Dies führt zu einer Reduktion der Systemtragfähigkeit, da das Eigengewicht innerhalb der Gleichgewichtsbetrachtung stabilisierend wirkt.

Bei der Bemessung von Wasserbauwerken wurde der Ansatz des inneren Wasserdruckes bis in die 1980er Jahre weitgehend vernachlässigt, obwohl seit dem Bruch der französischen Gewichtsstaumauer Bouzey im Jahr 1895 die Problematik bekannt war und mit den Nachweisen nach [Lieckfeldt - 1898] auch Eingang in die Normung fand [Betonkalender - 2015].





**Bild 5.9:** Erhöhung der Schnittgrößen bei Ansatz eines inneren Wasserdruckes (beispielhaft)

Das Nichtbeachten des inneren Wasserdruckes bei der ursprünglichen Bemessung eines Tragwerks führt bei dessen Nachrechnung oftmals zu rechnerischen Tragfähigkeitsdefiziten, da das Tragwerk ursprünglich nicht für diese zusätzliche Belastung und Auftriebskräfte ausgelegt wurde. Eine vereinfachte Berechnung des inneren Wasserdruckes ist auf Basis von [DIN 19702:2013-02] möglich, vgl. Bild 5.3. Trotzdem wird dieser Aspekt oftmals auch bei heutigen Nachrechnungen nicht berücksichtigt.

Inwieweit sich hieraus tatsächliche Standsicherheitsprobleme ergeben, muss projektspezifisch untersucht werden. In jedem Fall führt dieser Aspekt jedoch zu einer Reduktion der vorhandenen Tragwerkszuverlässigkeit und muss bei der Bewertung bestehender Tragwerke berücksichtigt werden.

## **6 Normen, Richtlinien und Merkblätter zum Umgang mit bestehender Bausubstanz**

### **6.1 Einführung**

Das im aktuellen Regelwerk [DIN EN 1990:2010-12, DIN EN 1992-1-1:2011-01] enthaltene Zuverlässigkeits- und Nachweiskonzept wurde zur Erstellung von Neubauten konzipiert und berücksichtigt, dass zum Zeitpunkt der Tragwerksplanung die wesentlichen Parameter des zu errichtenden Tragwerks (Einwirkungen, Abmessungen, Werkstoffkennwerte) nicht feststehen und mit Unsicherheiten behaftet sind.

Beim Bauen im Bestand besteht dagegen die Möglichkeit, die Tragwerkseigenschaften innerhalb von Bauwerksuntersuchungen zu beziffern, sodass die Aufrechterhaltung der Unsicherheitsfaktoren für aus der Bauausführung resultierende unplanmäßige Abweichungen vom Soll im Zuverlässigkeitskonzept für Bestandstragwerke nicht erforderlich sind.

Dieser Erkenntnisgewinn erfordert eine angepasste Vorgehensweise, um Bestandstragwerke konstruktiv und aus wirtschaftlichen Gründen sicher, zuverlässig und ressourcenschonend zu bewerten [Schnell / Stauder - 2014]. Da dies mit den aktuellen Regelwerken nicht geleistet werden kann, ist die Erstellung eigener Regelwerke zur Nachrechnung und Bewertung von Bestandstragwerken erforderlich.

Nachfolgend werden die wesentlichen, bisher veröffentlichten Normen, Richtlinien und Berichte aufgeführt, die Angaben zur Nachrechnung und Bewertung von Bestandstragwerken enthalten. Eine vergleichbare Zusammenstellung ist auch in [DBV-Heft 24 - 2014] enthalten.

### **6.2 ISO 2394: General principles on reliability for structures**

Zur Sicherheitsbetrachtung von Tragwerken unabhängig von ihrer Bauweise stellt die Norm ISO 2394 „*General principles on reliability for structures*“ [ISO 2394:1998-06] das international maßgebende Regelwerk dar.

Das Dokument enthält in vielerlei Hinsicht die Grundlage für weitere Konstruktions- und Bemessungsnormen. Die darin enthaltenen Hinweise sind in allen Zyklen der Lebensdauer eines Tragwerks, von der Erstellung (einschließlich der Bauzustände) über die Nutzung (einschließlich Instandhaltung bzw. Instandsetzung) bis zum Abbruch, anwendbar.

Die Bewertung bestehender Tragwerke kann ebenfalls auf Basis der Norm durchgeführt werden. Hierzu sind in der Regel aktualisierte Basisvariablen und angepasste Rechenmodelle erforderlich, um die mit der Bauweise verbundenen besonderen Randbedingungen zu berücksichtigen.

Das Zuverlässigkeitskonzept der Norm [ISO 2394:1998-06] sieht eine Wahrscheinlichkeitstheoretische Zuverlässigkeitsbetrachtung unter Berücksichtigung sozialer, wirtschaftlicher und lebensbedrohender Konsequenzen im Versagensfall vor. Damit ist zunächst die Angabe der geplanten Nutzungsdauer eines Tragwerks in Abhängigkeit von seiner Bedeutung und den Konsequenzen im Schadensfall verbunden.

Die Bemessung erfolgt auf Basis von Grenzzustandsfunktionen. Mit deren Hilfe wird nachgewiesen, dass die Einwirkungen mit einer vorgegebenen Wahrscheinlichkeit die Bauteilwiderstände nicht erreichen. Dabei werden alle Basisvariablen (Einwirkungen, Materialkennwerte, Bauteilabmessungen) als stochastische Verteilungsfunktionen angenommen und mit entsprechenden Modell- sowie statistischen Unsicherheitsfaktoren belegt.

Als Nachweisformate stehen das Teilsicherheitskonzept und probabilistische Verfahren zur Verfügung, wobei die Anwendung probabilistischer Verfahren auf spezielle Bemessungsprobleme und zur Kalibration von Teilsicherheitsbeiwerten beschränkt werden sollen. Das Teilsicherheitskonzept wird zur generellen Anwendung in allen Standardfällen empfohlen.

Zur Bewertung bestehender Tragwerke werden in Kapitel 10 in [ISO 2394:1998-06] Hinweise angegeben. Demnach wird eine Bewertung bestehender Tragwerke bei Umbau, Umnutzung, Instandsetzung oder bei Zweifeln an der Tragwerkzuverlässigkeit erforderlich. Die Analyse und Bewertung soll dabei gemäß den grundlegenden Angaben innerhalb [ISO 2394:1998-06] erfolgen. Die zum Zeitpunkt der Tragwerks-erstellung jeweils gültigen Regelwerke dürfen als Handlungsempfehlungen berücksichtigt werden.

Hinsichtlich der Bewertung der Zuverlässigkeit wird darauf hingewiesen, dass das Erreichen eines bestimmten Zuverlässigkeitsniveaus bei Bestandstragwerken im Vergleich zum Neubau mit erheblichen Mehrkosten verbunden ist. Aus diesem Grund empfiehlt sich für Bestandstragwerke aus wirtschaftlichen Gründen ein reduziertes Zuverlässigkeitsniveau, wobei insbesondere bei der Gefährdung von Menschenleben ein Mindestwert nicht unterschritten werden darf.

Gemäß [ISO 2394:1998-06] ist ein reduziertes Zuverlässigkeitsniveau mit dem Absenken des Zuverlässigkeitsindex  $\beta$  bei probabilistischen Berechnungen bzw. mit reduzierten Teilsicherheitsbeiwerten  $\gamma$  bei der Anwendung des Teilsicherheitskonzeptes verbunden.

Die informativen Anhänge der Norm enthalten weiterhin ausführliche Angaben bezüglich:

- Anhang A Qualitätssicherung im Lebenszyklus eines Tragwerks
- Anhang B Beispiele für ständige, veränderliche und außergewöhnliche Einwirkungen
- Anhang C Ermüdungsmodelle
- Anhang D Versuchsgestützte Bemessung
- Anhang E Prinzipien der zuverlässigkeitsbasierten Bemessung – probabilistisch, semiprobabilistisch
- Anhang F Bestimmung von Einwirkungen und Kraftgrößen
- Anhang G Einwirkungskombinationen

Im Hinblick auf die Bewertung bestehender Wasserbauwerke ist insbesondere Anhang E [ISO 2394:1998-06] von Interesse, da in Kapitel E.4.1 Angaben zur Versagenswahrscheinlichkeit und zum Sicherheitsbedürfnis von Menschen enthalten sind.

Unter Berücksichtigung des allgemeinen, persönlichen Lebensrisikos von  $10^{-4}$  pro Jahr als Vergleichsgröße, weist [ISO 2394:1998-06] eine akzeptable Wahrscheinlichkeit für Tragwerksversagen mit Todesfolge in der Größenordnung von  $10^{-6}$  pro Jahr aus. Dieser Wert soll innerhalb einer Referenzperiode als Durchschnittswert verstanden werden, was bedeutet, dass der Wert in gewissen Zeiträumen (kurzfristig) auch über- bzw. unterschritten werden darf. Weiterhin ist die Einführung eines Erhöhungsfaktors auf die Versagenswahrscheinlichkeit gestattet, wenn sich in einem Gebäude nur selten Personen aufhalten.

Innerhalb der Bemessungsgleichungen gestaltet sich die Sicherstellung der festgelegten Versagenswahrscheinlichkeit schwierig. Ursächlich hierfür ist, dass die rechnerische Versagenswahrscheinlichkeit nicht mit der tatsächlichen Versagenswahrscheinlichkeit korreliert, da diese im Wesentlichen auf menschlichen Fehlern während der Bauausführung beruht. Aus diesem Grund wurden die gewünschten Zielwerte der Zuverlässigkeit oftmals an bestehenden Regelungen aus der Vergangenheit und den damit gemachten Erfahrungen kalibriert.

Der Zusammenhang zwischen Versagenswahrscheinlichkeit  $P_f$  und Zuverlässigkeitsindex  $\beta$  verhält sich wie in Kapitel 3.3 beschrieben (siehe Tab. 3.2).

In Tab. 6.1 sind die in [ISO 2394:1998-06] für die Lebensdauer eines Tragwerks (50 Jahre) enthaltenen Zielwerte des Zuverlässigkeitsindex in Abhängigkeit von den Konsequenzen im Schadensfall und der relativen Kosten des Sicherheitsdesigns angegeben.

**Tab. 6.1:** Zielwerte des Zuverlässigkeitsindex  $\beta$  [ISO 2394:1998-06]

Relative costs of safety measures	Consequences of failure				Reliability classes
	small	some	moderate	great	
high	0	1,5	2,3	3,1	RC 1
moderate	1,3	2,3	3,1	3,8	RC 2
low	2,3	3,1	3,8	4,3	RC 3

Für den Grenzzustand der Tragfähigkeit sind die Zuverlässigkeitsindizes für große Konsequenzen im Schadensfall (Tab. 6.1, Spalte „great“) zu wählen [ISO 2394:1998-06]. Mit zunehmenden Kosten für das Sicherheitsdesign sind geringere Zielzuverlässigkeitsindizes anzusetzen.

Während eine Erhöhung der Zielzuverlässigkeit im Neubaufall nur zu einer geringfügigen Kostenzunahme führt (low  $\rightarrow \beta = 4,3$ ), ist die Kostenzunahme im Bestandsfall um ein Vielfaches größer (high). Aus ökonomischen Gründen wird innerhalb von [ISO 2394:1998-06] deshalb für solche Fälle die Möglichkeit gegeben, den maßgebenden Zielzuverlässigkeitsindex auf  $\beta = 3,1$  zu reduzieren.

Abschließend wird nochmals der Hinweis gegeben, dass Zuverlässigkeitsindex und zugehörige Versagenswahrscheinlichkeit formale Größen zum Vergleich und zur Kalibration verschiedener Bemessungsnormen sind und nicht in Zusammenhang mit der wirklichen Versagenshäufigkeit stehen.

Im Wesentlichen kann das in den Eurocodes [DIN EN 1990:2010-12] implementierte Zuverlässigkeitskonzept auf die Inhalte und Festlegungen der [ISO 2394:1998-06] zurückgeführt werden.

### **6.3 ISO 13822: Bases for design of structures – Assessment of existing structures**

Die Bewertung der Zuverlässigkeit von Bestandstragwerken muss aufgrund von Überlegungen hinsichtlich Wirtschaftlichkeit, Nachhaltigkeit und aus sozialen Gründen differenziert von den Regelungen zur Erstellung von Neubauten betrachtet werden. Auf Basis der Angaben und Festlegungen in [ISO 2394:1998-06] beinhaltet ISO 13822 „*Bases for design of structures – Assessment of existing structures*“ [ISO 13822:2010-08] die grundlegenden Anforderungen und Anweisungen zur Bewertung bestehender Tragwerke.

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. Unabhängig von der Bauweise ist die Norm bei allen bestehenden Tragwerken, die ursprünglich nach den zur Bauzeit anerkannten Regeln der Technik geplant und errichtet wurden, anwendbar.

Zur Ermittlung des erforderlichen Zuverlässigkeitsniveaus bestehender Tragwerke empfiehlt [ISO 13822:2010-08] die Berücksichtigung zusätzlicher Gesichtspunkte. Dazu gehören neben der angestrebten weiteren Nutzbarkeit eines Tragwerks insbesondere der Bezugszeitraum und die Konsequenzen im Versagensfall. Für bestehende Tragwerke können reduzierte Zuverlässigkeitsniveaus verwendet werden, wenn diese auf der Basis von sozioökonomischen Kriterien begründbar sind.

In [ISO 2394:1998-06] wird hinsichtlich des erforderlichen Zuverlässigkeitsniveaus nicht zwischen Neubauten und Bestandsbauten unterschieden, obwohl zwischen beiden Anwendungsfällen wesentliche Unterschiede existieren. Aus diesem Grund wird in [ISO 13822:2010-08] das erforderliche Zuverlässigkeitsniveau zur Bewertung bestehender Tragwerke auf Basis der nachfolgend aufgeführten Aspekte spezifiziert:

- Wirtschaftliche Betrachtung: Im Gegensatz zur Erstellung von Neubauten sind die Kosten zur Erhöhung der Zuverlässigkeit bestehender Tragwerke 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 Tragwerke sind oftmals in sozialer Hinsicht in der Umgebung eingebunden (Denkmalschutz, Nutzungsvereinbarungen), was bei Neubauten nicht der Fall ist.
- Nachhaltigkeitsbetrachtung: Im Vergleich zur Erstellung von Neubauten werden beim Erhalten des Bestands Stoffströme reduziert.

Das erforderliche Zielzuverlässigkeitsniveau wird grundsätzlich in Abhängigkeit von der geplanten Nutzungsdauer festgelegt. Beim Bauen im Bestand empfiehlt sich jedoch, die zum Zeitpunkt der Bewertung geplante Restnutzungsdauer als Referenz für die Betrachtung des Grenzzustandes der Tragfähigkeit zu beachten.

Für den Grenzzustand der Tragfähigkeit (Bezugszeitraum 50 Jahre) sind in [ISO 13822:2010-08] die nachfolgend aufgeführte Zielzuverlässigkeitsindizes enthalten.

**Tab. 6.2:** Zielwerte des Zuverlässigkeitsindex  $\beta$  im Grenzzustand der Tragfähigkeit [ISO 13822:2010-08]

Versagensfolgen	Zielzuverlässigkeitsindex $\beta$	Bezugszeitraum
sehr gering	2,3	50 Jahre
gering	3,1	
mittel	3,8	
hoch	4,3	

#### 6.4 SIA 269: Erhaltung von Tragwerken (Schweiz)

Der Umgang mit bestehender Bausubstanz wird in der Schweiz innerhalb des Normenpaketes SIA 269 geregelt, das auf [ISO 2394:1998-06] und [ISO 13822:2010-08] aufbaut. Das Paket stützt sich auf die Grundlagen der Norm [SIA 469:1997-09] „Erhaltung von Bauwerken“ und ergänzt die Norm [SIA 260:2003-01] „Grundlagen der Projektierung von Tragwerken“ im Bereich der Erhaltung bestehender Tragwerke.

Auf dem Gebiet der Bestandserhaltung stellt [SIA 269:2011-01] „Grundlagen der Erhaltung von Tragwerken“ eine übergeordnete Norm, vergleichbar zum Eurocode 0, dar. Ebenfalls vergleichbar zum Eurocode-Konzept wird die Norm durch eigenständige Teile für Einwirkungen und die verschiedenen Bauweisen ergänzt.

- SIA 269/1 – Einwirkungen
- SIA 269/2 – Betonbau
- SIA 269/3 – Stahlbau
- SIA 269/4 – Stahl-Beton-Verbundbau
- SIA 269/5 – Holzbau
- SIA 269/6 – Mauerwerksbau mit Natursteinen und künstlichen Steinen
- SIA 269/7 – Geotechnik

In [SIA 269:2011-01] werden die Prinzipien der Erhaltung von Tragwerken unter Berücksichtigung ihres Erhaltungswertes festgelegt und die Grundlagen und Vorgehensweise zur Überprüfung und Nachrechnung von Bestandsbauwerken geregelt. Weiterhin wird das Vorgehen zur Zustandserfassung von Tragwerken inklusive der dazugehörigen Zustandsbeurteilung beschrieben, wozu auch risikobasierte Verfahren und Leitlinien für die Anwendung von Methoden der Zuverlässigkeitstheorie eingeführt werden.

Zur Aktualisierung von Einwirkungen auf bestehende Tragwerke sind in [SIA 269/1:2011-01] Angaben und Vorgehensweise, unabhängig von der Bauart, enthalten. Im Gegensatz zur Erstellung von Neubauten können bei Bestandstragwerken auf Grundlage der Kenntnis des bestehenden Tragwerks und seiner Nutzung Eigen- und Auflasten konkretisiert werden.

Die Vorgehensweise bei der Erhaltung von Tragwerken im Betonbau wird in [SIA 269/2:2011-01] geregelt. Ergänzt wird das Dokument mit Angaben zur Zustandserfassung und -beurteilung sowie zu Erhaltungsmaßnahmen für spezifische Schadensfälle des Betonbaus.

Die baulichen Erhaltungsmaßnahmen an Betontragwerken richten sich dabei grundsätzlich nach den maßgebenden Defiziten des Tragwerks bzw. den Schädigungsmechanismen der Baustoffe Beton, Betonstahl und Spannstahl.

Bei der Planung der Erhaltungsmaßnahmen wird weiterhin zwischen der Instandsetzung von Betonschädigungen und der Instandsetzung von Schädigungen infolge Korrosion an der Bewehrung unterschieden.

Die baulichen Erhaltungsmaßnahmen werden auf der Basis der gewählten Schutz- und Instandsetzungsprinzipien gemäß [SN EN 1504-9:2009-04] bestimmt.

Die Norm darf nur für bestehende Tragwerksteile angewandt werden. Neue Tragwerksteile, die im Rahmen von Veränderungen an Betonbauten erstellt werden, sind nach der für Neubauten maßgebenden Norm [SIA 262:2003-01] zu bemessen.

## **6.5 NEN 8700 und 8701: Assessment of existing structures in case of reconstruction and disapproval (Niederlande)**

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 8700:2011-12] und „*Assessment of existing structures in case of reconstruction and disapproval – Actions*“ [NEN 8701:2011-11] geregelt. Analog zum Eurocode-Konzept ist auch hier vorgesehen, die Normenreihe zukünftig mit materialspezifischen Teilen zu erweitern.

Das Normenkonzept basiert grundsätzlich auf den Inhalten der Eurocodes, die aufgrund der Besonderheiten beim Bauen im Bestand erweitert bzw. angepasst werden. Die Regelwerke sind als nationale Ergänzung 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*“ 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 für einen längeren Zeitraum, ist das „*Reconstruction level*“ maßgebend. Bei dieser Nachweisstufe ist der Zielzuverlässigkeitsindex im Vergleich zum 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 8700:2011-12] enthalten. Die Zuverlässigkeit wird hierbei über Schadensfolgeklassen (CC) bzw. den damit korrespondierenden Zuverlässigkeitsklassen (RC) differenziert. Die in Tabelle B.2 [NEN 8700:2011-12] ausgewiesenen Mindestwerte des Zuverlässigkeitsindex werden in Tab. 6.3 zur Veranschaulichung wiedergegeben. Neben der Absenkung des Zielzuverlässigkeitsniveaus wird auch die Bezugszeitdauer von 50 Jahren (Eurocode) auf 15 bzw. 30 Jahre herabgesetzt.

**Tab. 6.3:** Mindestwerte des Zuverlässigkeitsindex  $\beta$  für minimum reference periods (ULS), [NEN 8700:2011-12]

Minimum values reliability indices in reconstruction			
Consequence class	Minimum reference period	$\beta$	
		wind not dominant	wind dominant
CC 3	15 years <sup>b</sup>	3,8	3,3 <sup>a</sup>
<b>CC 2</b>	<b>15 years<sup>b</sup></b>	<b>3,3</b>	<b>2,5<sup>a</sup></b>
CC 1	15 years	2,8	1,8
<sup>a</sup> Here the lower limit for personal safety sets the standard. <sup>b</sup> Generally, a remaining working life, and, therefore, a reference period of 30 years is recommended.			
Minimum values reliability indices in disapproval			
Consequence class	Minimum reference period	$\beta$	
		wind not dominant	wind dominant
CC 3	15 years	3,3 <sup>a</sup>	3,3 <sup>a</sup>
<b>CC 2</b>	<b>15 years</b>	<b>2,5<sup>a</sup></b>	<b>2,5<sup>a</sup></b>
CC 1b <sup>b</sup>	15 years	1,8	1,1 <sup>a</sup>
CC 1a <sup>b</sup>	1 year	1,8	0,8
<sup>a</sup> Here the lower limit for personal safety sets the standard. <sup>b</sup> Here a distinction is made between class 1a (loss of human life out of the question) and 1b (danger of loss of human lives small).			



Während den Eurocodes ein Zielzuverlässigkeitsindex von  $\beta = 3,8$  (Neubauniveau, RC 2, 50 Jahre) zugrunde liegt, wird in [NEN 8700:2011-12] für das Bauen im Bestand („*Reconstruction*“) ein Zielzuverlässigkeitsindex von  $\beta = 3,3$  für einen Bezugszeitraum von 15 Jahren (Schadensfolgeklasse CC 2) ausgewiesen.

Der für diese Schadensfolgeklasse im „*Disapproval level*“ maßgebende Zielzuverlässigkeitsindex beträgt  $\beta = 2,5$ , vgl. Tab. 6.4. Bei der Einstufung in Schadensfolge- bzw. Zuverlässigkeitsklassen entspricht die Klasse CC 2 der Klasse RC 2.

**Tab. 6.4:** Mindestwerte des Zielzuverlässigkeitsindex (Schadensfolgeklasse CC 2), [NEN 8700:2011-12]

Regelwerk	Anwendungsbereich	Bezugszeitraum		Zuverlässigkeitsindex $\beta$	Versagenswahrscheinlichkeit $P_f$
Eurocode 0 [DIN EN 1990:2010-12]	Neubau	50 Jahre		3,8	$7,2 \cdot 10^{-5}$
NEN 8700 [NEN 8700:2011-12]	Bauen im Bestand	Reconstruction	15 Jahre	3,3	$4,8 \cdot 10^{-4}$
		Disapproval		2,5	$6,2 \cdot 10^{-3}$

In den Niederlanden wird für bestehende Tragwerke unter Vernachlässigung des Bezugszeitraums somit eine 10-fach erhöhte operative Versagenswahrscheinlichkeit im Vergleich zur operativen Versagenswahrscheinlichkeit von Neubauten (Eurocode-Niveau) akzeptiert. Innerhalb des „*Disapproval level*“ entspricht die Absenkung des Zielzuverlässigkeitsindex sogar einer Erhöhung der operativen Versagenswahrscheinlichkeit um den Faktor 100.

Hierbei ist allerdings anzumerken, dass die Erhöhung der operativen Versagenswahrscheinlichkeit nicht zwangsläufig zu einer Erhöhung der tatsächlichen Versagenswahrscheinlichkeit eines Tragwerks führt, da der im Bestandsfall im Vergleich zur Erstellung von Neubauten vorhandene Informationsgewinn als Kompensationsmaßnahme angesehen werden darf.

Zur Bestimmung des Bemessungswertes der Einwirkungen werden modifizierte Teilsicherheitsbeiwerte  $\gamma_F$  in Abhängigkeit von der Schadensfolgeklasse ausgewiesen, die in Tab. 6.5 zur Veranschaulichung angegeben sind. Die  $\gamma$ -Werte entsprechen ungefähr einer Absenkung des Zuverlässigkeitsniveaus um eine Zehnerpotenz (RC 2  $\rightarrow$  RC 1). Zusätzlich können auch modifizierte Kombinationsbeiwerte  $\psi$  verwendet werden.

Eine vergleichbare Zusammenstellung modifizierter Teilsicherheitsbeiwerte  $\gamma_F$  zum Nachweis bestehender Brückenbauwerke befindet sich in Anhang A2 [NEN 8700:2011-12]. Die Modifikation von Teilsicherheitsbeiwerten  $\gamma_M$  auf der Widerstandsseite wird als unüblich bezeichnet [NEN 8700:2011-12], weshalb diesbezüglich keine Angaben im Regelwerk enthalten sind.

**Tab. 6.5:** Modifizierte Teilsicherheitsbeiwerte auf der Einwirkungsseite für Hochbauten  
 → Table A1.2 (B) and (C): Partial factors for actions ( $\gamma$ ) for the ultimate limit states STR and GEO, [NEN 8700:2011-12]

Factors in reconstruction*				
Consequence class	Combinations of actions			
	Persistent actions		Leading variable action other than wind <sup>a</sup>	Variable wind representative action <sup>a</sup>
	Unfavourable	Favourable		
	$\gamma_{Gj,sup}$	$\gamma_{Gj,inf}$	$\gamma_{Q,1}$	$\gamma_{Q,1}$
CC 1a/b	1,15	0,90	1,10	1,20
<b>CC 2</b>	<b>1,30</b>	<b>0,90</b>	<b>1,30</b>	<b>1,40</b>
CC 3	1,40	0,90	1,50	1,60
	$\xi \cdot \gamma_{Gj,sup}$	$\gamma_{Gj,inf}$	$\gamma_{Q,1}$	$\gamma_{Q,1}$
CC 1a/b	1,05	0,90	1,10	1,20
CC 2	1,15	0,90	1,30	1,40
CC 3	1,25	0,90	1,50	1,60
Factors in disapproval*				
Consequence class	Combinations of actions			
	Persistent actions		Leading variable action other than wind	Variable wind representative action
	Unfavourable	Favourable		
	$\gamma_{Gj,sup}$	$\gamma_{Gj,inf}$	$\gamma_{Q,1}$	$\gamma_{Q,1}$
CC 1a/b	1,10	0,90	1,05	1,10
CC 2	1,20	0,90	1,15	1,30
CC 3	1,30	0,90	1,30	1,50
	$\xi \cdot \gamma_{Gj,sup}$	$\gamma_{Gj,inf}$	$\gamma_{Q,1}$	$\gamma_{Q,1}$
CC 1a/b	1,00	0,90	1,05	1,10
CC 2	1,10	0,90	1,15	1,30
CC 3	1,20	0,90	1,30	1,50

\*Zur Verwendung der Tabellenwerte müssen zwingend die Anmerkungen in [NEN 8700:2011-12] beachtet werden.

## 6.6 ONR 24009: Bewertung der Tragfähigkeit bestehender Hochbauten (Österreich)

In Österreich wird der Umgang mit bestehender Bausubstanz in der ONR 24009 „Bewertung der Tragfähigkeit bestehender Hochbauten“ [ONR 24009:2013-05], geregelt. Die Norm beschreibt die möglichst wirklichkeitsnahe Bewertung der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit bestehender Hochbauten mit dem Ziel, einerseits eine mögliche Beeinträchtigung der Zuverlässigkeit rechtzeitig aufzuzeigen und andererseits einen unnötigen Mitteleinsatz zu vermeiden.

Anwendungsbereich der Norm sind bestehende Hochbauten, die eine behördliche Benutzungsbewilligung nach den ursprünglich geltenden Bauvorschriften erhalten haben, d. h. die konsensgemäß errichtet wurden. Weiterhin wird vorausgesetzt, dass über das Gebäude die für die durchzuführende Bewertung notwendige Kenntnis über Konstruktion und Erhaltungszustand vorhanden ist.

Gemäß dem in der Norm enthaltenen Vertrauensgrundsatz lassen unter Nutzung stehende Bestandstragwerke Rückschlüsse auf das reale Tragverhalten zu, da diese im Gegensatz zum Entwurf neuer Tragwerke langjährig unter Erprobung gestanden haben. Treten innerhalb der Nutzungsphase keine Bauschäden und konstruktiven Mängel auf, kann davon ausgegangen werden, dass sich solch ein Tragsystem bewährt hat [ONR 24009:2013-05].

Die Tragfähigkeit wird auf Grundlage der am Tragwerk innerhalb einer qualifizierten Bestandsaufnahme festgestellten Bauwerkskennwerte (Abmessungen, Querschnittswerte, Materialkennwerte) bewertet. Vorliegende Bestandsunterlagen dürfen ebenfalls herangezogen werden. Allerdings sind die darin enthaltenen Angaben am Tragwerk zu verifizieren.

Vergleichbar zum Sicherheitskonzept der Eurocodes [DIN EN 1990:2010-12] beinhaltet auch die vorliegende Norm eine Klassifizierung von Tragwerken in Schadens- und Versagensfolgeklassen. Zum Nachweis der Tragfähigkeit werden nachfolgende Bewertungsmethoden aufgeführt:

1. Rechnerischer Nachweis nach aktuellem Normenstand, ggf. unter Berücksichtigung aktualisierter Kennwerte (Einwirkungen, Widerstände) → bevorzugt;
2. rechnerischer Nachweis nach aktuellem Normenstand mit reduzierter Zielzuverlässigkeit bei außergewöhnlichen Einwirkungen und Erdbeben → unter bestimmten Voraussetzungen möglich;
3. Nachweis nach altem Normenstand zum Zeitpunkt der Errichtung des Tragwerkes;
4. qualitative Bewertung der Tragfähigkeit in einfachen Fällen zur raschen Aussage über die Verwendbarkeit → nicht zur weitergehenden Beurteilung der Tragstruktur;
5. experimentelle Tragfähigkeitsbewertung am Bestandstragwerk.

Die bei der Nachrechnung bestehender Tragwerke einzuhaltende Zielzuverlässigkeit muss grundsätzlich mindestens dem Zielzuverlässigkeitsindex der aktuellen Normen und Vorschriften (Eurocode 0) entsprechen, was einen konservativen Ansatz darstellt. Für außergewöhnliche Einwirkungen und Erdbeben kann unter bestimmten Voraussetzungen und zugehöriger Begründung eine Unterschreitung des nach aktuellem Normenstand geforderten Zuverlässigkeitsindexes akzeptiert werden.

Weiterhin sieht [ONR 24009:2013-05] die Verwendung modifizierter Teilsicherheitsbeiwerte auf der Widerstandsseite vor. Unter Beibehaltung des nach Eurocode 0 geforderten Zielzuverlässigkeitsindexes wird ermöglicht, die Teilsicherheitsbeiwerte an die am Tragwerk vorhandenen Werkstoffeigenschaften und geometrischen Kenngrößen anzupassen, was durch die Berücksichtigung der am Tragwerk festgestellten Variationskoeffizienten der Materialeigenschaften erfolgt.

Im normativen Anhang A [ONR 24009:2013-05] werden modifizierte Teilsicherheitsbeiwerte ausgewiesen, die auf den Festlegungen im Eurocode 2 (ÖNORM EN 1992-1-1, Anhang A), basieren. Werden die darin geforderten Voraussetzungen erfüllt, dürfen zum Tragfähigkeitsnachweis bestehender Bauteile die Teilsicherheitsbeiwerte gemäß Tab. 6.6 verwendet werden.

**Tab. 6.6:** Modifizierte Teilsicherheitsbeiwerte [ONR 24009:2013-05]

Werkstoff	Teilsicherheitsbeiwert	Voraussetzung
Beton	$\gamma_{C,red2} = 1,45$	1), 2)
	$\gamma_{C,red3} = 1,35$	1), 2), 3)
	$\gamma_{C,red3} = 1,40$	1), 3)
Betonstahl	$\gamma_{S,red2} = 1,05$	1), 2)
1) Einhaltung der in [ÖNORM EN 1992-1-1:2011-12], Abschnitt A.2 genannten, verminderten Abweichungen der Querschnittsabmessungen und der Lage der Bewehrung 2) Nachweis der verminderten Abweichungen an mindestens 80 % der kritischen Stellen 3) Variationskoeffizient der Betondruckfestigkeit $\leq 10\%$ bei einer Mindestprobenanzahl von $n = 30$		

Ermöglicht wird dieses Vorgehen durch den Erkenntnisgewinn am bestehenden Tragwerk. Liegen die geometrischen Querschnittsgrößen innerhalb der in Anhang A [ONR 24009:2013-05] genannten Grenzen bzw. weist der Werkstoff Beton weitgehend homogene Materialeigenschaften auf, dürfen die im Sicherheitskonzept für Neubauten diesbezüglich beinhalteten Unsicherheitsfaktoren zum Nachweis bestehender Bauteile vermindert werden, was letztendlich reduzierte Teilsicherheitsbeiwerte zur Folge hat.

## 6.7 GruSiBau: Grundlagen zur Festlegung von Sicherheitsanforderungen für bauliche Anlagen

Der Unterausschuss „Sicherheit von Bauwerken“ des Beirates des Normenausschusses Bauwesen (NABau) im DIN veröffentlichte 1981 nach fast siebenjähriger Tätigkeit die „Grundlagen zur Festlegung von Sicherheitsanforderungen für bauliche Anlagen“ [GruSiBau - 1981].

Zielgruppe des Dokuments waren primär die Arbeitsausschüsse des NABau, denen damit ein Bezugsdokument zur Beachtung bei der Neubearbeitung von Last-, Bemessungs- und Ausführungsnormen zur Verfügung gestellt wurde, das auf einem einheitlichen baustoff- und bauartübergreifenden, wahrscheinlichkeitstheoretischen Sicherheitskonzept basiert.

Bei der Anwendung des Konzeptes ist zu beachten, dass nicht jegliche Gefährdung eliminiert werden kann und dass ein auf ein bestimmtes Maß zu beschränkendes Restrisiko akzeptiert werden muss. Aus diesem Grund wurde die Zuverlässigkeit als Kriterium für die Festlegung von Anforderungen eingeführt, wobei dem Grundsatz der Verhältnismäßigkeit der Mittel eine entscheidende Bedeutung zugewiesen wurde.

In diesem Sinn orientieren sich quantitative Angaben in den „Grundlagen“ an früheren Festlegungen in technischen Regelwerken, die sowohl dem Sicherheitsbedürfnis der Öffentlichkeit als auch den Anforderungen an die Wirtschaftlichkeit entsprechen [GruSiBau - 1981].

Insbesondere für die Regeln der Bemessung wurden in Anbetracht technischer Randbedingungen auch pragmatische Lösungen bei der Erarbeitung der „Grundlagen“ berücksichtigt.

Im Grundsatz entsprechen die aktuellen Regelungen des Eurocode [DIN EN 1990:2010-12] den damaligen Ausführungen zum Sicherheitskonzept. Schon 1981 wurden die Anforderungen an die Zuverlässigkeit baulicher Anlagen in Abhängigkeit von der Nutzungsdauer und unter Berücksichtigung wirtschaftlicher Gegebenheiten festgelegt, sowie Gefährdungen in ständige, vorübergehende und außergewöhnliche Situationen unterschieden. Im Hinblick auf die möglichen Folgen von Gefährdungen wurden unterschiedliche Sicherheitsklassen eingeführt.

Hinsichtlich der Bemessung wurde darauf aufmerksam gemacht, dass zur Zuverlässigkeit baulicher Anlagen die zufallsbedingten Streuungen der maßgebenden Einflussgrößen sowie zufällige und systematische Fehler zu berücksichtigen sind. Es wurde vorgeschlagen, die Eigenschaften von Baustoffen durch stochastische Verteilungsfunktionen zu beschreiben. Mit Hilfe des Zuverlässigkeitsnachweises soll sichergestellt werden, dass die Grenzzustände der Trag- und Gebrauchsfähigkeit mit hinreichender Wahrscheinlichkeit innerhalb eines vorgegebenen Bezugszeitraumes nicht erreicht werden.

Weiterhin werden Zuverlässigkeitsindizes für einen Bezugszeitraum von einem Jahr in Abhängigkeit von den Sicherheitsklassen ausgewiesen, die in quantitativer Sicht an den bisherigen Erfahrungen mit den damals bestehenden Normen kalibriert wurden ( $\beta = 4,7$ , RC 2). Bei vorübergehenden und außergewöhnlichen Situationen darf eine Reduktion des Sicherheitsindex  $\beta$  akzeptiert werden, sofern dem Sicherheitsbedürfnis der Öffentlichkeit durch entsprechende Maßnahmen Rechnung getragen wird. Insbesondere im Hinblick auf den vertretbaren Aufwand darf in bestimmten Fällen auch bei ständigen Situationen analog verfahren werden [GruSiBau - 1981]. Aufgrund dieser Aussage kann die Ableitung eines reduzierten Zuverlässigkeitsindex für das Bauen im Bestand auch in Übereinstimmung mit den Inhalten der [GruSiBau - 1981] gesehen werden.

Zur normativen Umsetzung des im Grundsatz schon 1981 erarbeiteten und vorgeschlagenen Nachweisverfahrens kam es in der Bundesrepublik Deutschland bauartübergreifend erst mit der Einführung von [DIN 1055-100:2001-03] im Jahr 2001. In Verbindung mit [DIN 1045-1:2001-07] basiert die Bemessung von Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen seitdem auf einem semiprobabilistischen Nachweisverfahren unter Verwendung von Teilsicherheitsbeiwerten.

## **6.8 Hinweise der ARGEBAU**

Auf der Bauministerkonferenz (ARGEBAU) wurde 2006 das Dokument „*Hinweise für die Überprüfung der Standsicherheit von baulichen Anlagen durch den Eigentümer/Verfügungsberechtigten*“ [ARGEBAU - 2006] erarbeitet und veröffentlicht. Danach trägt seit jeher der Eigentümer/Verfügungsberechtigte die Verantwortung für die ordnungsgemäße Instandhaltung, Wartung, Überprüfung und ggf. Instandsetzung sowie die Verkehrssicherheit der baulichen Anlage, unabhängig davon, ob es sich um private Eigentümer/Verfügungsberechtigte oder um öffentliche wie Bund, Länder oder kommunale Körperschaften handelt.

Es kann weiterhin davon ausgegangen werden, dass bauliche Anlagen bei ordnungsgemäßer Planung und Bauausführung und bei bestimmungsgemäßem Gebrauch für die übliche Nutzungsdauer den bausicherheitsrechtlichen Anforderungen entsprechen [ARGEBAU - 2006].

Um das Risiko negativer Auswirkungen infolge Alterung einzuschränken, werden regelmäßige Überprüfungen empfohlen. Die dazu aufgeführten, umfangreichen Empfehlungen finden sich auch in der VDI Richtlinie 6200 [VDI 6200:2010-02] wieder.

Sowohl für das Errichten als auch für das Instandhalten, Ändern und Beseitigen von baulichen Anlagen gelten die gesetzlichen Vorschriften der Landesbauordnung (LBO) in Form der eingeführten Technischen Baubestimmungen, wobei der Bestandsschutz bei der Nachrechnung bestehender Tragwerke eine Ausnahme von diesem Prinzip begründen kann [Betonkalender - 2015].

Das entsprechende Schriftstück hierzu wurde 2008 durch „*Hinweise und Beispiele zum Vorgehen beim Nachweis der Standsicherheit beim Bauen im Bestand*“ [ARGEBAU - 2008] veröffentlicht. Danach haben bauliche Anlagen grundsätzlich auch weiterhin Bestandsschutz, wenn sie nicht mehr dem inzwischen geänderten Baurecht (z. B. den eingeführten Technischen Baubestimmungen) entsprechen [ARGEBAU - 2008]. Somit ist eine Überprüfung infolge neu erlassener Vorschriften grundsätzlich nicht erforderlich [Betonkalender - 2015].

Der Begriff des Bestandsschutzes kann direkt aus Art. 14 des Grundgesetzes (Grundrecht auf Eigentum) abgeleitet werden und ist in keiner baurechtlichen Vorschrift explizit geregelt. Bestandsschutz kann als Abwehrgargument privater Bürger gegen Nachrüstungsauflagen der hoheitlichen Bauaufsicht gemäß § 3 MBO verstanden und somit nur für Privateigentum geltend gemacht werden [HIS - 2011].

Während bei privaten Bauwerken auf Basis des Eigentumsgrundrechts somit grundsätzlich von Bestandsschutz ausgegangen werden darf, gilt dies nicht in gleichem Maße für die öffentliche Hand. Insbesondere nicht, wenn dies in einschlägigen Spezialvorschriften, wie z. B. für den Bereich Wasserbau in § 48 WaStrG, ausgeschlossen wird. Dies hat zur Folge, dass entsprechende Tragwerke grundsätzlich nach den allgemein anerkannten Regeln der Technik nachgewiesen werden müssen, die im Stahlbetonbau derzeit durch die Neubaunormen (Eurocodes) wiedergegeben werden.

Unter Wahrung des baurechtlichen Bestandsschutzes dürfen allerdings nur solche Maßnahmen durchgeführt werden, welche die ursprüngliche Standsicherheit der baulichen Anlage auch weiterhin nicht gefährden. Bei Umnutzung, höheren Lasten, erheblichen Umbauten oder erkennbaren Sicherheitsdefiziten (sei es infolge eingetretener Schäden oder durch festgestellte signifikante Sicherheitsdefizite innerhalb der ursprünglichen Normen) ist eine Überprüfung der Standsicherheit erforderlich.

Die tragenden Strukturen sind hierbei grundsätzlich nach den aktuellen technischen Baubestimmungen zu bemessen [ARGEBAU - 2008]. Davon zwingend betroffen sind zunächst jedoch nur die unmittelbar von der Änderung berührten Bauteile. So darf z. B. die Aufnahme der weiterzuleitenden Lasten aus eigenständigen neuen Bauteilen in Bestandsbauteile zunächst mit den ursprünglichen bautechnischen Vorschriften nachgewiesen werden [ARGEBAU - 2008], solange sich keine signifikanten Lasterhöhungen etc. ergeben.

Weiterhin ist zu beachten, dass eine Vermischung verschiedener Normengenerationen zum Nachweis bestehender Tragwerke nicht erlaubt ist. Dieses Mischungsverbot ist allerdings nicht immer voll durchsetzbar. Vieles hängt vom Einzelfall ab und muss dann individuell entschieden werden [DBV-Heft 24 - 2014].

Aus diesem Grund ist für die Beurteilung alter Bauwerke aus technischer und juristischer Sicht die Kenntnis der bei der Planung und Errichtung geltenden Vorschriften erforderlich. Die Zubilligung des Bestandsschutzes hängt u. a. davon ab, ob diese Vorschriften bei der ursprünglichen Errichtung eingehalten worden sind.

Weitere Hinweise zum Bestandsschutz können z. B. [Messer - 1999] und [DBV - 2008] entnommen werden.

Grundlagen für einen reduzierten Zielzuverlässigkeitsindex oder für modifizierte Teilsicherheitsbeiwerte lassen sich aus den ARGEBAU-Hinweisen nicht ableiten.

## **6.9 VDI-Richtlinie 6200: Standsicherheit von Bauwerken – Regelmäßige Überprüfung**

Die VDI-Richtlinie „*Standsicherheit von Bauwerken – Regelmäßige Überprüfung*“ [VDI 6200:2010-02] vertieft und ergänzt die „*Hinweise für die Überprüfung der Standsicherheit von baulichen Anlagen durch den Eigentümer/Verfügungsberechtigten*“ [ARGEBAU - 2006] der Bauministerkonferenz durch die Einbeziehung weiterer statisch-konstruktiver Merkmale sowie durch ergänzende technische Erläuterungen und Hilfsmittel zur Beurteilung der Standsicherheit baulicher Anlagen.

Unabhängig davon, ob es sich um Neu- oder Bestandsbauwerke handelt, enthält die Richtlinie als Grundlage für die regelmäßige Bauwerksüberprüfung und die damit einhergehende Beurteilung der Standsicherheit eine Einteilung der baulichen Anlagen in Bauwerkstypen durch Einstufung in Schadensfolge- und Robustheitsklassen auf statisch-konstruktiver Basis, die auch zur Festlegung der erforderlichen Zeitintervalle für die regelmäßigen Überprüfungen dient.

Weiterhin werden Vorgaben für die Bestandsdokumentation formuliert und Anforderungen an die Überprüfenden definiert. Die Richtlinie enthält zudem Empfehlungen, was bei der Planung und Erstellung von baulichen Anlagen beachtet werden soll, um eine effiziente, regelmäßige und wirtschaftliche Überprüfung der Standsicherheit durchführen zu können.

Während sich die Hinweise der [ARGEBAU - 2006, ARGEBAU - 2008] vorwiegend an Gebäudeeigentümer und Verfügungsberechtigte wendet, richtet sich [VDI 6200:2010-02] vor allem an die am Bau beteiligten Fachleute. Für diese Zielgruppe bietet sie eine strukturierte Vorgehensweise mit praktischen Arbeitsunterlagen, Entscheidungshilfen, Checklisten und weiteren Kriterien für einwandfreies technisches Handeln an.

Vergleichbar zu den Hinweisen der ARGEBAU können auch aus der VDI-Richtlinie keine Grundlagen für einen reduzierten Zielzuverlässigkeitsindex oder für modifizierte Teilsicherheitsbeiwerte abgeleitet werden. Unabhängig davon könnte jedoch z. B. auf Basis verkürzter Prüfintervalle eine solche Vorgehensweise begründet werden.

## 6.10 BMVI: Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand

Die „Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand“ (Nachrechnungsrichtlinie) [Nachrechnungsrichtlinie - 2011] des Bundesministeriums für Verkehr und digitale Infrastruktur (BMVI) gilt für die nachträgliche Bewertung der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit bestehender Straßenbrücken, die nicht nach aktuellem Normungsstand geplant und errichtet wurden. Die Anwendung der Richtlinie auf neu errichtete Bauwerke, die fehlerhaft geplant oder ausgeführt wurden, ist wie die Anwendung für lokal begrenzte Änderungs-, Ergänzungs- oder Verstärkungsmaßnahmen ausgeschlossen.

Die Richtlinie dient dem Ziel, die Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit bestehender Straßenbrücken unter Berücksichtigung des gestiegenen Verkehrsaufkommens, der Fortentwicklung der Bautechnik und des aktuellen Bauwerkszustandes realistisch zu beurteilen, was nicht ausschließlich auf Basis des aktuellen Regelwerkes zur Errichtung von Brücken erfolgen kann.

Im Vergleich zur Bemessung von Neubauten ermöglicht der Erkenntniszugewinn am Bestandstragwerk, insbesondere hinsichtlich Eigenlast und Baustoffeigenschaften, angepasste Nachweisverfahren. In der Nachrechnungsrichtlinie befinden sich zur Nachrechnung bestehender Tragwerke auf Basis der DIN-Fachberichte 102 bis 104 bzw. der Eurocodes DIN EN 1992 bis DIN EN 1994 und DIN EN 1996 deshalb für alle Konstruktionsarten des Massiv-, Stahl- und Stahlverbundbaus spezifische Regelungen und ergänzende Hinweise.

Die Richtlinie sieht ein gestuftes Verfahren hinsichtlich der Nachweisführung und des Untersuchungsaufwands am Bauwerk vor, vgl. Tab. 6.7. Grundlage dieser Vorgehensweise ist eine vorhergehende Bewertung des Bauwerkszustandes unter Beachtung aller relevanten Informationen. Hierzu gehören auch alle in der Vergangenheit in der Praxis gesammelten Erfahrungen zu Tragwerksart, Querschnittsform und Bauverfahren. Die sichere Bewertung der Standsicherheit ist, neben der wirtschaftlichen Beurteilung eines Tragwerkes unter Berücksichtigung der Restnutzungsdauer, nur unter Beachtung der Gesamtheit aller gewonnenen Erkenntnisse durch einen entsprechend Sachkundigen möglich.

**Tab. 6.7:** Stufen der Nachweisführung nach [Nachrechnungsrichtlinie - 2011]

<b>Stufe 1</b>	Nachweisführung ausschließlich nach DIN-Fachberichten 102 bis 104 bzw. nach den Eurocodes DIN EN 1992 bis 1994 und 1996
<b>Stufe 2</b>	Berücksichtigung spezieller und ergänzender Regelungen zu Stufe 1
<b>Stufe 3</b>	Berücksichtigung von am Bauwerk ermittelten Messergebnissen
<b>Stufe 4</b>	Berücksichtigung wissenschaftlicher Methoden zum Nachweis ausreichender Tragsicherheit

Die Nachrechnungsergebnisse werden durch die Ausweisung von Nachweisklassen abschließend bewertet, vgl. Tab. 6.8. Die Nachweisklasse gibt an, wie die Nachweise geführt wurden und ob sich daraus Nutzungseinschränkungen für das Tragwerk, wie z. B. eine eingeschränkte Nutzungsdauer etc. ergeben.



**Tab. 6.8:** Nachweisklassen nach [Nachrechnungsrichtlinie - 2011]

<b>Nachweisklasse A</b>	Nachweis der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit nach Stufe 1 ohne Einschränkungen
<b>Nachweisklasse B</b>	keine Nutzungseinschränkungen bei Nachrechnung nach Stufe 2, 3 und 4
<b>Nachweisklasse C</b>	einschränkende Nutzungsaufgaben bei Nachrechnung nach Stufe 2, 3 und 4

Bei Anwendung der Richtlinie soll das Bauwerk mit Ablauf der eingeschränkten Nutzungsdauer im Rahmen einer Nachrechnung erneut bewertet werden oder es erfolgt dessen Ertüchtigung, Erneuerung oder Rückbau. Die rechnerische Restnutzungsdauer wird aus den Nachweisen der Ermüdungssicherheit bestimmt.

In der Richtlinie sind neben Hinweisen zur Bestandserfassung auch charakteristische Kennwerte historischer Werkstoffe, Einwirkungskenngrößen und modifizierte Teilsicherheitsbeiwerte enthalten.

Bei der Bestimmung der Teilsicherheitsbeiwerte für Einwirkungen und Widerstände dürfen bekannte Größen berücksichtigt werden, wobei zur zuverlässigen Bewertung des Bestandsbauwerkes detaillierte Untersuchungen wie z. B. Baustoffprüfungen erforderlich sind. Mit Hilfe der Vorgehensweise soll unter Aufrechterhaltung des nach Eurocode [DIN EN 1990:2010-12] geforderten Zuverlässigkeitsniveaus die Ausnutzung von Tragfähigkeitsreserven ermöglicht werden.

Nachweise der Stufe 1, 2 und 3 sind mit den in den DIN-Fachberichten 102 bis 104 bzw. Eurocodes DIN EN 1992 bis DIN EN 1994 und DIN EN 1996 festgelegten Teilsicherheitsbeiwerte zu führen, wobei innerhalb der Stufen 2 und 3 auch modifizierte Teilsicherheitsbeiwerte verwendet werden dürfen. Für Nachweise der Stufe 4 bedarf es besonderer Festlegungen.

Gegenüber der Bestandsstatik darf eine weitere Aktivierung von Tragfähigkeitsreserven auch durch eine genauere und realistischere Modellierung des Tragverhaltens im Rahmen der Schnittgrößenermittlung erzielt werden.

Im Vergleich zur Erstellung von Neubauten erfolgen im Nachweiskonzept zur Bewertung bestehender Brückenbauwerke somit Anpassungen auf der Einwirkungs- und Widerstandsseite sowie innerhalb der rechnerischen Nachweisgleichungen selbst.

### **6.11 DB-Ril-805: Tragsicherheit bestehender Eisenbahnbrücken**

Die am 01.01.1997 in Kraft getretene Richtlinie „*Tragsicherheit bestehender Eisenbahnbrücken*“ [DB-Ril-805 - 2010] aus der Modulfamilie 805 der Deutschen Bahn AG ist für den Nachweis der Tragsicherheit bestehender Eisenbahnbrücken aller Bauarten und Stützweiten mit einem Mindestalter von 6 Jahren gültig. Sie soll dem Nutzer Hilfen für eine möglichst wirklichkeitsnahe Beurteilung eines Bauwerkes bieten und wurde seit deren Veröffentlichung mehrmals überarbeitet. Die letztmaligen Änderungen sind zum 01.12.2010 in Kraft getreten.

Ursächlich für die Erstellung der Richtlinie war, dass bestehende Tragwerke nicht allein auf Basis des für die Erstellung von Neubauten verbindlichen Regelwerkes bewertet werden können, da die Besonderheiten bestehender Tragwerke darin nicht richtig erfasst werden.

Soll die Tragfähigkeit eines Bauwerkes auf Basis der Richtlinie nachgewiesen werden, ist neben der Ermittlung des Bauwerkszustandes die stichprobenhafte Prüfung von Bauwerksart und statischem System sowie der Bauwerksabmessungen und Einflussfaktoren der Einwirkungen unerlässlich.

Die Richtlinie sieht die Bewertung eines Bestandstragwerks unter Berücksichtigung des aktuellen Erhaltungszustandes vor. Die Ermittlung des Bauwerkswiderstandes darf gemäß des zum Errichtungszeitpunkt gültigen Regelwerk, dem zum Zeitpunkt der letzten Nachrechnung gültigen Regelwerk oder nach aktuell gültigem Regelwerk erfolgen. Sofern dem Tragfähigkeitsnachweis nicht die Ursprungsstatik bzw. die statischen Unterlagen der letzten Nachrechnung zugrunde liegt, sollten die Schnittkräfte nach dem Stand der Technik ermittelt werden [DB-Ril-805 - 2010].

Somit kann die Tragfähigkeit nach globalem Sicherheitskonzept unter Beachtung zulässiger Spannungen oder auf Basis des Teilsicherheitskonzeptes unter Verwendung von Teilsicherheitsbeiwerten nachgewiesen werden, wobei die Kombination beider Verfahren unzulässig ist. Ausgehend von den Berechnungsergebnissen wird die Tragsicherheit in vier Stufen mit steigendem Genauigkeitsgrad unterteilt, vgl. Tab. 6.9.

**Tab. 6.9:** Bewertungsstufen der [DB-Ril-805 - 2010]

<b>Stufe 1</b>	Abschätzen der Tragsicherheit durch generalisierende ingenieurmäßige Betrachtung
<b>Stufe 2</b>	Nachweis der Tragsicherheit durch Berechnungen auf Basis der vorhandenen Statik
<b>Stufe 3</b>	Nachweis der Tragsicherheit durch Anwendung komplexer Rechenmethoden zur Erschließung zusätzlicher Tragreserven der Konstruktion
<b>Stufe 4</b>	Nachweis der Tragsicherheit durch messwertgestützte Berechnungen

Hinsichtlich der Grundlagen zur Nachrechnung von Bestandstragwerken auf Basis des Teilsicherheitskonzeptes verweist [DB-Ril-805 - 2010] auf die Festlegungen in [DIN 1055-100:2001-03] bzw. Kapitel II [DIN-Fachbericht 101 - 2009], obwohl im Nachweiskonzept der Richtlinie auch modifizierte Teilsicherheitsbeiwerte Berücksichtigung finden.

So variiert z. B. der Teilsicherheitsbeiwert für ständige Einwirkungen auf Betonkonstruktionen in Abhängigkeit vom erzielbaren Genauigkeitsgrad bei der Gewichtsermittlung zwischen  $\gamma_G = 1,30$  (überschlägige Massenermittlung) und  $\gamma_G = 1,20$  (Massenermittlung nach Plan, Überprüfung vor Ort).

Zur Berücksichtigung des aktuellen Erhaltungszustandes eines Tragwerks wird im Nachweiskonzept der Richtlinie zusätzlich der Teilsicherheitsbeiwert  $\gamma_B$  eingeführt.

Der Bemessungswert der Baustoffeigenschaften  $X_d$  ergibt sich somit aus der charakteristischen Baustoffeigenschaft  $X_k$  unter Berücksichtigung der Teilsicherheitsbeiwerte  $\gamma_M$ ,  $\gamma_B$  und des Umrechnungsbeiwertes  $\eta$ . Der Teilsicherheitsbeiwert  $\gamma_M$  kann in Abhängigkeit vom Werkstoff ebenfalls der Richtlinie entnommen werden.

$$X_d = \eta \cdot X_k / (\gamma_M \cdot \gamma_B) \quad (6.1)$$

Wird für Beton- und Stahlbetonbauteile der Bemessungswert der Beanspruchbarkeit  $R_d$  aus den Bemessungstabellen nach DIN 1045 (1972-1988) bestimmt, sind die Tafelwerte, die die zulässigen Schnittgrößen (zul  $S$ ) unter Berücksichtigung von globalen Sicherheitsfaktoren  $\gamma_{gl}$  angeben, wie folgt umzurechnen:

$$R_d = \text{zul } S \cdot (\gamma_{gl} / \gamma_M) \cdot (1 / \gamma_B) \quad (6.2)$$

Im aktuellen Sicherheitskonzept werden Teilsicherheitsbeiwerte auf der Einwirkungs- und Widerstandsseite berücksichtigt. Im Bemessungswert  $\text{zul } S$  ( $\rightarrow S_d$ ) ist der Teilsicherheitsbeiwert  $\gamma_F$  bereits enthalten. Daher müssen die Tafelwerte um den Faktor  $\gamma_F = \gamma_{gl} / \gamma_M$  angehoben werden, um den Bemessungswert der Beanspruchbarkeit  $R_d$  zu erhalten.

Zusammenfassend werden in [DB-Ril-805 - 2010] Hinweise zur Nachrechnung und Bewertung bestehender Eisenbahnbrücken in Abhängigkeit von ihrer Bauweise angegeben. Insbesondere gehören hierzu, neben den allgemeinen Grundsätzen und Bewertungsprinzipien, Angaben bezüglich charakteristischer Werkstoffkennwerte, Einwirkungskenngrößen und modifizierte Teilsicherheitsbeiwerte.

## **6.12 DAfStb-Richtlinie: Belastungsversuche an Betonbauwerken**

Grundsätzlich kann die Tragfähigkeit eines Bauteils auch durch Probelastung nachgewiesen werden. In DIN 1045 war diese Vorgehensweise bis zum Erscheinen der Ausgabe 1972 [DIN 1045:1972-01] detailliert beschrieben. Vorbehalte gegen die Aussagekraft von Tragwerksversuchen unterhalb des Traglastniveaus führten allerdings zu einer Streichung des Abschnittes aus der Norm [Schnell et al. - 2014].

In der Praxis wuchs daraufhin wieder das Bedürfnis, Grundlagen für die Durchführung von Belastungsversuchen zu schaffen. Ursächlich hierfür war, dass sich bestehende Konstruktionssysteme einerseits als problemlos tragfähig, andererseits aber als rechnerisch schwer nachweisbar erwiesen hatten. Als Folge wurde die DAfStb-Richtlinie „*Belastungsversuche an Betonbauwerken*“ [DAfStb - 2000] erarbeitet und im Jahr 2000 veröffentlicht.

In der Richtlinie werden die Grundlagen zur Durchführung von in-situ Belastungsversuchen an Bauwerken oder Bauwerksteilen des Hochbaus aus Beton und Stahlbeton durch besonders qualifizierte Stellen beschrieben.

Belastungsversuche dürfen hierbei zur Ergänzung des Standsicherheitsnachweises bestehender Bauwerke aus besonderem Anlass durchgeführt werden, wenn die Standsicherheit trotz gründlicher Bauwerksuntersuchung und Berechnung nicht nachgewiesen werden kann. Die Versuche sind so auszulegen, dass das Tragwerk während der Probelastung nach Möglichkeit nicht dauerhaft geschädigt wird [DAfStb - 2000].

Die Anwendung beschränkt sich auf schadhafte oder umzunutzende Bauwerke, für die die Kenntnisse des Berechnungsmodells, des Zusammenwirkens von Bauteilen oder Bauteilabschnitten oder der Wirksamkeit zuvor durchgeführter Verstärkungsmaßnahmen nicht ausreichen [DAfStb - 2000].

Bei Versagensarten ohne Vorankündigung (z. B. Schubdruckbruch) bleibt die Beurteilung des Sicherheitsniveaus jedoch weiter problematisch, sofern das Tragwerk nicht – über die Ziellasten der Richtlinie hinausgehend – probeweise bis zur rechnerischen Bruchlast beansprucht wird [Schnell et al. - 2014].

Abweichend zu [DIN 1045-1:2001-07] dürfen gemäß [DAfStb - 2000] die nachfolgend aufgeführten modifizierten Teilsicherheitsbeiwerte unter der Voraussetzung verwendet werden, dass die ständigen Einwirkungen und charakteristischen Materialkennwerte durch Untersuchungen bekannt sind:

- ständige Einwirkungen	$\gamma_G = 1,15$
- Tragwiderstand Beton	$\gamma_C = 1,40$
- Tragwiderstand Betonstahl	$\gamma_S = 1,10$

Eine weiterführende Absenkung von Teilsicherheitsbeiwerten wird nicht ausgeschlossen, sondern ist im Einzelfall zu begründen.

### **6.13 DAfStb-Heft 467: Verstärken von Betonbauteilen – Sachstandbericht**

Mit Heft 467 des DAfStb [DAfStb-Heft 467 - 1991] wird qualifizierten Fachleuten ein Überblick über vorhandene Erfahrungen zum Verstärken von Betonbauteilen vermittelt, indem die diesbezüglichen Grundsätze erläutert werden. Es werden Angaben zur Beurteilung des Ist-Zustandes gemacht sowie verschiedene Verstärkungsmöglichkeiten (Beton, eingeschlitzte Bewehrung, externe Spannglieder, Laschen aus Stahl und anderen Werkstoffen) detailliert hinsichtlich Bemessung, Ausführung, Baustofftechnologie und Qualitätssicherung beschrieben.

In Kapitel 2.2 des Sachstandberichtes werden modifizierte Teilsicherheitsbeiwerte für die Einwirkungs- und Widerstandsseite ausgewiesen, deren Absenkung durch den möglichen Erkenntnisgewinn am bestehenden Tragwerk begründet wird.

Gemäß Sachstandbericht darf bei zu verstärkenden Betonbauteilen der Teilsicherheitsbeiwert für bekannte, zum Zeitpunkt der Verstärkung bereits wirkende Eigenlasten auf  $\gamma_G = 1,15$  reduziert werden [DAfStb-Heft 467 - 1991]. Für später aufgebrauchte Eigenlasten, sonstige ständige Lasten sowie veränderliche Einwirkungen gelten dagegen die normgemäßen, auch für Neubauten maßgebenden Lastansätze und Teilsicherheitsfaktoren.

Auf der Widerstandsseite dürfen die Teilsicherheitsbeiwerte  $\gamma_C = 1,4$  für Beton und  $\gamma_S = 1,1$  für Betonstahl unter der Voraussetzung verwendet werden, dass die Abmessungen des Bauteils genau bekannt sind [DAfStb-Heft 467 - 1991].

Analog zu Anhang D [DIN EN 1990:2010-12] sieht die Richtlinie vor, Bemessungswerte direkt aus den Prüfergebnissen von Materialuntersuchungen zu bestimmen:

$$X_d = \eta_d \cdot m_x \cdot \{1 - k_n \cdot v_x\} \quad (6.3)$$

Der Teilsicherheitsbeiwert für den Tragwiderstand setzt sich nach [CEB-FIB - 1993] und [Taerwe - 1993] wie folgt zusammen:

$$\gamma_M = \eta \cdot \gamma_{Rd} \cdot \gamma_m \quad (6.4)$$

Während  $\gamma_m$  bereits in  $X_d$  enthalten ist, müssen die Faktoren  $\eta$  und  $\gamma_{Rd}$  zur Sicherstellung der erforderlichen Bauteilzuverlässigkeit explizit berücksichtigt werden. Der sich aus den Ergebnissen der Werkstoffprüfungen ergebende Wert  $X_d$  ist aus diesem Grund noch durch das Produkt  $\eta \cdot \gamma_{Rd}$ , vgl. Tab. 6.10, zu dividieren [DAfStb-Heft 467 - 1991].

**Tab. 6.10:** Faktoren  $\eta \cdot \gamma_{Rd}$  zur Bestimmung von Bemessungswerten auf Basis von Prüfergebnissen [DAfStb-Heft 467 - 1991]

Randbedingung	Baustoff	$\eta \cdot \gamma_{Rd}$
generell	Beton	1,2
	Betonstahl	1,1
bei guter Kenntnis der Geometrie	Beton	1,15
	Betonstahl	1,08

mit:

- $X_k$  Charakteristischer Wert einer Baustoff- oder Produkteigenschaft;
- $X_d$  Bemessungswert einer Baustoff- oder Produkteigenschaft;
- $m_x$  Mittelwert der Messergebnisse aus Werkstoffprüfungen;
- $k_n$  Faktor gemäß DIN EN 1990, Tabelle D.2 bzw. D.3 [DIN EN 1990:2010-12];
- $v_x$  Variationskoeffizient der Messergebnisse aus Werkstoffprüfungen;
- $\eta_d$  Umrechnungsfaktor (Probengeometrie, Probengröße, Belastungsgeschwindigkeit);
- $\eta$  Umrechnungsbeiwert (Probekörper – Bauwerk);
- $\gamma_M$  Teilsicherheitsbeiwert für eine Bauteileigenschaft unter Berücksichtigung von Modellunsicherheiten und Größenabweichungen;
- $\gamma_m$  Teilsicherheitsbeiwert für Materialstreuungen und Streuungen des Umrechnungsbeiwertes;
- $\gamma_{Rd}$  Teilsicherheitsbeiwert zur Berücksichtigung der Modellunsicherheiten des Widerstandsmodells.

Bei der Bestimmung von Bemessungswerten auf der Basis von Prüfungsergebnissen muss beachtet werden, dass die gemessenen Werte von der Belastungsdauer, -geschichte, -größe und den Umgebungsbedingungen abhängig sind. In den Rechenmodellen ist dies durch entsprechende Faktoren oder Modellgesetze zu berücksichtigen.

Auf keinen Fall dürfen implizite Sicherheitsvorkehrungen der Bemessungsnormen aufgehoben werden, indem man Bemessungswerte nur auf der Basis von Prüfungsergebnissen bestimmt [DAfStb-Heft 467 - 1991].

## 6.14 Merkblätter des Deutschen Beton- und Bautechnik-Vereins

Vom Deutschen Beton- und Bautechnik-Verein (DBV) wurde mit dem Merkblatt „*Bauen in Bestand – Leitfaden*“ [DBV-Leitfaden - 2008] ein übergeordnetes Merkblatt veröffentlicht, das die beim Bauen im Bestand in Betracht zu ziehenden wesentlichen Aufgaben auflistet und mit Hinweisen versieht. In Bezug auf Bestandsaufnahme, -bewertung, Planung, Brandschutz und Bauausführung beinhaltet der Leitfaden ausführliche Angaben zur Abwicklung von Bauprojekten im Bestand. Weiterhin wird der Begriff „Bestandsschutz“ unter rechtlichen Aspekten für die am Bau Beteiligten erläutert und es werden Empfehlungen zur Erstellung von Bauverträgen formuliert.

Zusammenfassend stellt das Merkblatt eine übersichtlich in die einzelnen Aufgabengebiete gegliederte Arbeitsanweisung dar, die auch als „Checkliste“ verstanden werden kann und die ermöglicht, sich mit den Besonderheiten beim Umgang mit bestehender Bausubstanz vertraut zu machen.

Ergänzend zu o. g. Merkblatt wurde vom DBV das Merkblatt „*Beton und Betonstahl*“ [DBV-Beton und Betonstahl - 2008] erarbeitet, das auf Basis der historischen Stahlbetonbestimmungen von 1907 bis 2001 mechanische Kennwerte für die Werkstoffe Beton und Betonstahl enthält.

Bei der Zuordnung historischer Betone in aktuelle Betonfestigkeitsklassen nach [DIN EN 206-1:2001-07], handelt es sich jedoch nur um Anhaltswerte, die eine genauere Untersuchung des Konstruktionsbetons am Bestandsbauwerk nicht ersetzen können. Das Kapitel „Betonstahl“ des Merkblattes enthält einen Überblick über die in Deutschland verwendeten Betonstähle vom Beginn des Stahlbetonbaus bis zur Gegenwart. Weiterhin sind Arbeitslinien und charakteristische Materialkennwerte unterschiedlicher Betonstähle in diesem Kapitel enthalten.

Im 2013 veröffentlichten Merkblatt „*Modifizierte Teilsicherheitsbeiwerte für Stahlbetonbauteile*“ [DBV-MTSBW - 2013] wird die Vorgehensweise zum wirtschaftlichen Nachweis bestehender Stahlbetonbauteile auf Basis des aktuellen Regelwerkes [DIN EN 1990:2010-12] unter Verwendung modifizierter Teilsicherheitsbeiwerte beschrieben. Hierzu werden für die Werkstoffe Beton und Betonstahl modifizierte Teilsicherheitsbeiwerte in Abhängigkeit vom Variationskoeffizienten ausgewiesen. Die Anpassung der Teilsicherheitsbeiwerte wird mit einem zusätzlichen Informationsgewinn am Bestandstragwerk infolge einer qualifizierten Bestandsaufnahme begründet, zu deren Durchführung ebenfalls umfangreiche Erläuterungen im Merkblatt enthalten sind.

Die wissenschaftlichen Hintergründe der im [DBV-MTSBW - 2013] beschriebenen Vorgehensweise werden in [DBV-Heft 24 - 2014] erläutert. Unter anderem sind darin auch umfangreiche Parameterstudien enthalten, die letztendlich zur Festlegung der im Merkblatt ausgewiesenen Teilsicherheitsbeiwerte führten. Ergebnisse und Kapitel der vorliegenden Arbeit wurden bereits in [DBV-Heft 24 - 2014] vorab veröffentlicht.

Die das Bauen im Bestand betreffende Merkblattreihe wird mit den Merkblättern „*Bauwerksbuch*“ [DBV-Bauwerksbuch - 2007] und „*Brandschutz*“ [DBV-Brandschutz - 2008] ergänzt, die ebenfalls wertvolle Informationen und Hinweise bezüglich der beim Bauen im Bestand zu beachtenden Besonderheiten enthalten.

### 6.15 Probabilistic Model Code des JCSS

Das Joint Committee on Structural Safety (JCSS) ist eine internationale Vereinigung, die sich mit der Harmonisierung nationaler Regelwerke auf internationaler Ebene beschäftigt. Ziel der Vereinigung ist das Erreichen eines einheitlichen Sicherheitsniveaus für die verschiedenen Konstruktionsweisen innerhalb des Bauwesens.

Als Arbeitsschwerpunkte sind die numerische Überprüfung des Sicherheitsniveaus in den Eurocodes, die Entwicklung eines Nachweisformats unter Zugrundelegung eines probabilistischen Nachweiskonzeptes und die Erweiterung des Sicherheitskonzeptes zur Beurteilung bestehender Konstruktionen aufzuführen.

Im Jahr 2000 wurde der „*Probabilistic Model Code*“ [JCSS - 2000] mit umfassenden Hinweisen und einer Vorgehensbeschreibung zum Zuverlässigkeitsnachweis von Tragwerken auf probabilistischer Basis veröffentlicht.

Die im „*Probabilistic Model Code*“ [JCSS - 2000] für den Grenzzustand der Tragfähigkeit ausgewiesenen Zielzuverlässigkeitsindizes beziehen sich auf einen Bezugszeitraum von einem Jahr, vgl. Tab. 6.11.

**Tab. 6.11:** Zielwerte des Zuverlässigkeitsindex im GZT nach [JCSS - 2000]

Relative cost of safety measure	Consequences of failure		
	minor	moderate	large
large	$\beta = 3,1 (P_f \approx 10^{-3})$	$\beta = 3,3 (P_f \approx 5 \cdot 10^{-4})$	$\beta = 3,7 (P_f \approx 10^{-4})$
normal	$\beta = 3,7 (P_f \approx 10^{-4})$	<b><math>\beta = 4,2 (P_f \approx 10^{-5})</math></b>	$\beta = 4,4 (P_f \approx 5 \cdot 10^{-6})$
small	$\beta = 4,2 (P_f \approx 10^{-5})$	$\beta = 4,4 (P_f \approx 5 \cdot 10^{-6})$	$\beta = 4,7 (P_f \approx 10^{-6})$

In [JCSS - 2000] wird auch darauf hingewiesen, dass die Kosten zum Erreichen eines höheren Zielzuverlässigkeitsniveaus beim Bauen im Bestand wesentlich höher sind als bei der Erstellung von Neubauten, weshalb der Zielwert des Zuverlässigkeitsindex bei Bestandsbauten geringer als bei Neubauten angesetzt werden sollte.

Speziell für das Bauen im Bestand wurde im Jahr 2001 der Bericht „*Probabilistic Assessment of Existing Structures*“ [JCSS - 2001] veröffentlicht, der auf Basis des „*Probabilistic Model Code*“ [JCSS - 2000] erarbeitet wurde. Auch hierin wird auf die Unterschiede hinsichtlich der Sicherheitsbetrachtung von Neubauten im Vergleich zu Bestandstragwerken hingewiesen, die sich im Wesentlichen aus dem Erkenntnisgewinn im Bestandsfall ergeben und bei der Sicherheitsbetrachtung günstig genutzt werden dürfen.

Der Einfluss menschlicher und unvorhersehbarer Fehler auf die Versagenswahrscheinlichkeit von Tragwerken liegt in der Größenordnung eines Faktors von 10 [JCSS - 2001], was im zur Erstellung von Neubauten konzipierten Zuverlässigkeitskonzept impliziert ist. Bei bestehenden Tragwerken, die keine Schäden aufweisen, darf die zulässige Versagenswahrscheinlichkeit um diesen Faktor erhöht werden, da das Eintrittsrisiko menschlicher Fehler bei Bestandstragwerken nachweislich um ein Vielfaches kleiner als zum Zeitpunkt der Tragwerkserstellung ist.

Wird die zulässige Versagenswahrscheinlichkeit für bestehende Tragwerke hinsichtlich wirtschaftlicher Kriterien betrachtet, ergibt sich bei einer Versagenswahrscheinlichkeit von  $10^{-5}$  pro Jahr und Nachweisschnitt ein Optimum [JCSS - 2001].

Die in [JCSS - 2001] enthaltenen Empfehlungen zum Zielwert des Zuverlässigkeitsindex entsprechen den Angaben im Model Code [JCSS - 2000]. Im Vergleich zu Eurocode 0 [DIN EN 1990:2010-12] wird für eine mittlere Schadensfolgeklasse (etwa CC 2) in beiden Dokumenten eine um den Faktor 10 erhöhte, jährliche Versagenswahrscheinlichkeit zum Nachweis von Bestandstragwerken zugelassen. Zusätzlich enthalten beide Dokumente den Hinweis, dass der Zuverlässigkeitsindex beim Bauen im Bestand im Vergleich zur Erstellung von Neubauten geringer sein darf.

## **6.16 Gegenüberstellung und Bewertung bestehender Dokumente**

Während in Deutschland auf nationaler Ebene keine normativen Regelwerke bezüglich der Bewertung bestehender Tragwerke existieren, liegt auf internationaler Ebene mit der [ISO 13822:2010-08] ein Regelwerk vor, das die Bewertung von Bestandstragwerken auf wahrscheinlichkeitstheoretischer Basis ermöglicht. Die Norm basiert auf der [ISO 2394:1998-06], die gleichermaßen für Neubau und Bauen im Bestand anwendbar ist und auch ein den Eurocodes [DIN EN 1990:2010-12] vergleichbares Zuverlässigkeitskonzept auf semiprobabilistischer Basis enthält.

Dieses Zuverlässigkeitskonzept wurde im Prinzip schon 1981 mit der Veröffentlichung der [Grusibau - 1981] durch den NABau in der Bundesrepublik Deutschland vorgestellt, jedoch erst mit der Einführung von [DIN 1055-100:2001-03] in Verbindung mit [DIN 1045-1:2001-07] im Jahr 2001 bauartübergreifend umgesetzt.

In der Bundesrepublik wurden somit 20 Jahre benötigt, um das bestehende, deterministische Bemessungskonzept durch das wesentlich leistungsfähigere, semiprobabilistische Zuverlässigkeitskonzept allgemeingültig zu ersetzen (abgesehen von Spezialnormen (DIN 1056, DIN 4228) und den Mitte der 1990er Jahre schon bauaufsichtlich eingeführten Eurocode-Vornormen ENV (z. B. [DIN ENV 1992-1-1:1992-06] sowie dem ETV Beton der DDR von 1980).

In Anhang C, [DIN EN 1990:2010-12], sind die Grundlagen des Zuverlässigkeitskonzepts auf wahrscheinlichkeitstheoretischer Basis beschrieben, die den Ausführungen der [Grusibau - 1981] und [ISO 2394:1998-06] weitgehend entsprechen, vgl. Kapitel 4.2.5.

Die Verantwortung des Staates für die öffentliche Sicherheit und Ordnung, insbesondere Leben, Gesundheit und dafür, dass die natürlichen Lebensgrundlagen nicht gefährdet werden, wird derzeit durch die Vorgabe eines durch feste Teilsicherheits- und Kombinationsbeiwerte definierten Zuverlässigkeitsniveau wahrgenommen.

Aus diesem Grund wurden Anhang C, [DIN EN 1990:2010-12], wie auch die Anhänge von [ISO 2394:1998-06] und [ISO 13822:2010-08] nicht bauaufsichtlich eingeführt. Gleichwohl ist ihre Anwendung möglich, aber nur im Rahmen von Zustimmungen im Einzelfall (ZiE), die bei den zuständigen Bauaufsichtsbehörden beantragt werden müssen.



Die Eurocodes wurden vor dem Hintergrund der Erstellung neuer Tragwerke auf Basis des semiprobabilistischen Zuverlässigkeitskonzeptes und der Weiterentwicklung der Bemessungsmodelle erarbeitet. Die darin enthaltenen Sicherheitselemente (insbesondere Teilsicherheitsbeiwerte) wurden wahrscheinlichkeitstheoretisch hergeleitet, betragsmäßig aber überwiegend an den Erfahrungen und Bemessungsansätzen des vorangegangenen deterministischen Zuverlässigkeitskonzeptes, das ebenfalls zur Errichtung von Tragwerken erarbeitet wurde, kalibriert.

Werden bestehende Tragwerke auf Basis der zur Errichtung von Bauteilen konzipierten Regelwerke bewertet, führt dies grundsätzlich zu unwirtschaftlichen Berechnungsergebnissen, da bei der Bemessung von Neubauten im Vergleich zur Bewertung von Bestandsbauten unterschiedliche Voraussetzungen vorliegen.

So kann und soll der am Bestandstragwerk im Vergleich zum Neubau vorhandene Erkenntnisgewinn in Form von Informationen über vorhandene Einwirkungen, Querschnittsabmessungen und tatsächliche Materialkennwerte, der zur wesentlichen Reduktion von Unsicherheiten führt, auch bei der rechnerischen Bewertung berücksichtigt werden. Diesbezüglich sind in den aufgeführten Regelwerken [ISO 2394:1998-06], [ISO 13822:2010-08] und [Grusibau - 1981] entsprechende Hinweise enthalten.

In den Niederlanden liegt mit der Norm [NEN 8700:2011-12] bereits ein Regelwerk zur Bewertung bestehender Hochbauten und Brückenbauwerke vor, das als Ergänzung zum Eurocode EN 1990 konzipiert wurde und die Besonderheiten des Bauens im Bestand auf wahrscheinlichkeitstheoretischer Basis berücksichtigt. Neben modifizierten Teilsicherheitsbeiwerten auf der Einwirkungsseite werden hierin auch reduzierte Zielzuverlässigkeitsindizes für das Bauen im Bestand angegeben, vgl. Kapitel 6.5.

Ein ähnliches Regelwerk [ONR 24009:2013-05] existiert in Österreich. Hierin werden die Besonderheiten der Bauweise u. a. durch modifizierte Teilsicherheitsbeiwerte auf der Widerstandsseite berücksichtigt, die bei Einhaltung vorgegebener Toleranzabmaße verwendet werden dürfen. Das sicherzustellende Zuverlässigkeitsniveau bleibt allerdings auch beim Bauen im Bestand unverändert auf Neubauniveau.

Die Inhalte der Regelwerke [ISO 2394:1998-06] und [ISO 13822:2010-08] wurden in der Schweiz in der Normenreihe [SIA 269:2011-01] umgesetzt. Für mittlere Schadensfolgeklassen (vergleichbar RC2) beinhaltet die Norm einen Zielzuverlässigkeitsindex von  $\beta = 4,2$  pro Jahr, was einer zulässigen Versagenswahrscheinlichkeit von  $10^{-5}$  entspricht.

In Deutschland entstanden in den letzten Jahren mehrere Richtlinien mit Angaben zur Bewertung bestehender Tragwerke. In diesen Dokumenten werden die Grundgedanken der wahrscheinlichkeitstheoretischen Bewertung bestehender Tragwerke zwar berücksichtigt, aber nur im Rahmen des bauaufsichtlich akzeptablen Zuverlässigkeitsniveaus umgesetzt.

Die Brücken-Nachrechnungsrichtlinie [Nachrechnungsrichtlinie - 2011] sowie [DB-Ril-805 - 2010] wurden vor dem Hintergrund erarbeitet, dass Bestandstragwerke nicht immer allein auf der Basis von Neubaunormen bewertet werden können, sondern dass aufgrund des vorhandenen Erkenntnisgewinns am Bestandstragwerk angepasste Regelungen erforderlich sind.

Aus diesem Grund enthalten beide Dokumente Angaben zur Bewertung der Zuverlässigkeit unter Berücksichtigung des tatsächlichen Tragwerkzustandes und zu bestimmender Bauwerkskennwerte.

Zum Nachweis der Tragwerkszuverlässigkeit ist in beiden Dokumenten auch das den aktuellen Bemessungsnormen zugrunde liegende und in [DIN EN 1990:2010-12] verankerte semiprobabilistische Zuverlässigkeitskonzept vorgesehen, das unter anderem durch die Verwendung modifizierter Teilsicherheitsbeiwerte an die besonderen Randbedingungen beim Bauen im Bestand angepasst wird.

Beide Regelwerke gehen davon aus, dass das für Neubauten definierte operative Zuverlässigkeitsniveau auch mit dem modifizierten Nachweisverfahren aufrechterhalten wird. So enthält [Nachrechnungsrichtlinie - 2011] die Aussage: „ ... die Reserven des Tragwerks und der Baustoffe stärker auszunutzen, ohne das nach DIN EN 1990 geforderte Zielzuverlässigkeitsniveau einzuschränken.“

[DB-Ril-805 - 2010] verweist hinsichtlich des Zuverlässigkeitskonzeptes auf [DIN 1055-100:2001-03]. Demnach ist beabsichtigt, das dortige Zuverlässigkeitsniveau auch bei der Nachrechnung zu erreichen.

Informationen über Berechnungen zur quantitativen Kalibration der modifizierten Teilsicherheitsbeiwerte liegen für die DB-Richtlinie nicht und für die Nachrechnungsrichtlinie nur in sehr begrenztem Umfang vor [Maurer et al. - 2010]. Daher wurden die Teilsicherheitsbeiwerte höchstwahrscheinlich aufgrund vorhandener Erfahrungen und nicht mittels probabilistischer Berechnungen abgesenkt. Gegen diese Vorgehensweise ist grundsätzlich nichts einzuwenden. Schließlich wurden die in den Eurocodes enthaltenen Teilsicherheitsbeiwerte zur Erstellung von Neubauten überwiegend nach dieser Methode bestimmt. Inwieweit damit das normative Zuverlässigkeitsniveau auch beim Bauen im Bestand zu erreichen ist, muss allerdings hinterfragt werden.

Trotzdem ist für Bestandstragwerke hieraus keine erhöhte, tatsächliche Versagenswahrscheinlichkeit abzuleiten, da durch den Erkenntnisgewinn am bereits bestehenden Objekt ausreichend Kompensationsmöglichkeiten zur Verfügung stehen. Genauso sehen es auch die Regelwerke ISO 2394, ISO 13822 und Grusbau vor, nämlich dass beim Bauen im Bestand die Verwendung eines reduzierten operativen Zielzuverlässigkeitsindex möglich ist.

In [DAfStb-Heft 467 - 1991] und in der DAfStb-Richtlinie „Belastungsversuche an Betonbauwerken“ [DAfStb - 2000] sind ebenfalls modifizierte Teilsicherheitsbeiwerte enthalten. Auch hier ist davon auszugehen, dass die Größen aufgrund vorhandener Erfahrung und weniger auf Basis probabilistischer Berechnungen festgelegt wurden. Diesbezüglich befinden sich in den Dokumenten allerdings keinerlei Angaben. Auch hier wird die Absenkung der Teilsicherheitsbeiwerte über den möglichen Erkenntnisgewinn am Bestandstragwerk begründet.

In Tab. 6.12 werden modifizierte Teilsicherheitsbeiwerte bereits vorliegender Normen und Richtlinien den für die Erstellung von Neubauten maßgebenden Teilsicherheitsbeiwerten der Eurocodes EN 1990 und EN 1992 gegenübergestellt.

**Tab. 6.12:** Teilsicherheitsbeiwerte unterschiedlicher Regelwerke (Stahlbetonbau)

Regelwerk	ständige Einwirkungen		Beton	Betonstahl	
	$\gamma_G$		$\gamma_c$	$\gamma_s$	
[DIN EN 1990:2010-12]	1,35		-	-	
[DIN EN 1992-1-1:2011-01]	-		1,50	1,15	
[ONR 24009:2013-05]	-		1,35 - 1,45	1,05	
[NEN 8700:2011-12] <sup>a)</sup>	1,30		1,50	1,15	
[Nachrechnungsrichtlinie – 2011]	1,20		1,50	ab 1943	1,05
				vor 1943	1,155
[DB-Ril-805 - 2010]	Massen- Ermittlung	überschl.	1,30	1,50	1,20
		nach Plan	1,25		
		geprüft	1,20		
[DAfStb-Heft 467 - 1991]	1,15 <sup>b)</sup>		1,40	1,10	
[DAfStb - 2000]	1,15 <sup>c)</sup>		1,40	1,10	
<sup>a)</sup>	Reconstruction level				
<sup>b)</sup>	für bekannte, zum Zeitpunkt der Verstärkung bereits wirkende Eigenlasten				
<sup>c)</sup>	wenn die ständigen Einwirkungen durch Untersuchungen bekannt sind				

Anhand der Zusammenstellung wird ersichtlich, dass je nach Dokument die Möglichkeiten zur Modifikation von Teilsicherheitsbeiwerten sowohl auf der Einwirkungs- (nur ständige Einwirkungen) als auch auf der Widerstandsseite genutzt werden. Während die Modifikationen auf der Einwirkungsseite bis zu 15 % betragen, liegen sie auf der Widerstandsseite unter 10 %. Teilsicherheitsbeiwerte für veränderliche Einwirkungen werden in keinem der Dokumente angepasst. In allen Dokumenten wird weiterhin die Verwendung der modifizierten Teilsicherheitsbeiwerte durch den infolge einer qualifizierten Bestandsaufnahme erhältlichen Informationsgewinn legitimiert.

Die rechnerische Tragwerkszuverlässigkeit hängt in erster Linie von den Parametern der statistischen Verteilungsfunktion (Mittelwert, Standardabweichung) ab. Werden diesbezüglich keine Angaben gemacht bzw. keine Grenzwerte angegeben, die bei der Verwendung der modifizierten Teilsicherheitsbeiwerte einzuhalten sind, ist davon auszugehen, dass bei einer probabilistischen Nachrechnung sehr unterschiedliche Versagenswahrscheinlichkeiten in Abhängigkeit von den Streuungen der Basisvariablen erzielt werden.

Dies ist auch bei Verwendung der in Tab. 6.12 ausgewiesenen, modifizierten Teilsicherheitsbeiwerte zu erwarten. Da die rechnerische Versagenswahrscheinlichkeit nicht mit der tatsächlichen Versagenswahrscheinlichkeit korreliert, resultieren hieraus nicht zwangsläufig Probleme für die tatsächliche Zuverlässigkeit eines Tragwerkes.

Eine Zusammenstellung der in den einzelnen Regelwerken ausgewiesenen Zielzuverlässigkeitsindizes enthält Tab. 6.13. Um die Werte miteinander vergleichen zu können, müssen die Bezugszeiträume zwingend beachtet werden. Bei den ausgewiesenen Werten handelt es sich um Zielzuverlässigkeitsindizes im GZT für die Schadensfolgeklasse RC 2 (CC 2) und Sicherheitsmaßnahmen mittleren Aufwands.

**Tab. 6.13:** Zielzuverlässigkeitsindizes  $\beta$  nach unterschiedlichen Regelwerken im GZT (RC2)

Regelwerk	Zuverlässigkeitsindex $\beta$		Anwendungsfall	Bemerkungen
	1 Jahr	50 Jahre		
[DIN EN 1990:2010-12]	4,7	3,8	Neubau	-
[DIN 1055-100:2001-03]	4,7	3,8	Neubau	-
[ISO 2394:1998-06]	-	3,8 (3,1)	Neubau (Bestand)	im Bestand geringerer $\beta$ -Wert möglich
[ISO 13822:2010-08]	-	3,8	Bestand	im Bestand geringerer $\beta$ -Wert möglich, Restnutzungsdauerbetrachtung empfohlen
[SIA 269:2011-01]	4,2	-	Bestand	-
[NEN 8700:2011-12]	3,3 <sup>a)</sup> / 2,5 <sup>b)</sup>		Bestand	-
[ONR 24009:2013-05]	4,7	3,8	Bestand	bei außergewöhnlichen Einwirkungen und Erdbeben auch geringer
[Grusbau - 1981]	4,7	-	Neubau, Bestand	in begründeten Fällen geringer $\beta$ -Wert möglich
[JCSS - 2000], [JCSS - 2001]	4,2	-	Neubau, Bestand	im Bestand geringerer $\beta$ -Wert empfohlen
<sup>a)</sup> Reconstruction level, wind not dominant <sup>b)</sup> Disapproval level, wind not dominant				

Anhand der Zusammenstellung wird ersichtlich, dass mit Ausnahme der JCSS-Dokumente, [SIA 269:2011-01] und [NEN 8700:2011-12] alle Normen die gleiche Zielzuverlässigkeit mit einer jährlichen operativen Versagenswahrscheinlichkeit von  $10^{-6}$  ( $\beta = 4,7$ ) ausweisen, wie es auch innerhalb des zur Erstellung von Neubauten kalibrierten Eurocodes [DIN EN 1990:2010-12] gefordert wird.

Die Angaben in [JCSS - 2000], [JCSS - 2001] und [SIA 269:2011-01], die sich ausschließlich auf das Bauen im Bestand beziehen, beinhalten als Optimum unter Berücksichtigung wirtschaftlicher Gesichtspunkte eine jährliche Versagenswahrscheinlichkeit von  $10^{-5}$  ( $\beta = 4,2$ ).

Für einen Bezugszeitraum von 15 Jahren liegt [NEN 8700:2011-12] eine Versagenswahrscheinlichkeit von  $5 \cdot 10^{-4}$  zugrunde, was einer jährlichen Versagenswahrscheinlichkeit von  $3,2 \cdot 10^{-5}$  ( $\beta = 4,0$ ) entspricht. Umgerechnet auf einen Bezugszeitraum von 50 Jahren kommt dies einer zulässigen Versagenswahrscheinlichkeit von  $1,6 \cdot 10^{-3}$  ( $\beta = 2,95$ ) gleich.

Weiterhin wird deutlich, dass mit Ausnahme von [DIN EN 1990:2010-12] (früher: [DIN 1055-100:2001-03]), die ausschließlich zur Errichtung von Neubauten konzipiert wurde, alle aufgeführten Regelwerke die Empfehlung aussprechen, den Zielzuverlässigkeitsindex für das Bauen im Bestand zu reduzieren bzw. konkrete reduzierte Zielzuverlässigkeitsindizes bzw. Teilsicherheitsbeiwerte zum Nachweis bestehender Tragwerke ausweisen. In diesem Zusammenhang wird im Bestandsfall oftmals auch die Berücksichtigung von verkürzten Restnutzungsdauern empfohlen.

Anhand der Zusammenstellung von Regelwerken mit einem Bezug zum Bauen im Bestand können im Allgemeinen zwei Konzepte hinsichtlich der Anpassung von Sicherheitselementen differenziert werden. Zum einen besteht die Möglichkeit zur pauschalen Absenkung des Zielzuverlässigkeitsindex, zum anderen können Teilsicherheitsbeiwerte an die tatsächlich am Tragwerk vorhandenen Variationskoeffizienten der Basisvariablen angepasst werden. In beiden Fällen werden die Anpassungen mit zusätzlich verfügbaren Bauwerksinformationen begründet, die die daraus resultierenden rechnerischen Zuverlässigkeitsdefizite ausgleichen.

Nach Auswertung der aufgeführten Unterlagen stellt man fest, dass die Grundlagen und Vorgehensweise zur Modifikation von Teilsicherheitsbeiwerten auf wahrscheinlichkeitstheoretischer Basis insbesondere in den internationalen Regelwerken [ISO 2394:1998-06] und [ISO 13822:2010-08] sowie weiteren internationalen und auch nationalen Dokumenten (wie z. B. [JCSS - 2000], [JCSS - 2001], [SIA 269:2011-01] und [Grusibau - 1981]) zu finden sind.

Da das aktuelle semiprobabilistische Zuverlässigkeitskonzept der Eurocodes in Deutschland [DIN EN 1990:2010-12] keine Anpassung von Sicherheitselementen (Zuverlässigkeitsindex, Teilsicherheitsbeiwerte) zulässt, sind innerhalb des zu erarbeitenden Konzeptes zur Bewertung bestehender Wasserbauwerke dahingehende Eingriffe naheliegend und empfehlenswert.

Aus objektiver Sicht sprechen keine Gründe gegen die konsequente Anwendung wahrscheinlichkeitstheoretischer Zusammenhänge zum Nachweis bestehender Tragwerke und der damit einhergehenden Anpassung von Sicherheitselementen. Da diese Vorgehensweise in Deutschland derzeit jedoch nicht bauaufsichtlich eingeführt ist, bedarf sie der Zustimmung im Einzelfall (ZiE).

## **7 Zuverlässigkeitstheoretische Grundlagen bei der Bewertung bestehender Tragwerke vor dem Hintergrund der Eurocodes**

Das den Eurocodes ([DIN EN 1990:2010-12], [DIN EN 1992-1-1:2011-01]) zugrunde liegende Zuverlässigkeits- und Nachweiskonzept wurde zur Erstellung von Neubauten konzipiert. Es berücksichtigt, dass die wesentlichen Bauteilparameter einschließlich ihrer unvermeidbaren Streuungen zum Zeitpunkt der Tragwerksplanung unbekannt sind.

Im Rahmen der Bemessung werden die Bauteilparameter festgelegt und bei der Ausführung ist zu bestätigen, dass z. B. Maßtoleranzen eingehalten werden und die Werkstoffe im Rahmen einer Konformitätsprüfung die gewünschten Eigenschaften aufweisen. Innerhalb des Zuverlässigkeitskonzeptes werden die Streuungen der Bauteilparameter als Unsicherheiten berücksichtigt und mit dafür eingeführten Unsicherheitsfaktoren beaufschlagt.

Bei der Bewertung von Bestandstragwerken besteht im Gegensatz zur Neubausituation die Möglichkeit, Einwirkungsgrößen, Materialkennwerte und Bauteilabmessungen innerhalb einer qualifizierten Bestandsaufnahme zu beziffern, wodurch die in der Planungs- und Errichtungsphase im Neubaufall anzusetzenden Unsicherheiten eingegrenzt werden können [DBV-Heft 24 - 2014].

Der Nachweis bestehender Bauteile unterscheidet sich deshalb grundsätzlich von der Bemessung neu zu erstellender Bauteile. Trotzdem müssen baustatische Nachweise außerhalb des Bestandsschutzes immer auf Basis der aktuellen, bauaufsichtlich eingeführten, technischen Baubestimmungen (Eurocodes) erfolgen, die zur Errichtung von Neubauten erstellt wurden und die die besonderen Gegebenheiten beim Nachweis bestehender Bauteile nicht berücksichtigen.

Hieraus resultieren unwirtschaftliche Berechnungsergebnisse bis hin zu rechnerischen Tragfähigkeitsdefiziten, obwohl die Tragwerke oftmals keine Auffälligkeiten zeigen [Betonkalender - 2015].

Zum wirtschaftlichen Nachweis bestehender Tragwerke müssen somit Eingriffe im aktuellen Zuverlässigkeitskonzept der Eurocodes [DIN EN 1990:2010-12] erfolgen, die neben der Anpassung von Unsicherheitsfaktoren gestatten, am Bauwerk gewonnene Informationen innerhalb der Nachweisformate zu berücksichtigen. Solch ein Konzept kann nicht ohne weiteres auf Basis des aktuellen Regelwerkes abgeleitet werden und erfordert weiterführende Überlegungen, die auch die historischen Regelungen und Konstruktionsweisen bzw. deren Entwicklung berücksichtigen.

Hierbei ist zu beachten, dass Bemessungsnormen neben meist querschnittsbezogenen Nachweisformaten auch Konstruktionsregeln enthalten, deren Anwendung grundsätzlich mit der Gültigkeit der Bemessungsregeln unmittelbar verbunden ist [DBV-Heft 24 - 2014].

Das ingenieurmäßige Verständnis für die Prinzipien des Beton- und Stahlbetonbaus wird beim Bauen im Bestand überdurchschnittlich gefordert, da bei Bestandsbauten die aktuellen Konstruktionsregeln fast ausnahmslos nicht vollständig eingehalten sind [Stauder et al. - 2012].

In den nachfolgenden Abschnitten werden Möglichkeiten aufgezeigt, wie zum wirtschaftlichen Nachweis bestehender Tragwerke Eingriffe im semiprobabilistischen Zuverlässigkeitskonzept der Eurocodes [DIN EN 1990:2010-12] erfolgen können. Eine vergleichbare Ausarbeitung ist auch in [DBV-Heft 24 - 2013] enthalten.

## **7.1 Allgemeines – Besonderheiten bestehender Tragwerke**

Im Hinblick auf das Zuverlässigkeitskonzept der Eurocodes [DIN EN 1990:2010-12] werden nachfolgend Aspekte aufgeführt, die bei der Nachrechnung von Bestands-tragwerken geltend gemacht werden können [DBV-MTSBW - 2013]:

- Bestandstragwerke können inspiziert werden, wodurch sich die Unsicherheiten, die bei Neubauten im Sicherheitskonzept zu berücksichtigen sind, vermindern lassen.
- Die tatsächliche Streuung der Basisvariablen darf grundsätzlich am Tragwerk ermittelt werden. Sind die Streuungen kleiner, als bei der Kalibration der Neubaunormen unterstellt wird, oder ergeben sich günstigere statistische Verteilungsfunktionen, ist eine Reduzierung der Teilsicherheitsbeiwerte gerechtfertigt, ohne dass die erforderliche Zuverlässigkeit des Tragwerks eingeschränkt wird.
- Wird die Betonfestigkeit am Tragwerk bestimmt, darf auf die Einstufung der Betonfestigkeit in Betondruckfestigkeitsklassen verzichtet werden. Weiterhin darf bei der Bestimmung des Teilsicherheitsbeiwertes auf den Umrechnungsbeiwert  $\eta$  verzichtet werden, der die Festigkeitsdifferenz zwischen Bauwerksbeton und der Festigkeit normativ hergestellter Betonprobekörper berücksichtigt. Dieser Aspekt ist implizit auch in [DIN EN 13791:2008-05] zur Bewertung der Druckfestigkeit von Beton in Bauwerken enthalten.
- Die tatsächlich vorhandene Zuverlässigkeit steigt, wenn grobe Fehler bei Planung und Herstellung eines Tragwerkes ausgeschlossen werden können. Da sich diese nachweislich überwiegend bereits während der Bauzeit oder zu Beginn der Nutzungsphase zeigen [Matousek / Schneider - 1976], darf Tragwerken, die über einen längeren Zeitraum schadenfrei geblieben sind, eine erhöhte Zuverlässigkeit attestiert werden. Dies rechtfertigt grundsätzlich die Absenkung von Teilsicherheitsbeiwerten.
- Eine absehbar reduzierte Restnutzungsdauer kann ebenfalls reduzierte Teilsicherheitsbeiwerte begründen. Hierbei muss allerdings sichergestellt werden, dass die der Nachrechnung zugrunde liegende Restnutzungsdauer nicht überschritten wird. Insbesondere für Tragwerke der öffentlichen Hand ist dies von Bedeutung, da dort die Einhaltung der vereinbarten Restnutzungsdauer rechtlich geregelt und überwacht werden kann.
- Das den Neubaunormen zugrunde liegende Zuverlässigkeitsniveau ist Ausdruck eines gesellschaftlichen Konsens, der eine bauaufsichtliche Abwägung von Risiken für Leib und Leben und den damit verbunden wirtschaftlichen Aufwand beinhaltet. Da eine Umsetzung des gleichen Zuverlässigkeitsniveaus im Bestandsfall ungleich höheren Aufwand als im Neubaufall bedeutet, erscheint deshalb und mit Blick auf Nachhaltigkeit und Ressourcenschonung eine moderate Absenkung von Teilsicherheitsbeiwerten als sinnvoll.

In Kapitel 7.2 werden zunächst Aspekte zur Anpassung des Zielzuverlässigkeitsindex aufgeführt, währenddessen in Kapitel 7.3 Möglichkeiten aufgezeigt werden, wie Teilsicherheitsbeiwerte im Rahmen des semiprobabilistischen Zuverlässigkeitskonzeptes zum Nachweis bestehender Tragwerke angepasst werden können.

## **7.2 Ansätze zur Anpassung des Zielzuverlässigkeitsindex**

Zur Nachrechnung bestehender Tragwerke ist die begründete Absenkung des Zielzuverlässigkeitsindex naheliegend und auf Basis der bestehenden Regelwerke auch möglich, insbesondere da Versagenswahrscheinlichkeit  $P_f$  und zugehöriger Zuverlässigkeitsindex  $\beta$  nicht die tatsächlichen Versagensraten ausdrücken, sondern lediglich operative Werte darstellen, vgl. Kapitel 4.2.5.4. Unter bestimmten Voraussetzungen besteht auch in Deutschland im Rahmen eines Verfahrens zur Zustimmung im Einzelfall (ZiE) die Möglichkeit zur Absenkung des Zielzuverlässigkeitsindexes auf der Basis von [DIN EN 1990:2010-12].

Nachfolgend werden verschiedene Ansätze zur Herleitung eines angepassten Zielzuverlässigkeitsindexes für das Bauen im Bestand aufgezeigt, siehe auch [Stauder - 2013].

### **7.2.1 Einfluss von menschlichen Fehlern**

Für Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit liegt [DIN EN 1990:2010-12] pro Bemessungsschnitt und Nachweisformat eine operative Versagenswahrscheinlichkeit von  $10^{-6}$  pro Jahr zugrunde, was theoretisch bedeutet, dass innerhalb eines Jahres ein Bemessungsschnitt von einer Million versagen darf, ohne die diesbezüglichen Vorgaben des Sicherheitskonzeptes zu verlassen.

Gemäß den Angaben des Statistischen Bundesamts [Destatis - 2013] beträgt der Gebäudebestand in Deutschland derzeit rund 19 Millionen Häuser mit 41,3 Millionen Wohnungen. Da zur Herstellung eines Tragwerkes (Gebäudes) eine Vielzahl von Bemessungsschnitten zu untersuchen sind, würde das Versagen von weit mehr als 19 Gebäuden (40 „Wohnungen“) im Jahr noch den Vorgaben des Zuverlässigkeitskonzeptes entsprechen. Hierbei wird vereinfachend nicht berücksichtigt, dass Tragwerksversagen innerhalb paralleler oder serieller Systeme erfolgen kann, da solche Überlegungen im Allgemeinen nur theoretisch von Bedeutung sind.

Aufgrund der empirischen Tatsache, dass diese Anzahl an Versagensfällen nicht auftritt, lässt sich folgern, dass die tatsächliche Wahrscheinlichkeit für Tragwerksversagen viel niedriger ist, insbesondere da sie ja ohnehin nicht im Zusammenhang mit der operativen Versagenswahrscheinlichkeit steht, vgl. Kapitel 4.2.5.4.

Im Sicherheitskonzept werden menschliche Fehler bei der Erstellung bzw. Nutzung von Tragwerken nicht berücksichtigt, obwohl diese in der Regel maßgebend für das Versagen von Tragstrukturen sind [Schneider - 1994], siehe auch Bild 2.3.

Ursächlich hierfür ist einerseits, dass das Sicherheitskonzept der Eurocodes auf dem Ausschluss von menschlichen Fehlern durch Überwachungsmaßnahmen bei der Erstellung von Tragwerken basiert, und andererseits, dass diesbezüglich keine belastbaren Basisvariablen existieren, die zur statistischen Beschreibung menschlicher Fehler geeignet wären.



Trotzdem kann man davon ausgehen, dass bei der Festlegung der operativen Versagenswahrscheinlichkeit das Risiko menschlicher Fehler implizit und empirisch berücksichtigt ist. Dies wird insbesondere dadurch bestätigt, dass die zulässige Versagenswahrscheinlichkeit auf der Basis von Erfahrung pragmatisch bestimmt und auch durch Vergleiche mit der Zuverlässigkeit bereits bestehender Normen festgelegt wurde [Grusibau - 1981].

Dieser Aspekt kann aus zuverlässigkeitstheoretischer Sicht weiter differenziert werden, wenn innerhalb der vorübergehenden Bemessungssituation Bauzustände separat Berücksichtigung finden, was in dieser Arbeit jedoch vernachlässigt wird.

Bei einer Analyse von rund 800 Schadensfällen im Bauwesen konnte [Matousek / Schneider - 1976] zeigen, dass die Sicherheit von Tragwerken nur in ganz seltenen Fällen durch zufälliges Zusammentreffen ungünstiger Umstände beeinträchtigt wird, sondern vorwiegend auf Fehler der am Bau Beteiligten zurückzuführen ist.

Die Studie wurde 1976 an der ETH Zürich erstellt. Die berücksichtigten Schadensfälle sind zu 94 % in Westeuropa aufgetreten, weshalb die Studie auch für Deutschland als repräsentativ anzusehen ist. Die Anzahl der Schäden in Abhängigkeit von der Bauwerksart und Bauweise können Tab. 7.1 und 7.2 entnommen werden.

Hierbei muss berücksichtigt werden, dass die Angaben in den Tabellen keine Rückschlüsse auf die absolute Zuverlässigkeit von Bauwerksarten bzw. Bauweisen zulassen, da zwischen den aufgeführten Schadensfällen und dem Gesamtbauvolumen keine Relation besteht und das Gesamtbauvolumen im Rahmen der Studie nicht ermittelt wurde.

**Tab. 7.1:** Erfasste Schäden in Abhängigkeit von der Bauwerksart [Matousek / Schneider - 1976]

Hochbauten	406	52,9 %
Industriebauten	176	22,9 %
Verkehrsbauwerke	83	10,8 %
Wasserbau und Leitungen	51	6,6 %
Schutzbauten	13	1,7 %
Sonderbauwerke	1	0,1 %
andere und unbekannt	38	4,9 %
<b>Summe:</b>	<b>768</b>	<b>100 %</b>

**Tab. 7.2:** Erfasste Schäden in Abhängigkeit von der Bauweise [Matousek / Schneider - 1976]

Stahl- und Spannbeton	369	48,0 %
Stahlbau und Holzbau	79	10,3 %
andere Bauweisen	39	5,1 %
Sonderbauweisen	14	1,8 %
unbekannt	267	34,8 %
<b>Summe:</b>	<b>768</b>	<b>100 %</b>

So wurden z. B. 53 % der untersuchten Schäden bei Hochbauten festgestellt, während nur 23 % der Schäden bei Industriebauten auftraten. Dies bedeutet jedoch nicht zwangsläufig, dass Hochbauten eine höhere Fehleranfälligkeit aufweisen, da Hochbauten in einem wesentlich größeren Umfang erstellt werden.

Bei der Erstellung doppelt so vieler Hochbauten wie Industriebauten, hat sich die Fehleranfälligkeit beispielsweise wieder relativiert. Gleiches gilt selbstverständlich auch für die unterschiedlichen Bauweisen, da der Großteil neu errichteter Tragwerke aus Stahlbeton hergestellt wird.

Unabhängig von der Bauart und -weise wird nach Auswertung der Daten deutlich, dass der überwiegende Teil der Schäden während der Bauausführung entdeckt wird und bis zum 5. Jahr der Nutzung 74 % der Schäden festgestellt werden können, vgl. Tab. 7.3.

		Bauwerksart					Bauwerksschäden insgesamt			
		Hochbau	Industriebau	Verkehrsbauwerke	Wasserbau	Restliche				
Bauphase, in welcher der Schaden entdeckt wurde	Vorbereitung, Aushub, Fundamente	23	6	3	15	9	56	0,08	0,58	0,74
	Tragwerk unterhalb Terrain	11	3	12	17	2	45	0,07		
	Tragwerk oberhalb Terrain	141	43	36	11	28	259	0,37		
	Übergabe des Bauwerks	34	4	1	2	1	42	0,06		
	im 1. und 2. Jahr der Nutzung	48	16	3	4	6	77	0,11	0,16	
	3. bis 5. Jahr der Nutzung	14	17	0	0	0	31	0,04		
	nach 5. Jahr der Nutzung	41	36	7	0	1	85	0,12	0,24	0,24
	während Nutzung, Zeitpunkt unbekannt	39	26	12	1	4	82	0,12		
Umbau und Abbruch	11	1	1	1	1	15	0,02	0,02	0,02	
Total		362	152	75	51	52	692	1,00	1,00	1,00

**Tab. 7.3:**  
Verteilung der 692 erfassten Fälle mit Bauwerksschäden nach Bauwerksart und Zeitpunkt der Schadensentdeckung  
[Matousek / Schneider - 1976]

Bei der Untersuchung der Schadensfälle, bei denen eine fehlerhafte (d. h. keine, falsche oder ungenügende) Berücksichtigung von maßgebenden Einflüssen als Schadensursache gilt, stellt man fest, dass Fehler vorwiegend in der Planungs- und Ausführungsphase auftreten [Matousek / Schneider - 1976], vgl. Tab. 7.4. Die Wahrscheinlichkeit für das fehlerhafte Berücksichtigen von Einflüssen nach der Planungs- und Ausführungsphase liegt demnach lediglich bei 10 %.

	Bauphase	in Prozent ...			
		... der Anzahl der 493 betrachteten Fälle	... der Schadenssumme der 493 betrachteten Fälle	... der zugehörigen 35 Fälle mit Verletzten	... der zugehörigen 38 Fälle mit Toten
fehlerhafte Berücksichtigung in	Planung	37	40	20	19
	Ausführung	35	20	46	47
	Planung und Ausführung	18	22	17	24
	Nutzung	5	14	6	5
	restliche und Kombinationen	5	4	11	5
	Total %		100	100	100

**Tab. 7.4:**  
Prozentuale Verteilung der 493 erfassten Schadensfälle nach Schadensmerkmalen und Bauphase, in der die schädigenden Einflüsse fehlerhaft berücksichtigt wurden.  
[Matousek / Schneider - 1976]

Zusammenfassend bleibt die Erkenntnis, dass auf Basis der durchgeführten Studie keine Aussage zur tatsächlichen Versagenswahrscheinlichkeit von Tragwerken möglich ist. Es wird aber deutlich, dass der Großteil der Schäden auf menschliche Fehler zurückgeführt werden kann und dass bis zum 5. Jahr der Nutzung eines Tragwerks etwa  $\frac{3}{4}$  aller Bauwerksschäden feststellbar sind.

Für Bestandsbauwerke folgt hieraus, dass sich die tatsächliche Versagenswahrscheinlichkeit eines Tragwerks deutlich reduziert, wenn mindestens fünf Jahre Nutzungsdauer schadenfrei verliefen. Ursächlich hierfür ist, dass unter der Voraussetzung eines Versagensereignisses das Auftretensrisiko innerhalb der ersten fünf Jahre mit 74 % deutlich über dem Auftretensrisiko in den darauffolgenden Jahren mit 26 % liegt, vgl. Tab. 7.3 [Stauder - 2013].

Berücksichtigt man diese Verteilung bei der Zuverlässigkeitsbewertung bestehender Tragwerke, kann Tragwerken mit einer versagensfreien Nutzungsdauer über fünf Jahren eine im Vergleich zu Neubauten erhöhte Zuverlässigkeit attestiert werden. Bei der Bewertung bestehender Tragwerke rechtfertigt dies den Ansatz eines vergleichsweise reduzierten Zielzuverlässigkeitsindex, da mit Hilfe der zusätzlichen Information „schadensfreie Nutzungsdauer über fünf Jahre“ ein dem Neubaufall aus wahrscheinlichkeitstheoretischer Sicht gleichwertiges Zuverlässigkeitsniveau erreicht wird [Stauder - 2013].

Da in der Literatur keine Angaben bezüglich der empirischen Größe, mit der menschliche Fehler im Sicherheitskonzept (implizit) berücksichtigt sind, vorliegen, wird diese Größe auf Basis der Ergebnisse von [Matousek / Schneider - 1976] über das zeitliche Auftreten von Schadensfällen und deren Ursache abgeschätzt, vgl. Tab. 7.5.

**Tab. 7.5:** Versagenswahrscheinlichkeit bei Berücksichtigung des Zeitpunktes des Schadenseintrittes [DBV-Heft 24 - 2014]

	Eintrittswahrscheinlichkeit $P_f$	Zuverlässigkeitsindex $\beta$	
		1 Jahr	50 Jahre
<b>grundsätzlich akzeptierte Versagenswahrscheinlichkeit</b>	<b><math>1,3 \cdot 10^{-6}</math> (p.a.)</b>	<b>4,7</b>	<b>3,8</b>
im Versagensfall:			
- Wahrscheinlichkeit, dass Schaden bis zum 5. Jahr der Nutzung auftritt	0,74	-	
- Wahrscheinlichkeit, dass Schaden nach dem 5. Jahr der Nutzung auftritt	0,26		
Wahrscheinlichkeit für Tragwerksversagen:			
- bis zum 5. Jahr der Nutzung	$0,74 \cdot 1,3 \cdot 10^{-6}$ (p.a.)	-	-
- nach dem 5. Jahr der Nutzung	$0,26 \cdot 1,3 \cdot 10^{-6}$ (p.a.)	-	-
Zulässige Wahrscheinlichkeit für Tragwerksversagen bei Berücksichtigung des Schadenszeitpunktes			
- bis zum 5. Jahr der Nutzung	$1,3 \cdot 10^{-6} / 0,74$ (p.a.)	4,64	3,75
- <b>nach dem 5. Jahr der Nutzung</b>	<b><math>1,3 \cdot 10^{-6} / 0,26</math> (p.a.)</b>	<b>4,42</b>	<b>3,48</b>

Bei sich in bestimmungsgemäßer Nutzung befindlichen Tragwerken mit einer schadensfreien Nutzungsdauer von über fünf Jahren darf unter Berücksichtigung der grundsätzlich akzeptierten Versagenswahrscheinlichkeit von  $1,3 \cdot 10^{-6}$  p. a. die operative Versagenswahrscheinlichkeit auf  $5 \cdot 10^{-6}$  p. a. erhöht werden, was einem Zielzuverlässigkeitsindex von  $\beta_1 = 4,4$  für ein Jahr respektive  $\beta_{50} = 3,5$  für 50 Jahre entspricht.

In diesem Fall besteht somit die Möglichkeit, den Zielzuverlässigkeitsindex um  $\Delta\beta = 0,3$  zu reduzieren, ohne das nach [DIN EN 1990:2010-12] maßgebende bzw. bauaufsichtlich geforderte Zielzuverlässigkeitsniveau zu unterschreiten.

Dieser Effekt kann sich reduzieren, wenn Bauzustände innerhalb der vorübergehenden Bemessungssituation explizit Berücksichtigung finden. Trotzdem dürfte innerhalb einer späteren Betriebsphase immer noch ein ausreichender Zuverlässigkeitsgewinn verbleiben, der eine angepasste Absenkung des Zielzuverlässigkeitsindexes rechtfertigen würde.

Somit ist die Abminderung des für die Zuverlässigkeitsbewertung eines Tragwerks maßgebenden Faktors in Form des Zuverlässigkeitsindex  $\beta$  gerechtfertigt, wenn insbesondere menschliche Fehler, die sich größtenteils innerhalb der ersten fünf Nutzungsjahre zeigen, im Rahmen der Nachrechnung eines Tragwerks eingegrenzt bzw. ausgeschlossen werden können.

### **7.2.2 Einfluss des Bauwerksalters – Alterungsprozesse und Ausfallrate**

Abgesehen von Ermüdung werden innerhalb des Sicherheitskonzeptes der Eurocodes [DIN EN 1990:2010-12] Alterungsprozesse, die zu einer Veränderung von Materialeigenschaften führen, nur implizit erfasst. Vielmehr soll durch Konstruktions- und Ausführungsregeln sowie durch planmäßige Instandhaltungsmaßnahmen unter Beachtung der Umweltbedingungen sichergestellt werden, dass die erforderlichen Materialeigenschaften über die geplante Nutzungsdauer unverändert vorhanden sind, vgl. Kapitel 2.4 [DIN EN 1990:2010-12].

Somit beinhaltet das Sicherheitskonzept der Eurocodes [DIN EN 1990:2010-12] ein zeitlich konstantes Widerstandsmodell, in dem lediglich die Möglichkeit besteht, den Einfluss von Alterungsprozessen durch den Ansatz verminderter charakteristischer Kennwerte zu berücksichtigen.

In diesem Fall werden die charakteristischen Materialkennwerte für das Ende der Nutzungsdauer spezifiziert, indem die aktuellen Kennwerte (z. B. Prüfwerte) mit einem pauschalen Abschlagsfaktor in Abhängigkeit von der Nutzungsdauer belegt werden. Dieser Aspekt wird nachfolgend nicht weiter berücksichtigt, da dies die üblichen Werkstoffe des Stahlbetonbaus (Beton und Betonstahl) nicht betrifft [Stauder - 2013].

Als Kenngröße bei der Zuverlässigkeitsbetrachtung besagt die Ausfallrate  $h_t(t)$  wie hoch die Versagenswahrscheinlichkeit eines Tragwerkes innerhalb eines Zeitintervalls  $(t, t + \Delta t)$  ist, wenn das Tragwerk bereits das Alter  $t$  erreicht hat. Dabei wird  $h_t(t) \cdot \Delta t$  als die Wahrscheinlichkeit definiert, dass ein bis zum Zeitpunkt  $t$  nicht ausgefallenes Tragwerk im darauf folgenden Zeitintervall  $(t, t + \Delta t)$  versagt. Die Ausfallrate besitzt die Dimension  $1 / \text{Zeiteinheit}$  und ist somit weder eine Wahrscheinlichkeit noch eine Verteilungsdichte [Späthe - 1992].

Unter Ansatz eines zeitlich konstanten Tragwiderstands, was die Vernachlässigung von Alterungsprozessen voraussetzt, und überwiegend zeitabhängigen veränderlichen Einwirkungen, lässt sich zeigen, dass die Ausfallrate  $h_t(t)$  immer eine mit der Zeit monoton fallende Funktion darstellt, [Ang / Amin - 1968] nach [Späthe - 1992].

Dies ist nachvollziehbar, da die Theorie nur einen Ausfall infolge des Überschreitens des zeitlich konstanten Widerstandes durch extreme Belastungszustände beinhaltet und die bei Bestandstragwerken im Vergleich zu Neubauten grundsätzlich verkürzte Restnutzungsdauer bei veränderlichen Lasten über die reduzierte Anzahl der möglichen Belastungszustände zu herabgesetzten Extremwerten führt [Späthe - 1992].

Nach [Petermann et al. - 2012] sinkt die Versagenswahrscheinlichkeit  $P_f$  unter Berücksichtigung eines konstanten nominalen Niveaus von Einwirkungen und Tragwiderständen, wenn die Nutzungsdauer und damit der betrachtete Bezugszeitraum kleiner werden. Dies hat zur Folge, dass Zuverlässigkeit und Zuverlässigkeitsindex steigen.

Für die Bewertung von Bestandstragwerken hat dies bei konsequenter Auslegung der Zuverlässigkeitstheorie zur Folge, dass Tragwerke mit zunehmendem Alter und der damit einhergehenden verkürzten Restnutzungsdauer infolge der geringeren Eintrittswahrscheinlichkeit extremer Ereignisse zuverlässiger werden. Die rechnerische Wahrscheinlichkeit, dass jüngere Tragwerke versagen, ist größer als die Wahrscheinlichkeit, dass ältere Tragwerke versagen [Späthe - 1992].

Dieses Ergebnis überrascht und steht zunächst im Widerspruch zu praktischen Erfahrungen, wo aufgrund von Alterungsprozessen eine Abnahme der Zuverlässigkeit mit zunehmendem Tragwerkalter zu beobachten ist.

Die Ursache des vermeintlichen Widerspruchs liegt in den mathematischen Annahmen des zuverlässigkeitstheoretischen Berechnungsmodells der Eurocodes [DIN EN 1990:2010-12]. Auswirkungen von Alterungsprozessen können folglich nur berücksichtigt werden, wenn diese nicht von vornherein aus dem Berechnungsmodell ausgeschlossen werden. Sieht man von der zeitabhängigen Anpassung von charakteristischen Materialkennwerten ab, ist dies im zuverlässigkeitstheoretischen Nachweiskonzept der Eurocodes jedoch genau der Fall [Stauder - 2013].

Demnach sollte bei der Verwendung der Werkstoffe Beton und Betonstahl (Stahlbetonbau) der Zielzuverlässigkeitsindex ordnungsgemäß instandgehaltener, bestehender Tragwerke im Vergleich zur Erstellung von Tragwerken reduziert werden können, da die theoretische Zuverlässigkeit mit zunehmendem Tragwerkalter und folglich sinkender Restnutzungsdauer steigt [Stauder - 2013].

### **7.2.3 Restnutzungsdauerkonzept zur Nachrechnung massiver Wasserbauwerke im Bestand**

Das im Eurocode [DIN EN 1990:2010-12] enthaltene Sicherheitskonzept wurde zur Erstellung neuer Tragwerke konzipiert und basiert auf einer nutzungsdauerorientierten Nachweisführung. Für mittlere Anforderungen (Schadensfolgeklasse CC 2, Zuverlässigkeitsklasse RC 2) liegt dem Konzept eine Versagenswahrscheinlichkeit von etwa  $10^{-6}$  p. a. zugrunde, was einem Zielzuverlässigkeitsindex von  $\beta_1 = 4,7$  bezogen auf ein Jahr ( $\beta_{50} = 3,8$  bezogen auf 50 Jahre) entspricht [Fingerloos et al. - 2012], vgl. Kapitel 4.2.4.3.

Zur Bewertung bestehender Wasserbauwerke wird dagegen von einem maßgebenden Zielzuverlässigkeitsindex von  $\beta_{WB,100} = 3,8$  für 100 Jahre ausgegangen [Kunz - 2013b], vgl. Kapitel 5.1.

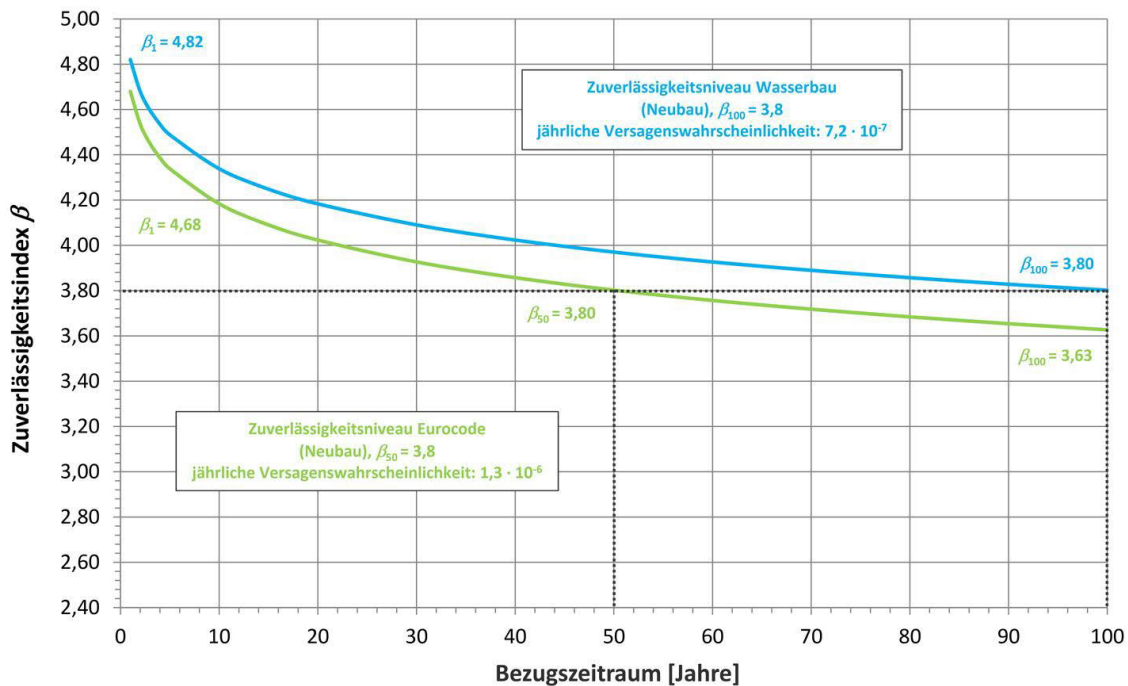
Die Anpassung des  $\beta$ -Wertes an variable Bezugszeiträume erfolgt mit Hilfe von Gleichung (4.15), siehe auch [DIN EN 1990:2010-12]. In Tab. 7.6 wird der Zielzuverlässigkeitsindex  $\beta$  in Abhängigkeit vom Bezugszeitraum für die Zuverlässigkeitsklasse RC 2 gemäß Eurocode [DIN EN 1990:2010-12] und zum Nachweis massiver Wasserbauwerke (WB) ausgewiesen.

**Tab. 7.6:** Zielzuverlässigkeitsindizes nach [DIN EN 1990:2010-12] und zum Nachweis von Wasserbauwerken in Abhängigkeit von der Nutzungsdauer

Jahre		1	2	3	4	5	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100
$\beta$	EC 0	4,68	4,54	4,45	4,39	4,34	4,18	4,02	3,93	3,86	<b>3,80</b>	3,76	3,72	3,68	3,65	3,63
	WB	<b>4,82</b>	4,68	4,60	4,54	4,49	4,34	4,18	4,09	4,02	3,97	3,93	3,89	3,86	3,83	<b>3,80</b>

Für Nachweise im Rahmen der Zuverlässigkeitsklasse RC 2 variiert der Zielwert des Zuverlässigkeitsindex auf Basis von [DIN EN 1990:2010-12] in Abhängigkeit vom Bezugszeitraum zwischen  $\beta_1 = 4,7$  (ein Jahr) und  $\beta_{100} = 3,6$  (100 Jahre), währenddessen zum Nachweis massiver Wasserbauwerke ein Zielzuverlässigkeitsindex zwischen  $\beta_1 = 4,8$  (ein Jahr) und  $\beta_{100} = 3,8$  (100 Jahre) maßgebend ist.

In Bild 7.1 ist die Zeitabhängigkeit des Zielzuverlässigkeitsindex für beide Fälle graphisch dargestellt. Unabhängig vom Bezugszeitraum entsprechen die Kurven einer jährlichen operativen Versagenswahrscheinlichkeit von  $1,3 \cdot 10^{-6}$  (Eurocode) bzw.  $7,2 \cdot 10^{-7}$  im Wasserbau. Es wird deutlich, dass das Zuverlässigkeitsniveau im Wasserbau über dem Zuverlässigkeitsniveau des Eurocodes der Zuverlässigkeitsklasse RC 2 liegt, was aufgrund der in der Regel hohen wirtschaftlichen Bedeutung von massiven Wasserbauwerken auch gerechtfertigt ist.



**Bild 7.1:** Zielwert des Zuverlässigkeitsindex in Abhängigkeit vom Bezugszeitraum

Soll z. B. ein nach [DIN EN 1990:2010-12] neu herzustellendes Bauteil des Hochbaus (RC 2) für eine Nutzungsdauer von 80 Jahren ausgelegt werden, darf ein Zielzuverlässigkeitsindex von  $\beta_{80} = 3,7$  berücksichtigt werden, wenn bei der Bestimmung der charakteristischen Einwirkungen ebenfalls mit einer Wiederkehrperiode von 80 Jahren gerechnet wird. Das einzuhaltende Zuverlässigkeitsniveau in Form der zulässigen Versagenswahrscheinlichkeit wird hierbei nicht unterschritten.

Somit besteht auf Basis der Regelungen in [DIN EN 1990:2010-12] bereits die Möglichkeit, Nachweise mit einem Zielzuverlässigkeitsindex unter  $\beta = 3,8$  zu führen, wenn die geplante Nutzungsdauer über 50 Jahren liegt. Gleichwohl darf bei der Bemessung von Tragwerken mit einer Nutzungsdauer unter 50 Jahren mit einem Zielzuverlässigkeitsindex  $\beta > 3,8$  gerechnet werden, wenn die Vorgaben des Eurocodes [DIN EN 1990:2010-12] umgesetzt werden sollen.

Das Prinzip der Restnutzungsdauerbetrachtung basiert auf der Gesamt-Versagenswahrscheinlichkeit  $F_T(t)$  eines Tragwerkes in Abhängigkeit von der Nutzungsdauer, die sich aus der jährlichen Einzel-Versagenswahrscheinlichkeit und der jeweiligen Nutzungsdauer ergibt, vgl. [Schueller - 1981]:

$$F_T(t) = 1 - (1 - P_{t,1})^t \approx t \cdot P_{t,1} \quad (7.1)$$

Hierbei stellt  $P_{t,1}$  die jährliche Versagenswahrscheinlichkeit und  $t$  die Anzahl der Nutzungsjahre dar. Gleichung (7.1) entspricht Gleichung (4.15) (Gleichung (C.3) in [DIN EN 1990:2010-12]). Sie unterscheidet sich lediglich in der Schreibweise, nicht aber im Ergebnis, da  $\Phi(\beta_i) = 1 - P_{t,i}$ .

Das Prinzip der Restnutzungsdauerbetrachtung sieht vor, dass eine versagensfrei absolvierte Standzeit bei der Berechnung der Versagenswahrscheinlichkeit eines Tragwerks innerhalb der noch verbleibenden Restnutzungsdauer als Erkenntnis über das Tragwerk vorteilhaft berücksichtigt werden darf.

Die bei der Erstellung eines Tragwerks maßgebende Gesamtzuverlässigkeit wird hierbei eingehalten [Kunz - 2012], [Kunz / Stauder - 2013], da das nicht eingetretene Versagensereignis rückwirkend auf eine erhöhte Tragwerkszuverlässigkeit schließen lässt.

Auf Basis der vorzusehenden Nutzungsdauer von z. B. 100 Jahren (Wasserbau) und der dazugehörigen Versagenswahrscheinlichkeit innerhalb der Gesamtnutzungsdauer wird ein zurückliegend nicht eingetretenes Versagensereignis bei der Berechnung des Zielzuverlässigkeitsindex  $\beta_{RN}$  für die noch ausstehende Restnutzungsdauer mit Hilfe der nachfolgenden Gleichung berücksichtigt:

$$\beta_{RN} = -\Phi^{-1}(P_{t,RN}) = -\Phi^{-1}\left(N \cdot \left(1 - \sqrt[N]{1 - F_T(t)}\right)\right) \quad (7.2)$$

- mit:
- $\beta_{RN}$  Zielzuverlässigkeitsindex innerhalb der Restnutzungsdauer;
  - $P_{t,RN}$  Versagenswahrscheinlichkeit innerhalb der Restnutzungsdauer;
  - $N$  Gesamtnutzungsdauer in Jahren, (im Diagramm:  $N = 100$ , exemplarisch);
  - $R_N$  Restnutzungsdauer in Jahren;
  - $F_T(t)$  Gesamtversagenswahrscheinlichkeit innerhalb der Nutzungsdauer;
  - $\Phi$  Verteilungsfunktion der Standardnormalverteilung.

Anstelle der Gesamtversagenswahrscheinlichkeit innerhalb der Nutzungsdauer kann der Zielzuverlässigkeitsindex für die Restnutzungsdauer auch auf Basis der jährlichen Versagenswahrscheinlichkeit berechnet werden, was Gleichung (7.3) zeigt:

$$\beta_{RN} = -\Phi^{-1}(P_{t,RN}) = -\Phi^{-1}\left(N \cdot \left(1 - \sqrt[N]{1 - P_{t,1}}\right)\right) = \Phi^{-1}\left(\left(\Phi(\beta_N)\right)^{\frac{N}{R_N}}\right) \quad (7.3)$$

mit:  $P_{t,1}$  jährliche Versagenswahrscheinlichkeit, (exemplarisch im Diagramm:  $P_{t,1} = 7,2 \cdot 10^{-7}$ )

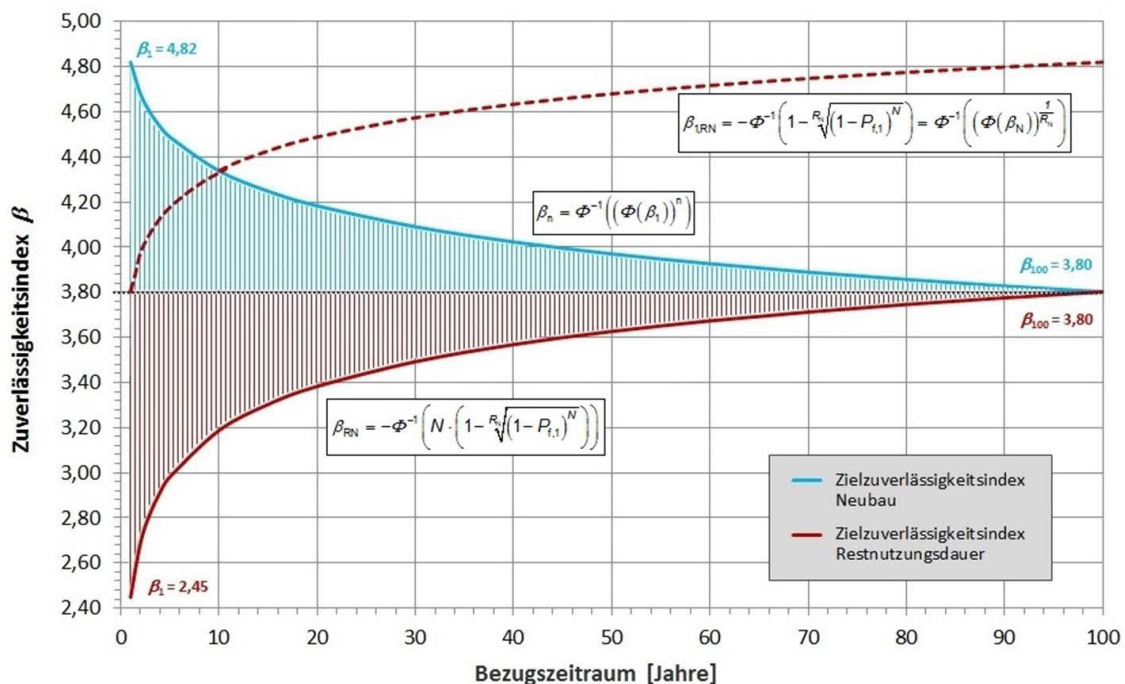
$\beta_N$  Zielzuverlässigkeitsindex innerhalb der Gesamtnutzungsdauer ( $\beta_N = 3,8$ )

Bei Anwendung dieses Konzeptes ergeben sich auf Basis der maßgebenden, jährlichen Versagenswahrscheinlichkeit  $P_{t,1}$  und der Gesamtnutzungsdauer  $N$  eines Tragwerkes die in Tab. 7.7 für eine 100-jährige Gesamtnutzungsdauer beispielhaft ausgewiesenen Zielwerte des Zuverlässigkeitsindex  $\beta_{RN}$  in Abhängigkeit von der Restnutzungsdauer  $R_N$ . In Bild 7.2 ist die Beziehung zur Veranschaulichung graphisch dargestellt.

**Tab. 7.7:** Zielwert des Zuverlässigkeitsindex  $\beta_{RN}$  in Abhängigkeit von der Restnutzungsdauer  $R_N$  (Wasserbau,  $N = 100$ )

$R_N$ [Jahre]	1	2	3	4	5	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100
$\beta_{RN}$	2,45	2,69	2,82	2,91	2,98	3,19	3,38	3,49	3,57	3,63	3,67	3,71	3,75	3,78	3,80

Es wird deutlich, dass auch für eine Restnutzungsdauer unter 100 Jahren der Zielwert der Zuverlässigkeit unter das zur Erstellung von Neubauten maßgebende Niveau von  $\beta_{100} = 3,8$  reduziert werden kann. Das bauaufsichtlich geforderte Zielzuverlässigkeitsniveau wird hierbei nicht unterschritten, solange die charakteristischen Einwirkungen unverändert auf Neubauniveau beibehalten werden.



**Bild 7.2:** Zielwert des Zuverlässigkeitsindex  $\beta_{R,t}$  in Abhängigkeit von der Restnutzungsdauer (exemplarisch:  $N = 100$  Jahre), auf beliebige Zeiträume  $N$  umrechenbar



Mit nachfolgendem, fiktivem Beispiel wird das Konzept der Restnutzungsdauerbetrachtung vereinfacht erläutert. Geht man von einem Bezugszeitraum von 100 Jahren aus, beträgt der erforderliche Zuverlässigkeitsindex im Neubaufall, d. h. bei einer geplanten Gesamtnutzungsdauer von 100 Jahren,  $\beta_{NB,10} = 4,34$ . Das ist äquivalent mit  $\beta_{100} = 3,8$ .

Andererseits wäre bei der Nachrechnung auf gleichem Zuverlässigkeitsniveau für eine nur noch zehnjährige Restnutzungsdauer eines Bestandstragwerks ein äquivalenter Zielzuverlässigkeitsindex von  $\beta_{RN,10} = 3,2$  einzuhalten, der einem Zielzuverlässigkeitsindex von  $\beta_{100} = 3,8$  im Bezugszeitraum von 100 Jahren entspricht, vgl. Bild 7.2. Hierbei wird ausdrücklich darauf hingewiesen, dass es sich bei  $\beta_{RN,T}$  um einen äquivalenten Zielzuverlässigkeitsindex handelt, der nur im Rahmen des vorgestellten Restnutzungsdauerkonzeptes zur Ermittlung der maßgebenden Zielzuverlässigkeit und zur Bestimmung der Teilsicherheitsbeiwerte Verwendung findet.

Vorgenanntes Konzept kann auch für eine Gesamtnutzungsdauer größer 100 Jahren angewandt werden, wenn z. B. ein Tragwerk mit 90-jähriger Standzeit für eine Restnutzungsdauer von 50 Jahren nachgerechnet werden soll (Gesamtnutzungsdauer  $N = 90 + 50 = 140$  Jahre). In diesem Fall ist der normative Zielzuverlässigkeitsindex auf das Ende der Gesamtnutzungsdauer zu beziehen ( $\beta_{140} = 3,8$ ). Anschließend erfolgt die Bestimmung der jährliche Versagenswahrscheinlichkeit  $P_{f,1}$  mit Hilfe von Gleichung (4.14) und (4.15). Auf Basis der angepassten Eingangskennwerte ( $N, P_{f,1}$ ) berechnet sich der für die Restnutzungsdauer maßgebende Zielzuverlässigkeitsindex  $\beta_{RN,50}$  mit Hilfe von Gleichung (7.3).

Sollen Teilsicherheitsbeiwerte auf Basis des Restnutzungsdauerkonzeptes modifiziert werden, ist hinsichtlich der Bestimmung der veränderlichen Einwirkungskennwerte immer die Gesamtnutzungsdauer als maßgebender Bezugszeitraum anzunehmen. Ursächlich hierfür ist, dass die Variationskoeffizienten der Basisvariablen nicht an die verkürzte Restnutzungsdauer angepasst werden dürfen.

Das Restnutzungsdauerkonzept wird durch die zeitabhängige Verknüpfung der jährlichen Versagenswahrscheinlichkeit  $P_{f,1}$  mit dem Zielzuverlässigkeitsindex  $\beta$  und der Umkehr des Betrachtungszeitraumes ermöglicht.

$$R_N = N - T \quad (7.4)$$

mit:  $T$  bisherige Nutzungsdauer in Jahren

Ein Jahr Nutzungsdauer entspricht hierbei einer Restnutzungsdauer von  $R_N = N - 1$  Jahren und  $T = 99$  Jahre Nutzungsdauer haben z. B. ein Jahr Restnutzungsdauer zur Folge, wenn die Gesamtnutzungsdauer  $N = 100$  Jahre beträgt.

In Abhängigkeit vom Bezugszeitraum hat das beschriebene Konzept mit sinkendem Zielzuverlässigkeitsindex  $\beta$  eine planmäßige Erhöhung der Versagenswahrscheinlichkeit innerhalb der noch verbleibenden Restnutzungsdauer zur Folge [Kunz - 2012]. Reduzierte Zuverlässigkeitsindizes dürfen jedoch ausschließlich aufgrund der zusätzlichen Information einer verkürzten Nutzungsdauer bzw. einer mehrjährigen versagensfreien Standzeit verwendet werden. Daraus ergeben sich keine unmittelbaren Auswirkungen auf die Zuverlässigkeit eines Tragwerks bezogen auf die Gesamtnutzungsdauer.

Bei Ansatz des für die Gesamtnutzungsdauer maßgebenden Zielzuverlässigkeitsindex wird insbesondere zum Beginn der Nutzungsdauer eines Tragwerks eine Art „Abnutzungsvorrat“ erzeugt. Das Konzept der Restnutzungsdauerbetrachtung gestattet für die noch ausstehende Nutzungsdauer einen reduzierten Zielzuverlässigkeitsindex, der verrechnet mit dem „Sicherheitsüberschuss“ der bisherigen Standzeit des Tragwerks, zu dem für die Gesamtnutzungsdauer maßgebenden Zielzuverlässigkeitsindex führt.

Hiervon unberührt bleibt die jährliche, operative Versagenswahrscheinlichkeit eines Tragwerks (im Beispiel:  $7,2 \cdot 10^{-7}$  p. a. für  $N = 100$ ) im Hinblick auf die Gesamtnutzungsdauer konstant bestehen, vgl. Gleichung (7.3).

Ein vergleichbares Sicherheitskonzept, das mittlerweile auch schon bauaufsichtlich eingeführt wurde, wird im Bereich des Verkehrswasserbaus für die Bewertung bestehender Brücken hinsichtlich Schiffsanprall seit 2010 verwendet [Kunz - 2013a].

### **7.3 Ansätze zur Ermittlung modifizierter Teilsicherheitsbeiwerte auf Basis von DIN EN 1990 (semiprobabilistisch)**

Für Standsicherheitsnachweise im konstruktiven Ingenieurbau können Teilsicherheitsbeiwerte nach verschiedenen Zuverlässigkeitsmethoden bestimmt bzw. hergeleitet werden, vgl. [DIN 1055-100:2001-03], B.2 bzw. [DIN EN 1990:2010-12], C.4.

Während die Teilsicherheitsbeiwerte für Materialwiderstände in den Bemessungsnormen enthalten sind, werden die Teilsicherheitsbeiwerte für Einwirkungen im Hochbau in [DIN 1055-100:2001-03], Tabelle A.3 bzw. in [DIN EN 1990:2010-12], Tabellen NA.A.1.2(A), (B) und (C) festgelegt. Diese Teilsicherheitsbeiwerte gelten für die Tragwerksplanung von Neubauten und sind empirisch begründet. Sie wurden durch Vergleich mit Berechnungen unter Verwendung der traditionellen globalen Sicherheitsbeiwerte abgeleitet.

Zur Bewertung eines Bestandsbauwerkes im Vergleich zu einem nach gültigen Normen geplanten Neubau können Teilsicherheitsbeiwerte auch probabilistisch mit z. B. der Zuverlässigkeitsmethode 1. Ordnung (FORM – First Order Reliability Method) abgeleitet werden, wobei die nachfolgend aufgeführten probabilistischen Kennwerte zu berücksichtigen sind [DBV-Heft 24 - 2014]:

- Variationskoeffizienten ( $V_{X,i}$ ) der Basisvariablen ( $X_i$ ) in einem Tragwerk (Einwirkungen, geometrische Größen, Materialeigenschaften und Modellannahmen), d. h. die jeweiligen Quotienten aus Standardabweichung ( $\sigma_{X,i}$ ) und Mittelwert ( $m_{X,i}$ ),
- Quantilen ( $q$ ) für die charakteristischen Werte der Basisvariablen,
- Wichtungsfaktoren ( $\alpha_i$ ) für die Sensitivitäten der Basisvariablen ( $X_i$ ) in einem Tragwerk, abhängig von ihren Streuungen ( $\sigma_{X,i}$ ),
- Zuverlässigkeitsindex ( $\beta$ ), mit den Zielwerten („target values“).

Hierbei handelt es sich um aufwendige probabilistische Berechnungsverfahren, da die Wichtungsfaktoren  $\alpha_i$  unbekannt sind und von den Standardabweichungen aller beteiligter mechanischen Größen abhängen.

Trotzdem wurden in den letzten Jahren mehrere Forschungsvorhaben bezüglich der quantitativen Zuverlässigkeit von Bauteilen bzw. Tragwerken durchgeführt, deren Ergebnisse im Wesentlichen unter Zuhilfenahme wahrscheinlichkeitstheoretischer Analyse-Software wie z. B. [RCP - 2004] erarbeitet wurden.

Für das Bauen im Bestand werden an dieser Stelle exemplarisch die Arbeiten von [Braml - 2010] und [Fischer - 2010] aufgeführt. Insbesondere zur Bewertung bestehender Hochbauten wurden von Fischer modifizierte Teilsicherheitsbeiwerte auf probabilistischer Basis [RCP - 2004] abgeleitet.

Während diese Vorgehensweise unter wissenschaftlichen Gesichtspunkten anerkannt ist, findet sie derzeit keine Umsetzung in der Baupraxis. Ursächlich hierfür ist, dass im Rahmen probabilistischer Zuverlässigkeitsbetrachtungen eine Vielzahl von Parametern angenommen werden muss und die komplizierten Berechnungsverfahren sehr sensibel auf streuende Eingangsparameter reagieren. Dies hat erhebliche Auswirkungen auf das Berechnungsergebnis in Form der rechnerischen Tragwerkszuverlässigkeit zur Folge, die als Bewertungsmaßstab dient, aber letztendlich nicht plausibilisiert werden kann.

Aus diesem Grund werden nachfolgend mehrere Aspekte vorgestellt, wie Teilsicherheitsbeiwerte auf Basis der in [DIN EN 1990:2010-12] enthaltenen semiprobabilistischen Festlegungen modifiziert werden können. Auf die Berücksichtigung probabilistischer Optimierungsverfahren zur Herleitung der modifizierten Teilsicherheitsbeiwerte wird an dieser Stelle bewusst verzichtet. Durch die vereinfachte Vorgehensweise sollen die ausgewiesenen Kennwerte transparent und nachvollziehbar bestimmt werden.

### **7.3.1 Grundlagen**

Gemäß Eurocode [DIN EN 1990:2010-12] können Teilsicherheitsbeiwerte aus einzelnen Sicherheitsfaktoren gebildet werden, vgl. Bild 4.14 und Kapitel 3.5.3. Parallel dazu besteht aber auch die Möglichkeit, vorhandene Unsicherheiten durch den Ansatz von Variationskoeffizienten in den Teilsicherheitsbeiwert einfließen zu lassen, vgl. exemplarisch Kapitel 3.5.3.1. Hierbei muss berücksichtigt werden, dass beide Möglichkeiten im Ergebnis zu gleichem Teilsicherheitsbeiwert führen, bei der Betrachtung in Abhängigkeit vom Variationskoeffizienten aber unterschiedliche Darstellungen ergeben, die nicht direkt miteinander verglichen werden können. Ursächlich hierfür ist, dass die Unsicherheitsfaktoren zum einen im Variationskoeffizienten enthalten sind und im anderen Fall separat beaufschlagt werden.

Grundsätzlich ist an der Schreibweise erkennbar, ob ein Kennwert Modellunsicherheiten beinhaltet oder nicht, was am Beispiel des Variationskoeffizienten des Werkstoffes Beton erläutert wird. Auf Basis der Prüfergebnisse einer Stichprobe wird der Variationskoeffizient  $v_c$  bestimmt, der nur die statistische Unsicherheit der Baustoffeigenschaft beinhaltet. Wird diese Kenngröße mit Modellunsicherheitsfaktoren beaufschlagt, so ändert sich die Bezeichnung des Variationskoeffizienten in  $V_c$ .

Durch Großbuchstaben bezeichnete Variablen weisen somit darauf hin, dass es sich nicht um einen Kennwert auf Basis einer statistischen Versuchsauswertung handelt, sondern dass der Kennwert mit Unsicherheitsfaktoren beaufschlagt wurde.

Dementsprechend handelt es sich bei dem Teilsicherheitsbeiwert  $\gamma_M$  um den mit Modellunsicherheiten erweiterten Teilsicherheitsbeiwert  $\gamma_m$ , der lediglich die statistische Unsicherheit der Baustoffeigenschaft enthält.

Die nachfolgend exemplarisch für die Widerstandsseite aufgeführten Aspekte zur Modifikation von Teilsicherheitsbeiwerten sind grundsätzlich auch auf die Einwirkungsseite übertragbar und können je nach Randbedingungen sogar miteinander verknüpft werden.

### 7.3.2 Modifizierte Teilsicherheitsbeiwerte auf Basis angepasster Variationskoeffizienten

Wesentlich bei der Zuverlässigkeitsbewertung sind die Eigenschaften der verwendeten Werkstoffe. Neben den charakteristischen Kennwerten sind bei der Bewertung bestehender Tragwerke auch Mittelwert und insbesondere der Variationskoeffizient einer Basisvariablen von Interesse. Während bei der Erstellung von Neubauten die später tatsächlich vorhandenen Materialeigenschaften unbekannt sind, können diese beim Bauen im Bestand durch Materialuntersuchungen bestimmt werden.

Aus diesem Grund kann beim Bauen im Bestand z. B. auf die Verwendung von Betonfestigkeitsklassen nach [DIN EN 206-1:2001-07], in denen die zu erwartenden bzw. vorauszusetzenden Materialeigenschaften festgelegt sind, verzichtet werden. Zur Nachrechnung eines Tragwerks wird stattdessen empfohlen, die am Tragwerk im Rahmen von Baustoffuntersuchungen ermittelten Materialkennwerte einschließlich ihrer statistischen Verteilung zu verwenden [DBV-Heft 24 - 2014].

Ist der Variationskoeffizient einer Materialeigenschaft bekannt, besteht die Möglichkeit, diesen zur Modifikation des Teilsicherheitsbeiwertes heranzuziehen. Auf Basis von [DIN EN 1990:2010-12] wird der Zusammenhang zwischen Teilsicherheitsbeiwert und Variationskoeffizient für logarithmisch normalverteilte Werkstoffkennwerte vereinfacht mit nachfolgender Gleichung beschrieben, wobei die Vereinfachung im Ansatz eines summarischen Variationskoeffizienten besteht:

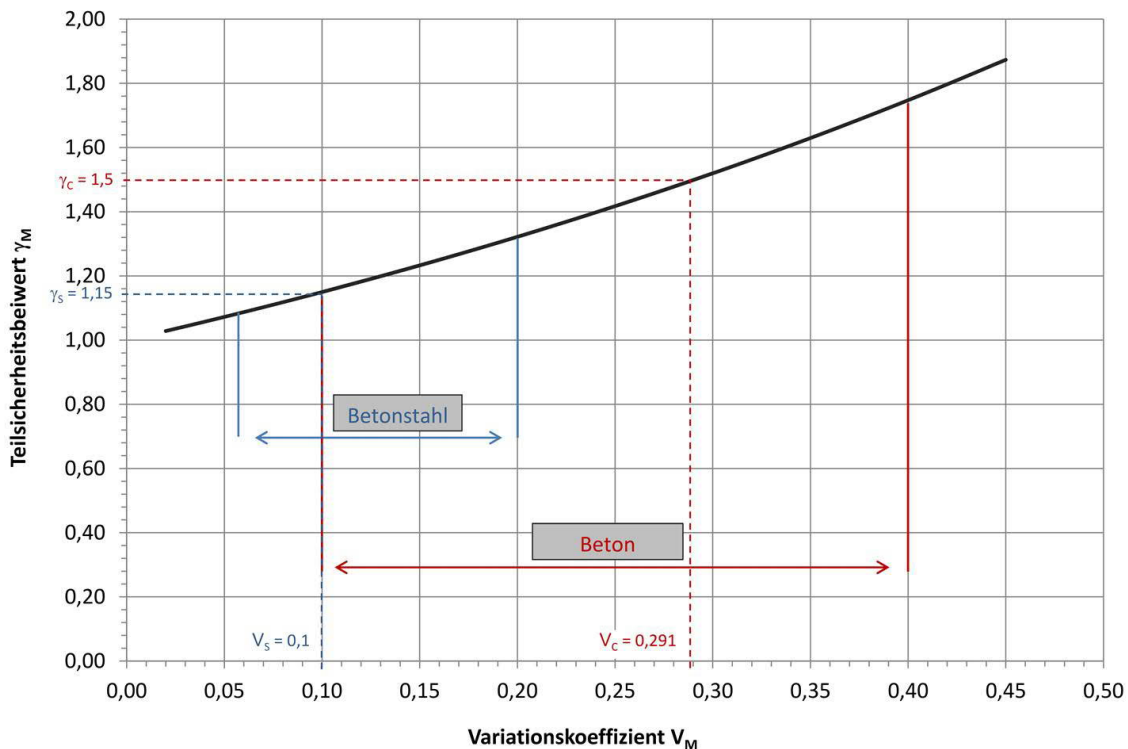
$$\gamma_M = \exp\{[\alpha_R \cdot \beta + \Phi^{-1}(q_m)] \cdot V_M\} \quad (7.5)$$

mit:

	Beton	Betonstahl	
$\gamma_M$	= 1,5 <sup>a)</sup>	= 1,15 <sup>a)</sup>	Teilsicherheitsbeiwerte für Materialwiderstände
$\alpha_R$	= + 0,8		Wichtungsfaktor für Materialwiderstände
$\beta$	= 3,8 <sup>a)</sup>		Zielwert der Zuverlässigkeit
$q_m$	= 0,05		5 %-Quantilwert der Standardnormalverteilung
$\Phi$	-		Standard-Normalverteilung
$V_M$	0,291 <sup>a)</sup>	0,10 <sup>a)</sup>	Variationskoeffizienten der Materialfestigkeiten einschließlich der Unsicherheitsfaktoren <sup>b)</sup>
<sup>a)</sup> DIN EN 1990:2010-12 (Neubauniveau) <sup>b)</sup> bei Beton, einschließlich des Umrechnungsbeiwerts $\eta$			

Auf Grundlage der vorgenannten Gleichung ist der rechnerische Zusammenhang zwischen Variationskoeffizient und dazugehörigem Teilsicherheitsbeiwert somit materialunabhängig, vgl. Bild 7.3.

Hierbei ist zu beachten, dass bei der in Gleichung (7.5) gewählten Schreibweise neben dem eigentlichen Einfluss des im Rahmen einer statistischen Auswertung von Prüfergebnissen zu bestimmenden Variationskoeffizienten  $v_m$  auch die Modellsicherheiten  $\gamma_{Rd1}$  und  $\gamma_{Rd2}$  sowie bei Beton der Umrechnungsbeiwert  $\eta$  in dem Faktor  $V_M$  enthalten sind.



**Bild 7.3:** Verhältnis Teilsicherheitsbeiwert zu Variationskoeffizient  $V_M$  (einschließlich aller Unsicherheitsfaktoren und dem Umrechnungsbeiwert  $\eta$  für den Werkstoff Beton)

Die üblicherweise für die Werkstoffe Beton und Betonstahl zu erwartende Bandbreite des Variationskoeffizienten  $V_M$  ist zusammen mit dem in [DIN EN 1992-1-1:2011-01] implementierten Verhältnis von Teilsicherheitsbeiwert und Variationskoeffizient ebenfalls in Bild 7.3 dargestellt. Da Beton grundsätzlich einen höheren Variationskoeffizienten als Betonstahl aufweist, ist folgerichtig auch der dazugehörige Teilsicherheitsbeiwert größer.

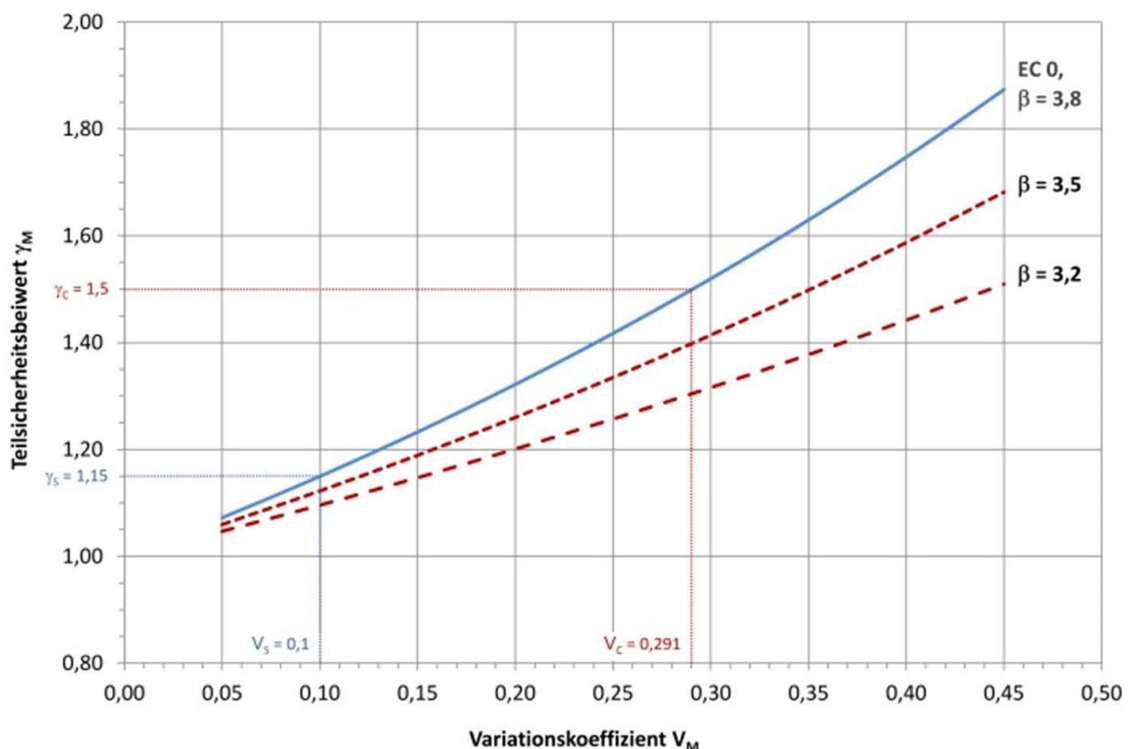
Im Gegensatz zur Errichtung von Tragwerken kann beim Bauen im Bestand auf Basis von Werkstoffuntersuchungen der Variationskoeffizient einer Materialeigenschaft festgestellt werden. Weicht dieser Wert von dem im Sicherheitskonzept von [DIN EN 1992-1-1:2011-01] vorausgesetzten Wert ab, besteht grundsätzlich die Möglichkeit zur Anpassung des Teilsicherheitsbeiwerts. Nach [DIN EN 1990:2010-12] hat dies keine Differenzierung der Zuverlässigkeit zu Folge, sondern stellt lediglich eine Kompensationsmaßnahme dar, bei der das Zuverlässigkeitsniveau in Abhängigkeit vom Erfolg einer Prüfmaßnahme eingehalten wird, vgl. Kapitel 4.2.4.3.

Es ergeben sich geringere Teilsicherheitsbeiwerte, wenn der im Bestand ermittelte Variationskoeffizient unter dem in [DIN EN 1992-1-1:2011-01] implementierten Wert liegt. Folgerichtig muss der Teilsicherheitsbeiwert erhöht werden, wenn im Bestand größere Variationskoeffizienten festgestellt werden.

### 7.3.3 Modifizierte Teilsicherheitsbeiwerte auf Basis eines pauschal angepassten Zielzuverlässigkeitsindexes

Eine weitere Möglichkeit zur Modifikation von Teilsicherheitsbeiwerten besteht in der Reduktion des maßgebenden Zielzuverlässigkeitsindex. In den Dokumenten [ISO 2394:1998-06], [ISO 13822:2010-08], [GruSiBau - 1981], [JCSS - 2000], [JCSS - 2001] sowie [Diamantidis / Holicky - 2007] wird diese Vorgehensweise aufgeführt und auch in Anhang C [DIN EN 1990:2010-12] sind die grundlegenden sicherheitstheoretischen Zusammenhänge dafür enthalten.

In Bild 7.4 ist exemplarisch für die Widerstandsseite dargestellt, wie sich die Absenkung des Zuverlässigkeitsindexes  $\beta = 3,8$  auf  $\beta = 3,2$  hinsichtlich der dazugehörigen Teilsicherheitsbeiwerte in Abhängigkeit vom Variationskoeffizienten der Basisvariablen auswirkt.



**Bild 7.4:** Teilsicherheitsbeiwerte in Abhängigkeit vom Zielzuverlässigkeitsindex und Variationskoeffizienten für die Werkstoffe Beton und Betonstahl [DBV-Heft 24 - 2013]

Je nach Größe des Variationskoeffizienten besteht die Möglichkeit zur Absenkung der Teilsicherheitsbeiwerte zwischen 5 % und 20 %.

Für die Werkstoffe Beton und Betonstahl können die [DIN EN 1992-1-1:2011-01] zugrunde liegenden Beziehungen zwischen Teilsicherheitsbeiwert, Zuverlässigkeitsindex und Variationskoeffizient ebenfalls Bild 7.4 entnommen werden.

Hierbei ist zu berücksichtigen, dass die ausgewiesenen Variationskoeffizienten alle maßgebenden Unsicherheitsfaktoren und für den Werkstoff Beton zusätzlich den Übertragungsfaktor  $\eta$  (siehe Kapitel 7.3.4) beinhalten, vgl. Gleichung (7.5).

### 7.3.4 Einfluss des Umrechnungsbeiwertes $\eta$ auf den Teilsicherheitsbeiwert des Werkstoffes Beton

Die Eigenschaften normativ hergestellter Laborprüfkörper stimmen nicht mit den tatsächlichen, am Bohrkern ermittelten Eigenschaften von Bauwerksbeton überein, was Versuchsergebnisse von [Petersons - 1968] und [Maynard / Davis - 1974] zeigen. Demnach weisen Bohrkern bei der Druckprüfung grundsätzlich geringere Festigkeiten auf als vergleichbar hergestellte Laborprüfkörper der gleichen Betonsorte, wobei das Festigkeitsverhältnis zwischen 0,7 und 1,0 schwankt [Caspeepele - 2010].

Nach [DIN EN 13791:2008-05] wird das Verhältnis mit einem Faktor von 0,85 angenommen, sodass bei der Bewertung der Druckfestigkeit von Beton in Bauwerken die an Bohrkernen ermittelte Druckfestigkeit  $f_{ck,in-situ}$  zur Bestimmung der maßgebenden Betondruckfestigkeitsklasse mit  $1/0,85$  multipliziert werden darf.

Ursächlich für die Festigkeitsdifferenz sind im Wesentlichen Volumen- und Maßstabeffekte sowie Feuchtigkeits- und Temperatureinflüsse. Weiterhin wirken sich bei der Herstellung von Betonbauteilen die jeweiligen Randbedingungen, Witterungseinflüsse, Verdichtungs- und Nachbehandlungsmöglichkeiten auf die spätere Festigkeit aus, während bei der Herstellung von Laborprüfkörpern von mehr oder weniger vergleichbaren Randbedingungen ausgegangen werden kann.

Ein zusätzlicher Aspekt ist, dass bei der Bohrkernentnahme unweigerlich Gesteinskörner in der Betonmatrix angeschnitten werden, die im ungünstigsten Fall während der Druckprüfung ausbrechen, vgl. Bild 7.5. Da diese Fehlflächen bei der rechnerischen Bestimmung der Betondruckfestigkeit nicht berücksichtigt werden, führen sie zu einer scheinbar geringeren Festigkeit der Probe.

Insbesondere bei minderfesten Betonen kann eine verminderte Probenfestigkeit auch auf Gefügestörungen bzw. Mikrorissbildung infolge der Bohrkernentnahme selbst zurückgeführt werden.



**Bild 7.5:**

Ansicht Bohrkern mit ausgebrochenem Gesteinskorn infolge der Bohrkernentnahme

Bei beiden Aspekten handelt es sich um prüfbedingte Einflüsse, die zu einer Unterschätzung der tatsächlich vorhandenen Festigkeit des Bauwerksbetons führen und bei der Prüfung von Laborprüfkörpern nicht auftreten. Eine differenzierte Betrachtung von Laborbeton und Bauwerksbeton ist somit sinnvoll.

Bei der Bestimmung des Teilsicherheitsbeiwertes  $\gamma_C$  für den Werkstoff Beton wird diese Festigkeitsdifferenz ebenfalls vorausgesetzt und mit dem Faktor  $\gamma_{conv} = f_{ck} / f_{ck,in-situ} = 1,15$  operativ berücksichtigt [Fingerloos et al. - 2012], vgl. Gleichung 7.6.

Begründet wird die Erhöhung des Teilsicherheitsbeiwertes mit zusätzlichen Unsicherheiten, die daher resultieren, dass anstelle des eigentlichen Bauteilbetons stellvertretend normativ hergestellte Laborprüfkörper getestet werden [ECP - 2008], auf denen die zur Erstellung von Neubauten maßgebenden Bemessungsregeln [DIN EN 1990:2010-12], [DIN EN 1992-1-1:2011-01] basieren.

Um nach [DIN EN 1990:2010-12] bei der Berechnung des Teilsicherheitsbeiwerts in Abhängigkeit vom Variationskoeffizienten die Modellunsicherheitsfaktoren sowie bei Beton den Umrechnungsbeiwert  $\eta$  separat zu berücksichtigen, ist folgende Schreibweise zu wählen [ECP - 2008], siehe auch Kapitel 3.5.3.1:

$$\gamma_M = \gamma_{conv} \cdot \gamma_C^* = \eta \cdot \gamma_C^* = \eta \cdot \exp[\alpha_R \cdot \beta \cdot V_R + \Phi^{-1}(q_m) \cdot V_I] \quad (7.6)$$

$$V_R = \sqrt{(V_{Mod}^2 + V_G^2 + V_{f,m}^2)} \quad (7.7)$$

mit:

	Beton	Betonstahl	
$\gamma_M$	= 1,5 <sup>a)</sup>	= 1,15 <sup>a)</sup>	Teilsicherheitsbeiwerte für Materialwiderstände
$\gamma_C^*$	= 1,3 <sup>a)</sup>	-	Teilsicherheitsbeiwert für Beton ohne Umrechnungsbeiwert
$\alpha_R$	= + 0,8		Wichtungsfaktor für Materialwiderstände
$\beta$	= 3,8 <sup>a)</sup>		Zielwert der Zuverlässigkeit
$q_m$	= 0,05		5 %-Quantilwert der Standardnormalverteilung
$\Phi$	-		Standard-Normalverteilung
$V_{f,m}$	0,15 <sup>a)</sup>	0,04 <sup>a)</sup>	Variationskoeffizienten der Materialfestigkeiten $\approx V_m$
$V_{Mod}$	0,05 <sup>a)</sup>	0,025 <sup>a)</sup>	Variationskoeffizienten der Modellunsicherheiten $\approx \gamma_{Rd1}$
$V_G$	0,05 <sup>a)</sup>	0,05 <sup>a)</sup>	Variationskoeffizienten der geometrischen Eigenschaften $\approx \gamma_{Rd2}$
$V_R$	0,166 <sup>a)</sup>	0,0687 <sup>a)</sup>	Variationskoeffizienten der Gesamtwiderstandmodelle
$\gamma_{conv}$	1,15 <sup>b)</sup>	-	Umrechnungsbeiwert = $\eta$
<sup>a)</sup> DIN EN 1990:2010-12 (Neubauniveau) <sup>b)</sup> nur bei Beton			

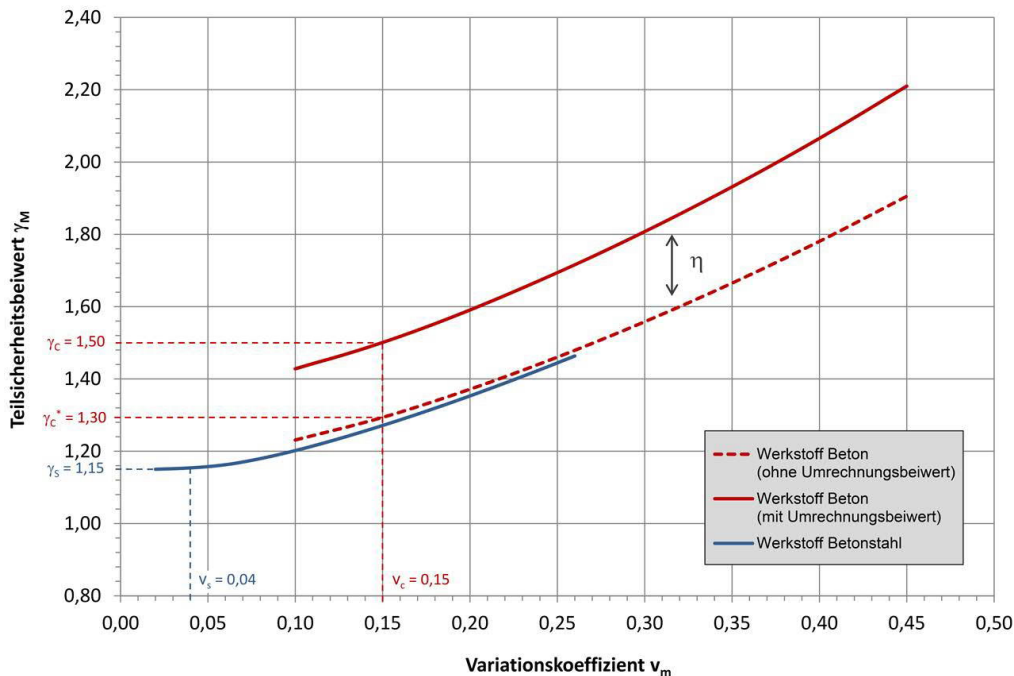
In Bild 7.6 ist der Zusammenhang zwischen Teilsicherheitsbeiwert und Variationskoeffizient  $v_m$  (infolge der statistischen Unsicherheit der Baustoffeigenschaft, ohne Berücksichtigung von Modellunsicherheiten und des Umrechnungsbeiwertes  $\eta$  für den Werkstoff Beton) gemäß [DIN EN 1992-1-1:2011-01] angegeben.

Bei der Darstellung ohne Berücksichtigung des Umrechnungsbeiwerts  $\eta$  (Bild 7.6) wird im Vergleich zu Bild 7.3 ersichtlich, dass der Teilsicherheitsbeiwert des Werkstoffes Beton infolge größerer Modellunsicherheiten unabhängig vom Variationskoeffizienten geringfügig über dem Teilsicherheitsbeiwert des Werkstoffes Betonstahl liegt. Somit wird der Werkstoff Beton grundsätzlich mit einem höheren Teilsicherheitsbeiwert als der Werkstoff Betonstahl belegt, was aufgrund des vergleichsweise inhomogenen Materialgefüges nachvollziehbar ist.

Im Gegensatz zur Errichtung von Neubauten und der Verwendung von Laborprüfkörpern werden bei Bestandsbauten die Kennwerte des Werkstoffes Beton durch Bohrkernentnahmen und Materialversuche am Bauteil bestimmt.



Die Prüfergebnisse sind somit repräsentativ für die vorhandene Bauteilfestigkeit, was die Ausweisung von Betonfestigkeitsklassen nach [DIN EN 206-1:2001-07] entbehrlich macht, siehe auch [Nachrechnungsrichtlinie - 2011]. Stattdessen darf im Rahmen der Nachrechnung die tatsächlich am Tragwerk ermittelte Beton-Ist-Festigkeit  $f_{ck,in-situ}$  verwendet werden.



**Bild 7.6:** Verhältnis Teilsicherheitsbeiwert zu Variationskoeffizient  $v_m$  infolge der statistischen Unsicherheit der Baustoffeigenschaft (zuzüglich aller Modellunsicherheitsfaktoren und dem Umrechnungsbeiwert  $\eta$  für den Werkstoff Beton)

Wenn die maßgebenden Betonkennwerte am Bauteil bestimmt werden, darf der Teilsicherheitsbeiwert für den Werkstoff Beton um den Umrechnungsbeiwert  $\eta$  reduziert werden [DIN EN 1992-1-1:2011-01] sowie [König et al. - 1998]. Unter der Annahme von ansonsten unveränderten Variationskoeffizienten hat dies zur Folge, dass sich der Teilsicherheitsbeiwert  $\gamma_C$  auf 1,30 reduziert, ohne das nach [DIN EN 1990:2010-12] erforderliche Zielzuverlässigkeitsniveau zu verändern (Konfidenzniveau: 75 %).

Wie nachfolgende Herleitung zeigt, resultieren hieraus keine Auswirkungen auf den Bemessungswert der Betonfestigkeit  $f_{cd}$ :

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_C = \alpha_{cc} \cdot \left( f_{ck,in-situ} \cdot \frac{1}{0,85} \right) / (\gamma_{conv} \cdot \gamma_C^*) \approx \alpha_{cc} \cdot f_{ck,in-situ} / \gamma_C^* \quad (7.8)$$

Die Bestimmung des Querkraftwiderstandes eines Bauteils ohne Querkraftbewehrung erfolgt auf Basis von Gleichung 6.2a [DIN EN 1992-1-1:2011-01]:

$$V_{Rd,c} = [(0,15 / \gamma_C) \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d \quad (7.9)$$

Zum Nachweis bestehender Tragwerke ergibt sich analog zu Gleichung (7.8) der nachfolgende Ausdruck:

$$V_{Rd,c} = [(0,15 / \gamma_C^*) \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck,in-situ})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d \quad (7.10)$$

Hierbei ist zu beachten, dass die Verwendung der tatsächlichen Bauwerksfestigkeit  $f_{ck,in-situ}$  (am Bohrkern ermittelt) in Kombination mit dem modifizierten Teilsicherheitsbeiwert  $\gamma_C^*$  im Vergleich zu der empirisch abgeleiteten Gleichung (7.9) eine formale Überschätzung des Querkraftwiderstandes in der Größenordnung von 10 % zur Folge hat (nicht bei der Bestimmung der Betonfestigkeit an Normprobekörpern).

Im Vergleich zur Neubaunorm [DIN EN 1992-1-1:2011-01] resultiert hieraus ein Zuverlässigkeitsdefizit, das grundsätzlich und insbesondere bei hochbautypischen, schlanken Querschnitten vom Tragwerksplaner zu berücksichtigen ist. In diesem Fall ist die Gleichung zur Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit (Gleichung (7.10)) mit dem Vorfaktor 0,9 zu versehen, um auf der sicheren Seite zu liegen.

Bei der Nachrechnung bestehender Wasserbauwerke (gedrungene Querschnitte) kann aufgrund der in der Regel großen Bauteildicken und der damit verbundenen Lastumlagerungsmöglichkeiten sowie mehraxialen Spannungszustände auf den Vorfaktor verzichtet werden.

Innerhalb aktueller Forschungsvorhaben [Tue et al. - 2014], an denen auch die BAW beteiligt ist, wird das Querkrafttragverhalten von massiven Stahlbetonquerschnitten untersucht, da der Umgang mit diesen Bauteilen zeigt, dass deren Tragverhalten auf Basis von Gleichung (7.9) ohnehin nur unzureichend beschrieben werden kann bzw. unterschätzt wird. Sollte sich das aus Gleichung (7.10) resultierende Zuverlässigkeitsdefizit trotzdem bestätigen, besteht im Rahmen des noch laufenden Forschungsvorhabens die Möglichkeit, einen entsprechenden Korrekturbeiwert in der zukünftigen Nachweisgleichung zu implementieren. Grundsätzlich besteht diesbezüglich aber noch weiterer Forschungsbedarf.

Selbstverständlich kann auch innerhalb der aktuellen Eurocode-Nachweisgleichung (Gleichung (7.9)) ein Korrekturbeiwert eingeführt werden, der das bei der Bewertung von Bestandstragwerken auftretende Zuverlässigkeitsdefizit beseitigt.

#### **7.4 Aufarbeitung und Bewertung internationaler Veröffentlichungen und Fachberichte**

In internationalen Arbeitsgruppen wird schon seit längerer Zeit an Vorschlägen zur Modifikation von Teilsicherheitsbeiwerten gearbeitet. Innerhalb der International Federation for Structural Concrete (*fib*) beschäftigt sich die Arbeitsgruppe SAG 7 „Assessment and Interventions upon Existing Structures“, WG-A2 „Semiprobabilistic evaluation approach“, mit der Erstellung eines entsprechenden Dokumentes [*fib*-SAG 7 WG-A2 - 201X]. Es werden zwei Vorgehensweisen vorgeschlagen, die grundsätzlich zur Modifikation von Teilsicherheitsbeiwerten auf der Einwirkungs- und Widerstandsseite verwendet werden können. Nachfolgend werden die beiden Konzepte am Beispiel der Widerstandsseite vorgestellt.

Am Klokner Institute der Technischen Universität Prag wurde im Wesentlichen die unter „**Design Value Method**“ (DVM) [Holicky / Sykora - 2012] bezeichnete Methode erarbeitet, die auf den grundlegenden Festlegungen zum Sicherheitskonzept in [ISO 2394:1998-06] und [DIN EN 1990:2010-12] basiert. Demnach setzt sich ein Teilsicherheitsbeiwert aus mehreren Einzelfaktoren zusammen, die alle zur Modifikation herangezogen werden können, vgl. Kapitel 3.5.3.

Für Bestandstragwerke werden zur Ermittlung modifizierter Teilsicherheitsbeiwerte ( $\gamma_{M,mod}$ ) die Modell- ( $\gamma_{Rd1}$ ) und geometrischen Unsicherheitsfaktoren ( $\gamma_{Rd2}$ ) durch einen pauschalen Abschlag reduziert sowie der Teilsicherheitsbeiwert der Baustoffeigenschaft  $\gamma_m$  an den am Tragwerk vorhandenen Variationskoeffizienten der Basisvariablen angepasst. Hierzu sind Bauteil- und Werkstoffuntersuchungen am Tragwerk erforderlich. Die pauschale Absenkung der Unsicherheitsfaktoren wird durch den am Bestandstragwerk möglichen Erkenntniszugewinn gerechtfertigt. Zusätzlich besteht die Möglichkeit, den Teilsicherheitsbeiwert über die Absenkung des Zielzuverlässigkeitsindex  $\beta$  zu variieren.

Die zweite Methode zur Modifikation von Teilsicherheitsbeiwerten wurde als „**Adjusted Partial Factor Method**“ (APFM) [Caspeepe / Steenberg - 2012] an der Technischen Universität Gent in Zusammenarbeit mit der Dutch Organisation for Applied Scientific Research (TNO) in Delft entwickelt. Dieses Konzept sieht die Verwendung eines Anpassungsfaktors  $\omega_\gamma$  vor, mit dem die für Neubauten anzusetzenden Teilsicherheitsbeiwerte des Eurocodes [DIN EN 1992-1-1:2011-01] zum Nachweis von bestehenden Tragwerken modifiziert werden:

$$\gamma_{M,BiB} = \omega_\gamma \cdot \gamma_{M,NB} \quad (7.11)$$

mit:

$$\omega_\gamma = \frac{1 - \alpha_R \cdot \beta_{NB} \cdot v_{NB,X}}{1 - \alpha_R \cdot \beta_{BiB} \cdot v_{BiB,X}} \cdot \frac{1 - 1,645 \cdot v_{BiB,X}}{1 - 1,645 \cdot v_{NB,X}} \quad (\text{normalverteilt}) \quad (7.12)$$

$$\omega_\gamma = \exp\left(\alpha_R \left(\beta_{BiB} \cdot v_{BiB,X} - \beta_{NB} \cdot v_{NB,X}\right) - 1,645(v_{BiB,X} - v_{NB,X})\right) \quad (\text{log-normalverteilt})$$

$\gamma_{M,NB}$	Teilsicherheitsbeiwerte für Materialwiderstände (normativ – Neubauniveau)
$\gamma_{M,BiB}$	Teilsicherheitsbeiwerte für Materialwiderstände (modifiziert – Bauen im Bestand)
$\beta_{NB}$	Zuverlässigkeitsindex (normativ – Neubauniveau)
$\beta_{BiB}$	Zuverlässigkeitsindex (modifiziert – Bauen im Bestand)
$v_{NB,X}$	Variationskoeffizient der Materialfestigkeit (normativ – Neubauniveau)
$v_{BiB,X}$	Variationskoeffizient der Materialfestigkeit (aus Probenprüfung – Bauen im Bestand)

Somit wird der Anpassungsfaktor in erster Linie durch den Quotienten von Zielzuverlässigkeitsindex und Variationskoeffizient auf Neubauniveau zum Zielwert des Zuverlässigkeitsindex für Bestandsbauten und dem tatsächlich vorhandenen Variationskoeffizienten der Basisvariablen gebildet. Die Äquivalenz der Zielzuverlässigkeitsindizes (Neubau / Bauen im Bestand) in Bezug auf die tatsächliche Versagenswahrscheinlichkeit wird durch den Informationsgewinn am Tragwerk (qualifizierte Bestandsaufnahme) sichergestellt.

Zur Modifikation von Teilsicherheitsbeiwerten für veränderliche Einwirkungen stehen bei dieser Methode zwei Möglichkeiten zur Verfügung. Werden die in den Eurocodes enthaltenen charakteristischen Größen der veränderlichen Einwirkungen herangezogen, kann mit Hilfe eines Anpassungsfaktors der dazugehörige Teilsicherheitsbeiwert in Abhängigkeit vom Zielzuverlässigkeitsindex, der Restnutzungsdauer und dem tatsächlichen Variationskoeffizienten der Basisvariablen analog zum Vorgehen auf der Widerstandsseite modifiziert werden.

Alternativ sieht die APFM-Methode vor, modifizierte charakteristische Einwirkungsgrößen in Abhängigkeit von der Restnutzungsdauer zu bestimmen und zusätzlich einen entsprechenden Anpassungsfaktor in Abhängigkeit vom Zielzuverlässigkeitsindex und der tatsächlich vorhandenen Streuung der Einwirkungen zur Modifikation des dazugehörigen Teilsicherheitsbeiwertes zu verwenden.

Voraussetzung zur Anwendung beider Konzepte ist der zusätzliche Informationsgewinn am Tragwerk. Hierzu gehören insbesondere Angaben zu den Variationskoeffizienten der Basisvariablen, die innerhalb einer qualifizierten Bestandsaufnahme zu ermitteln sind. Im erweiterten Sinn fallen hierunter auch Angaben hinsichtlich des Zielzuverlässigkeitsniveaus und der zu verwendenden Modellunsicherheitsfaktoren.

Im Vergleich beider Konzepte sind zur Anwendung der DVM mehr Informationen erforderlich, allerdings wird hierdurch das geforderte Zielzuverlässigkeitsniveau auch genauer erreicht. Im Gegenzug ist die APFM weniger anfällig für Fehler bei der Bestimmung zusätzlicher Informationen und stellt somit im praktischen Gebrauch das robustere Verfahren dar.

Hinsichtlich der Berechnungsergebnisse liefert die APFM im Vergleich zur DVM in der Regel konservativere Ergebnisse [fib-SAG 7 WG-A2 - 201X], weshalb die APFM von der Arbeitsgruppe für die standardmäßigen Anwendungsfälle beim Bauen im Bestand empfohlen wird. Zur Nachrechnung komplizierter bzw. bedeutender Tragwerke bietet sich die DVM an, da hierbei die Teilsicherheitsbeiwerte hinsichtlich des maßgebenden Zielzuverlässigkeitsindex genauer angepasst werden können.

In Tab. 7.8 sind die Vor- und Nachteile beider Methoden zusammengefasst.

**Tab. 7.8:** Vor- und Nachteile der DVM und APFM [Caspelle / Steenbergen - 2012]

Leistungsfähigkeit in Bezug auf:	DVM	APFM
Erreichbarkeit der Zielzuverlässigkeit	++	+
Vergleichbarkeit mit Teilsicherheitsbeiwerten nach Eurocode auf Neubauniveau	-	++
Erhöhung der Genauigkeit auf Basis zusätzlicher Informationen	+	+
Robustheit hinsichtlich der Anwendung	-	++

Mit steigender Genauigkeit des Berechnungsergebnisses wird innerhalb des *fib*-Dokumentes [fib-SAG 7 WG-A2 - 201X] zur Bestimmung modifizierter Teilsicherheitsbeiwerte die nachfolgend aufgeführte Reihenfolge der Berechnungsmethoden empfohlen:

1. Modifikation von Teilsicherheitsbeiwerten auf Basis der APFM
2. Modifikation von Teilsicherheitsbeiwerten auf Basis der DVM
3. Vollprobabilistische Berechnungsmethoden
4. Berechnungsmethoden auf Basis einer Kostenoptimierung

Hierbei ist zu berücksichtigen, dass mit zunehmender Genauigkeit des Berechnungsergebnisses auch der damit erforderliche Untersuchungs- und Berechnungsaufwand steigt. So beschränkt sich die Anwendung von sehr aufwendigen vollprobabilistischen Berechnungsmethoden auf wenige Sonderbauvorhaben und wissenschaftliche Studien.

Im Allgemeinen liefern die Methoden APFM und DVM zur Modifikation von Teilsicherheitsbeiwerten im Rahmen der üblichen baupraktischen Anwendungsfälle ausreichend genaue Ergebnisse.

Bei den vorgenannten Dokumenten [Holicky / Sykora - 2012] und [Caspeelee / Steenbergen - 2012] handelt es sich um Arbeitspapiere der *fib-SAG 7 WG-A2*, die in der vorliegenden Form nicht für eine Veröffentlichung vorgesehen sind. Stattdessen wird an dieser Stelle auf das *fib-bulletin [fib-SAG 7 WG-A2 - 201X]* verwiesen, das 2015 publiziert werden soll. Zur Thematik bereits vorliegende Veröffentlichungen sind [Sykora / Holicky - 2014] sowie [Caspeelee - 2014].

### **7.5 Teilsicherheitsbeiwerte gemäß DBV-Merkblatt: „Bauen im Bestand – Modifizierte Teilsicherheitsbeiwerte für Stahlbetonbauteile“**

Das DBV-Merkblatt „Bauen im Bestand – Modifizierte Teilsicherheitsbeiwerte für Stahlbetonbauteile“ [DBV-MTSBW - 2013] wurde mit dem Ziel erarbeitet, Praktiker ohne vertiefte Kenntnisse hinsichtlich des Sicherheitskonzeptes der aktuellen Normengeneration in die Lage zu versetzen, bestehende Tragwerke unter realistischen Bedingungen nachzuweisen. Um dies so einfach wie möglich zu gestalten, wurde eine pragmatische, anwenderfreundliche Vorgehensweise auf Basis der in [DIN EN 1990:2010-12] und [DIN EN 1992-1-1:2011-01] enthaltenen Festlegungen gewählt.

Es wurde ein Kompromiss gesucht, der gestattet, modifizierte Teilsicherheitsbeiwerte in Verbindung mit einem wirtschaftlichen Untersuchungsaufwand am Tragwerk anwenden zu können, da mit zunehmender Genauigkeit der modifizierten Teilsicherheitsbeiwerte auch der dafür erforderliche Berechnungs- und insbesondere der Untersuchungsaufwand am Tragwerk steigt.

Eine Herabsetzung der Teilsicherheitsbeiwerte ist nur dann gerechtfertigt, wenn sich die ihnen zugrunde liegenden Unsicherheiten tatsächlich verringern. Aus diesem Grund ist eine qualifizierte Bestandsaufnahme zwingend durchzuführen. Hierbei werden die Kenngrößen (Mittelwert, Standardabweichung, Variationskoeffizient) der verwendeten Werkstoffe bestimmt sowie die Schadensfreiheit der Konstruktion dokumentiert.

Die im Merkblatt ausgewiesenen Teilsicherheitsbeiwerte sind in erster Linie am Variationskoeffizienten des maßgebenden Materialkennwertes kalibriert und weiterhin geringfügig hinsichtlich der Modellunsicherheitsfaktoren angepasst. Für den Werkstoff Beton wurde zusätzlich der Umrechnungsbeiwert  $\eta$  aus den Teilsicherheitsbeiwerten heraus gerechnet, was durch die Bestimmung der Materialkennwerte am Tragwerk gerechtfertigt ist, vgl. Kapitel 7.3.4.

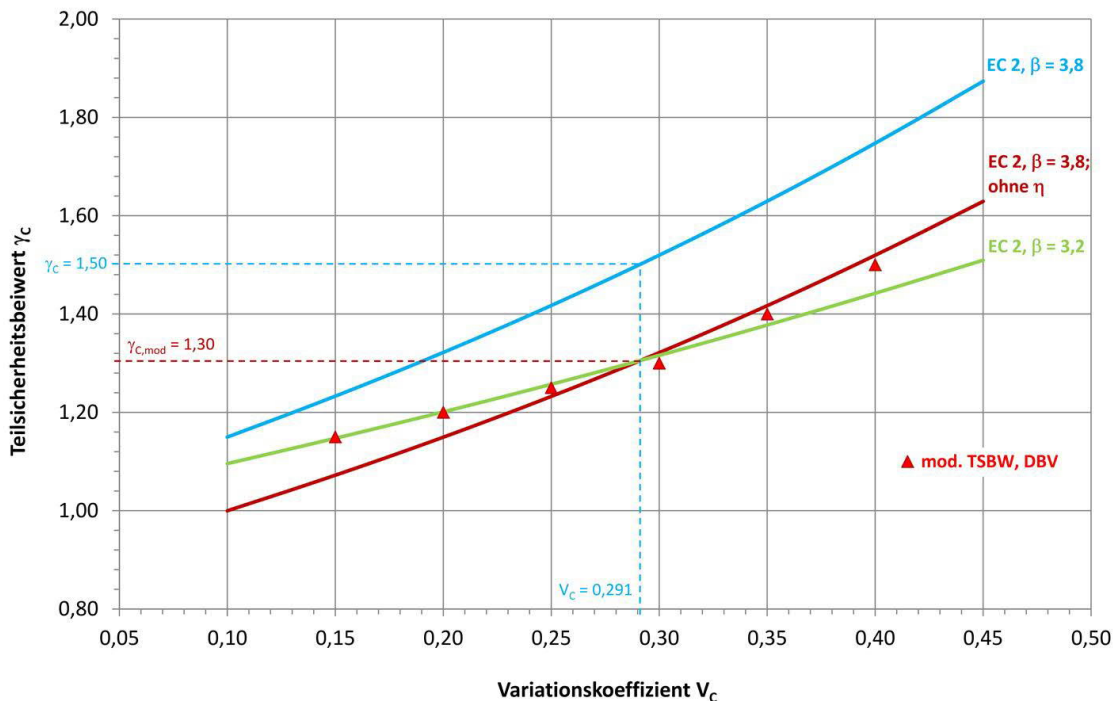
Parallel hierzu führt die Absenkung des Zielzuverlässigkeitsindex von  $\beta_{NB,EC2} = 3,8$  auf  $\beta_{BIB} = 3,2$  innerhalb von semi- und probabilistischen Berechnungen (vgl. Kapitel 7.3.3) zu vergleichbaren Teilsicherheitsbeiwerten, was in Bild 7.7 dargestellt ist.

Bei einem Variationskoeffizienten von  $V_C = 0,291$  (einschließlich Modellunsicherheiten und Übertragungsfaktor), wie er [DIN EN 1992-1-1:2011-01] zugrunde liegt, liefern beide Modifikationsmöglichkeiten identische Ergebnisse.

Innerhalb des Merkblattes sind die modifizierten Teilsicherheitsbeiwerte in Abhängigkeit vom Variationskoeffizienten einschließlich Modellunsicherheitsfaktoren und Umrechnungsbeiwert  $\eta$  tabelliert.

Zur Ermittlung des maßgebenden Variationskoeffizienten für die Bestimmung des Teilsicherheitsbeiwertes werden jedoch nur die am Tragwerk festgestellten Variationskoeffizienten einschließlich der Modellunsicherheitsfaktoren verwendet. Da an dieser Stelle der Umrechnungsbeiwert  $\eta$  nicht berücksichtigt wird, handelt es sich bei den in [DBV-MTSBW - 2013] ausgewiesenen Teilsicherheitsbeiwerten um Ergebnisse der beiden vorgenannten Modifikationsmöglichkeiten in Summe.

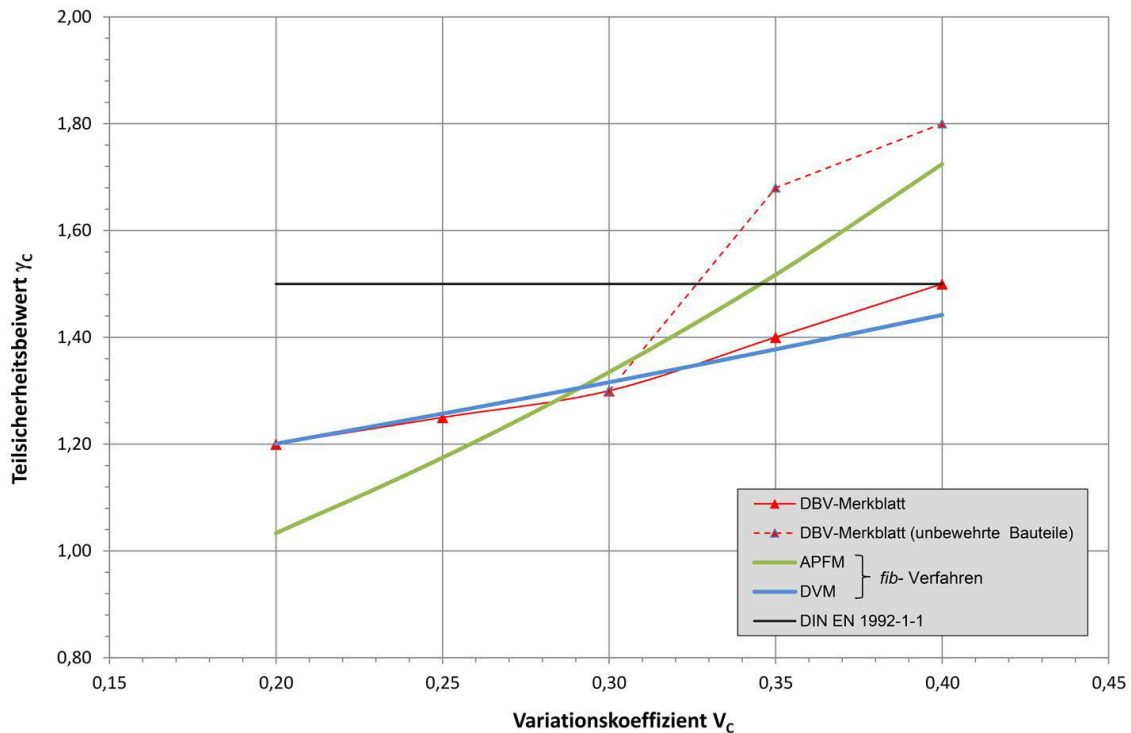
Probabilistische Untersuchungen zeigen, dass bei Berücksichtigung eines Zielzuverlässigkeitsindex von  $\beta_{\text{BiB}} = 3,2$  die maßgebenden Forderungen hinsichtlich der Bauteilzuverlässigkeit trotzdem eingehalten werden [DBV-Heft 24 - 2014] und [Fischer - 2010].



**Bild 7.7:** Modifizierte Teilsicherheitsbeiwerte für den Werkstoff Beton gemäß DBV-Merkblatt [DBV-Heft 24 - 2014]

Um unterschiedliche Modifikationsmöglichkeiten miteinander vergleichen zu können, sind in Bild 7.8 die modifizierten Teilsicherheitsbeiwerte des DBV-Merkblattes den vom *fib* vorgeschlagenen Modifikationsmöglichkeiten nach [Holicky / Sykora - 2012] und [Caspelle / Steenbergen - 2012] dem Teilsicherheitsbeiwert des Werkstoffes Beton auf Neubauniveau nach [DIN EN 1992-1-1:2011-01] gegenübergestellt.

Hierbei ist zu beachten, dass es sich nur um eine qualitative Darstellung handelt, da innerhalb der einzelnen Modifikationsmöglichkeiten die Modellunsicherheitsfaktoren einschließlich Umrechnungsbeiwert unterschiedlich berücksichtigt werden, vgl. Kapitel 7.3.1. Aus diesem Grund ist die quantitative Vergleichbarkeit der ausgewiesenen Werte unmöglich.



**Bild 7.8:** Vergleich modifizierter Teilsicherheitsbeiwerte für den Werkstoff Beton [DBV-Heft 24 - 2014]

Gemäß der Darstellung entsprechen die modifizierten Teilsicherheitsbeiwerte nach [DBV-MTSBW - 2013] in guter Näherung den Ergebnissen der DVM-Methode des *fib* [Holicky / Sykora - 2012]. Für Variationskoeffizienten  $V_c > 0,3$  ermittelt die APFM-Methode des *fib* [Caspeele / Steenbergen - 2012] konservativere Teilsicherheitsbeiwerte, die von den im [DBV-MTSBW - 2013] für unbewehrten Beton enthaltenen Werten noch übertroffen werden. Bei einem Variationskoeffizienten von  $V_c \approx 0,3$  weisen alle Modifikationsmöglichkeiten einen vergleichbaren Teilsicherheitsbeiwert aus.

Weiterhin wird ersichtlich, dass der für Neubauten maßgebende Teilsicherheitsbeiwert von  $\gamma_c = 1,50$  [DIN EN 1992-1-1:2011-01] bei großen Variationskoeffizienten erhöht werden müsste, um die geforderte Bauteilzuverlässigkeit zu erreichen.

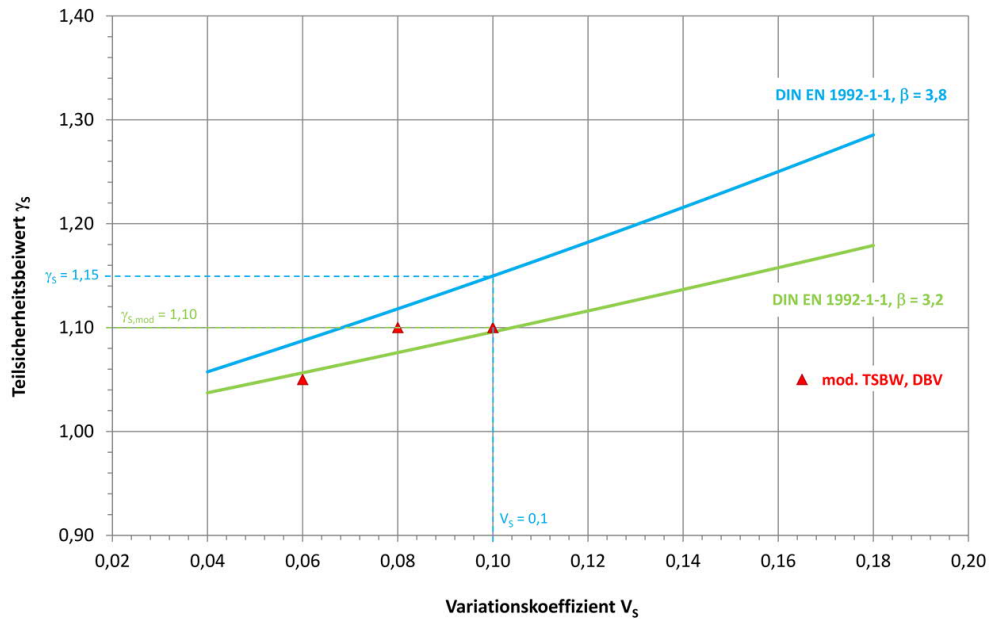
Zusammenfassend entsprechen die im DBV-Merkblatt für den Werkstoff Beton enthaltenen modifizierten Teilsicherheitsbeiwerte auch international vorgeschlagenen Konzepten.

Für den Werkstoff Betonstahl wurden die modifizierten Teilsicherheitsbeiwerte, neben der Anpassung an die Variationskoeffizienten, in erster Linie auf Basis der Absenkung des Zielzuverlässigkeitsniveaus auf  $\beta_{BiB} = 3,2$  sowie geringfügigen Korrekturen hinsichtlich der Modellunsicherheitsfaktoren ermittelt.

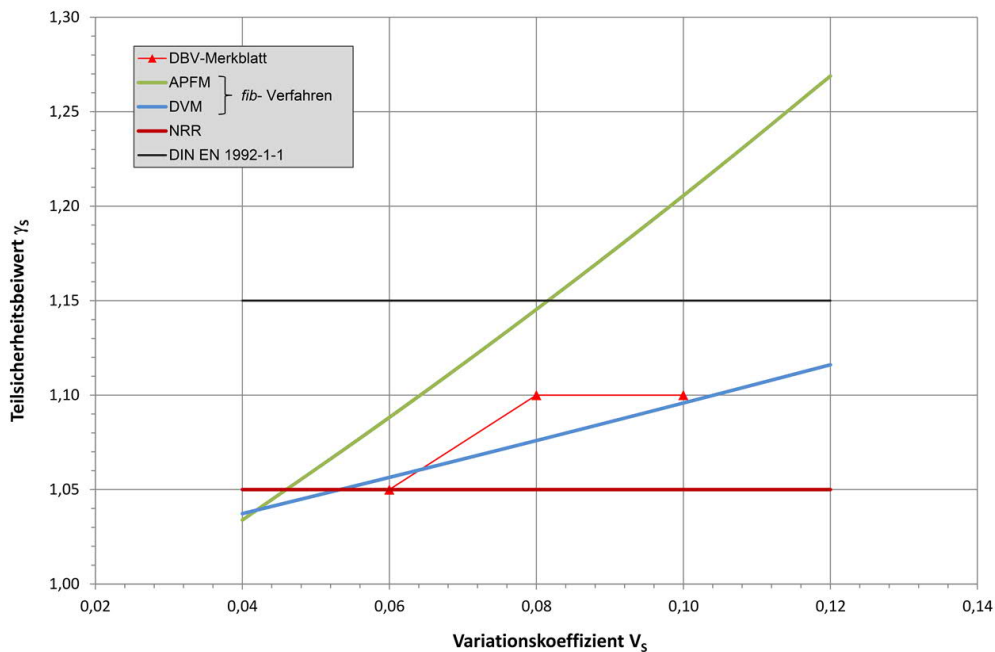
Die Entnahme von Betonstahlproben zur Bestimmung von Materialkennwerten einschließlich Variationskoeffizienten stellt einen erheblichen Eingriff in die Tragstruktur eines Bauwerks dar und ist immer mit einer gewissen Schädigung verbunden. Aus diesem Grund kann gemäß [DBV-MTSBW - 2013] für den Werkstoff Betonstahl auf pragmatischem Weg auch ohne Bauteiluntersuchungen erfahrungsgemäß von einem Variationskoeffizienten von  $V_s = 0,10$  ausgegangen werden.

Dies führt zu einem Teilsicherheitsbeiwert von  $\gamma_{S,mod} = 1,10$ . Ermöglicht wird dies durch die auch in der Vergangenheit prinzipiell zuverlässigen und gleichmäßigen Herstellbedingungen von Betonstahl, die zu vergleichsweise homogenen Materialeigenschaften und geringen Variationskoeffizienten (in der Regel  $V_S < 0,10$ ) führen.

In Bild 7.9 sind die modifizierten Teilsicherheitsbeiwerte für den Werkstoff Betonstahl gemäß [DBV-MTSBW - 2013] dargestellt. Die Ergebnisse der unterschiedlichen Modifikationsansätze können, vergleichbar zur Vorgehensweise für den Werkstoff Beton, Bild 7.10 entnommen werden, wo auch die diesbezüglichen Angaben der [Nachrechnungsrichtlinie - 2011] abgebildet sind.



**Bild 7.9:** Modifizierte Teilsicherheitsbeiwerte für den Werkstoff Betonstahl gemäß DBV-Merkblatt [DBV-Heft 24 - 2014]



**Bild 7.10:** Vergleich modifizierter Teilsicherheitsbeiwerte für den Werkstoff Betonstahl [DBV-Heft 24 - 2014]



Auch in diesem Fall ist eine gute Übereinstimmung der Angaben des DBV-Merkblattes mit den Ergebnissen der DVM-Methode des *fib* [Holicky / Sykora - 2012] ersichtlich. Die APFM-Methode [Caspeele / Steenbergen - 2012] bewertet den Werkstoff Betonstahl geringfügig konservativer, was sich durch vergleichsweise größere Teilsicherheitsbeiwerte äußert.

Der in der Nachrechnungsrichtlinie für den Werkstoff Betonstahl ausgewiesene Teilsicherheitsbeiwert ist unabhängig vom Variationskoeffizienten und liegt bei großen Variationskoeffizienten unterhalb der Empfehlungen des DBV und der internationalen Konzepte.

Dies ist u. a. darauf zurückzuführen, dass die Nachrechnungsrichtlinie auf die Bewertung von Straßenbrücken im Bestand beschränkt ist und somit mehr oder weniger einen Sonderanwendungsfall beinhaltet, der sich durch eine als relativ hoch eingeschätzte Verlegegenauigkeit der Betonstahlbewehrung sowie Betonüberwachung vom üblichen Hochbau unterscheidet.

## **8 Semiprobabilistische Zuverlässigkeitskonzepte zum Nachweis bestehender Tragwerke im Wasserbau**

Zur Nachrechnung bestehender Wasserbauwerke aus Beton werden nachfolgend Zuverlässigkeitskonzepte auf semiprobabilistischer Basis vorgestellt, die auf den Festlegungen in [DIN EN 1990:2010-12] beruhen und gestatten, neben dem tatsächlichen Tragwerkszustand auch die verbleibende Restnutzungsdauer zu berücksichtigen. Die Konzepte dürfen angewandt werden, wenn keine Hinweise auf unplanmäßige Rissbildungen, Verformungen, Versagensankündigungen oder Überlastung und Anprall am Tragwerk erkennbar sind [DBV-MTSBW - 2013] und sich das Tragwerk seit Inbetriebnahme mindestens zehn Jahre in bestimmungsgemäßer Nutzung befindet.

Ein modifiziertes Nachweisverfahren sieht neben Eingriffen in die Bemessung von Neubauten konzipierten Zuverlässigkeitskonzept auch die Anpassung der zur Nachrechnung maßgebenden Basisvariablen vor, die im Rahmen einer qualifizierten Bestandsaufnahme am Tragwerk zu quantifizieren sind. Die eigentliche Bauteilbewertung erfolgt auf Basis der bekannten Nachweisformate innerhalb von [DIN EN 1992-1-1:2011-01] und unter Berücksichtigung der normativen Festlegungen in [DIN EN 1990:2010-12] hinsichtlich der Einwirkungs- und Kombinationsbeiwerte.

Durch die angepassten Nachweisverfahren werden Zuverlässigkeitsreserven innerhalb der Tragwerke aktiviert, um diese dadurch gemäß der Forderung in § 3 MBO auf Basis der aktuellen technischen Baubestimmungen nachweisen zu können.

### **8.1 Besonderheiten bestehender Wasserbauwerke**

Die Bauweise massiver Wasserbauwerke ist geprägt durch gedrungene Querschnitte und große Bauteildicken (in der Regel größer 0,8 m), zu deren Nachweis die Annahmen der technischen Biegelehre (Ebenbleiben der Querschnitte) oftmals nicht mehr zutreffen [TbW - 2015]. Stattdessen ist von einem räumlichen Tragverhalten bzw. von Diskontinuitätsbereichen im Sinne von [DIN EN 1992-1-1:2011-01] auszugehen [TbW - 2015]. Dies hat zur Folge, dass das tatsächliche Tragvermögen auch im Neubaufall in aller Regel unterschätzt wird [TbW - 2015]. Ursächlich hierfür ist, dass die maßgebenden Nachweisgleichungen in [DIN EN 1992-1-1:2011-01] mehraxiale Spannungszustände nicht berücksichtigen sowie auf dem Ebenbleiben der Querschnitte im Bemessungsschnitt basieren.

Aus diesem Grund führt eine statische Modellierung des Tragsystems mit üblichen Stabwerkmodellen oftmals nur zu einer groben Einschätzung des Tragverhaltens. In Sonderfällen ist es erforderlich, mehrdimensionale FEM-Modelle (Scheiben-, Schalen- oder Volumenelemente) zur Abbildung des tatsächlichen Tragverhaltens zu verwenden, um nicht zu realitätsferne bzw. unwirtschaftliche Ergebnisse bei der Nachrechnung zu erhalten [TbW - 2015].

Weiterhin kann massigen Bauteilen in vielen Fällen ein duktileres Verhalten unterstellt werden, insbesondere wenn es sich um scheiben- bzw. plattenförmige Querschnitte oder um stabförmige Bauteile mit einer Lastexzentrizität  $e_d/h < 0,4$  handelt.

Wenn es vor Eintritt des Versagens zu maßgebenden Lastumlagerungen mit erkennbaren Verformungen kommt, kann Tragwerken mit Erddrucklasten bzw. Baugrundbettungen ebenfalls ein duktiler Bauteilverhalten unterstellt werden [TbW - 2015].

Generell kann davon ausgegangen werden, dass massive Wasserbauwerke aufgrund ihrer konstruktiven Ausführung Zuverlässigkeitsreserven und Spannungsumlagerungsmöglichkeiten enthalten, die innerhalb der aktuellen Nachweisformate in [DIN EN 1992-1-1:2011-01] nicht bzw. nur eingeschränkt angesprochen werden.

Dies ist auch bei Verwendung des modifizierten Nachweiskonzeptes zur Nachrechnung bestehender Tragwerke der Fall, weshalb die Tragwerke trotz der Anpassung von Sicherheitselementen in der Regel weitere Zuverlässigkeitsreserven beinhalten. Diese können nicht im Allgemeinen angesprochen werden und bleiben gutachterlichen Einzelfallbetrachtungen vorbehalten.

## **8.2 Historische Konstruktionsweisen**

Die Bemessung von Wasserbauwerken erfolgte bis in die Mitte des 19. Jahrhunderts auf der Basis von Erfahrungswerten ohne umfangreiche statische Berechnungen. Nach dieser auf Empirie basierenden Epoche des Tragwerksdesigns wurden mit fortschreitenden naturwissenschaftlichen Erkenntnissen auch Wasserbauwerke zunehmend berechnet.

Die zunächst getroffenen Annahmen bereiten heute bei der Nachrechnung solcher Tragwerke in der Regel Probleme. Ursächlich hierfür ist, dass Erddruck grundsätzlich in aktiver Form anstelle des Erdruhedruckes angesetzt und Sohlwasserdruck bei bindigem Baugrund z. T. erheblich reduziert wurde. Zusätzlich wurde der in massiven Bauteilen vorhandene innere Wasserdruck (Riss- bzw. Porenwasserdruck, vgl. Kapitel 5.3) oftmals nicht berücksichtigt [Fleischer - 2000]. Günstig wirkt sich aus, dass der innere Reibungswinkel des Baugrundes unterhalb des Grundwasserspiegels herabgesetzt wurde.

Bei alten Schleusenbauwerken konzentrierte man sich innerhalb der statischen Nachweise auf die Kippsicherheit der Kammerwände (Resultierende im Kern) und den Nachweis der Vertikalspannungen [Fleischer - 2000]. Mittels Begrenzung der Neigung der Lastresultierenden am Wandfuß (z. B. Horizontalkraft maximal 50 % der Vertikalkraft) wurde die Gleitsicherheit sichergestellt und die Sohlen von Schleusen wurden bis zum Anfang des 20. Jahrhunderts pragmatisch unter Ansatz eines geradlinigen Spannungsverlaufes und vereinfachten Gleichgewichtsbedingungen nachgewiesen [Fleischer - 2000].

Trotz der im Vergleich zu heute sehr geringen zulässigen Spannungen und konservativen Bemessungsansätze, vgl. Kapitel 4.1.5, erreichen ältere Anlagen die aktuellen Zuverlässigkeitsanforderungen aufgrund der fehlerhaften Berechnungsannahmen hinsichtlich des Wasser- und Erddruckes in vielen Fällen nicht [Fleischer - 2000].

Die konstruktive Durchbildung der Tragwerke spiegelt den Entwicklungsstand der jeweiligen Bauzeit wieder und ist dementsprechend vielfältig und teilweise auch widersprüchlich [Fleischer - 2000].

Massive Wasserbauwerke wurden in der Anfangszeit überwiegend aus unbewehrtem Massenbeton hergestellt, dessen Eigenschaften und Festigkeitsverhältnisse von den aktuellen Festlegungen in [DIN EN 206-1:2001-07] und [DIN EN 1992-1-1:2011-01] abweichen können.

Insbesondere bei alten Anlagen wird oftmals kein homogener Betonquerschnitt vorgefunden. Stattdessen werden horizontale Schichtungen und/oder Zonierungen angetroffen. Während die Schichtungen aus dem Bauablauf infolge einzelner Betonierabschnitte resultieren, sind für die Zonierungen wirtschaftliche Aspekte ursächlich. Die Forderung nach Wasserundurchlässigkeit in Kombination mit Beanspruchungen infolge Frost führte zu einer mehrschaligen Konstruktionsweise. Entsprechend den Erfordernissen wurden im Bereich der Bauteiloberflächen oft höherwertige Betonrezepturen (zu Beginn: Mauerwerk (Naturstein, Klinker), später häufig auch Putzschichten) und im Bauteilinneren vergleichsweise minderwertige Massenbetonrezepturen verwendet [TbW - 2015].

Bei der statischen Modellierung bestehender Tragwerke müssen diese konstruktiven Gegebenheiten aus der Vergangenheit in Betracht gezogen werden, da die Wirkung des Gesamtquerschnittes als Monolith infolge gerichteter Rissstrukturen und Schalenbildungen beeinträchtigt sein kann [TbW - 2015].

Zur Betonproduktion wurden nach Möglichkeit anfallende Aushubmassen verwendet, wenn diese nach einer entsprechenden Aufbereitung hierzu geeignet waren. Während die Mischungsverhältnisse der verwendeten Betonrezepturen oftmals vorliegenden Planunterlagen entnommen werden kann, sind die Aufbereitungsweise der Gesteinskörnung, wie auch die tatsächlichen Betoneigenschaften, in vielen Fällen unbekannt. Infolge der beschriebenen Zusammensetzung weisen solche Betone im Vergleich zu modernen Massenbetonen stark streuende Materialeigenschaften auf.

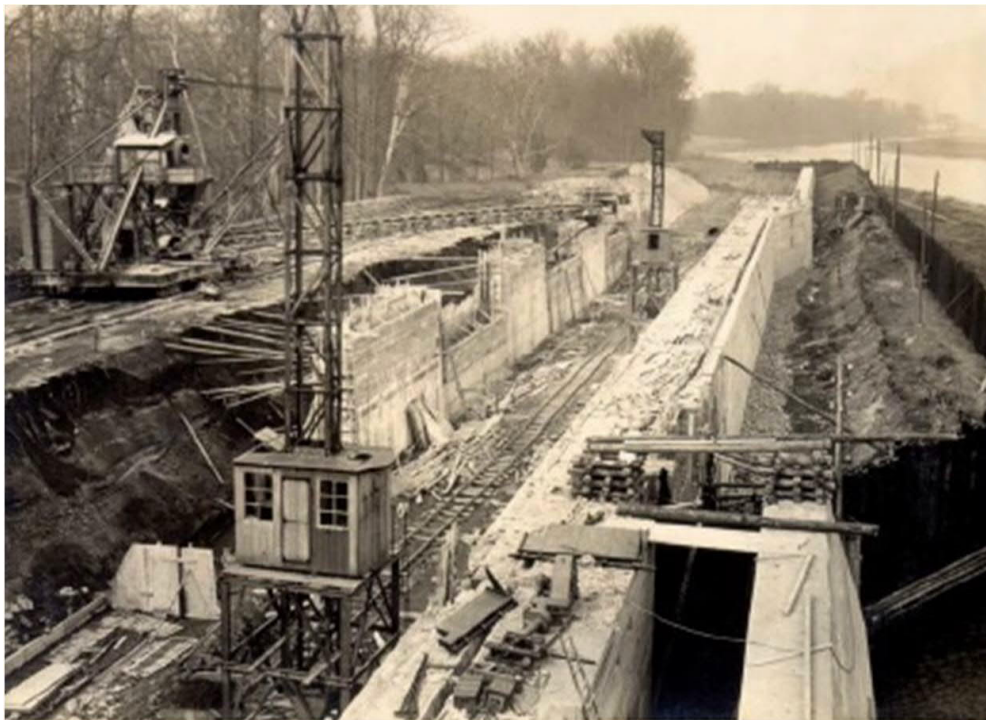
Mit nachfolgenden Bildern soll ein Eindruck über die Herstellbedingungen und Bauzustände bei der Errichtung massiver Wasserbauwerke vermittelt werden. Hierbei handelt es sich um Aufnahmen aus der Bauzeit der Staustufe Heubach (Main), die zwischen 1929 und 1932 errichtet wurde.



**Bild 8.1:**  
Bau der Schleusen-  
kammer in lagen-  
und lamellenweiser  
Blockbauweise.  
Betonfördereinrich-  
tung, eingeschalter  
Block der landseiti-  
gen Kammerwand,  
Nachbehandlung  
der Betonober-  
fläche der flusseiti-  
gen Kammerwand,  
Staustufe Heubach  
[BAW - 2005]

Um die Transportwege möglichst kurz zu halten, erfolgte die Herstellung des Betons vor Ort mit Hilfe von mobilen Baustellenmischmaschinen (zunächst Freifallmischer, später Zwangsmischer). Mittels Gleisloren oder Kübeln wurde der zumeist erdfeuchte Beton an die Einbaustelle transportiert, lagenweise eingebaut und durch Stampfen verdichtet. Bilder aus der Bauzeit lassen aber auch die Schlussfolgerung zu, dass auch weiche Betone verarbeitet wurden, da der Beton augenscheinlich auch über an Kränen aufgehängene Rohrleitungen befördert wurde [BAW - 2005].

Gemäß den Abbildungen erfolgte die Herstellung der Bauteile üblicherweise in sägerauen Holzbrettschalungen, die im unteren Bereich mittels Kanthölzern rückwertig abgestützt und mit zunehmender Bauhöhe durch das Bauteil hindurch verankert wurden. Zur Nachbehandlung wurden die horizontalen Betonoberflächen nach der Betonage in der Regel abgedeckt. Über die Beschaffenheit und Eigenschaften der Arbeitsfugen liegen keine Informationen vor. Für die Berechnung ist davon auszugehen, dass keine gezielte Fugenvorbereitung erfolgte und die Fugen stark unterschiedliche Eigenschaften in Abhängigkeit der Betonzusammensetzung, Witterungseinflüssen und ggf. Verschmutzung infolge des Bauprozesses aufweisen können.



**Bild 8.2:** Blick in die Schleusenammer, lamellenweise Betonage der landseitigen Kammerwandabschnitte, Staustufe Heubach [BAW - 2005]

### **8.3 Zielzuverlässigkeitsindex zum Nachweis bestehender Wasserbauwerke**

Neue massive Wasserbauwerke werden auf Basis des semiprobabilistischen Zuverlässigkeitskonzeptes der Eurocodes [DIN EN 1990:2010-12] unter Berücksichtigung der anerkannten Regeln der Technik bemessen. Abweichend zu diesen Regelungen wird der maßgebende Zielzuverlässigkeitsindex im Wasserbau jedoch auf einen Zeitraum von 100 Jahren bezogen, sodass grundsätzlich gilt  $\beta_{NB,100} = 3,8$  [Kunz - 2013b], vgl. Bild 5.2.

Zur Nachrechnung bestehender Tragwerke besteht jedoch die Möglichkeit, vom zur Errichtung von Neubauten maßgebenden Zielzuverlässigkeitsindex abzuweichen [Kunz - 2012], [DBV-Heft 24 - 2014], [Diamantidis / Holicky - 2007]. Hierzu werden nachfolgend zwei Möglichkeiten vorgestellt, die sich konzeptionell voneinander unterscheiden.

Ausschließlich unter Berücksichtigung der wahrscheinlichkeitstheoretischen Zusammenhänge besteht auf Basis des in Kapitel 7.2.3 beschriebenen Restnutzungsdauerkonzeptes (Konzept I) eine Möglichkeit zur rechnerischen Absenkung des Zielzuverlässigkeitsindex. Innerhalb der Gesamtnutzungsdauer eines Tragwerkes resultieren hieraus keine Konsequenzen auf die operative Versagenswahrscheinlichkeit, da die in der Restnutzungsphase vergleichsweise erhöhte operative Versagenswahrscheinlichkeit durch den Sicherheitsüberschuss zu Beginn der Nutzungsphase kompensiert wird.

Im Rahmen der Normenentwicklung wird innerhalb von CEN-TC250-WG7 auch an EN 1990 gearbeitet. Vorschläge zur Fortschreibung von EN 1990 [CEN - N1069] beinhalten u. a., dass die maßgebende Versagenswahrscheinlichkeit innerhalb der Gesamtnutzungsdauer in einigen Perioden überschritten werden darf, wenn in anderen Zeiträumen hierfür ein Ausgleich erfolgt. Dieser Ansatz entspricht somit weitestgehend dem unter Restnutzungsdauerkonzept bezeichneten Vorgehen zur Ableitung eines angepassten Zielzuverlässigkeitsindex für das Bauen im Bestand.

Mit Hilfe des Konzeptes soll in erster Linie der Standsicherheitsnachweis für Tragwerke erbracht werden, die nur geringe Zuverlässigkeitsdefizite aufweisen oder für die in absehbarer Zeit ohnehin Stilllegungen, umfassende Instandsetzungsarbeiten oder Ersatzneubauten vorgesehen sind. Dementsprechend handelt es sich um ein Konzept zur Überbrückung einer vorgegebenen Zeitspanne, an deren Ende erneut Maßnahmen erforderlich werden.

Soll ein Tragwerk für eine festgelegte Restnutzungsdauer nachgerechnet werden, darf der maßgebende Zielzuverlässigkeitsindex grundsätzlich nach Gleichung 7.3 bestimmt werden. Da die Planung von umfangreichen Eingriffen bei Wasserbauwerken (Ersatzneubau, Grundinstandsetzung) aufgrund des Aufwandes und vieler planungsrechtlicher Vorgaben nicht kurzfristig erfolgen kann, darf eine anzunehmende Mindestrestnutzungsdauer von 10 Jahren nicht unterschritten werden.

Innerhalb der vorliegenden Arbeit wurde das Restnutzungsdauerkonzept beispielhaft auf eine Gesamtnutzungsdauer von 100 Jahren ( $N = 100$ ) kalibriert. Grundsätzlich kann das Konzept unter Berücksichtigung der in Kapitel 7.2.3 aufgeführten Zusammenhänge jedoch an eine beliebige Gesamtnutzungsdauer angepasst werden.

In Tab. 8.1 werden Restnutzungsdauern einschließlich zugehöriger Zuverlässigkeitsindizes angegeben, die auf der Gesamtnutzungsdauer von 100 Jahren basieren und im weiteren Verlauf der Arbeit zur Ableitung modifizierter Teilsicherheitsbeiwerte herangezogen werden.

Die ausgewiesenen Zielzuverlässigkeitsindizes entsprechen den in Bild 7.2 dargestellten Zusammenhänge bzw. den Angaben in Tab. 7.7.

**Tab. 8.1:** Maßgebender Zielzuverlässigkeitsindex  $\beta_{red}$  zum Nachweis bestehender Tragwerke auf Basis des Restnutzungsdauerkonzeptes ( $N = 100$ )

Bezugszeitraum		Zielzuverlässigkeitsindex	Grundlage
Nutzungsdauer	Restnutzungsdauer		
$T = 0$	100 Jahre	$\beta = 3,8$	[DIN EN 1990:2010-12]
$T = 50$	50 Jahre	$\beta_{red} = 3,6$	Restnutzungsdauerkonzept
$T = 70$	30 Jahre	$\beta_{red} = 3,5$	
$T = 80$	20 Jahre	$\beta_{red} = 3,4$	
$T = 90$	10 Jahre	$\beta_{red} = 3,2$	

Vorausgesetzt es liegen geeignete Planunterlagen vor, muss im Rahmen der Bestandsaufnahme lediglich der schadensfreie Zustand der Konstruktion nachgewiesen werden, da mit Ausnahme der Teilsicherheitsbeiwerte alle Sicherheitselemente und Basisvariablen (Einwirkungen, Widerstände) bei diesem Konzept unverändert auf Neubauniveau beizubehalten sind.

Aufgrund des begrenzten Untersuchungsaufwandes am Tragwerk handelt es sich somit um eine einfache und kostengünstige Bewertungsmöglichkeit bestehender Tragwerke. Allerdings bleiben eine Vielzahl von Aspekten, die sich bei der Bestandsbewertung positiv auswirken (z. B. Überfestigkeiten und Nacherhärtung des Betons), und der tatsächliche Tragwerkszustand unberücksichtigt, weshalb die Möglichkeiten zur Aktivierung von Zuverlässigkeitsreserven eingeschränkt sind.

Wird anstelle des Restnutzungsdauerkonzeptes ein Ansatz mit pauschal reduziertem Zielzuverlässigkeitsindex (Konzept II) verwendet, können weitaus höhere Zuverlässigkeitsreserven erschlossen werden, vgl. 7.3.3. Ursächlich hierfür ist, dass alle zur Nachrechnung erforderlichen Basisvariablen mit ihrer tatsächlichen Größe und Verteilung innerhalb der Nachweisformate berücksichtigt werden können und zudem die Möglichkeit besteht, weitere Sicherheitselemente, wie z. B. Modellunsicherheitsfaktoren, anzupassen.

Ein vergleichbares Konzept ist bereits Bestandteil von [SIA 269:2011-01] und folgt Empfehlungen in [ISO 13822:2010-08], [DBV-Heft 24 - 2014] und internationalen Fachausschüssen [JCSS - 2001], die für den Nachweis bestehender Tragwerke bei Erfüllung vorgegebener Kriterien einen „pauschal“ reduzierten Zielzuverlässigkeitsindex empfehlen.

Grundsätzlich ist dieses Nachweiskonzept nicht an eine festzulegende Restnutzungsdauer gebunden und kann demnach zeitlich unbeschränkt angewandt werden. Da charakteristische Kenngrößen veränderlicher Einwirkungen zeitabhängig sind, erweist sich aus diesem Grund die Einführung von Restnutzungsdauern trotzdem als sinnvoll. Auch in diesem Fall wird somit eine Mindestrestnutzungsdauer von 10 Jahren zugrunde gelegt, die nicht unterschritten werden darf.

Grundlage des Konzeptes ist die Durchführung einer qualifizierten Bestandsaufnahme, in deren Rahmen alle Parameter, sofern sie gegenüber dem Neubaufall angepasst werden sollen, am Tragwerk zu beziffern sind.

Der hohe Untersuchungsaufwand gestattet jedoch die Bewertung des tatsächlichen Tragwerkszustandes, weshalb das Konzept trotz der hohen Untersuchungskosten infolge der erweiterten Möglichkeit zur Aktivierung von Zuverlässigkeitsreserven wirtschaftlich ist. Oftmals lassen die vorhandenen Zuverlässigkeitsdefizite ohnehin keine Alternative zu diesem Vorgehen zu, mit Ausnahme einer gutachterlichen Einzelfallbetrachtung.

Im Gegensatz zum Restnutzungsdauerkonzept wird bei diesem Ansatz die operative Versagenswahrscheinlichkeit bewusst erhöht, was aber nicht zwangsläufig eine Erhöhung der tatsächlichen Versagenswahrscheinlichkeit zur Folge hat, da zusätzlich am Tragwerk gewonnene Informationen und die in Kapitel 7.2.1 und Kapitel 7.2.2 aufgeführten Aspekte für eine entsprechende Kompensation sorgen. Analog zu den Vorschlägen in [Diamantidis / Holicky - 2007], [DBV-Heft 24 - 2014], den Empfehlungen des JCSS [JCSS - 2001] und Inhalten der [SIA 269:2011-01] wird auch zur Nachrechnung bestehender Wasserbauwerke ein Zielzuverlässigkeitsindex von  $\beta_{red} = 3,2$  (Nachweiskonzept II) empfohlen.

Die beiden vorgestellten Konzepte zur Absenkung des Zielzuverlässigkeitsindex unterscheiden sich hinsichtlich ihres wahrscheinlichkeitstheoretischen Hintergrundes grundsätzlich. Maßgebend für die Bemessung von Baukonstruktionen ist die zulässige Versagenswahrscheinlichkeit. Während sich das Restnutzungsdauerkonzept hinsichtlich der zulässigen Versagenswahrscheinlichkeit innerhalb der für Neubauten maßgebenden Festlegungen bewegt, werden für das Bauen im Bestand bei der pauschalen Absenkung des Zielzuverlässigkeitsindex separate Festlegungen getroffen, die nicht mit denen für Neubauten zu vergleichen sind und auf einem niedrigeren Zuverlässigkeitsniveau basieren.

#### **8.4 Tragstruktur und Bauwerkszustand**

Soll die Bewertung bestehender Tragwerke auf Basis der modifizierten Zuverlässigkeitskonzepte erfolgen, dürfen im Rahmen einer qualifizierten Bestandsaufnahme keine Beeinträchtigungen bzw. Schäden am Tragwerk festgestellt werden.

In einem ersten Schritt sind zunächst das Tragverhalten und das Statische System der nachzurechnenden Bauteile zu bestimmen. Bei Betonbauteilen liefern hierzu insbesondere Fugen und Risse wertvolle Hinweise, währenddessen bei Stahlbetonbauteilen zusätzlich Bewehrungsverlauf und -gehalt zu ermitteln sind. Nur so kann festgestellt werden, ob z. B. einem Bauteil eine Durchlaufwirkung unterstellt werden kann oder ob Platten ein- oder zweiachsig gespannt sind [DBV-MTSBW - 2013].

Zur Ermittlung des Tragverhaltens von massiven Wasserbauwerken ist weiterhin zu berücksichtigen, dass diese oftmals mehrschalig bzw. -schichtig aufgebaut sind. Um statisch zusammenwirkende Bauteilabschnitte zu identifizieren, müssen deshalb horizontale und vertikale Bohrkerne zur Lokalisierung von Grenzflächen, die im ungünstigen Fall auch Trennflächen darstellen können, entnommen werden.

Dies ist insbesondere bei Tragwerken der Fall, die, wie in Kapitel 8.2 beschrieben, aus Stampfbeton (horizontale Schichtung) erstellt wurden und/oder eine Vorsatzschale (vertikale Schichtung) vorweisen. Hierbei kann grundsätzlich nicht davon ausgegangen werden, dass ein scheinbar homogener Querschnitt auch als monolithischer Block wirkt.



Stattdessen können z. B. infolge verschmutzter Arbeitsfugen etc. Trennflächen innerhalb eines Blockes entstehen, die zu einem Lastabtrag über mehrere Teilkörper führen, was bei der Nachweisführung zwingend zu beachten ist. Neben diesem Aspekt ist die Kenntnis über einen mehrschaligen bzw. -schichtigen Aufbau aber auch für die Bestimmung der maßgebenden Materialkennwerte hinsichtlich deren Grundgesamtheit wichtig, was in Kapitel 8.5.3 erläutert wird.

Ein umfangreicher Beitrag zur Durchführung einer qualifizierten Bestandsaufnahme ist im [Betonkalender - 2015] enthalten. Im Rahmen der Bauteiluntersuchungen müssen alle bemessungsrelevanten Kenngrößen bei vorliegenden Unterlagen bestätigt und bei fehlenden Informationen am Tragwerk ermittelt werden. Neben den Materialkennwerten gehören hierzu auch die Einwirkungskenngrößen sowie Bauteilabmessungen.

Grundsätzlich sollen zunächst vorliegende Planunterlagen etc. zur Aufnahme des Tragwerksbestandes ausgewertet werden, da die hierbei gewonnenen Erkenntnisse zur zielgerichteten Untersuchung eines Tragwerks beitragen. Bauteiluntersuchungen können anschließend auf kritische Bereiche konzentriert werden, was gestattet, den Untersuchungsaufwand aus wirtschaftlicher Sicht zu optimieren.

Diesbezüglich enthält der Beitrag [Betonkalender - 2015] auch eine umfassende Auflistung der zur Bestandsuntersuchung maßgebenden Prüfverfahren. Hinweise zur Verwendung zerstörungsfreier Prüfverfahren sind in [DBV-zfP - 2014] enthalten.

## **8.5 Ermittlung der maßgebenden Basisvariablen**

Nachfolgend wird die Vorgehensweise zur Bestimmung von Basisvariablen am Tragwerk beschrieben, wobei es sich überwiegend um die Bestimmung von charakteristischen Kennwerten einschließlich Variationskoeffizienten handelt. Grundlage der Ausführungen ist [DIN EN 1990:2010-12] in Kombination mit den jeweiligen Teilen von DIN EN 1991 zur Ermittlung der maßgebenden Einwirkungen.

### **8.5.1 Ständige und veränderliche Einwirkungen**

In Abhängigkeit von ihrer zeitlichen Veränderung werden Einwirkungen in ständige (G), veränderliche (Q) und außergewöhnliche (A) Einwirkungen unterschieden, wobei Einwirkungen infolge Wasser je nach ihrer Zeitveränderlichkeit als ständige oder veränderliche Einwirkungen einzustufen sind [DIN EN 1990:2010-12]. Außergewöhnliche Einwirkungen werden im Rahmen dieser Arbeit nicht weiter berücksichtigt, da sie als Bemessungswert projektspezifisch zu bestimmen sind.

Der charakteristische Kennwert einer Einwirkung  $F_k$  kann als Mittelwert, oberer oder unterer Wert oder bei fehlendem Bezug zu einer statistischen Verteilung auch als Nennwert festgelegt werden. Bei ständigen Einwirkungen mit kleiner Streuung (kleiner Variationskoeffizient und keine erheblichen Veränderungen während der Nutzungszeit) genügt die Angabe eines Wertes (auch Mittelwert), währenddessen bei großen Streuungen ein oberer und ein unterer Wert ausgewiesen werden sollten.

Das Eigengewicht eines Tragwerks darf durch einen einzigen charakteristischen Wert  $G_k$  ausgedrückt und auf der Grundlage der Nennabmessungen und der Durchschnittswichten bestimmt werden [DIN EN 1990:2010-12].

Erddrucklasten, die nach klassischer Erddrucktheorie mit Hilfe von Erddruckbeiwerten zu ermitteln sind, werden vorrangig von den Bodenparametern Dichte, innerer Reibungswinkel und Kohäsion bestimmt, aber auch durch Tragwerksverformungen beeinflusst. Oftmals liegt der auf ein Tragwerk wirkende Erddruck zwischen den Grenzwerten aktiver Erddruck und Erdruhedruck. Hierbei unterscheidet sich der Erddruck im Grenzzustand der Tragfähigkeit grundsätzlich vom Erddruck im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit [TbW - 2015].

Gemäß [DIN EN 1990:2010-12] ist der charakteristische Wert einer veränderlichen Einwirkung  $Q_k$  so festzulegen, dass innerhalb eines bestimmten Bezugszeitraumes eine vorgegebene Eintrittswahrscheinlichkeit nicht überschritten (oberer Wert – in der Regel 95 %-Quantil für einen Bezugszeitraum von 50 Jahren) bzw. erreicht (unterer Wert) wird. Der charakteristische Wert klimatischer Einwirkungen beruht auf dem 98 %-Überschreitungsquantil der Extremwertverteilung der zeitveränderlichen Basisvariablen innerhalb eines Bezugszeitraumes von einem Jahr, was einer mittleren Wiederkehrperiode von 50 Jahren entspricht [DIN EN 1990:2010-12]. In bestimmten Fällen dürfen aber auch andere Wiederkehrperioden oder Quantile verwendet werden, wenn die Natur der Belastung oder die Bemessungssituation dies erfordern [DIN EN 1990:2010-12].

## **8.5.2 Einwirkungen infolge Wasser**

Einwirkungen infolge Wasser haben als Leiteinwirkung einen großen Einfluss auf die Zuverlässigkeit von Wasserbauwerken, weshalb zur realitätsnahen Bewertung bestehender Tragwerke, insbesondere diese Größe mit ihrer tatsächlichen Verteilung am Bestandstragwerk zu ermitteln ist. Auf der Basis von Wasserstandmessungen wird nachfolgend eine vereinfachte Vorgehensweise vorgestellt, die die baupraktischen Probleme, oftmals in Form einer unzureichenden Datengrundlage, bei der Umsetzung berücksichtigt. Streng genommen ist diese Aufgabe jedoch nur von erfahrenen Hydrologen unter Zuhilfenahme komplexer Rechenmodelle lösbar.

### **8.5.2.1 Statistische Analyse von Hochwasserabflüssen**

Angaben über die maßgebenden Hochwasserabflüsse werden bei einer Vielzahl von Planungs- und Bemessungsaufgaben benötigt. Neben der absoluten Wasserstandshöhe eines Hochwasserereignisses sind zusätzlich dessen Überschreitungswahrscheinlichkeit und Wiederholungszeitspanne von Interesse. In [DWA-M 552 - 2012] wird die zur Bestimmung der genannten Parameter erforderliche Vorgehensweise beschrieben. Das Merkblatt ersetzt das Merkblatt [DVWK 251 - 1999], dessen Überarbeitung infolge der Erkenntnis, dass die Bestimmung von Hochwasserwahrscheinlichkeiten nicht ausschließlich auf Basis statistischer Analysen erfolgen kann, erforderlich wurde.

Zur Erhöhung der Aussagekraft statistischer Auswertungen, insbesondere bei kurzen Beobachtungsreihen und kleinen Überschreitungswahrscheinlichkeiten, wird empfohlen, über die Hochwasserscheiteldaten hinausgehende Informationen zu verwenden. Durch zeitlich, kausal und räumlich erweiterte Informationen wird die Aussagekraft und Zuverlässigkeit der berechneten Hochwasserabflüsse erhöht [DWA-M 552 - 2012].

Weiterhin ist die Güte der berechneten Hochwasserabflüsse einschließlich ihrer Jährlichkeit stark von den verwendeten Analysemethoden und der meist unzureichenden Datenbasis abhängig, weshalb die berechneten Werte erhebliche Unsicherheiten aufweisen und innerhalb von [DWA-M 552 - 2012] die Verwendung mehrerer Analysemethoden empfohlen wird.

Somit stellt die Bestimmung der maßgebenden Hochwasserabflüsse eine komplexe Aufgabe dar, die von Hydrologen wahrgenommen werden muss. Als Konsequenz hieraus ist auch der zur Nachrechnung eines Wasserbauwerkes maßgebende Bemessungswasserstand (Absolutwert) dem Tragwerksplaner auftraggeberseitig vorzugeben.

Aus konstruktiver Sicht handelt es sich hierbei um einen charakteristischen Wert, der auf Basis von DIN EN 1990 zu bestimmen ist [DIN 19702:2013-02], bei unbekannter statistischer Verteilung aber auch als Nennwert angegeben werden darf [DIN EN 1990:2010-12].

Problematisch erweist sich hierbei die Tatsache, dass sich der in [DIN 19702:2013-02] zur Bestimmungen von charakteristischen Kennwerten veränderlicher Einwirkungen infolge Wasser ausgewiesene Quantilwert (Verkehrswasserbau: 99 %, vgl. Tab. 8.2) von dem [DIN EN 1990:2010-12] zugrundeliegenden Quantilwert (99,9 %) unterscheidet.

Wird der charakteristische Kennwert einer veränderlichen Einwirkung gemäß [DIN 19702:2013-02] bestimmt, hat dies nach [DIN EN 1990:2010-12] grundsätzlich Zuverlässigkeitsdefizite zur Folge, da unterschiedliche Quantilwerte zur Herleitung der Zuverlässigkeitselemente (charakteristischer Wert, Teilsicherheitsbeiwert) verwendet werden.

Auf der Basis von aufgezeichneten Pegeldaten (Flussquerschnitte) wird nachfolgend die Vorgehensweise zur statistischen Analyse von Hochwasserabflüssen in Anlehnung an [DVWK 251 - 1999] beschrieben. Darüber hinausgehende Analysemethoden werden nicht weiter aufgeführt, da sie bei der Bestimmung der für die Bemessung relevanten charakteristischen Kennwerte nach [DIN EN 1990:2010-12] nicht maßgebend sind.

Zum Erhalt zuverlässiger statistischer Aussagen wird eine Pegelbeobachtungsdauer von mindestens 20 Jahren vorausgesetzt und größer als 30 Jahre empfohlen [DVWK 251 - 1999]. Die statistische Analyse basiert auf der Auswertung von jährlichen Serien, was bedeutet, dass zur Stichprobengewinnung aus jedem Beobachtungsjahr der höchste Scheitelabfluss (bzw. das jährliche Maximum der täglichen Wasserstandhöhen) zu verwenden ist [DVWK 251 - 1999]. Somit entspricht der Stichprobenumfang der Anzahl der Beobachtungsjahre.

Hierbei ist zu berücksichtigen, dass die Stichprobe frei von Erfassungsfehlern und repräsentativ für das langfristige Abflussverhalten ist, sowie nur voneinander unabhängige Elemente enthält. Vereinfacht kann dies durch die Darstellung der Stichprobenelemente in ihrer zeitlichen Abfolge (Zeitreihe) überprüft werden [DVWK 251 - 1999]. Zur Prüfung der Repräsentanz der Daten wird die Durchführung von Vergleichsanalysen benachbarter Pegel empfohlen.

Stichprobenelemente, die deutlich außerhalb der Schwankungsbreite der übrigen Werte liegen, sind genauer zu untersuchen. Hierzu wird ein kritischer Schwellenwert berechnet, bei dessen Überschreitung das Stichprobenelement als Ausreißer identifiziert wird, vgl. Anhang A2 [DVWK 251 - 1999]. Ausreißer, die innerhalb einer Nachprüfung bestätigt werden, bleiben in der Stichprobe enthalten, wobei ihr Einfluss auf die Extremwertprognose durch die Anpassung der Wichtung des Wertes beeinflusst werden darf.

Historische Hochwasserereignisse, die außerhalb der Zeitspanne mit Pegelaufzeichnung liegen, können innerhalb der Stichprobe ebenfalls integriert werden und verbessern die Sicherheit der statistischen Prognose. Das entsprechende Vorgehen wird in Anhang A3 [DVWK 251 - 1999] beschrieben.

Auf Basis der beobachteten Hochwasserscheitelabflüsse (Stichprobe) wird mit Hilfe der Wahrscheinlichkeitsanalyse die Unterschreitungswahrscheinlichkeit  $P(x)$  bestimmt, die zur Ermittlung der für die Bemessung maßgebenden Überschreitungswahrscheinlichkeit  $(1 - P(x))$  erforderlich ist. Problematisch gestaltet sich die Festlegung des Typs der Verteilungsfunktion, da bisher keine Methode existiert, eine hydrologische Variable eindeutig einer bestimmten Verteilungsfunktion zuzuweisen. Oftmals ist selbst die Annahme, dass alle Stichprobenelemente zu einer Grundgesamtheit gehören, zweifelhaft [DVWK 251 - 1999], sodass diesbezüglich noch erheblicher Forschungsbedarf besteht.

Aus diesem Grund sollen zur Berechnung der Hochwasserwahrscheinlichkeit mehrere Verteilungsfunktionen mit unterschiedlichen Parameterschätzungen herangezogen werden, um für eine bestimmte Wiederholungszeitspanne anstelle eines Wertes einen Wertebereich zu erhalten [DVWK 251 - 1999]. Eine Zusammenstellung möglicher Verteilungsfunktionen und Möglichkeiten zur Parameterschätzung ist in [DVWK 251 - 1999] enthalten.

### **8.5.2.2 Statistische Analyse von Grundwasserständen**

Die statistische Analyse von Grundwasserständen erfolgt analog zu der bereits beschriebenen Analyse von Hochwasserabflüssen. Es ist davon auszugehen, dass der Wasserstand eines Gewässers auch den Grundwasserstand in unmittelbarer Umgebung des Gewässers im Bereich der Wasserbauwerke beeinflusst. Bei abgedichteten Kanalsystemen besteht jedoch auch die Möglichkeit, dass sich der Grundwasserstand unabhängig vom Wasserstand im Gewässer verhält.

Zur statistischen Analyse von Grundwasserständen sind zwingend Grundwassermessstellen auszuwerten. Kann eine Beziehung zwischen der Grundwasserganglinie und der Ganglinie eines Gewässers erstellt werden, dürfen die Ergebnisse der Gewässeranalyse auch bei der Bestimmung der maßgebenden Grundwasserkennwerte berücksichtigt werden. Hierdurch wird eine Verbesserung der statistischen Prognose erreicht, da Pegeldata von Gewässern oftmals in größerem Umfang und insbesondere in längeren Betrachtungszeiträumen im Vergleich zu Aufzeichnungen von Grundwasserständen vorliegen.

Grundsätzlich kann davon ausgegangen werden, dass Grundwasserstände im Vergleich zum korrespondierenden Gewässer gedämpfte Ganglinien hinsichtlich Absolutwert und Streubreite aufweisen.

### 8.5.2.3 Bestimmung der bemessungsrelevanten Einwirkungskenngrößen auf der Basis von Wasserstandaufzeichnungen

Zur exemplarischen Ermittlung der für die Nachrechnung von Wasserbauwerken erforderlichen Basisvariable in Form der charakteristischen Wasserstandhöhe erfolgt in diesem Kapitel eine vereinfachte statistische Auswertung von Wasserstandaufzeichnungen in Anlehnung an [DVWK 251 - 1999].

Gemäß [DIN 19702:2013-12] können Kräfte aus Wasser- und Grundwasserdrücken sowohl als ständige als auch als veränderliche Einwirkungen betrachtet werden, vgl. Kapitel 5.2.2. In dieser Arbeit werden zur Bestimmung von Teilsicherheitsbeiwerten im Rahmen des semiprobabilistischen Zuverlässigkeitskonzeptes der Eurocodes [DIN EN 1990:2010-12] Einwirkungen infolge Wasser als veränderliche Einwirkungen behandelt, siehe auch [DIN EN 1997-1:2014-03], zu deren Beschreibung eine Gumbel-Verteilung herangezogen wird, vgl. Tab. 3.1 und Tab. 4.7. Grundsätzlich können jedoch mehrere Verteilungsfunktionen verwendet werden.

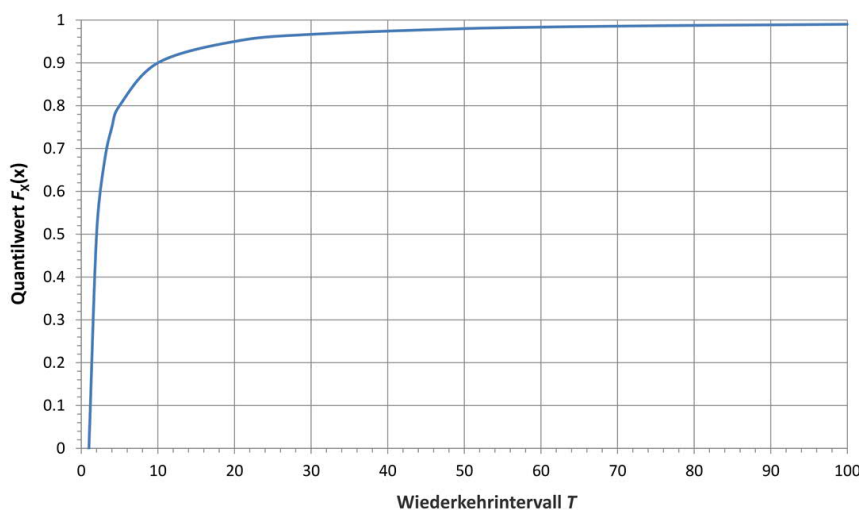
Das Vorliegen verwertbarer Wasserstandaufzeichnungen ist obligatorisch, insbesondere aufgrund der angestrebten Anpassung von Teilsicherheitsbeiwerten an die tatsächlich am nachzurechnenden Tragwerk auftretenden Wasserstände.

Im Wasserbau erfolgt die Festlegung der für die Bemessung maßgebenden Hochwasserabflüsse innerhalb von [DIN 19702:2013-02], vgl. Tab. 5.1 und Tab. 5.2, auf Basis der jährlichen Überschreitungswahrscheinlichkeit  $P(x)$  bzw. des Wiederkehrintervalls  $T$ :

$$T = \frac{1}{1 - P(x)} \quad (8.1)$$

Der Zusammenhang zwischen Wiederkehrintervall und Verteilungsfunktion  $F_x$  (Quantilwert) ist nachfolgend angegeben und in Bild 8.3 dargestellt:

$$F_x(x) = 1 - \frac{1}{T} \quad (8.2)$$



**Bild 8.3:**  
Zusammenhang von Wiederkehrintervall  $T$  und Quantilwert  $F_x(x)$

In Abhängigkeit vom Wiederkehrintervall können die dazugehörigen Quantilwerte der statistischen Verteilung bezogen auf ein Jahr Tab. 8.2 entnommen werden, unabhängig ob es sich um einen Neubau oder um ein bestehendes Tragwerk handelt.

**Tab. 8.2:** Wiederkehrintervalle für  $BHQ_1$  und  $BHQ_2$  [DIN 19700-13:2004-07] einschließl. korrespondierender Quantilwerte, vgl. Tab.5.2 → Verkehrswasserbau Gewässerklasse I

Gewässer- klasse	Bemessungssituation			
	ständig und vorübergehend		außergewöhnlich	
	$BHQ_1$		$BHQ_2$	
	Wiederkehr- intervall	$p$ -Quantil	Wiederkehr- intervall	$p$ -Quantil
I	<b><math>T = 100 a</math></b>	<b>0,99</b>	$T = 1.000 a$	0,999
II	$T = 50 a$	0,98	$T = 100 a$	0,99
III	$T = 20 a$	0,95	$T = 50 a$	0,98

Zur Ermittlung von charakteristischen Kennwerten veränderlicher Einwirkungen wird innerhalb der Eurocodes das 95 %-Quantil der statistischen Verteilungsfunktion für einen Bezugszeitraum von 50 Jahren herangezogen [ECSS - 1996], was Kennwerten mit 99,9 % Unterschreitungswahrscheinlichkeit innerhalb eines Bezugszeitraumes von einem Jahr entspricht (1.000-Jahreswerte). Für den Verkehrswasserbau steht dies im Widerspruch zu den Festlegungen in [DIN 19702:2013-02], wo für ständige und vorübergehende Einwirkungen 99 %-Quantile (100-Jahreswerte) gefordert werden, vgl. Tab. 8.2.

Zur Nachrechnung bestehender Wasserbauwerke werden die Regelungen nach [DIN EN 1990:2010-12] herangezogen, sodass zur Bestimmung der maßgebenden Einwirkungskenngrößen (Basisvariablen) die 1.000-Jahreswerte für einen Bezugszeitraum von einem Jahr zu berücksichtigen sind.

Zur Abschätzung der charakteristischen Wasserstandhöhe wird in Abhängigkeit von dem zur Verfügung stehenden Stichprobenumfang der Wasserstandaufzeichnungen (Messgröße: Wasserstandhöhe [m]) die in Tab. 8.3 beschriebene Vorgehensweise empfohlen. Die Stichprobe wird hierbei als Gumbel-verteilt angenommen und soll grundsätzlich auf einem möglichst langen Beobachtungszeitraum (Zeitdauer der Pegelaufzeichnung) beruhen, vgl. Kapitel 8.5.2.1.

Gemäß [DVWK 251 - 1999] basiert die Ermittlung charakteristischer Wasserstandhöhen grundsätzlich auf der Auswertung jährlicher Serien (Bezugszeitraum: ein Jahr), vgl. Kapitel 8.5.2.1. Ist der Beobachtungszeitraum der Wasserstandmessungen kürzer als 20 Jahre, wird trotz der jahreszeitlichen Abhängigkeit der Prüfserien empfohlen, zusätzlich monatliche Serien zur Auswertung heranzuziehen (Bezugszeitraum: ein Monat).

Hierzu ist die Gesamtstichprobe innerhalb des Beobachtungszeitraumes  $T$  ( $n$  Jahre) zunächst in  $n$  Teilstichproben mit einem Beobachtungszeitraum von einem Jahr aufzuteilen, was die Grundlage zur Bestimmung der Stichprobenparameter (Mittelwert, Variationskoeffizient) je Teilstichprobe darstellt. Somit wird bei der Auswertung der Teilstichproben der höchste monatliche Wasserstand als Stichprobenelement verwendet, sodass eine Teilstichprobe immer einen Umfang von 12 Einzelwerten aufweist. Im nächsten Berechnungsschritt werden die Kennwerte (Mittelwert, Variationskoeffizient) der  $n$  Teilstichproben unter Zugrundelegung eines fiktiven Beobachtungszeitraumes von einem Jahr gemittelt.

Der charakteristische Wasserstand ergibt sich letztendlich auf Basis der für einen fiktiven Beobachtungszeitraum von einem Jahr gemittelten Kennwerte der  $n$  Teilstichproben auf Basis von Gleichung (3.62). Neben dem Ansatz eines 99,9 %-Quantilwertes ist hierbei auch zu berücksichtigen, dass vom Bezugszeitraum ein Monat auf den Bezugszeitraum ein Jahr umgerechnet wird, was durch die Verwendung von  $T = 12$  in Gleichung (3.62) erfolgt. Dies entspricht der Transformation der Gumbel-Verteilung mit  $\ln T = \ln 12$ . Die dazugehörigen Parameter „Mittelwert“ und „Variationskoeffizient“ werden auf Grundlage von Gleichung (3.63) und (3.60) bestimmt.

**Tab. 8.3:** Konzept zur Bestimmung charakteristischer Kennwerte veränderlicher Einwirkungen infolge Wasser

Fall	Zeitraum	Vorgehensweise
A	$T \geq 20$	Auswertung von jährlichen Serien innerhalb des Beobachtungszeitraumes $T$ [DVWK 251 - 1999], Bestimmung der charakteristischen Wasserstandhöhe gemäß Gleichung (3.57) unter Ansatz von $p = 0,999$ . → Ergebnis: $W_k$ (1.000-Jahreswert)
B	$T < 20$	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Aufteilen der Gesamtstichprobe des Beobachtungszeitraumes <math>T</math> (<math>n</math> Jahre) in <math>n</math> Teilstichproben mit einem Beobachtungszeitraum von einem Jahr.</li> <li>• Auswertung von monatlichen Serien in Anlehnung an [DVWK 251 - 1999], Bestimmung von Mittelwert und Variationskoeffizient je Teilstichprobe.                          → <math>m_{1,i}</math> mit: <math>i = 1, 2, \dots, n</math>  <math>v_{1,i}</math> mit: <math>i = 1, 2, \dots, n</math></li> <li>• Bestimmung der mittleren Kenngrößen (Mittelwert, Variationskoeffizient) für einen fiktiven Beobachtungszeitraum von einem Jahr auf Basis der <math>n</math> Teilstichproben:                          → <math>m_{1^*} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n m_{1,i}</math> ; <math>v_{1^*} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n v_{1,i}</math></li> <li>• Bestimmung der charakteristischen Wasserstandhöhe auf Basis der mittleren Kenngrößen der <math>n</math> Teilstichproben gemäß Gleichung (3.62) unter Ansatz von <math>p = 0,999</math> und <math>T = 12</math>.                          → Ergebnis: <math>W_k</math> (1.000-Jahreswert)</li> </ul>
Für Pegelbeobachtungszeiträume $T \geq 20$ Jahre kann die Bestimmung der charakteristischen Kennwerte nach Fall A erfolgen. Für Pegelbeobachtungszeiträume $T < 20$ Jahre muss zusätzlich nach Fall B vorgegangen werden, wobei der größere der beiden Kennwerte maßgebend ist.		
$T$ :	Beobachtungszeitraum der Wasserstandaufzeichnung [Jahre]	
$W_k$	Charakteristischer Wasserstand (1.000-Jahreswert)	
	<u>Fall A:</u> auf Basis der Auswertung jährlicher Serien gemäß [DVWK 251 - 1999] <u>Fall B:</u> auf Basis der Auswertung monatlicher Serien in Anlehnung an [DVWK 251 - 1999] für einen fiktiven Beobachtungszeitraum von einem Jahr	
$m_{1,i}$	Mittlerer Wasserstand für einen Beobachtungszeitraum von einem Jahr (je Teilstichprobe)	
$v_{1,i}$	Variationskoeffizient des Wasserstandes für einen Beobachtungszeitraum von einem Jahr (je Teilstichprobe)	
$m_{1^*}$	Mittelwert des mittleren Wasserstandes der Teilstichproben	
$v_{1^*}$	Mittelwert der Variationskoeffizienten der Teilstichproben	

Bei der unter Fall B beschriebenen Vorgehensweise wird der charakteristische Kennwert stark von jahreszeitlichen Einflüssen geprägt, was im Vergleich zur Auswertung auf Basis von jährlichen Serien streng genommen zu abweichenden Ergebnissen führt. Mangels Alternativen wird die Vorgehensweise, insbesondere bei kurzen Beobachtungszeiträumen, jedoch trotzdem angewandt. Zur Veranschaulichung wird im nachfolgenden Kapitel die beschriebene Vorgehensweise anhand von Auswertungsbeispielen erläutert.

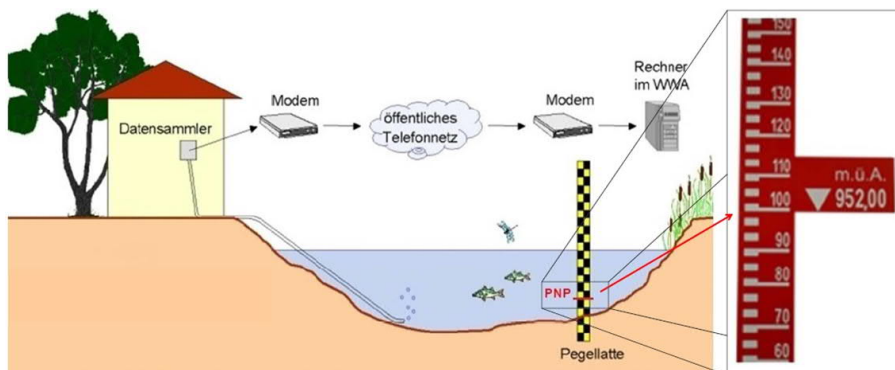
#### 8.5.2.4 Beispiele zur Bestimmung von bemessungsrelevanten Einwirkungskenngrößen infolge Wasser

Bei der Bestimmung von charakteristischen Wasserständen einschließlich dazugehörigem Variationskoeffizienten ist es unerheblich, ob es sich um Oberflächengewässer oder um Grundwasser handelt. Wesentlich für die Auswertung ist die Festlegung des Bezugspunktes der Wasserstandmessung im Hinblick auf den bemessungsrelevanten Wasserstand am Tragwerk. Die Wasserstandmessungen werden in der Regel auf einen Nullpunkt (z. B. Pegelnullpunkt) bezogen (vgl. Bild 8.4 und 8.5), der meistens nicht identisch mit dem für das Tragwerk im Hinblick auf Wasserdruck maßgebenden „Nullpunkt“ (z. B. Aufstandsfläche eines Wehrpfeilers) übereinstimmt. Aufgrund der „wirksamen“ Wasserstandhöhe wirkt sich dies bei der Bestimmung des maßgebenden Variationskoeffizienten aus. Dies ist insbesondere bei unterschiedlichen Gründungstiefen eines Bauwerkes zu beachten und hat bauteilspezifische charakteristische Wasserstände einschließlich Variationskoeffizienten zur Folge.

Um den an der Messstelle gemessenen Wasserstand ( $h_{W,M}$ ) auf das Tragwerk übertragen zu können, wird der Bezugspunkt der Messstelle ( $PNP \rightarrow$  z. B. Pegelnullpunkt, vgl. Bild 8.5) wie auch der „Bauteilnullpunkt“ ( $NP_{BT}$ ) auf Normalhöhennull (NHN) als Absolutgröße bezogen. Auf der Basis des gemessenen Wasserstandes berechnet sich der am Bauteil tatsächlich anstehende (wirksame) Wasserstand ( $h_{W,BT}$ ) mit Hilfe der Gleichung:

$$h_{W,BT} = PNP + h_{W,M} - NP_{BT} \quad [m] \quad (8.3)$$

Ausgehend von  $h_{W,BT}$  werden anschließend die bemessungsrelevanten Parameter „charakteristische Wasserstandhöhe“ ( $h_{W,BT,k}$ ) einschließlich dazugehörigem Variationskoeffizienten bestimmt.



(www.europegel.at)

**Bild 8.4:** schematische Darstellung einer Pegelmessstelle  
(www.lfu.bayern.de)

**Bild 8.5:** absolut. Pegelnullpunkt



Im Rahmen der vorliegenden Arbeit wurden exemplarisch mehrere Wasserstandaufzeichnungen in Abhängigkeit vom Gewässertyp ausgewertet, vgl. Tab. 8.4. Die hierzu erforderlichen Messdaten wurden durch das Referat Grundwasser (G3, Abteilung Geotechnik) der Bundesanstalt für Wasserbau aus der Gewässerdatenbank WISKI (Grundwasserdaten: GWBase) zur Verfügung gestellt.

**Tab. 8.4:** Übersicht über die exemplarisch ausgewerteten Wasserstandmessstellen

Gewässer	Regelung	Ort	Beobachtungszeitraum [Jahre]	
			OG	OW: 27 UW: 26
Rhein	staugeregelt	Iffezheim	OG	OW: 27 UW: 26
Main		Steinbach	OG	25
Mosel		Zeltingen	OG	10
	GW		9	
Stichkanal nach Hildesheim (SKH)	Kanalhaltung	Bolzum	GW	12
OG: Oberflächengewässer      GW: Grundwasser      OW: Oberwasser      UW: Unterwasser				

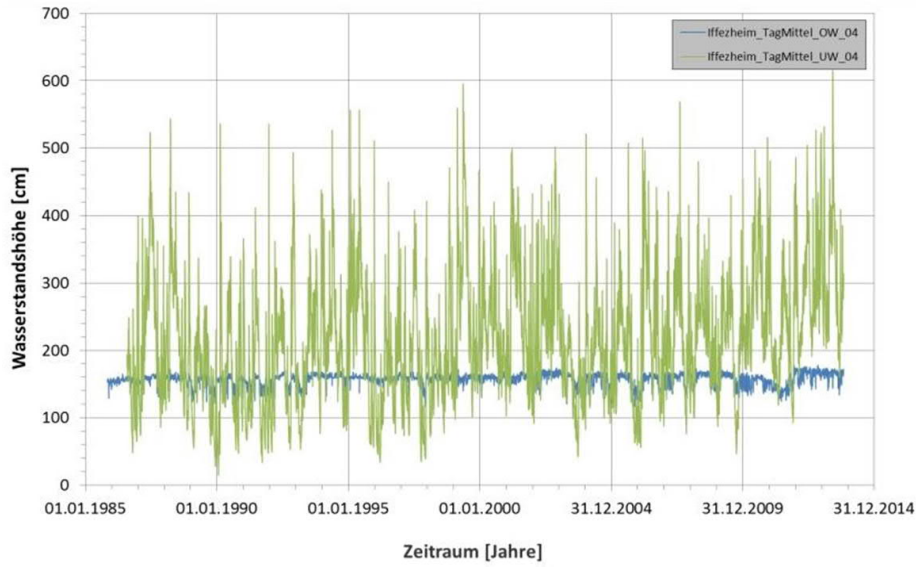
Nachfolgend wird beispielhaft vorgeführt, wie die charakteristischen Einwirkungskennwerte infolge Wasser auf Basis der in [DIN EN 1990:2010-12] enthaltenen Festlegungen bestimmt werden können. Bei den ausgewiesenen Kennwerten handelt es sich um 99,9 %-Quantile für einen Bezugszeitraum von einem Jahr (1.000-Jahreswerte). Den Kennwerten liegt weiterhin der relative Nullpunkt der Messstelle als Ausgangsbasis zugrunde.

Zur Nachrechnung bestehender Tragwerke ist oftmals die Wahl eines möglichst kurzen Bezugszeitraumes sinnvoll, vgl. Kapitel 7. Bei Nachweisen auf Basis des Restnutzungsdauerkonzeptes (Konzept I) wird zwar der Bezugszeitraum der Nachrechnung verkürzt, es darf aber trotzdem keine Aktualisierung der veränderlichen Einwirkungskennwerte erfolgen, vgl. Kapitel 7.2.3. Stattdessen müssen die ursprünglich in der Bemessung enthaltenen Einwirkungskennwerte auch bei der Nachrechnung verwendet werden.

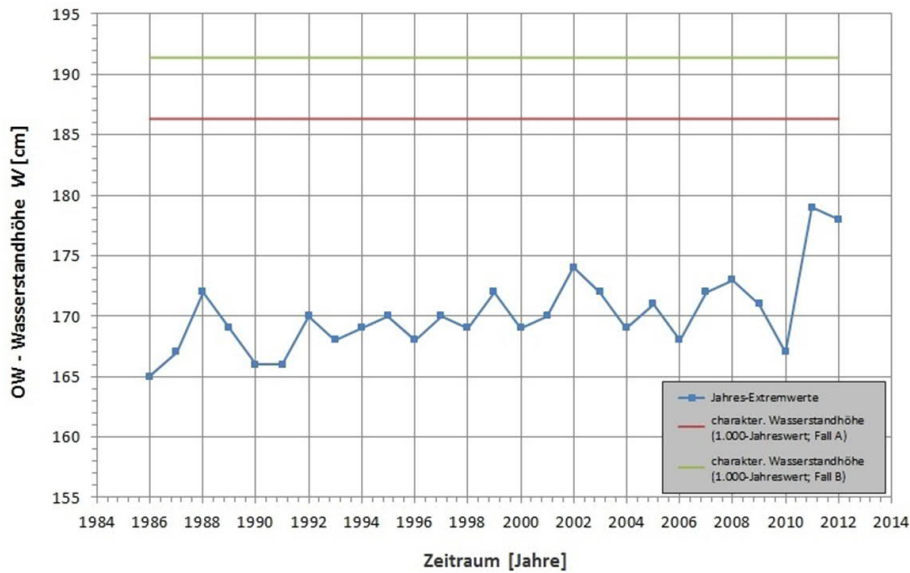
Wird das Konzept mit pauschal reduziertem Zielzuverlässigkeit (Konzept II) verwendet (vgl. Kapitel 7.3.3), bietet sich die Berücksichtigung verkürzter Nutzungszeiträume an, obwohl das Konzept an sich zeitlich unbeschränkt ist. Vorteilhaft zeigt sich hierbei die Tatsache, dass sich mit kürzer werdendem Bezugszeitraum auch die Eintrittswahrscheinlichkeit extremer Hochwasserereignisse und damit auch der zu berücksichtigende Teilsicherheitsbeiwert reduziert.

Im ersten Anwendungsbeispiel erfolgt eine Auswertung von Pegelständen des Rheins im Bereich der Staustufe Iffezheim, vgl. Tab. 8.5. Bei der Darstellung der Ganglinien, vgl. Bild 8.6 wird deutlich, dass das Oberwasser infolge der Stauregelung einen erwartungsgemäß geringen jährlichen wie auch langjährigen Variationskoeffizienten ( $v_B = 0,02$ ;  $v_A = 0,02$ ) aufweist. Der Unterwasserstand ist stark vom tatsächlichen Abfluss des Gewässers abhängig und variiert dementsprechend stark. Innerhalb eines langen Beobachtungszeitraumes, unabhängig von jahreszeitlichen Einflüssen, ergibt sich jedoch ebenfalls ein vergleichsweise geringer Variationskoeffizient von  $v_A = 0,11$ .

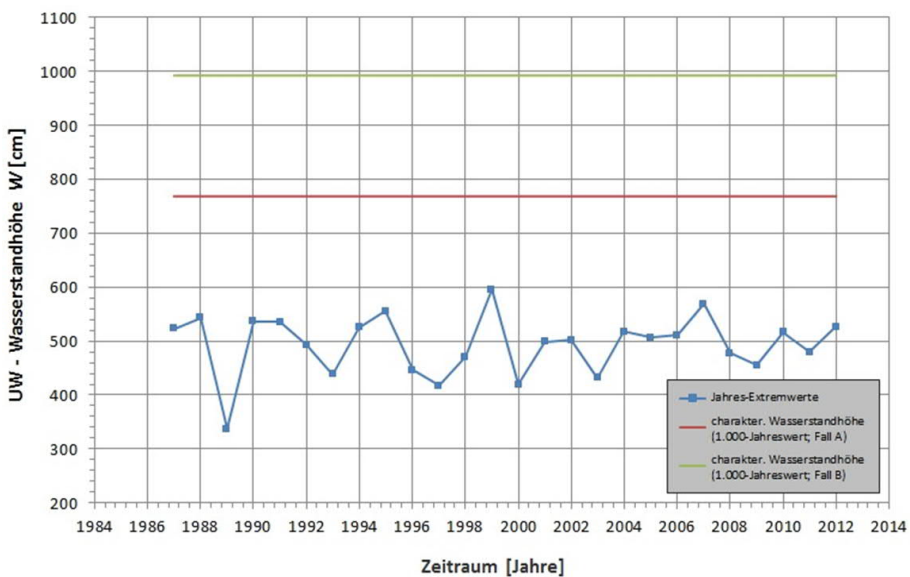
Tab. 8.5: Auswertung Wasserstandmessungen Pegel Iffezheim (Rhein)



**Bild 8.6:**  
Ganglinien  
Pegel  
Iffezheim  
(Rhein)  
OW: Oberwasser  
UW: Unterwasser



**Bild 8.7:**  
Oberwasser  
  
*Fall A,*  
 $m_A = 170,2$  cm  
 $v_A = 0,02$   
 $W_{k,A} = 186,3$  cm  
  
*Fall B,*  
 $m_B = 164,3$  cm  
 $v_B = 0,02$   
 $W_{k,B} = 191,4$  cm



**Bild 8.8:**  
Unterwasser  
  
*Fall A,*  
 $m_A = 493,3$  cm  
 $v_A = 0,11$   
 $W_{k,A} = 768,5$  cm  
  
*Fall B,*  
 $m_B = 317,0$  cm  
 $v_B = 0,31$   
 $W_{k,B} = 992,4$  cm

Gemäß der Darstellung in Bild 8.6 liegt der Oberwasserstand unterhalb des Unterwasserstandes. Ursächlich hierfür ist, dass der absolute Nullpunkt des Oberwasserpegels ( $PNP_{\text{Oberwasser}}$ ) nicht dem absoluten Nullpunkt des Unterwasserpegels ( $PNP_{\text{Unterwasser}}$ ) entspricht und beide Ganglinien folglich separat dargestellt werden müssten.

Unter Berücksichtigung der absoluten Pegelnullpunkte kann jedoch auf Basis der Ganglinien (mittlere Wasserstände innerhalb des Beobachtungszeitraumes) auf die Fallhöhe der Staustufe geschlossen werden:

$$\begin{aligned} \Delta h_{\text{Stau}} &= PNP_{\text{Oberwasser}} + h_{m,\text{OW}} - (PNP_{\text{Unterwasser}} + h_{m,\text{UW}}) \\ &= 122,07 + 1,56 - (110,57 + 2,15) = 10,91 \text{ m} \end{aligned} \quad (8.4)$$

In Bild 8.7 und 8.8 sind die charakt. Wasserstände für Ober- und Unterwasser dargestellt. Neben dem 1.000-Jahres-Kennwert auf Basis der Auswertung jährlicher Serien (Fall A) ist in den Diagrammen auch der als fiktive Größe prognostizierte 1.000-Jahres-Kennwert auf Basis der Auswertung monatlicher Serien (Fall B) enthalten.

Die zur Berechnung der Kennwerte gewählte Vorgehensweise kann Tab. 8.6 entnommen werden.

**Tab. 8.6:** Vorgehen zur Ermittlung der charakteristischen Wasserstandhöhe  $w_k$

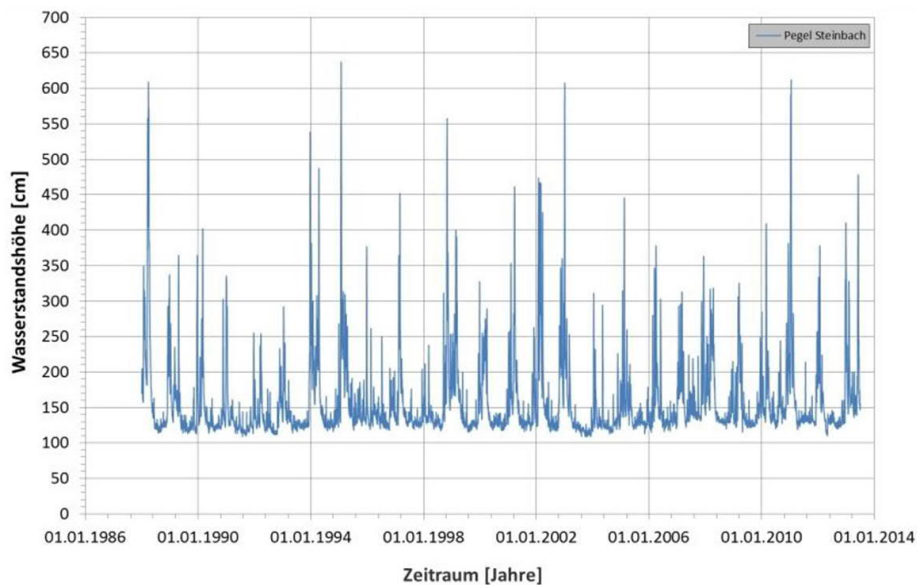
<b>Fall A</b>	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. Bestimmung der Stichprobenelemente als Jahresmaxima innerhalb des Beobachtungszeitraumes <math>T</math> (Auswertung von jährlichen Serien),</li> <li>2. Ansatz einer Gumbel-Verteilung, Bestimmung von <math>u</math> und <math>a</math> der Stichprobe mit Hilfe eines Statistikprogramms, z. B. [RCP - 2009],</li> <li>3. Berechnung von Mittelwert <math>m</math> und Variationskoeffizient <math>v</math> der Verteilung mit Hilfe von Gleichung (3.21) und (3.22),</li> <li>4. Ermittlung der charakt. Wasserstandhöhe <math>Q_k</math> auf Basis von Gleichung (3.57) unter Berücksichtigung von <math>p = 0,999</math>.</li> </ol>
<b>Fall B</b>	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. Aufteilung des Beobachtungszeitraumes von <math>n</math> Jahren in <math>n</math> Beobachtungszeiträume von einem Jahr,</li> <li>2. Für die <math>n</math> Beobachtungszeiträume: Bestimmung der Stichprobenelemente als Monatsmaxima innerhalb des Beobachtungszeitraumes von einem Jahr (Auswertung von monatlichen Serien),</li> <li>3. Ansatz einer Gumbel-Verteilung, Bestimmung von <math>u</math> und <math>a</math> je Teilstichprobe mit Hilfe eines Statistikprogramms, z. B. [RCP - 2009],</li> <li>4. Berechnung von Mittelwert <math>m_{1,i}</math> und Variationskoeffizient <math>v_{1,i}</math> mit Hilfe von Gleichung (3.21) und (3.22) mit <math>i = 1, 2, \dots, n</math>,</li> <li>5. Bestimmung der mittleren Kenngrößen <math>m_{1^*}</math> und <math>v_{1^*}</math> für einen fiktiven Beobachtungszeitraum von einem Jahr auf Basis der <math>n</math> Teilstichproben                     <math display="block">m_{1^*} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n m_{1,i}; \quad v_{1^*} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n v_{1,i}</math> </li> <li>6. Ermittlung der charakt. Wasserstandhöhe <math>Q_k</math> auf Basis von Gleichung (3.62) unter Berücksichtigung von <math>p = 0,999</math> und Transformation vom Bezugszeitraum ein Monat in den Bezugszeitraum ein Jahr (<math>T = 12</math>).</li> </ol>

Die Bestimmung des charakteristischen Wasserstandes soll generell auf einem möglichst langen Beobachtungszeitraum beruhen (Fall A). Da Messwertaufzeichnungen oftmals nur in begrenztem Umfang (Beobachtungszeitraum < 20 Jahre) vorliegen, ist der charakteristische Wasserstand in diesen Fällen zusätzlich für einen fiktiven Beobachtungszeitraum von einem Jahr als Mittelwert der zur Verfügung stehenden  $n$  Beobachtungsjahre zu bestimmen (Fall B). Innerhalb der statischen Berechnung wird anschließend der größere der beiden Werte berücksichtigt.

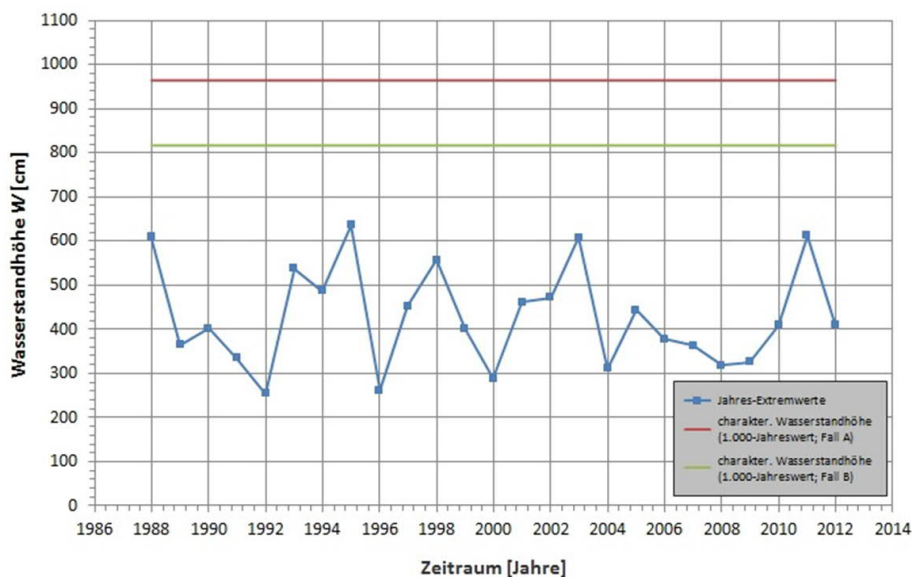
In den Diagrammen werden weiterhin Jahres-Extremwerte ausgewiesen, da diese die Berechnungsgrundlage zur Bestimmung der charakteristischen Werte gemäß Fall A darstellen.

Die folgende Auswertung basiert auf den Daten des Pegels Steinbach am Main, die im Rahmen dieser Arbeit über einen Beobachtungszeitraum von 25 Jahren ausgewertet wurden.

**Tab. 8.7:** Auswertung Wasserstandmessungen Pegel Steinbach (Main)



**Bild 8.9:**  
Ganglinie  
Pegel Steinbach  
(Main)



**Bild 8.10:**  
Pegel Steinbach

*Fall A,*  
 $m_A = 420,2 \text{ cm}$   
 $v_A = 0,26$   
 $W_{k,A} = 964,1 \text{ cm}$

*Fall B,*  
 $m_B = 207,7 \text{ cm}$   
 $v_B = 0,43$   
 $W_{k,B} = 816,7 \text{ cm}$

Die Ganglinie des Pegels Steinbach, vgl. Bild 8.9, weist innerhalb eines Jahres sehr starke Schwankungen auf. Während das Sommerhalbjahr einen relativ gleichmäßigen Wasserstand von im Mittel ca. 1,5 m aufweist, kommt es von November bis März regelmäßig zu Hochwasserereignissen mit im Vergleich zum Sommerhalbjahr doppelten bis vierfachen Wasserstandhöhen. Der maximale Variationskoeffizient für einen fiktiven Beobachtungszeitraum von einem Jahr (Fall B) liegt demnach auch bei  $v_B = 0,43$ , vgl. Bild 8.10.

Bei der Auswertung von jährlichen Serien innerhalb des Beobachtungszeitraumes von 25 Jahren (Fall A) ergibt sich ein Variationskoeffizient von  $v_A = 0,26$  in Verbindung mit einer mittleren Wasserstandhöhe von 4,20 m. Aufgrund der deutlich ausgeprägten Abflussspitzen kommen bei dieser Datenbasis die Eigenschaften einer Extremwertverteilung voll zur Geltung, da immer nur der jährliche Maximalwasserstand als Stichprobenelement berücksichtigt wird.

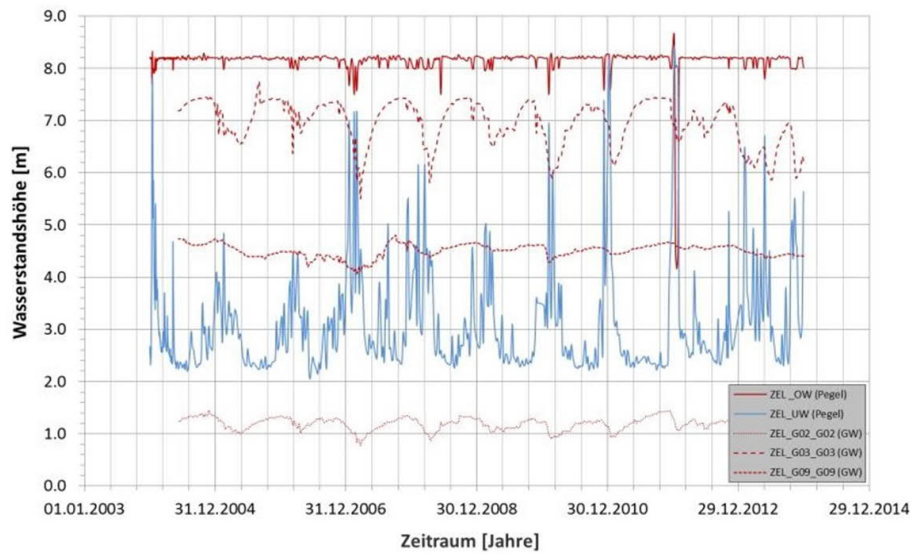
Die Auswertung monatlicher Serien für einen fiktiven Beobachtungszeitraum von einem Jahr, deren Mittelung und anschließende Transformation in den Bezugszeitraum ein Jahr (Fall B) führt bei diesem Beispiel zu einem geringeren charakteristischen Kennwert, da die absolute Häufigkeit hoher Abflussspitzen innerhalb eines Jahres gering ist und somit bei der Auswertung der Stichprobe an Bedeutung verliert. Unberücksichtigt bleibt hierbei die Tatsache, dass jahreszeitliche Schwankungen nicht stochastisch unabhängig sind.

Am Beispiel der Auswertung der Daten des Pegel Iffezheim wird deutlich, dass hinsichtlich der Auswertung von jährlichen Serien innerhalb des Gesamtbeobachtungszeitraumes (Fall A) der Ansatz einer Gumbel-Verteilung aufgrund der Vielzahl von Abflussspitzen innerhalb eines Jahres zu einem geringeren charakteristischen Kennwert führt. Ursächlich hierfür ist, dass immer nur der jeweils höchste Wasserstand eines Jahres innerhalb der Stichprobe Berücksichtigung findet. Stattdessen wird bei der Bestimmung des charakteristischen Kennwertes auf der Basis monatlicher Serien und anschließenden Transformation in den Bezugszeitraum ein Jahr das tatsächliche Abflussverhalten „zutreffender“ beschrieben.

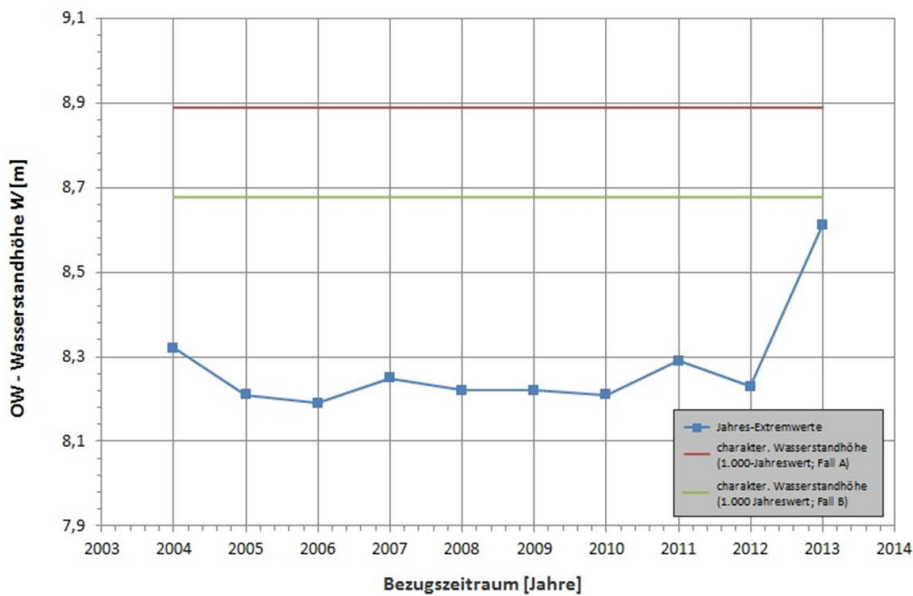
Bei der Bestimmung des charakteristischen Wasserstandes für den Pegel Iffezheim liefert Fall B den größeren charakteristischen Kennwert. Trotzdem darf innerhalb der statischen Berechnung der nach Fall A ermittelte Kennwert verwendet werden, da aufgrund des langen Beobachtungszeitraumes der Wasserstandsmessungen davon ausgegangen werden kann, dass dieser ausreichend statistisch abgesichert ist.

Nachfolgende Auswertung basiert auf Daten des Pegels bzw. der Grundwassermessstelle in Zeltingen an der Mosel. Im Gegensatz zu den Nullpunkten der Pegel in Iffezheim liegen die Pegelnullpunkte von Ober- und Unterwasser der Messstelle in Zeltingen auf der gleichen NHN-Höhe, sodass die tatsächliche Stauhöhe der Wehranlage als Wasserstanddifferenz von Ober- und Unterwasser direkt Bild 8.11 entnommen werden kann. Weiterhin ist ersichtlich, dass maximale Hochwasserabflüsse zu einem starken Anstieg des Unterwasserspiegels führen, während der Oberwasserspiegel sinkt. Ursächlich hierfür ist, dass in diesen Fällen zum Schutz der Wehranlage die Wehrverschlüsse geöffnet werden. Neben den Ganglinien des Gewässers wurden zusätzlich drei Grundwassermessstellen (G02, G03, G09) ausgewertet, die alle eine Korrespondenz zum Oberwasserstand erkennen lassen.

Tab. 8.8: Zeltingen (Mosel), Auswertung von Wasserstandmessungen



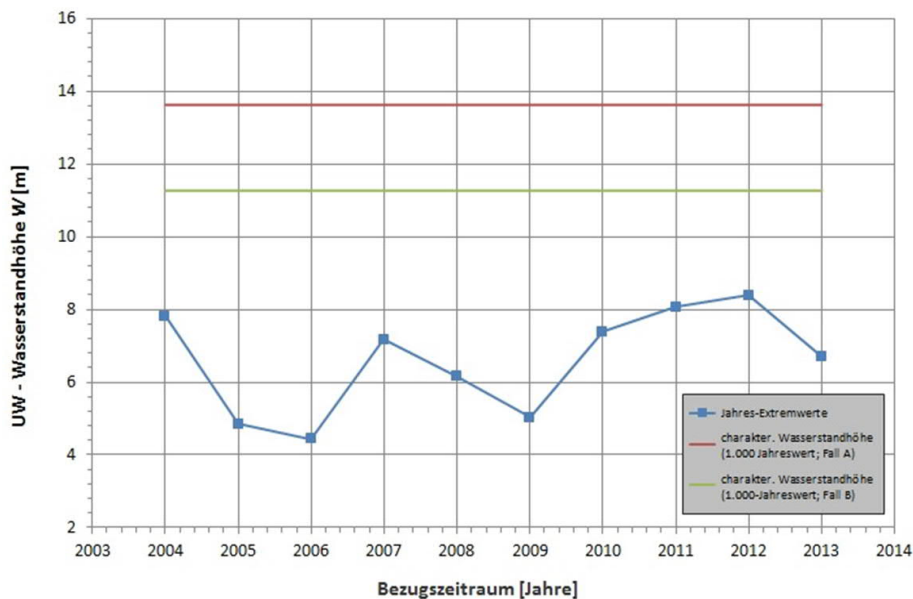
**Bild 8.11:**  
Ganglinien  
Messstelle  
Zeltingen  
(Mosel)  
OW: Oberwasser  
UW: Unterwasser  
GW: Grundwasser



**Bild 8.12:**  
Oberwasser  
Zeltingen

Fall A,  
 $m_A = 8,28$  m  
 $v_A = 0,02$   
 $W_{k,A} = 8,89$  m

Fall B,  
 $m_B = 8,16$  m  
 $v_B = 0,01$   
 $W_{k,B} = 8,68$  m



**Bild 8.13:**  
Unterwasser  
Zeltingen

Fall A,  
 $m_A = 6,60$  m  
 $v_A = 0,22$   
 $W_{k,A} = 13,63$  m

Fall B,  
 $m_B = 3,67$  m  
 $v_B = 0,30$   
 $W_{k,B} = 11,26$  m

Tab. 8.9: Zeltingen (Mosel), Auswertung von Grundwasserstandmessungen

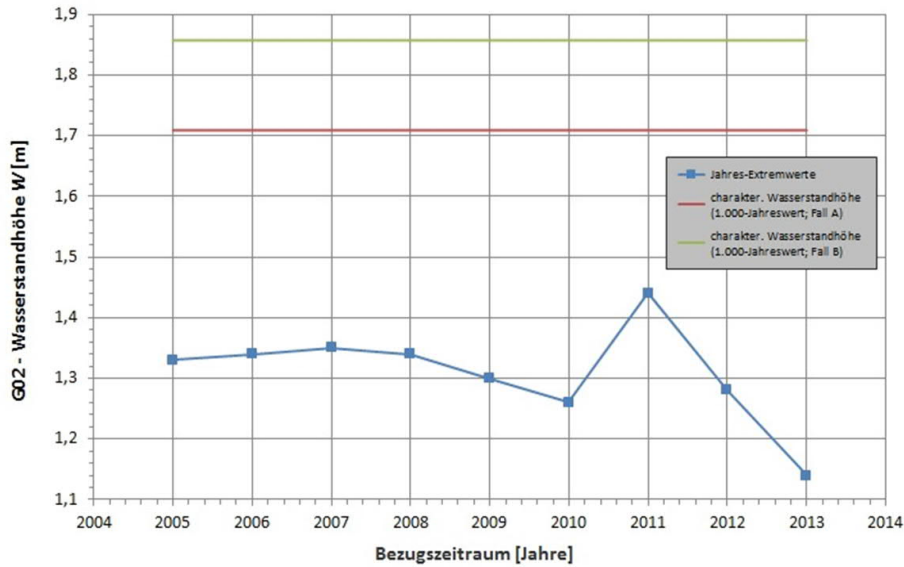


Bild 8.14:  
Grundwasser  
Zeltingen, G02

Fall A,  
 $m_A = 1,31$  m  
 $v_A = 0,06$   
 $W_{k,A} = 1,71$  m

Fall B,  
 $m_B = 1,18$  m  
 $v_B = 0,08$   
 $W_{k,B} = 1,86$  m

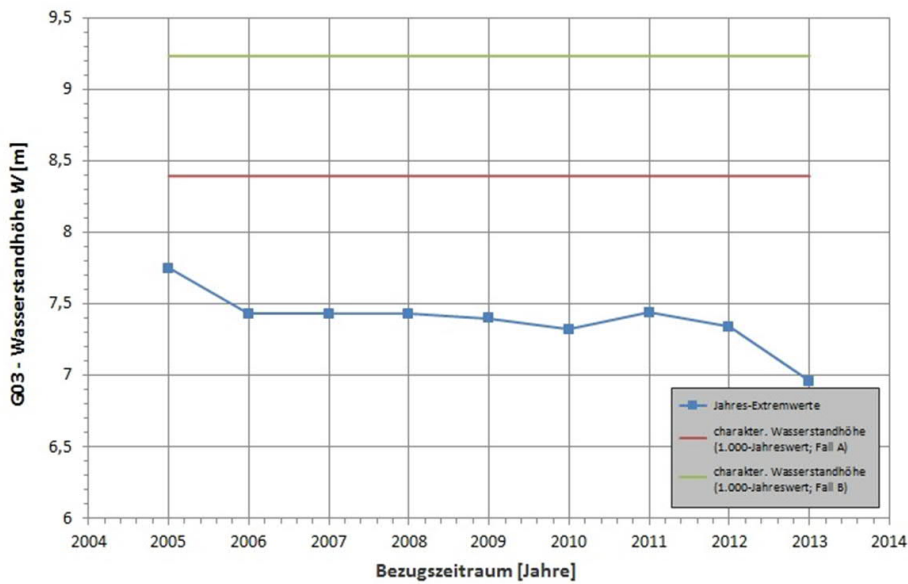


Bild 8.15:  
Grundwasser  
Zeltingen, G03

Fall A,  
 $m_A = 7,39$  m  
 $v_A = 0,03$   
 $W_{k,A} = 8,39$  m

Fall B,  
 $m_B = 7,0$  m  
 $v_B = 0,05$   
 $W_{k,B} = 9,23$  m

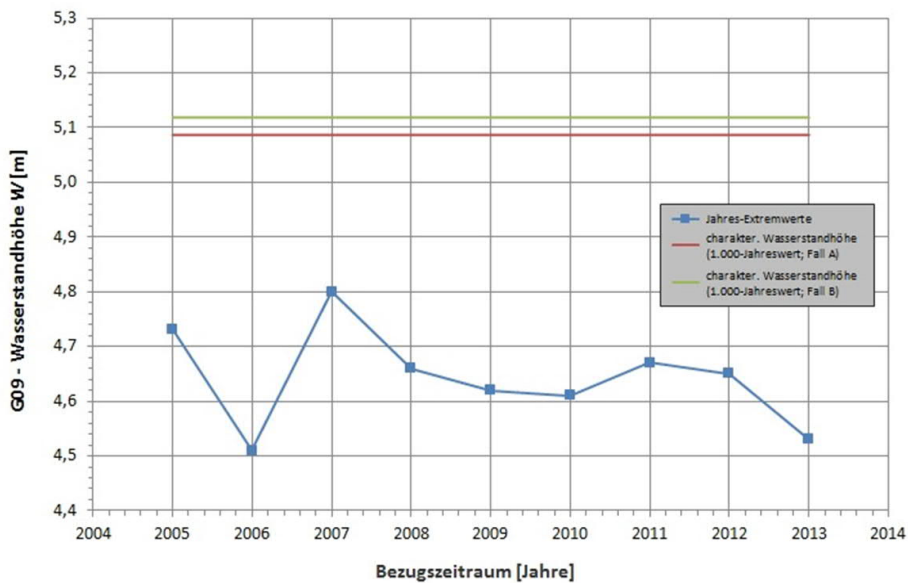


Bild 8.16:  
Grundwasser  
Zeltingen, G09

Fall A,  
 $m_A = 4,64$  m  
 $v_A = 0,02$   
 $W_{k,A} = 5,09$  m

Fall B,  
 $m_B = 4,51$  m  
 $v_B = 0,02$   
 $W_{k,B} = 5,12$  m

Analog zu der Auswertung der Daten der Staustufe Iffezheim weist auch der Oberwasserstand in Zeltingen einen sehr gleichmäßigen Verlauf ( $v_A = 0,02$ ) auf, während der Unterwasserstand in Abhängigkeit vom tatsächlichen Abflussvolumen stark streut ( $v_A = 0,22$ ), vgl. Bild 8.11 bis 8.13. Weiterhin ist das Abflussverhalten der Mosel jahreszeitlich geprägt und mit dem des Mains vergleichbar. In beiden Fällen treten Hochwasserereignisse vorwiegend im Winterhalbjahr bzw. Frühjahr auf.

Während sich die Grundwassermessstellen G02 und G09 unmittelbar neben dem Gewässer befinden, weist die Messstelle G03 einen Abstand von ca. 120 m zur Mosel auf. Hinsichtlich des Abstandes zur Staustufe liegt die Messstelle G09 mit einem Abstand von 350 m am nächsten, gefolgt von G03 mit 700 m und G02 mit 800 m Abstand. Die Nullpunkte der Grundwassermessstellen liegen im Rahmen dieser Arbeit nicht vor, sodass über den absoluten Wasserstand und die Beziehung zwischen den einzelnen Messstellen keine Aussage getroffen werden kann.

Aufgrund der Tatsache, dass der Wasserstand der Messstelle G03 im Vergleich zum korrespondierenden Oberwasserstand der Mosel größere Wasserstandänderungen aufweist, ist anzunehmen, dass das an der Messstelle G03 anstehende Grundwasser zusätzlich durch Schichtwasser etc. beeinflusst wird, wofür auch der vergleichsweise große, räumliche Abstand zur Mosel spricht.

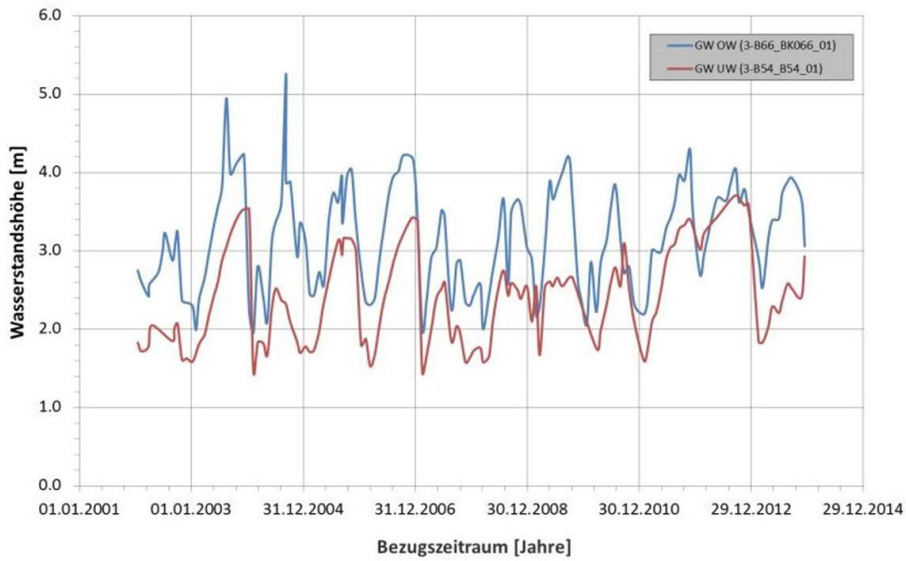
Bei der Abschätzung des charakteristischen Wasserstandes für Zeltingen (Mosel; OW → Bild 8.12 und UW → Bild 8.13) zeigt sich, vergleichbar zur Auswertung der Steinbach-Daten, dass aufgrund der Wasserstandcharakteristik (geringe Anzahl sehr deutlicher Abflussspitzen innerhalb eines Jahres) mit dem Ansatz einer Gumbel-Verteilung innerhalb des zur Verfügung stehenden Beobachtungszeitraumes (Fall A) ein Ergebnis erzielt wird, das trotz des begrenzten Beobachtungszeitraumes von 10 Jahren im Vergleich zu Fall B auf der sicheren Seite liegt. Allerdings ergibt sich für das Unterwasser eine charakteristische Wasserstandhöhe, die über der des Oberwassers liegt, was physikalisch unmöglich ist. Ursächlich hierfür ist die Abflusscharakteristik von Ober- und Unterwasser sowie die Tatsache, dass eine zutreffende Beschreibung der Abflusssituation auf Basis einer Gumbel-Verteilung in diesem Fall nicht möglich ist. Diesbezüglich besteht weiterer Forschungsbedarf.

Infolge des vergleichsweise ausgerundeten Verlaufes der Grundwasserstandhöhen zeigt sich, dass der Ansatz einer Gumbel-Verteilung über den Gesamtbeobachtungszeitraum (Fall A), abgesehen von der zu kurzen Zeitdauer der zur Verfügung stehenden Grundwasserstandhöhen-Aufzeichnung, zu einem charakteristischen Kennwert führt, der unterhalb des nach Fall B ermittelten Kennwertes liegt, vgl. Bild 8.14 bis 8.16. Deshalb und aufgrund des kurzen Beobachtungszeitraumes ist zur Abschätzung der charakteristischen Grundwasserstände Fall B gegenüber Fall A vorzuziehen.

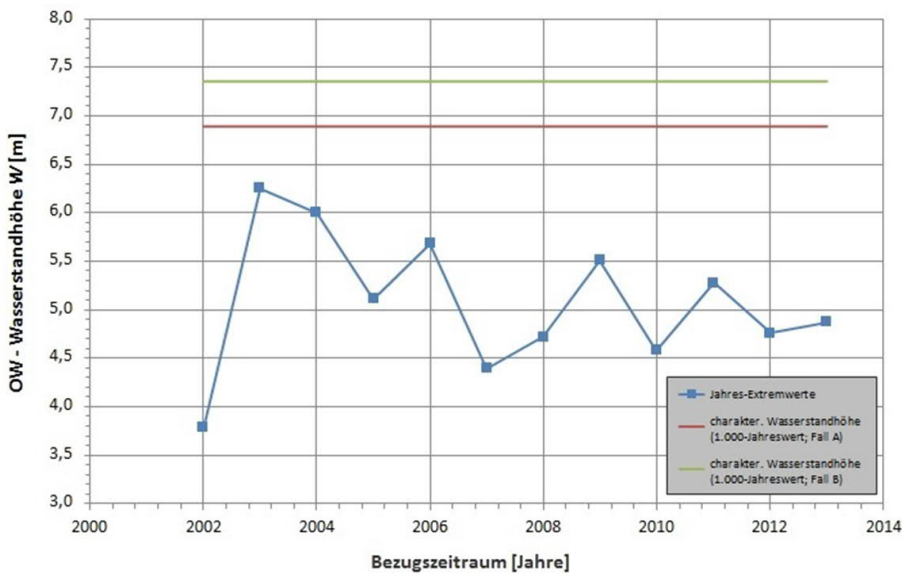
Als letztes Beispiel ist nachfolgend die Auswertung von Messdaten von Grundwassermessstellen im Bereich der Schleuse Bolzum am Stichkanal nach Hildesheim (SKH) dargestellt. Anhand der Pegelstände, vgl. Bild 8.17, wird deutlich, dass ober- und unterwasserseitiger Grundwasserstand miteinander korrespondieren. Innerhalb eines Zeitraumes von August 2008 bis Januar 2011 treten diesbezüglich allerdings Unregelmäßigkeiten auf, die mit einer Wasserhaltung im Rahmen des Neubaus der Schleuse Bolzum zu begründen sind.



Tab. 8.10: Schleuse Bolzum (SKH), Auswertung von Wasserstandmessungen



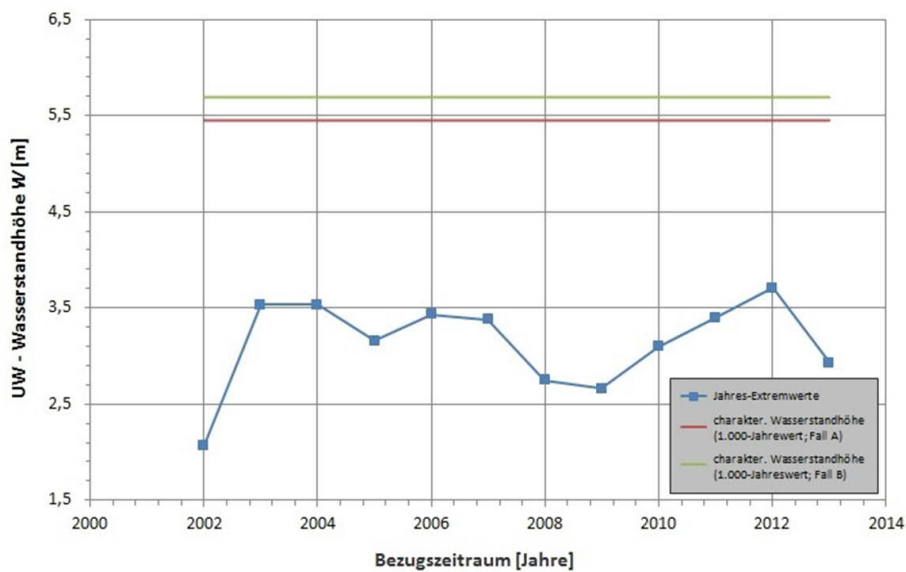
**Bild 8.17:**  
Grundwasserstände  
Schleuse  
Bolzum (SKH)  
OW: Oberwasser  
UW: Unterwasser



**Bild 8.18:**  
Bolzum, Grundwasser im OW

Fall A,  
 $m_A = 4,10$  m  
 $v_A = 0,14$   
 $W_{k,A} = 6,89$  m

Fall B,  
 $m_B = 3,16$  m  
 $v_B = 0,19$   
 $W_{k,B} = 7,36$  m



**Bild 8.19:**  
Bolzum, Grundwasser im UW

Fall A,  
 $m_A = 3,14$  m  
 $v_A = 0,15$   
 $W_{k,A} = 5,45$  m

Fall B,  
 $m_B = 2,44$  m  
 $v_B = 0,19$   
 $W_{k,B} = 5,69$  m

Weiterhin wird bei diesem Beispiel deutlich, dass aus einer Wasserstandmessung gewonnene Erkenntnisse auf eine zweite Messreihe übertragen werden können, wenn beide Wasserstände miteinander kommunizieren und deren Abhängigkeiten bekannt sind.

Analog zu der Auswertung der charakteristischen Grundwasserstände von Zeltigen führt auch bei diesem Beispiel der Ansatz einer Gumbel-Verteilung über den Gesamtbeobachtungszeitraum zu einem charakteristischen Kennwert, der unterhalb des nach Fall B ermittelten Kennwertes liegt, vgl. Bild 8.18 und 8.19. Deshalb und insbesondere aufgrund des kurzen Beobachtungszeitraumes von 12 Jahren scheint Fall A zur Bestimmung der charakteristischen Grundwasserstände anhand der vorliegenden Datenbasis für die Messstelle in Bolzum nur eingeschränkt geeignet.

Zusammenfassend wird anhand der vier exemplarisch durchgeführten Wasserstandauswertungen deutlich, dass die zur Bestimmung von charakteristischen Wasserständen in Tab. 8.3 angegebenen Kriterien zur Auswahl der Vorgehensweise allein nicht zielführend sind.

Neben der Kenntnis des für die Bewertung des Tragwerks maßgebenden Bezugszeitraumes und dem zur Verfügung stehenden Umfang der Wasserstandsmessungen (Beobachtungszeitraum) ist insbesondere der tatsächliche Verlauf der „Ganglinie“ für die zielführende Auswahl der Vorgehensweise (Fall A oder B) von Bedeutung.

Weist eine Ganglinie eine jährliche Charakteristik mit wenigen, sehr ausgeprägten Maximalwasserständen auf (vgl. z. B. Pegel Steinbach → Bild 8.9), wird zur Bestimmung der charakteristischen Wasserstandhöhe die in Tab. 8.5 unter Fall A aufgeführte Vorgehensweise empfohlen. Für Ganglinien, die eine Vielzahl von jährlichen Maximalwasserständen (z. B. UW-Pegel Iffezheim → Bild 8.6), innerhalb eines Jahres keine ausgeprägten Maximalwasserstände (z. B. OW-Pegel Zeltigen → Bild 8.11) bzw. stark ausgerundete Verläufe der Wasserstandhöhen aufweisen (z. B. GW-Pegel Bolzum → Bild 8.17), bietet sich zur Bestimmung charakteristischer Kennwerte stattdessen vereinfachend die unter Fall B beschriebene Vorgehensweise an.

Grundsätzlich ist die Bestimmung des charakteristischen Wasserstandes auf Basis von Fall A und B auszuführen, wenn die Zeitdauer der zur Verfügung stehenden Daten der gemessenen Wasserstandshöhen unter 20 Jahren liegt. Der größere der hierbei erzielten charakteristischen Wasserstände ist maßgebend und innerhalb der statischen Nachrechnung zu verwenden.

Für Pegelbeobachtungszeiträume größer 20 Jahre kann gemäß [DVWK 251 - 1999] davon ausgegangen werden, dass es sich um eine in statistischer Hinsicht ausreichend abgesicherte Stichprobe handelt, weshalb die Bestimmung des charakteristischen Kennwertes ausschließlich gemäß Fall A erfolgen kann.

In Tab. 8.11 werden die Ergebnisse der beispielhaft ermittelten charakteristischen Wasserstandhöhen für die jeweiligen Pegelstellen zusammengestellt. Wie schon erwähnt, handelt es sich hierbei um 99,9 %-Quantile für einen Bezugszeitraum von einem Jahr (1.000-Jahreswerte). Diese Kennwerte entsprechen somit den Vorgaben der [DIN EN 1990:2010-12] und können zur Bewertung bestehender Wasserbauwerke auf Basis des modifizierten Nachweiskonzeptes herangezogen werden.

**Tab. 8.11:** Charakteristische Wasserstandhöhen zur Nachrechnung bestehender Tragwerke (exemplarische Auswertung der vorgenannten Pegelaufzeichnungen auf Basis eines 99,9 %-Quantilwertes (Bezugszeitraum: 1 Jahr))

Pegel	Beobachtungszeitraum $n$ [Jahre]		$W_k$ [m]
			99,9 %-Quantile (1.000-Jahreswert)
Iffezheim (Rhein)	OW	27	1,86
			1,91
	UW	26	7,69
			9,92
Steinbach (Main)	OW	25	9,64
			8,17
Zeltingen (Mosel)	OW	10	8,89
			8,68
	UW		13,63
			11,26
	G02	9	1,71
			1,86
	G03		8,39
			9,23
G09	5,09		
	5,12		
Bolzum (SKH)	OW	12	6,89
			7,36
	UW		5,45
			5,69
Fall A, (Auswertung jährlicher Serien)		Fall B, (Auswertung monatlicher Serien und Transformation in den Bezugszeitraum ein Jahr)	

Grundsätzlich stellt die in diesem Kapitel auf Basis von [DIN EN 1990:2010-12] beispielhaft aufgezeigte Vorgehensweise aber nur ein sehr vereinfachtes Verfahren zur Abschätzung der charakteristischen Wasserstandhöhe dar, das mit den üblichen Mitteln eines mit der Nachrechnung von Wasserbauwerken beauftragten Tragwerksplaners geleistet werden kann. Die abgesicherte Bestimmung des charakteristischen Wasserstandes ist ausschließlich durch Hydrologen auf Basis von [DWA-M 552 - 2012] möglich, weshalb charakteristische Wasserstände dem zuständigen Tragwerksplaner in der Regel auftraggeberseitig vorzugeben sind.

Außerhalb des in [DIN EN 1990:2010-12] festgelegten Zuverlässigkeitskonzeptes dürfen charakteristische Kennwerte verwendet werden, die nicht 1.000-Jahreswerten entsprechen. Im Rahmen zukünftiger Forschungsvorhaben könnten somit auch alternative Zuverlässigkeitskonzepte, ggf. auch auf empirischer Basis, entwickelt werden.

### 8.5.3 Charakteristische Materialkennwerte

Zur realitätsnahen Nachrechnung bestehender Tragwerke ist es von großer Bedeutung, die am Tragwerk tatsächlich vorhandenen Materialkennwerte innerhalb der Nachweisgleichungen zu berücksichtigen und deren Streuung zur Modifikation der Teilsicherheitsbeiwerte heranzuziehen.

Hierzu sind Materialproben aus dem zu untersuchenden Bauteil als Stichprobe zu entnehmen, um anschließend deren Eigenschaften im Labor zu bestimmen. Da es sich bei der Entnahme von Materialproben um einen zerstörenden Eingriff in die Tragstruktur eines Bauwerkes handelt, ist die maximale Probenanzahl auf ein Minimum zu beschränken und die Probenentnahmestellen sind bauteilverträglich anzuordnen.

Zur Minimierung von statistischen Unsicherheiten ist der Stichprobenumfang jedoch gleichzeitig so groß wie möglich zu wählen, da nur so eine entsprechende Qualität des Ergebnisses sichergestellt werden kann.

Bei der Beprobung von Wasserbauwerken ist dieses Optimierungsproblem weniger von Bedeutung, da aufgrund der massigen Bauteile durch die Materialentnahmen keine Beeinträchtigungen hinsichtlich der Standsicherheit des Tragwerks zu erwarten sind. Somit wird der maximale Stichprobenumfang oftmals hinsichtlich wirtschaftlicher Randbedingungen bestimmt, während z. B. im Hochbau bei schlanken, hochbelasteten Bauteilen neben der Bauteilschädigung auch konstruktive Gründe gegen die Entnahme einer großen Probekörperanzahl sprechen können.

Zur Bewertung bestehender Wasserbauwerke wird eine Probekörperanzahl von  $n \geq 8$  empfohlen [Loch - 2011], wobei eine Mindestprobekörperanzahl von  $n = 5$  nur in Ausnahmefällen unterschritten werden darf [Nachrechnungsrichtlinie - 2011].

Grundsätzlich wird für Materialkennwerte eine logarithmische Normalverteilung, vgl. Tab. 4.7, angenommen und der 5 %-Quantilwert auf Basis eines einseitig begrenzten Konfidenzniveaus von  $(1 - \alpha) = 0,75$  nach dem in Anhang D [DIN EN 1990:2010-12] beschriebenen Verfahren geschätzt.

Da beim Bauen im Bestand jedes Tragwerk seine spezifischen Besonderheiten hinsichtlich verwendeter Materialien und Herstellbedingungen aufweist, liegen in der Regel keine Informationen über Variationskoeffizienten vor, sodass grundsätzlich der Anwendungsfall „ $V_x$  unbekannt“ zu wählen ist [DBV-MTSBW - 2013].

Die Einteilung des zu untersuchenden Bauwerks in einzelne für ein Untersuchungsgebiet repräsentative Abschnitte, von denen begründet angenommen werden kann, dass sie aus Material der selben Grundgesamtheit bestehen, stellt den ersten Schritt zur Bestimmung charakteristischer Materialkennwerte dar [DBV-MTSBW - 2013].

Die Zugehörigkeit zu einer Grundgesamtheit setzt voraus, dass Betone die gleiche Zusammensetzung aufweisen sowie unter gleichen Bedingungen eingebaut wurden und dass Betonstähle einer Stahlsorte sowie Herstellungsart entsprechen [DBV-MTSBW - 2013].

Im Hinblick auf eine wirtschaftliche Bemessung ist das Mischen von Ergebnissen aus mehreren Grundgesamtheiten zu vermeiden, da es zu hohen Standardabweichungen und damit ungünstigen Teilsicherheitsbeiwerten führt.

Ausgehend von den Prüfergebnissen  $x_i$  der Materialuntersuchungen werden die zur Nachrechnung von Bestandtragwerken erforderlichen Kennwerte (Mittelwert  $m_y$ , Standardabweichung  $s_y$  und Variationskoeffizient  $v_y$ ) aus der als logarithmisch verteilt angenommenen Stichprobe des Umfangs  $n$  geschätzt, vgl. Tab. 8.12 bzw. [DIN EN 1990:2010-12], Tab. D.1.

**Tab. 8.12:** Parameter der logarithmischen Normalverteilungsfunktion [Betonkalender - 2015]

Parameter der Stichprobe			
<b>Mittelwert:</b>	$m_y = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \ln x_i$		(8.5)
<b>Standardabweichung:</b>	$s_y = \sqrt{\frac{1}{n-1} \cdot \sum_{i=1}^n (\ln x_i - m_y)^2}$		(8.6)
<b>Variationskoeffizient:</b>	$v_y = \frac{\sqrt{s_y^2}}{m_y}$	logarithmisch-verteilt	(8.7)
	$v_m = \sqrt{e^{s_y^2} - 1}$	normalverteilt	(8.8)
<i>n</i> : Stichprobenumfang; $x_i$ : Prüfergebnis der Materialuntersuchung			

Der charakteristische Kennwert  $X_k$  einer Stichprobe berechnet sich auf Basis der in Tab. 8.12 ausgewiesenen Parameter  $m_y$  und  $s_y$  unter Zuhilfenahme des Fraktillenfaktors  $k_n$  in Abhängigkeit vom Stichprobenumfang  $n$  [DIN EN 1990:2010-12]:

$$X_k = \exp(m_y - k_n \cdot s_y) \tag{8.9}$$

mit:

**Tab. 8.13:** Fraktillenfaktor  $k_n$  für den Fall „ $V_x$  unbekannt“ [DIN EN 1990:2010-12]

<b><i>n</i></b>	1	2	3	4	5	6	8	10	12	15	20	30	$\infty$
<b><math>k_n</math></b>	-	-	3,37	2,63	2,33	2,18	2,00	1,92	1,87	1,82	1,76	1,73	1,64

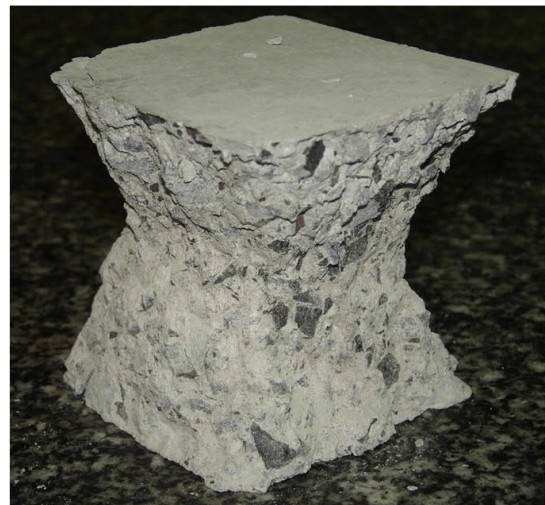
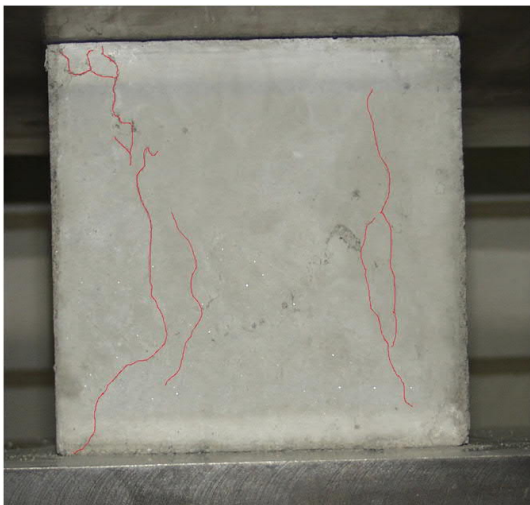
Zur Modifikation von Teilsicherheitsbeiwerten muss der Variationskoeffizient der logarithmisch-verteiltten Stichprobe  $v_y$  (Gleichung (8.7)) anschließend in eine normalverteilte Größe  $v_m$  (Gleichung (8.8)) transformiert werden, vgl. Gleichung (7.6) und (7.7).

Bei der Bestimmung von charakteristischen Materialkennwerten handelt es sich um ein statistisches Auswerteverfahren, das bei ungünstigen Randbedingungen (geringe Probenanzahl, hohe Standardabweichung) und unreflektierter Anwendung zu ingenieurmäßig unbefriedigenden Ergebnissen führen kann [Loch - 2011]. Aus diesem Grund sind die Ergebnisse solcher Auswertungen stets sachverständig zu beurteilen.

### 8.5.3.1 Werkstoff Beton

Das Versagen des Werkstoffes Beton wird grundsätzlich durch eine Überschreitung der Zugfestigkeit ausgelöst. Dies ist auch bei einer Druckbeanspruchung des Materials der Fall, da unterschiedliche Steifigkeiten zwischen Zementstein und Gesteinskörnung zu Lastumlagerungen führen und die hieraus resultierenden Querkzugspannungen das Versagen des Betongefüges zur Folge haben.

Als einfachstes Beispiel wird an dieser Stelle die Durchführung eines standardisierten Würfeldruckversuches aufgeführt. Entsprechend der in Bild 8.20 ersichtlichen Rissbildung ist, trotz Druckbelastung, das Überschreiten der Betonzugfestigkeit infolge der Querdehnung der Probe maßgebend für das Versagen, wobei das spezifische Bruchbild aus der im Bereich der Lasteinleitungs- bzw. Druckflächen behinderten Querdehnung resultiert, vgl. Bild 8.21.



**Bild 8.20:** Rissbildung bei Würfeldruckversuch    **Bild 8.21:** Spezifisches Bruchbild

Trotzdem basiert die Bemessung im Betonbau auf der (charakteristischen) Betondruckfestigkeit, die auch die maßgebende Größe innerhalb der Nachweisgleichungen darstellt. Ursächlich hierfür ist die relativ einfache Möglichkeit zur experimentellen Bestimmung der Druckfestigkeit [DIN EN 12390-3:2009-07] im Vergleich zu den aufwendigen und mit erheblichen Unsicherheiten behafteten Verfahren zur Bestimmung der Betonzugfestigkeit, die oftmals auf Basis der Spaltzugfestigkeit [DIN EN 12390-6:2010-09] abgeleitet wird.

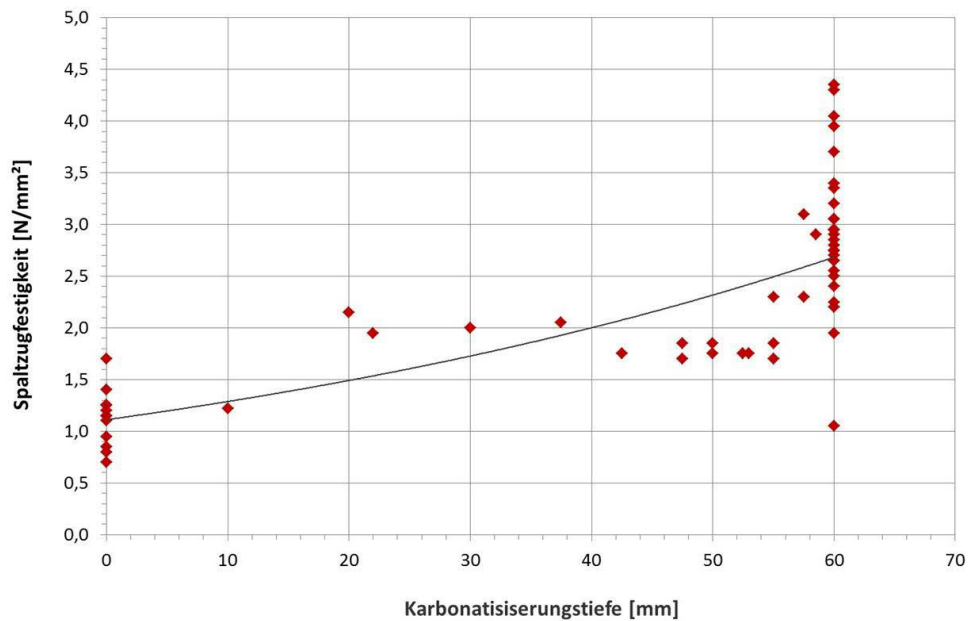
Die im Betonbau maßgebenden Nachweisgleichungen [DIN EN 1992-1-1:2011-01] wurden empirisch hergeleitet, sodass darin auch das Verhältnis der Druck- und Zugfestigkeit des Betons implizit enthalten ist. Für die Bemessung ist es aus diesem Grund wesentlich, dass das tatsächliche Verhältnis von Betondruck- und Betonzugfestigkeit dem innerhalb der Nachweisgleichungen angenommenen Verhältnis entspricht. Nur so kann eine adäquate Bauteilzuverlässigkeit sichergestellt werden.

Während das Verhältnis für aktuelle Betone nach [DIN EN 206-1:2001-07] bestimmt wurde und Bestandteil von [DIN EN 1992-1-1:2011-01] ist, wurde im Rahmen der Diplomarbeit von Meiswinkel [Meiswinkel - 2012] untersucht, ob die für aktuelle Betone maßgebenden Beziehungen auch auf historische Betone übertragen werden können und wie sich die Festigkeitsentwicklung alter Betone infolge Nacherhärtung, Karbonatisierung, Mikrorissbildung etc. tatsächlich darstellt.

Neben eigenen Versuchen wurde eine umfangreiche Literaturrecherche durchgeführt sowie von der BAW zur Verfügung gestellte Prüfergebnisse ausgewertet. Unter anderem wurden Bohrkerne untersucht, die 1997 aus den Pfeilern einer 1936 errichteten Autobahnbrücke entnommen wurden und seitdem im Widerlager der Brücke lagerten [Meiswinkel - 2012].

Es zeigte sich, dass ein Teil der Proben mehr oder weniger karbonatisiert war, während an anderen Proben keine Karbonatisierung festgestellt wurde. Somit konnten die Auswirkungen der Betonkarbonatisierung an einem alten Beton unter realitätsnahen Verhältnissen untersucht werden [Meiswinkel - 2012].

Der Einfluss der Karbonatisierung auf die Spaltzugfestigkeit der geprüften Bohrkerne ist in Bild 8.22 dargestellt. Die Karbonatisierungstiefe wurde ausgehend von der Mantelfläche an den Bruchflächen der Spaltzugprobekörper nach deren Prüfung gemessen, sodass eine Karbonatisierungstiefe von 60 mm einem vollständig durch karbonatisierten Probekörper entspricht.



**Bild 8.22:** Einfluss der Karbonatisierung auf die Spaltzugfestigkeit von Betonprobekörpern [Meiswinkel - 2012]

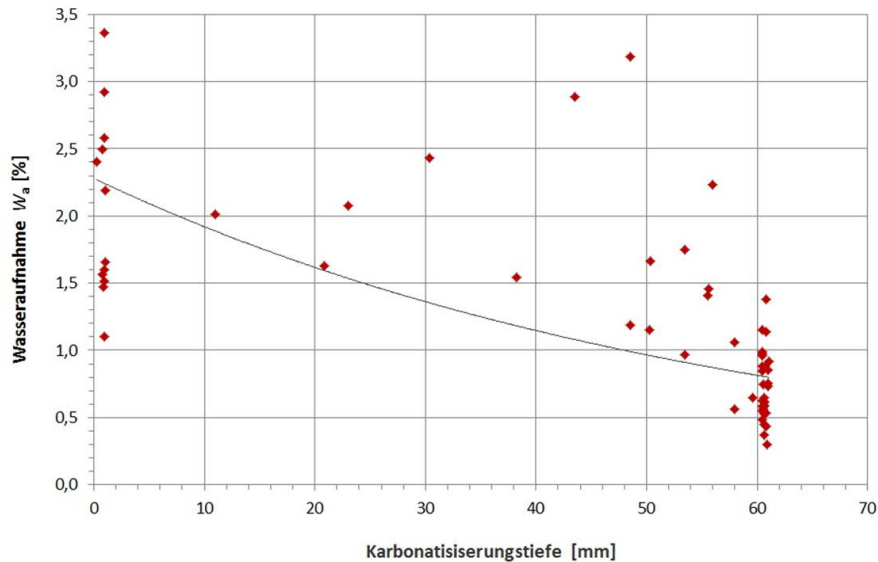
Gemäß der Darstellung in Bild 8.22 steigt die Spaltzugfestigkeit mit zunehmenden Karbonatisierungsgrad. Dies entspricht selbstverständlich den Erwartungen, allerdings ist die absolute Höhe der Festigkeitszunahme durchaus überraschend. Die vollständig karbonatisierten Proben weisen im Mittel eine über doppelt so hohe Festigkeit auf als die nicht karbonatisierten Proben.

Während dies im Wasserbau weitgehend vernachlässigt werden kann, muss dem Aspekt bei der Bewertung von Hochbauten mit typischerweise schlanken Querschnitten Beachtung geschenkt werden. Ebenfalls konnte gezeigt werden, dass mit zunehmendem Karbonatisierungsfortschritt die Dichte und somit auch die Festigkeit des Betons steigt.

Eine vergleichbare Auswertung wurde auch für die Wasseraufnahmefähigkeit des Betons in Abhängigkeit von der Karbonatisierungstiefe durchgeführt, siehe Bild 8.23.

Hierzu wurden die Proben im trockenen Zustand ( $M_2$ ) und nach einer 7-tägigen Lagerung unter Wasser ( $M_1$ ) gewogen. Die Wasseraufnahme berechnet sich zu:

$$W_a = \frac{M_1 - M_2}{M_2} \times 100\% \quad (8.10)$$



**Bild 8.23:** Einfluss der Karbonatisierung auf die Wasseraufnahmefähigkeit von Betonprobekörpern [Meiswinkel - 2012]

Während der absolute Wassergehalt bei dieser Vorgehensweise nicht bewertet werden kann, besteht die Möglichkeit, die Wasseraufnahmefähigkeit zu berechnen. Diese sinkt bei vollständig karbonatisierten Probekörpern auf unter die Hälfte des Wertes von nicht karbonatisierten Proben.

Die Versuchsergebnisse bestätigen somit eine erhebliche Gefügeänderung des Betons im oberflächennahen Bereich infolge der Karbonatisierung, was zu einer Verringerung des Porenraums (Zunahme von Dichte und Festigkeit, Abnahme der Wasseraufnahmefähigkeit) führt. Bei der Bestimmung von Materialkennwerten am Tragwerk ist insbesondere bei schlanken Bauteilen zu berücksichtigen, dass Prüfergebnisse hierdurch verfälscht werden können. Aus diesem Grund ist auch die Bestimmung der charakteristischen Betonfestigkeit mittels Schmidhammer gemäß [DIN EN 13791:2008-05] ab einer Karbonatisierungstiefe > 5 mm unzulässig.

Auf Grundlage der in der Diplomarbeit betrachteten Betone kommt man zusammenfassend zu dem Ergebnis, dass das Verhältnis der Betondruck- zur Betonzugfestigkeit mit zunehmendem Betonalter einen größeren Wert annimmt [Meiswinkel - 2012].

In erster Linie ist dies auf die mit dem Alter einhergehende verstärkte Zunahme der Betondruckfestigkeit (Nacherhärtung) und das für 28-Tage-Festigkeiten bekannte nicht-lineare Verhältnis zwischen Druck- und Zugfestigkeit zurückzuführen, das auch innerhalb der in [DIN EN 1992-1-1:2011-01] beinhalteten Beziehungen implementiert ist. Der Zusammenhang zwischen Druck- und Spaltzugfestigkeit kann nach [Meiswinkel - 2012] auch für alte Betone mit der normativ angegebenen Beziehung [DIN EN 1992-1-1:2011-01] abgeschätzt werden, was hinsichtlich der Nachrechnung bestehender Tragwerke keine zusätzlichen Überlegungen erforderlich macht.



Die Ergebnisse einer Studie aus den Niederlanden [Siemes et al. - 2002] lassen aber auch den Schluss zu, dass die normativ beinhaltete Beziehung nicht auf alte Betone übertragen werden kann.

Im Rahmen einer BAW internen Studie wurden vorliegende Prüfergebnisse von Betonfestigkeitsuntersuchungen (referatsinterne Datenbank) vor dem gleichen Hintergrund ausgewertet. Anhand des Datenmaterials wurden ebenfalls Abweichungen zu den in [DIN EN 1992-1-1:2011-01] enthaltenen Beziehungen festgestellt. Eine entsprechende Veröffentlichung befindet sich bei der BAW in Vorbereitung.

Zur Klärung des Sachverhaltes wurde an der TU Kaiserslautern deshalb ein Forschungsvorhaben [BBR - 2013] initiiert, das sich mit dieser Thematik beschäftigt. Abschließende Ergebnisse werden für das 3. Quartal 2015 erwartet.

Mit der Fortschreitung des Regelwerkes, vgl. Bild 4.2, haben sich im Lauf der Zeit auch die Festlegungen hinsichtlich der maßgebenden Betoneigenschaften und Prüfbedingungen geändert, sodass die Gütebezeichnung historischer Betone nicht ohne weiteres mit der Gütebezeichnung aktueller Betone nach [DIN EN 206-1:2001-07] verglichen werden kann. Trotzdem ist es zweckmäßig, historische Betongüten char. Festigkeiten nach aktuellem Regelwerk [DIN EN 1992-1-1:2011-01] zuzuordnen, was mit Hilfe von Anpassungsfaktoren hinsichtlich Lagerungsbedingungen, Probengröße und –geometrie erfolgen kann [Schnell et al. - 2012]. Zusätzlich müssen statistische Zusammenhänge berücksichtigt werden, um die historischen Betongüteklassen in charakteristische Kennwerte (5 %-Quantile) zu überführen [Schnell et al. - 2010]. Die hierzu erforderliche Vorgehensweise ist in [Loch - 2014] beschrieben.

Basierend auf der Arbeit von Loch sind in Abhängigkeit von der Normausgabe charakteristische Festigkeiten historischer Betone in [Nachrechnungsrichtlinie - 2011] und [Sachstandbericht - 2015] tabelliert und auch im [Betonkalender - 2015] enthalten. Die ausgewiesenen Kennwerte sind zur Verwendung im allgemeinen Hoch- und Ingenieurbau vorgesehen und müssen bei Hochbauten grundsätzlich und im Brückenbau bei vor 1953 errichteten Tragwerken am Bauteil verifiziert werden, wenn eine über die Vorbemessung hinausgehende statische Berechnung erstellt werden soll [Nachrechnungsrichtlinie - 2011].

Zur Abschätzung der charakteristischen Betonfestigkeit von Wasserbauwerken befindet sich eine vergleichbare Auflistung auch in [TbW - 2015]. Bei der Umrechnung der historischen Kennwerte wurden hierbei die Ergebnisse aus vorgenannter, noch unveröffentlichter Untersuchung berücksichtigt, die bei vor 1932 hergestellten Betonen zu einer pauschalen Begrenzung der charakteristischen Betondruckfestigkeit auf  $4 \text{ N/mm}^2$  führten.

Analog zur charakteristischen Druckfestigkeit wird innerhalb der Tabellen auch ein Kennwert für die charakteristische Betonzugfestigkeit in Abhängigkeit von der historischen Betongüte angegeben. Ursächlich hierfür ist, dass sich das für alte Betone vorliegende Festigkeitsverhältnis auf der Basis von Prüfergebnissen der BAW nicht mit der in [DIN EN 1992-1-1:2011-01] beinhalteten Beziehung für aktuelle Betone nach [DIN EN 206-1:2001-07] prognostizieren lässt. Die Kennwerte für die charakteristische Betonzugfestigkeit wurden hierbei rein empirisch auf Basis der vorliegenden Prüfergebnisse bestimmt.

Zur abgesicherten Ermittlung der charakteristischen Betonfestigkeit sind am Tragwerk Bohrkerne zu entnehmen und anschließend deren Eigenschaften im Labor zu bestimmen. Diese Vorgehensweise ist auch bei der Nachrechnung von Tragwerken unter Berücksichtigung der tatsächlichen Materialeigenschaften erforderlich. Nachfolgend werden die hierzu maßgebenden Schritte aufgeführt, die gleichlautend auch in [DBV-MTSBW - 2013] enthalten sind:

- Festlegung von Prüfbereichen unter der begründeten Annahme, dass sie Beton der gleichen Grundgesamtheit enthalten.
- Inaugenscheinnahme des Tragwerks hinsichtlich erkennbarer Betonierfehler, Schadstellen, Gefügestörungen, usw.
- Festlegung von repräsentativen Bohrstellen unter Berücksichtigung einer mögl. geringen Beeinträchtigung des Tragwerks infolge der Bohrkernentnahme. Die Probenentnahmen dürfen die Standsicherheit des Bauwerkes nicht einschränken. Im Allgemeinen empfiehlt sich eine Mindestprobenanzahl  $n \geq 5$ , wobei mit zusätzlichen Stichproben höhere charakteristische Werte erreicht werden können.
- Einmessen der Bewehrung im Bereich der Bohrstellen mittels zerstörungsfreier Prüfverfahren zur Vermeidung von Beschädigungen an der tragenden Bewehrung.
- Entnahme der Bohrkerne [DIN EN 12504-1:2009-07], vorzugsweise mit einem Seitenverhältnis von  $h/d = 2,0$ , um eine direkt für [DIN EN 1992-1-1:2011-01] verwendbare Zylinderdruckfestigkeit zu erhalten. Der verwendete Bohrkerndurchmesser sollte mindestens dem 3-fachen des im Beton enthaltenen Größtkorns der Gesteinskörnung entsprechen.
- Eindeutige Beschriftung der Bohrkerne während der Entnahme, damit diese später zweifelsfrei einem Bauteilabschnitt zugeordnet werden können.
- Inaugenscheinnahme der Bohrkernproben und Bewertung hinsichtlich Zusammensetzung und Betonqualität durch einen sachkundigen Baustoffingenieur.
- Bestimmung der einachsigen Druckfestigkeit an den zuvor entnommenen Bohrkernen im Druckversuch nach [DIN EN 12390-3:2009-07]. Da der Feuchtegehalt der Proben direkt mit deren Druckfestigkeit korreliert, sind die Proben möglichst in einem dem Bauwerksbeton vergleichbaren Feuchtezustand zu prüfen.
- Können aus konstruktiven Gründen nur Bohrkerne ( $\varnothing 100 - 150$  mm) mit einem Seitenverhältnis von  $h/d = 1,0$  entnommen werden, ist die daran ermittelte Bohrkernfestigkeit  $f_{c,Bk,h/d=1,0}$  anschließend gemäß Gleichung (8.11) in eine für die Nachrechnung relevante Zylinderfestigkeit mit  $h/d = 2,0$  umzurechnen [Schnell et al. - 2012]:

$$f_{c,cyl,150/300} = 0,82 \cdot f_{c,Bk,h/d=1,0} \quad (8.11)$$

- Ermittlung der Parameter der Stichprobe (Mittelwert, Standardabweichung, Variationskoeffizient) gemäß Tab. 8.12.
- Bestimmung der charakteristischen Betonfestigkeit  $f_{ck, is}$  ohne Vorinformationen über den Variationskoeffizienten  $V_x$  gemäß [DIN EN 1990:2010-12] unter Ansatz einer logarithmisch normalverteilten Stichprobe, vgl. Gleichung (8.9).

Grundsätzlich wird die charakteristische Betondruckfestigkeit nach [DIN EN 13791:2008-05] bestimmt. Die Anwendung der Norm führt bei stark streuenden Ergebnissen der Druckversuche allerdings in der Regel zu einer deutlichen Überschätzung der tatsächlich vorhandenen charakteristischen Festigkeit. Dies ist insbesondere der Fall, wenn die verwendeten Betone nicht den innerhalb von [DIN EN 206-1:2001-07] festgelegten Qualitätsanforderungen entsprechen, was bei bestehenden Tragwerken oftmals der Fall ist.

Aktuelle Veröffentlichungen [Steenbergen - 2012], [Holicky et al. - 2008] und [Loch - 2011] weisen auf diesen Sachverhalt hin. Zur Bewertung von Bestandstragwerken sollen aus diesem Grund anstelle von [DIN EN 13791:2008-05] allgemeine statistische Verfahren [DIN EN 1990:2010-12], [DIN ISO 16269-6:2009-10] verwendet werden.

### **8.5.3.2 Werkstoff Betonstahl**

Obwohl massive Wasserbauwerke aus Beton in vielen Fällen unbewehrt ausgeführt wurden, wird an dieser Stelle die Vorgehensweise zur Ermittlung charakteristischer Betonstahlkennwerte beschrieben, sodass das modifizierte Nachweisverfahren auch zur Nachrechnung von Stahlbetontragwerken verwendet werden kann.

In Abhängigkeit von der historischen Bezeichnung können charakteristische Materialkennwerte auch für Betonstähle aus Tabellen [Nachrechnungsrichtlinie - 2011], [Betonkalender - 2015], [Sachstandbericht - 2015] und [TbW - 2015] entnommen werden, wenn die verwendeten Betonstähle mit Hilfe von Planungsunterlagen etc. identifiziert werden können. Da sich im Lauf der Zeit die Prüfanforderungen an Betonstähle nicht verändert haben und das Materialverhalten im Rahmen der Werkstoffprüfung dem Materialverhalten im Bauteil entspricht, sind bei der Zuordnung der charakteristischen Kennwerte keine zusätzlichen Umrechnungs- bzw. Anpassungsfaktoren, vergleichbar zum Werkstoff Beton, erforderlich.

Die Klassifikation des verwendeten Betonstahls kann oftmals anhand der Bewehrungsform und -rippung erfolgen, insbesondere wenn der Errichtungszeitraum eines Tragwerks bekannt ist [DBV-MTSBW - 2013]. Weiterführende Informationen hinsichtlich der Oberflächenbeschaffenheit historischer Betonstähle sind in [Rußwurm - 2000], [DBV-Beton und Betonstahl - 2008] und [Bindseil - 2002] enthalten.

Mit Ausnahme von nach 1953 errichteten Brückentragwerken dürfen tabellarisch zugeordnete Festigkeitskennwerte nur zur Vorbemessung verwendet werden [Nachrechnungsrichtlinie - 2011]. Im Rahmen der Nachrechnung eines Tragwerks sind die tatsächlich vorhandenen Materialkennwerte durch die Entnahme von Werkstoffproben zu verifizieren. Ist die verwendete Stahlsorte bekannt, sind hierzu mindestens drei repräsentative Proben zu entnehmen. Ist dies nicht der Fall, müssen zur Bestimmung der maßgebenden Materialkennwerte mindestens fünf Proben entnommen werden [Nachrechnungsrichtlinie - 2011].

Die Bestimmung der charakteristischen Streckgrenze  $f_{yk}$  erfolgt auf der Basis von Zugversuchen durch die Auswertung der Arbeitslinien. Ergänzend hierzu kann mit einer chemischen Analyse die Materialzusammensetzung bestimmt werden, was ebenfalls eine Zuordnung zu historisch verwendeten Betonstählen ermöglicht und somit die Verwendung der tabellierten Materialkennwerte gestattet.

Analog zur Vorgehensweise bei Beton ist auch für den Werkstoff Betonstahl darauf zu achten, dass charakteristische Kennwerte immer nur für einen Prüfbereich ermittelt werden, der Bewehrungsstahl einer Sorte und Güteklasse enthält. Die charakteristischen Kennwerte wurden auch für Betonstähle nach dem in Kapitel 8.5.3 beschriebenen Verfahren auf Basis von Gleichung (8.9) bestimmt.

Die Materialproben sind in unkritischen Bauteilbereichen mit entsprechenden Tragreserven zu entnehmen, da es sich hierbei um einen schwerwiegenden Eingriff in die Tragwerksstruktur handelt. Auf keinen Fall darf die Beprobung die Standsicherheit des Tragwerkes gefährden, weshalb die Entnahmestellen bauteilverträglich anzuordnen sind [DBV-MTSBW - 2013].

Zur Entnahme der Betonstahlproben empfiehlt sich zunächst eine Bewehrungsart unter Zuhilfenahme zerstörungsfreier Prüfverfahren. Um die Proben bei der Entnahme nicht zu beschädigen, werden sie zweckmäßigerweise durch Hochdruckwasserstrahlen freigelegt. Die Länge der zu entnehmenden Betonstähle ist von der Einspannvorrichtung der Prüfmaschine abhängig und sollte vor der Entnahme mit dem zuständigen Prüflabor abgeklärt werden, wobei eine Mindestlänge von 650 mm keinesfalls unterschritten werden sollte [DBV-MTSBW - 2013].

Art und Umfang der experimentellen Untersuchungen sind auf die Erfordernisse des jeweiligen Projektes abzustimmen, wobei Probeentnahmen in der Regel zur Bestimmung der mechanischen Eigenschaften des Betonstahls (Streckgrenze, Zugfestigkeit, Elastizitätsmodul) erforderlich sind [DBV-MTSBW - 2013]. Normative Festlegungen zur Durchführung der Prüfungen und Auswertung der Ergebnisse sind für Bewehrungsstäbe und -drähte in [DIN EN ISO 15630-1:2011-02] und für Betonstahlmatten in [DIN EN ISO 15630-2:2011-02] enthalten.

#### **8.5.4 Geometrische Kennwerte**

Zur wirtschaftlichen Nachrechnung bestehender Tragwerke sind neben den tatsächlichen Materialkennwerten auch die am Tragwerk vorhandenen geometrischen Abmessungen (Raummaße, Querschnittsabmessungen) zu berücksichtigen.

Zur Bestimmung des Eigengewichtes und innerhalb der Bemessungsgleichungen werden insbesondere die Querschnittskennwerte einer Konstruktion benötigt. In günstigen Fällen kann z. B. durch den Nachweis eines größeren inneren Hebelarms eine erhebliche Aktivierung von Zuverlässigkeitsreserven erfolgen.

Maßangaben können hierbei von Planunterlagen übernommen werden, sofern diese vorliegen und keine Zweifel hinsichtlich deren Gültigkeit bestehen. Hierzu sind zumindest die zugänglichen Bauteilabmessungen stichprobenartig auf Übereinstimmung zu überprüfen.

Liegen keine verwertbaren Bestandsunterlagen vor, sind die maßgebenden Abmessungen der Tragstruktur, ohne die Berücksichtigung nichttragender Verkleidungen etc. zu bestimmen [DBV-MTSBW - 2013]. Gemäß [DIN EN 1990:2010-12] sind geometrische Abmessungen mit ihren charakteristischen Werten oder direkt als Bemessungswerte zu verwenden, wobei Maßangaben in Plänen etc. als charakteristische Werte angesehen werden dürfen.

Tatsächlich vorhandene, geometrische Imperfektionen sind bei der Nachrechnung eines Bestandsbauteils zu berücksichtigen. Diese sind analog zu den Querschnittskennwerten am Tragwerk zu beziffern. Allerdings dürfen die zur Bemessung von Neubauten diesbezüglich anzusetzenden Mindestwerte [DIN EN 1992-1-1:2011-01] nicht unterschritten werden, selbst dann nicht, wenn die im Bestand tatsächlich vorhandenen Imperfektionen die Normvorgaben unterschreiten. Ursächlich hierfür ist, dass die anzusetzenden Mindestwerte normative Zuverlässigkeitsanforderungen beinhalten, die auch im Bestandsfall sichergestellt werden müssen.

## **8.6 Teilsicherheitsbeiwerte zum Nachweis bestehender Wasserbauwerke**

Neben der Verwendung aktualisierter Einwirkungs- und Bauteilkennwerte stellt die Modifikation von Teilsicherheitsbeiwerten einen weiteren Baustein im zur Nachrechnung bestehender Tragwerke modifizierten Nachweiskonzept dar. Insbesondere durch die Anpassung der Teilsicherheitsbeiwerte an die am Tragwerk tatsächlich vorhandenen Variationskoeffizienten der Basisvariablen besteht die Möglichkeit, Zuverlässigkeitsreserven zu aktivieren.

Im vorliegenden Kapitel werden modifizierte Teilsicherheitsbeiwerte zur Verwendung im Rahmen des Restnutzungsdauerkonzeptes (Konzept I), vgl. Kapitel 7.2.3, hergeleitet, die lediglich auf angepassten Zielzuverlässigkeitsindizes in Abhängigkeit von der Restnutzungsdauer basieren. Parallel werden aber auch Teilsicherheitsbeiwerte mit pauschal reduziertem Zielzuverlässigkeitsindex (Konzept II) bestimmt (Kapitel 7.3.3), sodass weiterhin die Möglichkeit zur Berücksichtigung angepasster Modellunsicherheitsfaktoren und variabler Variationskoeffizienten besteht. Zur Verdeutlichung der Leistungsfähigkeit beider Konzepte werden zusätzlich Teilsicherheitsbeiwerte ausgewiesen, die auf den Sicherheitselementen des aktuellen Zuverlässigkeitskonzeptes [DIN EN 1990:2010-12] basieren und lediglich hinsichtlich des Variationskoeffizienten angepasst wurden.

An dieser Stelle ist anzumerken, dass die mit der Weiterentwicklung von EN 1990 beauftragte Arbeitsgruppe (CEN-TC250-WG7) in einem aktuellen Bericht zur Fortschreibung der Norm [CEN - N1069] ebenfalls die Möglichkeit zur Bestimmung von Teilsicherheitsbeiwerten in Abhängigkeit vom Variationskoeffizienten vorsieht und somit einen vergleichbaren Ansatz verfolgt.

### **8.6.1 Faktoren zur Berücksichtigung von Modellunsicherheiten**

Im zur Bemessung von Neubauten konzipierten Zuverlässigkeitskonzept der Eurocodes [DIN EN 1990:2010-12] sind zur Berücksichtigung der zum Planungszeitpunkt mit Unsicherheiten behafteten Tragwerkeigenschaften und Einwirkungskenngrößen des zu errichtenden Tragwerks Sicherheitsfaktoren implementiert, die Unsicherheiten von Modellannahmen und Fehler im Berechnungsmodell deterministisch berücksichtigen, vgl. Kapitel 3.5.3.

Bei Bestandstragwerken besteht im Rahmen einer qualifizierten Bestandsaufnahme jedoch die Möglichkeit, einen Teil der Zufallsgrößen (Eigenlasten, Einwirkungen, Materialkennwerte und geometrische Abmessungen) am Tragwerk zu beziffern.

Die Aufrechterhaltung der Unsicherheitsfaktoren ist in ihrer ursprünglichen Größe aufgrund des im Vergleich zum Neubaufall vorhandenen Erkenntnisgewinns somit unbegründet [DBV-Heft 24 - 2014], weshalb auch die dazugehörigen Unsicherheitsfaktoren  $\gamma_{Sd}$  auf der Einwirkungsseite und  $\gamma_{Rd}$  auf der Widerstandsseite reduziert werden können. Hierbei stellt sich allerdings die Frage, in welcher Größenordnung die Reduktion von Unsicherheitsfaktoren gerechtfertigt ist. Der Teilsicherheitsbeiwert  $\gamma_{Rd1}$  kann infolge einer Bestandsaufnahme nur unwesentlich bzw. nicht reduziert werden. Ursächlich hierfür ist, dass innerhalb einer Bestandsaufnahme keine neuen Erkenntnisse über das Modelltragverhalten der Werkstoffe Beton und Betonstahl gewonnen werden können, die eine Abminderung des Unsicherheitsfaktors rechtfertigen würden [DBV-Heft 24 - 2014]. Aus diesem Grund wird innerhalb der vorliegenden Arbeit auf eine Anpassung von  $\gamma_{Rd1}$  verzichtet.

Geometrische Unsicherheiten können im Rahmen einer Bestandsaufnahme dagegen prinzipiell reduziert werden, was die Abminderung von  $\gamma_{Rd2}$  grundsätzlich gestattet [DBV-Heft 24 - 2014]. Geht man davon aus, dass ausreichend genaue Kenntnisse über Querschnittsabmessungen vorliegen, kann somit auch die in  $\gamma_{Rd2}$  implementierte Unsicherheit um bis zu 50 % reduziert werden [DBV-Heft 24 - 2014]. Nach [Holicky / Sykora - 2012] darf sogar ein Modellunsicherheitsfaktor  $\gamma_{Rd2}^* = 1,0$  verwendet werden, wenn innerhalb der Bestandsaufnahme keine signifikanten Abweichungen hinsichtlich der Querschnittsabmessungen zwischen Planung und Ausführung festgestellt werden. Aufgrund unabdingbarer Maßtoleranzen und der damit einhergehenden Restunsicherheit ist nach Meinung des Verfassers aber stets ein Mindestwert  $> 1,0$  für die Modellunsicherheit  $\gamma_{Rd2}^*$  beizubehalten.

Für Einwirkungen wird innerhalb von [DIN EN 1990:2010-12] allgemein der Faktor  $\gamma_{Sd} = 1,1$  zur Erfassung von Modellungenauigkeiten angesetzt [Grünberg - 2004]. Ausgenommen hiervon sind klimatische Einwirkungen, für die Modellunsicherheiten nicht separat zu berücksichtigen, sondern bereits im charakteristischen Wert enthalten sind [DBV-Heft 24 - 2014].

In den Erläuterungen zu EN 1990 [Gulvanessian et al. - 2002] wird die Größe der Modellunsicherheit bei Eigenlasten mit  $\gamma_{Ed} = 1,2$  angegeben.

Beim Nachweis bestehender Tragwerke ist auch die Aufrechterhaltung dieser Faktoren auf der Einwirkungsseite in ihrer ursprünglichen Größe grundsätzlich unbegründet. Der im Vergleich zum Neubaufall vorhandene Erkenntnisgewinn gestattet auch an dieser Stelle eine entsprechende Absenkung der Modellunsicherheitsfaktoren.

Zur Berücksichtigung der Unsicherheiten der Modellerfassung wird im Rahmen der vorliegenden Arbeit deshalb für alle Arten von Einwirkungen vorgeschlagen, den Beiwert pauschal auf  $\gamma_{Sd}^* = \gamma_{Ed}^* = 1,05$  abzumindern, wenn die tatsächlichen Einwirkungskenngrößen einschließlich Variationskoeffizient am Tragwerk bestimmt und innerhalb der Nachweisgleichungen berücksichtigt werden.

### **8.6.2 Teilsicherheitsbeiwerte auf der Einwirkungsseite**

Der Teilsicherheitsbeiwert für ständige Einwirkungen wird grundsätzlich auf Basis von Gleichung (3.55) unter Ansatz einer Standard-Normalverteilungsfunktion bestimmt, vgl. Kapitel 3.5.3.2. Für günstig wirkende, ständige Einwirkungen wird ein Teilsicherheitsbeiwert von 1,0 festgelegt.

Mit den Parametern gemäß [DIN EN 1990:2010-12] ( $\beta = 3,8$ ,  $\alpha_E = -0,7$  und  $\gamma_{Sd} = 1,1$ ) und dem Variationskoeffizienten  $v_g = 0,0854$  ergibt sich im Neubaufall für ständige Einwirkungen gerade der Teilsicherheitsbeiwert  $\gamma_G = 1,35$  [Grünberg - 2004]:

$$\gamma_G = \gamma_{Sd} \cdot (1 - \alpha_E \cdot \beta \cdot v_g) = 1,1 \cdot (1 + 0,7 \cdot 3,8 \cdot 0,0854) = \mathbf{1,35} \quad (8.12)$$

Für Nachweise auf Basis des Restnutzungsdauerkonzeptes (Konzept I), vgl. Kapitel 7.2.3, ergeben sich für ständige Einwirkungen unter Annahme eines konstanten Variationskoeffizienten von  $v_g = 0,0854$  die in Tab. 8.14 ausgewiesenen modifizierten Teilsicherheitsbeiwerte in Abhängigkeit von der Restnutzungsdauer.

**Tab. 8.14:** Modifizierte Teilsicherheitsbeiwerte  $\gamma_{G,mod}$  für ständige Einwirkungen (Restnutzungsdauerkonzept → Konzept I)

Nutzungs- / Restnutzungsdauer		Zielzuverlässigkeitsindex $\beta_{red}$	Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_{G,mod}$
$T = 0$ Jahre	$N = 100^*$ Jahre	3,8*	1,35*
$T = 50$ Jahre	$R_N = 50$ Jahre	3,6	1,34
$T = 70$ Jahre	$R_N = 30$ Jahre	3,5	1,33
$T = 80$ Jahre	$R_N = 20$ Jahre	3,4	1,32
$T = 90$ Jahre	$R_N = 10$ Jahre	3,2	1,31

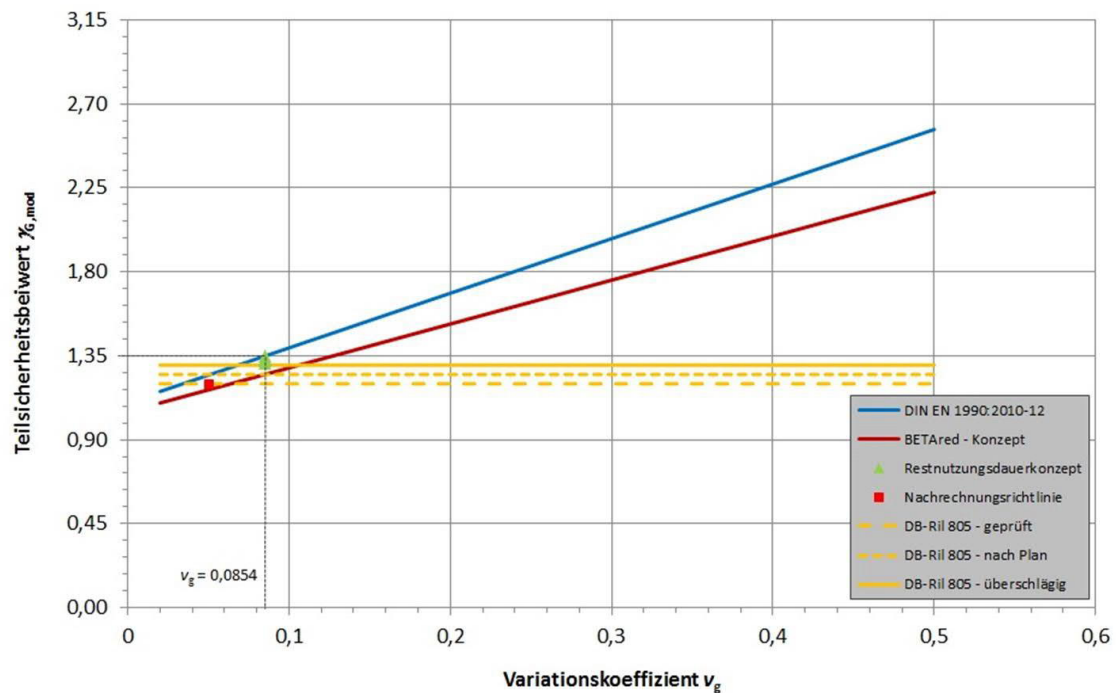
\* Neubaufall (Wasserbauwerke) in Anlehnung an [DIN EN 1990:2010-12]

Bei Verwendung des Nachweiskonzeptes mit pauschal reduziertem Zielzuverlässigkeitsindex (Konzept II) berechnen sich unter Berücksichtigung der angepassten Eingangsparemeter ( $\beta_{red}$  nach Kapitel 8.3;  $\gamma_{Sd}^*$  nach Kapitel 8.6.1) und des Wichtungsfaktors  $\alpha_E$  nach [DIN EN 1990:2010-12] die modifizierten Teilsicherheitsbeiwerte  $\gamma_{G,mod}$  in Abhängigkeit vom Variationskoeffizienten zu:

$$\gamma_{G,mod} = \gamma_{Sd}^* \cdot (1 - \alpha_E \cdot \beta_{red} \cdot v_g) = 1,05 \cdot (1 + 0,7 \cdot 3,2 \cdot v_g) \quad (8.13)$$

In Bild 8.24 sind die modifizierten Teilsicherheitsbeiwerte der beiden für die Bewertung bestehender Tragwerke angepassten Nachweiskonzepte den Teilsicherheitsbeiwerten nach aktuellem Zuverlässigkeitskonzept (Neubau) und weiteren Regelwerken gegenübergestellt. Hierbei wird ersichtlich, dass das Restnutzungsdauerkonzept (Konzept I) ein vergleichsweise geringeres Potential zur Aktivierung von Zuverlässigkeitsreserven beinhaltet und somit den konservativeren Bemessungsansatz darstellt. Der für Neubauten maßgebende Teilsicherheitsbeiwert  $\gamma_G = 1,35$  berücksichtigt innerhalb des modifizierten Nachweiskonzeptes mit pauschaler Reduzierung des Zielzuverlässigkeitsindex einen Variationskoeffizienten bis  $v_g = 0,128$ . Werden im Bestand größere Variationskoeffizienten festgestellt, muss folglich auch der dazugehörige Teilsicherheitsbeiwert entsprechend erhöht werden.

Nach [JCSS - 2000] liegen die Variationskoeffizienten der Eigenlasten tragender Betonbauteile zwischen  $v_g = 0,01$  und  $v_g = 0,04$  und sind somit gering. Der Variationskoeffizient hinsichtlich der Wichte von Böden liegt nach [Pottharst - 1977] in einer Größenordnung von ca. 10 %. Bei der Bewertung bestehender Wasserbauwerke sollte somit in der Regel eine Abminderung des Teilsicherheitsbeiwertes für ständige Einwirkungen grundsätzlich möglich sein.



**Bild 8.24:** Modifizierte Teilsicherheitsbeiwerte für ständige Einwirkungen in Abhängigkeit vom Variationskoeffizienten

In Tab. 8.15 werden nachfolgend die in Bild 8.24 dargestellten Verhältnisse nach [DIN EN 1990:2010-12] und  $\beta_{red}$ -Konzept (Konzept II) tabellarisch ausgewiesen.

**Tab. 8.15:** Modifizierte Teilsicherheitsbeiwerte  $\gamma_{G,mod}$  für ständige Einwirkungen ( $\beta_{red}$ -Konzept)

Variationskoeffizient	Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_{G,mod}$	
	Neubau <sup>a)</sup>	Bewertung bestehender Tragwerke <sup>b)</sup>
0,02	1,16	1,10
0,04	1,22	1,14
0,06	1,28	1,19
0,08	1,33	1,24
<b>0,0854 <sup>c)</sup></b>	<b>1,35 <sup>c)</sup></b>	<b>1,25</b>
0,10	1,39	1,29
0,15	1,54	1,40
0,20	1,69	1,52
0,25	1,83	1,64
0,30	1,98	1,76
0,35	2,12	1,87
0,40	2,27	1,99
0,45	2,42	2,11
0,50	2,56	2,23

<sup>a)</sup>  $\gamma_{Sd} = 1,1$ ;  $\alpha_E = -0,7$ ;  $\beta = 3,8$   
<sup>b)</sup>  $\gamma_{Sd} = 1,05$ ;  $\alpha_E = -0,7$ ;  $\beta = 3,2$   
<sup>c)</sup> normativ nach [DIN EN 1990:2010-12]



Weiterhin ist in Bild 8.24 der modifizierte Teilsicherheitsbeiwert für ständige Einwirkungen gemäß [Nachrechnungsrichtlinie - 2011] dargestellt, der auf einem Variationskoeffizienten von 5 % basiert [Maurer et al. - 2012]. Der Faktor liegt in einem vergleichbaren Bereich zu den in dieser Arbeit vorgeschlagenen Größen, obwohl hinsichtlich dessen Ableitung konzeptionelle Unterschiede bestehen.

Das Konzept der [Nachrechnungsrichtlinie - 2011] basiert zur Bestimmung des Teilsicherheitsbeiwertes für Eigenlasten aufgrund deren geringer Streuung auf dem Mittelwert anstelle des charakteristischen Wertes. Weiterhin wird argumentiert, dass infolge der gemessenen Eigenlasten keine Unsicherheiten hinsichtlich deren Streuung mehr zu berücksichtigen sind, sodass in Gleichung (8.12) nur noch der Modellunsicherheitsfaktor  $\gamma_{sd} = 1,2$  [Gulvanessian et al. - 2002] wirksam ist [Maurer et al. - 2012].

Im Rahmen der vorliegenden Arbeit wird dieser Argumentation nicht gefolgt. Nach Auffassung des Verfassers muss auch bei gemessenen Eigenlasten stets deren Variationskoeffizient innerhalb der Bestimmungsgleichung des Teilsicherheitsbeiwertes berücksichtigt werden. Stattdessen besteht infolge der Messung jedoch die Möglichkeit, den Modellunsicherheitsfaktor  $\gamma_{sd}$  infolge des Erkenntnisgewinns zu reduzieren. Gleichwohl führen beide Konzepte zu annähernd dem gleichen Ergebnis.

Innerhalb von [DB-Ril-805 - 2010] werden Teilsicherheitsbeiwerte für ständige Einwirkungen in Abhängigkeit von der Genauigkeit der Gewichtsermittlung angegeben, vgl. Tab. 6.12. Im Bereich der für ständige Einwirkungen üblichen Variationskoeffizienten liegen die darin enthaltenen Teilsicherheitsbeiwerte ebenfalls in einer vergleichbaren Größenordnung zu der in dieser Arbeit ermittelten Beiwerte.

Der Teilsicherheitsbeiwert für veränderliche Einwirkungen wird grundsätzlich auf Basis der in Kapitel 3.5.3.2 aufgeführten Zusammenhänge in Abhängigkeit vom Zielzuverlässigkeitsindex  $\beta$ , Quantilwert  $p$  und des im Rahmen von statistischen Analysen ermittelten Variationskoeffizienten  $v_q$  hergeleitet.

Bei der Bewertung bestehender Wasserbauwerke sind veränderliche Einwirkungen in erster Linie auf anstehendes Wasser und daraus resultierenden Wasserdruck als Funktion der Wasserstandhöhe zurückzuführen (Wasser als Leiteinwirkung), deren eigentliche Unsicherheit in der zufälligen Schwankung der Wasserstandhöhe liegt [Kunz - 2014], vgl. Kapitel 5.3.

Aus diesem Grund wurden die Teilsicherheitsbeiwerte innerhalb der vorliegenden Arbeit primär für veränderliche Einwirkungen infolge Wasser hergeleitet. In diesem Zusammenhang ist elementar, dass die modifizierten Teilsicherheitsbeiwerte  $\gamma_{W,mod}$  auf die charakteristische Wasserstandhöhe zu beziehen sind. Dies stellt eine erhebliche Abweichung zur im Neubaufall üblichen Vorgehensweise dar, vgl. Kapitel 5.3, wo die Teilsicherheitsbeiwerte in der Regel auf charakteristische Wasserdrücke bezogen werden.

Im Allgemeinen beinhaltet der Teilsicherheitsbeiwert für veränderliche Einwirkung (95 %-Quantil, Bezugszeitraum 50 Jahre) gemäß [DIN EN 1990:2010-12] einen Variationskoeffizienten von 27,5 %, was nachfolgende Berechnung auf Basis von Gleichung (3.61) zeigt [Grünberg - 2004]:

$$\gamma_Q = \gamma_{Sd} \cdot \frac{Q_d}{Q_k} = 1,1 \cdot \frac{1 - 0,7797 \cdot v_q \cdot \left(0,5772 + \ln\left(-\ln\left[\Phi(-\alpha_E \cdot \beta)\right]\right)\right)}{1 - 0,7797 \cdot v_q \cdot \left(0,5772 + \ln(-\ln(p))\right)} \quad (8.14)$$

$$= 1,1 \cdot \frac{1 - 0,7797 \cdot 0,275 \cdot \left(0,5772 + \ln\left(-\ln\left[\Phi(0,7 \cdot 3,8)\right]\right)\right)}{1 - 0,7797 \cdot 0,275 \cdot \left(0,5772 + \ln(-\ln(0,95))\right)} = 1,50$$

Grundsätzlich kann für Nutzlasten ein auf 50 Jahre bezogener Variationskoeffizient zwischen 21 % und 26 % (im Mittel: 24 %) angenommen werden [Hansen - 2004], während innerhalb von [ECSS - 1996] ein Variationskoeffizient von 30 % aufgeführt wird [DBV-Heft 24 - 2014]. Die in Kapitel 8.5.2.4 auf der Basis von Messwerten ermittelten Variationskoeffizienten der Wasserstandhöhen liegen in einer Größenordnung zwischen 2 % und 43 % (Bezugszeitraum: 1 Jahr). Nach [Kunz - 2014] ergibt sich im Allgemeinen für Wasserstände von Gewässern ein mittlerer Variationskoeffizient von 33 %.

Bei der Nachrechnung von Wasserbauwerken bietet sich somit an, die tatsächlich am Tragwerk vorhandenen Parameter der Wasserstandhöhe (charakteristischer Kennwert, Variationskoeffizient) zu verwenden. Allein durch die Aktualisierung der Kennwerte besteht die Möglichkeit zur Aktivierung von Zuverlässigkeitsreserven, wenn die tatsächlich am Tragwerk auftretenden Variationskoeffizienten der Wasserstandhöhe unter den in [DIN EN 1990:2010-12] implementierten Kennwerten liegen. Obwohl die Vorgehensweise zu modifizierten Teilsicherheitsbeiwerten führt, handelt es sich hierbei nicht um einen Eingriff in das Zuverlässigkeitskonzept, sondern lediglich um eine Anpassung von Eingangsgrößen, vgl. Kapitel 7.3.2.

Auf Basis des Restnutzungsdauerkonzeptes (Konzept I) ergeben sich für veränderliche Einwirkungen ausschließlich unter Berücksichtigung der reduzierten Zielzuverlässigkeitsindizes die in Tab. 8.16 aufgeführten Teilsicherheitsbeiwerte. Auf die Aktualisierung von Einwirkungskennwerten muss bei der Anwendung des Konzeptes jedoch gemäß den in Kapitel 7.2.3 aufgeführten Festlegungen verzichtet werden.

**Tab. 8.16:** Modifizierte Teilsicherheitsbeiwerte  $\gamma_{Q,mod}$  für veränderliche Einwirkungen (Restnutzungsdauerkonzept → Konzept I)

Nutzungs- / Restnutzungsdauer		Quantile	Zielzuverlässigkeitsindex $\beta_{red}$	Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_{Q,mod}$
$T = 0$ Jahre	$N = 100^*$ Jahre	0,95	3,8*	1,50*
$T = 50$ Jahre	$R_N = 50$ Jahre		3,6	1,44
$T = 70$ Jahre	$R_N = 30$ Jahre		3,5	1,41
$T = 80$ Jahre	$R_N = 20$ Jahre		3,4	1,38
$T = 90$ Jahre	$R_N = 10$ Jahre		3,2	1,32

\* Neubaufall (Wasserbauwerke) in Anlehnung an [DIN EN 1990:2010-12]

Bei der Berechnung der Teilsicherheitsbeiwerte unter Berücksichtigung des pauschal reduzierten Zielzuverlässigkeitsindex (Konzept II →  $\beta_{red} = 3,2$ ) darf aufgrund der Bestimmung der am Bauwerk tatsächlich vorhandenen Einwirkungen eine Reduktion des Modellunsicherheitsfaktors auf  $\gamma_{Sd}^* = 1,05$  erfolgen (Kapitel 8.6.1).

Weiterhin ist zu berücksichtigen, dass die zur Herleitung der Teilsicherheitsbeiwerte verwendete Gumbel-Verteilung zeitabhängig ist, weshalb auch die Quantilfaktoren  $p$  vom Bezugszeitraum abhängen.

Gemäß [DIN EN 1990:2010-12] liegt der Bestimmung von charakteristischen Kennwerten veränderlicher Einwirkungen (Nutzlasten) ein 95 %-Quantil für einen Bezugszeitraum von 50 Jahren zugrunde. Bezogen auf 100 Jahre (Wasserbau) ergeben sich daraus 90 %-Quantilwerte, so dass bei gleichem Zuverlässigkeitsindex ( $\beta = 3,8$ ) die Teilsicherheitsbeiwerte ansteigen.

In beiden Fällen werden als charakteristische Kennwerte 1.000-Jahreswerte verwendet, was bezogen auf ein Jahr 99,9 %-Quantilen entspricht. Zur Bestimmung der modifizierten Teilsicherheitsbeiwerte nach [DIN EN 1990:2010-12] werden somit anstelle der 100-Jahreswerte gemäß [DIN 19702:2013-02] 1.000-Jahreswerte verwendet, was auch bei der Bestimmung der charakteristischen Kennwerte veränderlicher Einwirkungen zu berücksichtigen ist.

Grundsätzlich ist es sinnvoll, auch im Nachweiskonzept mit pauschal reduziertem Zielzuverlässigkeitsindex (Konzept II) eine Restnutzungsdauer zu veranschlagen. Diese steht nicht im Zusammenhang mit dem Restnutzungsdauerkonzept (Konzept I) und hat lediglich Auswirkungen bei der Ermittlung der modifizierten Teilsicherheitsbeiwerte zur Folge. Die Auswahl der Bezugszeiträume orientiert sich an Tab. 8.1.

Unter der Voraussetzung, dass der Bezugszeitraum zur Bestimmung der charakteristischen Kenngröße der veränderlichen Einwirkung dem Bezugszeitraum der Nachrechnung entspricht, berechnen sich die modifizierten Teilsicherheitsbeiwerte für veränderliche Einwirkungen auf Basis von Gleichung (3.61) zu:

$$\gamma_{Q,R_N,mod} = \gamma_{Sd}^* \cdot \frac{Q_d}{Q_k} = 1,05 \cdot \frac{1 - 0,7797 \cdot v_{q,R_N} \cdot \left(0,5772 + \ln\left(-\ln\left[\Phi\left(-\alpha_E \cdot \beta_{red}\right)\right]\right)\right)}{1 - 0,7797 \cdot v_{q,R_N} \cdot \left(0,5772 + \ln\left(-\ln\left(p_{R_N}\right)\right)\right)} \quad (8.15)$$

Bei Verwendung des pauschal reduzierten Zielzuverlässigkeitsindex  $\beta_{red} = 3,2$  einschließlich Modellunsicherheitsfaktor  $\gamma_{Sd}^* = 1,05$  ergeben sich für  $\alpha_E = -0,7$  in Abhängigkeit vom Variationskoeffizienten und der Restnutzungsdauer die in Bild 8.25 dargestellten Teilsicherheitsbeiwerte für veränderliche Einwirkungen.

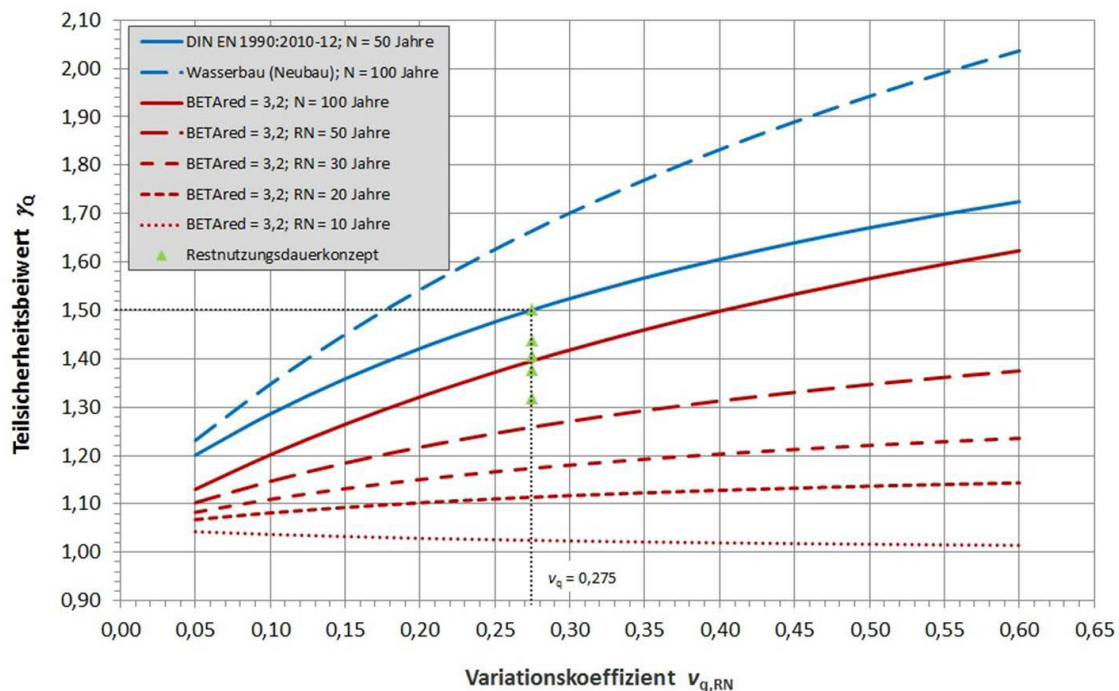
Bei deren Darstellung wird deutlich, dass der für den Wasserbau veranschlagte Bezugszeitraum von 100 Jahren (Neubaufall) zu Teilsicherheitsbeiwerten führt, die über den in [DIN EN 1990:2010-12] enthaltenen Festlegungen liegen. Dies resultiert aus dem Verschieben des Bezugszeitraumes von 50 Jahren auf 100 Jahre und der dazugehörigen Anpassung der Quantilwerte. In der Praxis werden diese Zusammenhänge häufig nicht berücksichtigt und es wird stattdessen mit den herkömmlichen Teilsicherheitsbeiwerten gearbeitet.

Die in Bild 8.25 dargestellten Verhältnisse werden zusätzlich in tabellarischer Form angegeben, vgl. Tab 8.17. Es ist zu berücksichtigen, dass die in Spalte 3 bis 8 aufgeführten Faktoren auf die charakteristische Wasserstandhöhe und die in Spalte 2 aufgeführten Faktoren gemäß [DIN EN 1990:2010-12] auf den charakteristischen Wasserdruck zu beziehen sind.

Auch an dieser Stelle wird deutlich, dass das Restnutzungsdauerkonzept (Konzept I) nur ein vergleichsweise geringes Potential zur Aktivierung von Zuverlässigkeitsreserven beinhaltet und die Teilsicherheitsbeiwerte mit kürzer werdendem Bezugszeitraum kleiner werden.

Dies ist isofern plausibel, da die charakteristischen Kennwerte auf 1.000-Jahreswerten beruhen und die Eintrittswahrscheinlichkeit eines extremen Ereignisses für kürzer werdende Bezugszeiträume sinkt.

Im semiprobabilistischen Zuverlässigkeitskonzept [DIN EN 1990:2010-12] wird die Bauteilzuverlässigkeit durch den Ansatz eines charakteristischen Kennwertes in Kombination mit einem auf einer zulässigen Versagenswahrscheinlichkeit basierenden Bemessungswert sichergestellt.



**Bild 8.25:** Modifizierte Teilsicherheitsbeiwerte für veränderliche Einwirkungen in Abhängigkeit vom Variationskoeffizienten ( $\alpha_E = -0,7$ )

Bei hohen Quantilenfaktoren wird die Bauteilzuverlässigkeit von der geringen Auftretenswahrscheinlichkeit der Einwirkung dominiert, weshalb in diesen Fällen ein kleiner Teilsicherheitsbeiwert ausreichend ist.

Bei kleineren Quantilenfaktoren und somit größeren Eintrittswahrscheinlichkeiten der Einwirkung wird dagegen die innerhalb der Nachweisgleichung zu berücksichtigende Versagenswahrscheinlichkeit in Form des Zielzuverlässigkeitsindex maßgebend, was einen vergleichsweise erhöhten Teilsicherheitsbeiwert zur Folge hat.

Vereinfacht ausgedrückt ist innerhalb des modifizierten Nachweiskonzeptes auf Basis des reduzierten Zielzuverlässigkeitsindex  $\beta_{red} = 3,2$  (Konzept II, vgl. Kapitel 8.3) bei sehr geringen Eintrittswahrscheinlichkeiten veränderlicher Einwirkungen (99,9 %-Quantil) der charakteristische Kennwert der Einwirkung zur Sicherstellung der erforderlichen Bauteilzuverlässigkeit ausreichend.

Bei höheren Eintrittswahrscheinlichkeiten der Einwirkung (geringerer Quantilwert) ist dagegen zusätzlich die Berücksichtigung eines Teilsicherheitsbeiwertes erforderlich.

**Tab. 8.17:** Modifizierte Teilsicherheitsbeiwerte  $\gamma_{Q,mod}$  für veränderliche Einwirkungen ( $\alpha_E = -0,7$ ) (Konzept II  $\rightarrow \beta_{red}$ -Konzept)

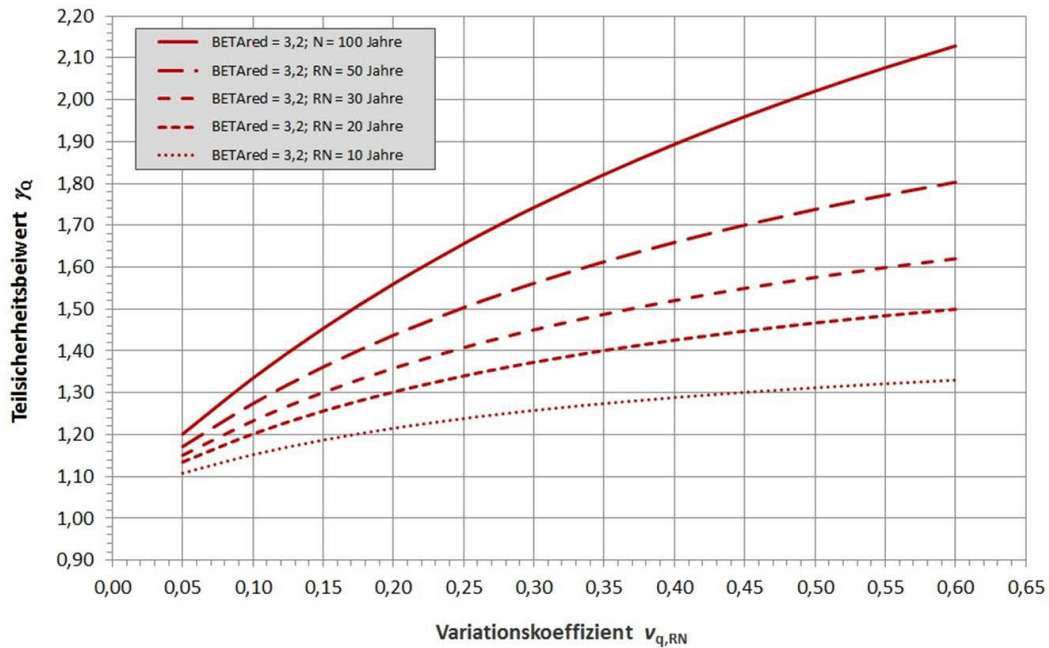
Variations- koeffizient (bezogen auf $N, R_N$ )	Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_{Q,mod}$						
	Neubau		Bewertung bestehender Tragwerke <sup>c)</sup>				
Bezugszeitraum $N, R_N$	50 Jahre <sup>a)</sup>	100 Jahre <sup>b)</sup>	100 Jahre	50 Jahre	30 Jahre	20 Jahre	10 Jahre
Quantile	95 %	90 %	90 %	95 %	97 %	98 %	99 %
1	2	3	4	5	6	7	8
0,05	1,20	1,23	1,13	1,10	1,08	1,07	1,04
0,10	1,29	1,35	1,20	1,15	1,11	1,08	1,04
0,15	1,36	1,45	1,26	1,18	1,13	1,09	1,03
0,20	1,42	1,54	1,32	1,22	1,15	1,10	1,03
0,25	1,48	1,63	1,37	1,25	1,17	1,11	1,03
<b>0,275 <sup>d)</sup></b>	<b>1,50 <sup>d)</sup></b>	<b>1,66</b>	<b>1,40</b>	<b>1,26</b>	<b>1,17</b>	<b>1,11</b>	<b>1,02</b>
0,30	1,52	1,70	1,42	1,27	1,18	1,12	1,02
0,35	1,57	1,77	1,46	1,29	1,19	1,12	1,02
0,40	1,61	1,83	1,50	1,31	1,20	1,13	1,02
0,45	1,64	1,89	1,53	1,33	1,21	1,13	1,02
0,50	1,67	1,94	1,57	1,35	1,22	1,14	1,02
0,55	1,70	1,99	1,60	1,36	1,23	1,14	1,02
0,60	1,72	2,04	1,62	1,37	1,24	1,14	1,01

<sup>a)</sup>  $\gamma_{Sd} = 1,1$ ;  $\alpha_E = -0,7$ ;  $\beta = 3,8$ ; Nutzungsdauer 50 Jahre, gemäß [DIN EN 1990:2010-12]  
<sup>b)</sup>  $\gamma_{Sd} = 1,1$ ;  $\alpha_E = -0,7$ ;  $\beta = 3,8$ ; Nutzungsdauer 100 Jahre (Wasserbau), in Anlehnung an [Kunz - 2014]  
<sup>c)</sup>  $\gamma_{Sd} = 1,05$ ;  $\alpha_E = -0,7$ ;  $\beta = 3,2$ ; in Abhängigkeit von der Restnutzungsdauer  
<sup>d)</sup> normativ nach [DIN EN 1990:2010-12]

Im Allgemeinen liegt den Berechnungen gemäß [DIN EN 1990:2010-12] der Wichtungsfaktor  $\alpha_E = -0,7$ , vgl. Kapitel 4.2.5.5, zugrunde. Die Ergebnisse der probabilistischen Parameterstudien zeigen jedoch, dass bei Grundwasserständen mit einem Verhältnis Wasserstandhöhe / Wandaufstandsfläche (Bauteilbreite)  $> 1,0$  der Sensitivitätsfaktor der Wasserstandhöhe stark steigt, vgl. Kapitel 9.3.4.

Zur Bestimmung von modifizierten Teilsicherheitsbeiwerten wird in diesen Fällen deshalb die Verwendung eines Wichtungsfaktors  $\alpha_E = -0,9$  empfohlen, was grundsätzlich zu vergleichsweise erhöhten Teilsicherheitsbeiwerten führt, vgl. Bild 8.26. Auf die Anpassung des dazugehörigen Wichtungsfaktors  $\alpha_R$  wird vereinfachend verzichtet.

Quantitativ können die in Bild 8.26 dargestellten Zusammenhänge, die sich unter Berücksichtigung der ansonsten unveränderten Sicherheitselemente des modifizierten Nachweiskonzeptes ergeben, Tab. 8.18 entnommen werden.



**Bild 8.26:** Modifizierte Teilsicherheitsbeiwerte für veränderliche Einwirkungen in Abhängigkeit vom Variationskoeffizienten ( $\alpha_E = -0,9$ )

**Tab. 8.18:** Modifizierte Teilsicherheitsbeiwerte  $\gamma_{Q,mod}$  für veränderliche Einwirkungen ( $\alpha_E = -0,9$ ) (Konzept II  $\rightarrow$   $\beta_{red}$ -Konzept)

Variationskoeffizient (bezogen auf $N, R_N$ )	Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_{Q,mod}$				
	Bewertung bestehender Tragwerke <sup>a)</sup>				
Bezugszeitraum $N, R_N$	100 Jahre	50 Jahre	30 Jahre	20 Jahre	10 Jahre
Quantile	90 %	95 %	97 %	98 %	99 %
0,05	1,20	1,17	1,15	1,13	1,11
0,10	1,33	1,27	1,23	1,20	1,15
0,15	1,45	1,36	1,30	1,26	1,19
0,20	1,56	1,44	1,36	1,30	1,22
0,25	1,66	1,50	1,41	1,34	1,24
<b>0,275</b>	<b>1,70</b>	<b>1,53</b>	<b>1,43</b>	<b>1,36</b>	<b>1,25</b>
0,30	1,74	1,56	1,45	1,37	1,26
0,35	1,82	1,61	1,49	1,40	1,27
0,40	1,89	1,66	1,52	1,43	1,29
0,45	1,96	1,70	1,55	1,45	1,30
0,50	2,02	1,74	1,58	1,47	1,31
0,55	2,08	1,77	1,60	1,48	1,32
0,60	2,13	1,80	1,62	1,50	1,33

<sup>a)</sup>  $\gamma_{Sd} = 1,05$ ;  $\alpha_E = -0,9$ ;  $\beta = 3,2$

Bei der Bewertung bestehender Wasserbauwerke im Grenzzustand der Tragfähigkeit sind klimatische Einwirkungen wie z. B. Wind- und Schneelasten in der Regel nicht maßgebend, weshalb an dieser Stelle auch auf die Herleitung der dazugehörigen Teilsicherheitsbeiwerte verzichtet wird.

### 8.6.3 Teilsicherheitsbeiwerte auf der Widerstandsseite

Neben den Teilsicherheitsbeiwerten auf der Einwirkungsseite können auch die Teilsicherheitsbeiwerte der Widerstandsseite an die tatsächlichen Verhältnisse am Tragwerk angepasst werden. Insbesondere für den Werkstoff Beton besteht hierbei die Möglichkeit, erhebliche Zuverlässigkeitsreserven zu aktivieren.

Nach [DIN EN 1990:2010-12], [Fingerloos et al. - 2012] und insbesondere [ECP - 2008] berechnen sich die Teilsicherheitsbeiwerte auf der Widerstandsseite grundsätzlich unter Ansatz einer logarithmischen Normalverteilungsfunktion auf Basis von Gleichung (3.53) und für den Werkstoff Beton in Kombination mit Gleichung (3.54), siehe auch Gleichung (7.5) mit Gleichung (7.6).

Für den Werkstoff Beton ergibt sich im Neubaufall mit den in [ECP - 2008] oder auch [Fingerloos et al. - 2012] aufgeführten Unsicherheitsfaktoren der normative Teilsicherheitsbeiwert bei einem Variationskoeffizienten der Materialfestigkeit von 15 %:

$$\begin{aligned} \gamma_c &= \eta \cdot \gamma_c^* = \eta \cdot \exp \left[ \alpha_R \cdot \beta \cdot \sqrt{(V_{Mod}^2 + V_G^2 + v_c^2)} + \Phi^{-1}(q_m) \cdot v_c \right] \\ &= 1,15 \cdot 1,30 = 1,15 \cdot \exp \left[ 0,8 \cdot 3,8 \cdot \sqrt{(0,05^2 + 0,05^2 + 0,15^2)} - 1,645 \cdot 0,15 \right] = 1,50 \end{aligned} \quad (8.16)$$

Der Teilsicherheitsbeiwert des Werkstoffes Betonstahl beinhaltet dagegen im Neubaufall einen Variationskoeffizienten von 4 %, was Gleichung (8.17) zeigt:

$$\begin{aligned} \gamma_s &= \exp \left[ \alpha_R \cdot \beta \cdot \sqrt{(V_{Mod}^2 + V_G^2 + v_s^2)} + \Phi^{-1}(q_m) \cdot v_s \right] \\ &= \exp \left[ 0,8 \cdot 3,8 \cdot \sqrt{(0,025^2 + 0,05^2 + 0,04^2)} - 1,645 \cdot 0,04 \right] = 1,15 \end{aligned} \quad (8.17)$$

Die im Rahmen des Restnutzungsdauerkonzeptes (Konzept I → Kapitel 7.2.3) für die Werkstoffe Beton (Spalte 3) und Betonstahl (Spalte 4) zu verwendenden Teilsicherheitsbeiwerte können in Abhängigkeit vom Zielzuverlässigkeitsindex bei ansonsten im Vergleich zur Nebausituation unveränderten Parametern Tab. 8.19 entnommen werden.

**Tab. 8.19:** Modifizierte Teilsicherheitsbeiwerte  $\gamma_{M,mod}$  für Materialkennwerte (Restnutzungsdauerkonzept → Konzept I)

Nutzungs- / Restnutzungsdauer		Zielzuverlässigkeitsindex $\beta_{red}$	Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_{M,mod}$	
			Beton	Betonstahl
1		2	3	4
$T = 0$ Jahre	$N = 100^*$ Jahre	3,8*	1,50*	1,15*
$T = 50$ Jahre	$R_N = 50$ Jahre	3,6	1,45	1,14
$T = 70$ Jahre	$R_N = 30$ Jahre	3,5	1,43	1,14
$T = 80$ Jahre	$R_N = 20$ Jahre	3,4	1,41	1,13
$T = 90$ Jahre	$R_N = 10$ Jahre	3,2	1,37	1,12

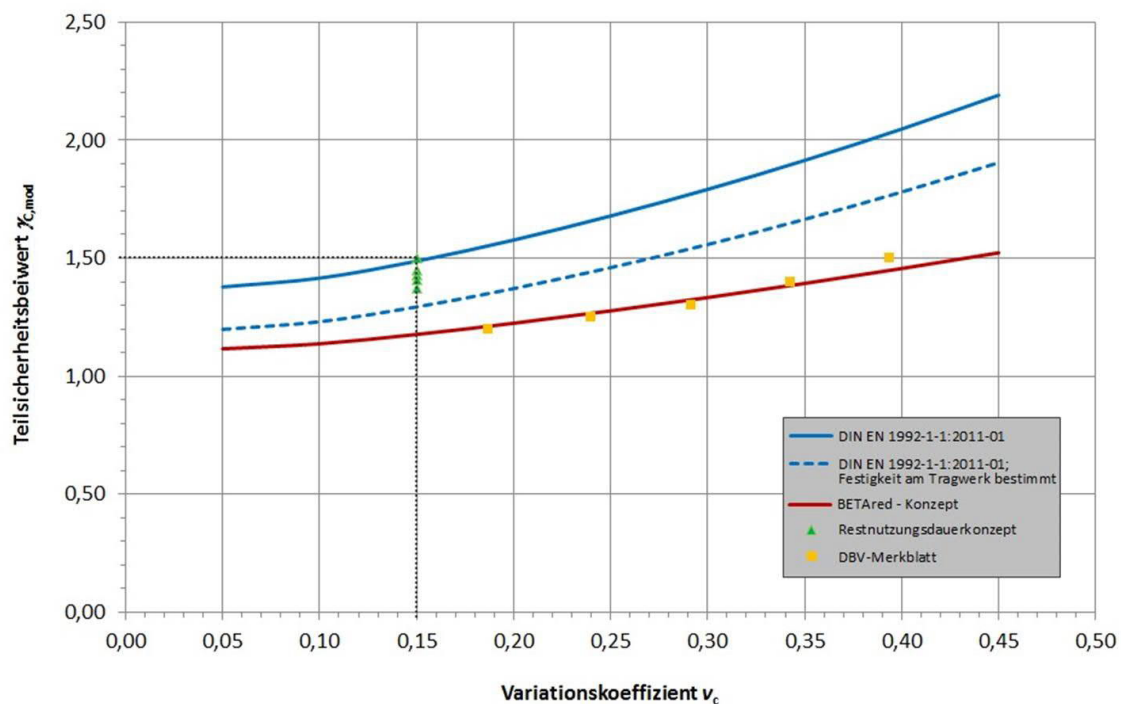
\* Neubaufall (Wasserbauwerke) in Anlehnung an [DIN EN 1990:2010-12]

Zur Modifikation der Teilsicherheitsbeiwerte können grundsätzlich auch pauschal reduzierte Zielzuverlässigkeitsindizes (Kapitel 7.3.3), angepasste Modellunsicherheitsfaktoren (Kapitel 8.6.1) und variable Variationskoeffizienten (Kapitel 7.3.2) verwendet werden. Hierbei ist zu beachten, dass Modellunsicherheitsfaktoren über einzelne Teilsicherheitsbeiwerte (vgl. Kapitel 3.5.3) oder durch den Ansatz zusätzlicher Variationskoeffizienten (Kapitel 3.5.3.1) berücksichtigt werden können, was trotz unterschiedlicher Rechenwege zu gleichem Ergebnis führt, siehe auch Kapitel 7.3.1.

Wird die Betonfestigkeit am Tragwerk bestimmt, darf der Teilsicherheitsbeiwert für den Werkstoff Beton weiterhin um den Umrechnungsbeiwert  $\eta$ , der im Vergleich zur Prüfung von Normprobekörpern zusätzlich vorhandene Unsicherheiten abdeckt, reduziert werden, vgl. Kapitel 7.3.4. Auch ohne Eingriff im aktuellen Zuverlässigkeitskonzept [DIN EN 1990:2010-12] verringert sich der Teilsicherheitsbeiwert hierdurch auf 87 % des ursprünglichen Wertes, siehe Bild 7.6.

Die modifizierten Teilsicherheitsbeiwerte auf Basis des pauschal reduzierten Zielzuverlässigkeitsindex werden in Abhängigkeit vom Variationskoeffizienten der Materialfestigkeit  $v_m$  ausgewiesen und beinhalten den normativen Wichtungsfaktor  $\alpha_R = 0,8$  sowie den reduzierten Zielzuverlässigkeitsindex  $\beta_{red} = 3,2$  (vgl. Kapitel 8.3). Die Modellunsicherheitsfaktoren werden gemäß den Ausführungen in Kapitel 8.6.1 angepasst, aber entgegen der dortigen Auffassung nicht als eigenständiger Teilsicherheitsbeiwert sondern als Variationskoeffizient berücksichtigt.

Für den Werkstoff Beton sind die Zusammenhänge in Bild 8.27 dargestellt und in Tab. 8.20 angegeben. Weiterhin sind in nachfolgendem Diagramm die modifizierten Teilsicherheitsbeiwerte gemäß [DBV-MTSBW - 2013] eingetragen, die dem Nachweiskonzept mit pauschal reduziertem Zielzuverlässigkeitsindex entsprechen.



**Bild 8.27:** Modifizierte Teilsicherheitsbeiwerte für den Werkstoff Beton in Abhängigkeit vom Variationskoeffizienten (aus Materialprüfung, ohne Modellunsicherheiten)



**Tab. 8.20:** Modifizierte Teilsicherheitsbeiwerte  $\gamma_{C,mod}$  für den Werkstoff Beton ( $\beta_{red}$ -Konzept)

Variations- koeffizient $v_c$ <sup>a)</sup>	Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_{C,mod}$		
	Neubau <sup>b)</sup>		Bestand
	allgemein	Betonfestigkeit am Tragwerk bestimmt <sup>c)</sup>	
0,05	1,38	1,20	1,12
0,10	1,42	1,23	1,14
<b>0,15<sup>d)</sup></b>	<b>1,50<sup>d)</sup></b>	<b>1,30</b>	<b>1,18</b>
0,20	1,58	1,37	1,22
0,25	1,68	1,46	1,28
0,30	1,79	1,56	1,33
0,35	1,91	1,66	1,39
0,40	2,05	1,78	1,46
0,45	2,19	1,91	1,52

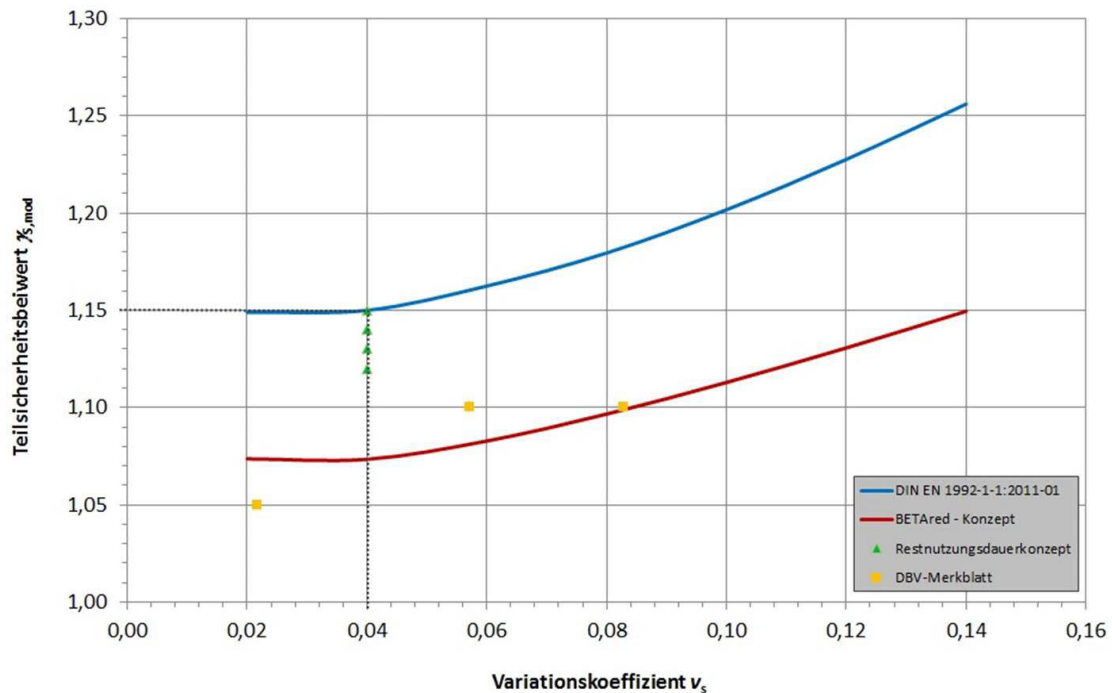
<sup>a)</sup> Variationskoeffizient aus Probenprüfung, ohne eine Berücksichtigung von Unsicherheitsfaktoren  
<sup>b)</sup> gemäß [DIN EN 1990:2010-12 ], [DIN EN 1992-1-1:2011-01]; Sicherheitselemente nach Gleichung (7.6)  
<sup>c)</sup> ohne Umrechnungsbeiwert  $\eta = 1,15$   
<sup>d)</sup> normativ nach [DIN EN 1990:2010-12] und [DIN EN 1992-1-1:2011-01]

Anhand der Darstellung wird ersichtlich, dass durch das angepasste Nachweis-konzept für den Werkstoff Beton eine Aktivierung von Zuverlässigkeitsreserven in der Größenordnung von 20 % bis 30 % möglich ist. Weiterhin ist zu beachten, dass die angegebenen Teilsicherheitsbeiwerte im Gegensatz zu den Variationskoeffizienten alle Unsicherheitsfaktoren beinhalten.

Eine vergleichbare Ausarbeitung liegt mit Bild 8.28 und Tab. 8.21 für den Werkstoff Betonstahl vor. Bei diesem Werkstoff liegt der „Zuverlässigkeitsgewinn“ in einer Größenordnung von 8 %. Bei den in [DBV-MTSBW - 2013] angegebenen Teilsicherheitsbeiwerten handelt es sich um gerundete Angaben, was die in Bild 8.28 ersichtlichen Abweichungen erklärt.

Die im Rahmen des modifizierten Zuverlässigkeitskonzeptes zur Bewertung von Bestandstragwerken abgeleiteten Teilsicherheitsbeiwerte sind in vielen Fällen betragsmäßig kleiner als die normativen Teilsicherheitsbeiwerte innerhalb von [DIN EN 1992-1-1:2011-01]. Werden im Bestand große Materialstreuungen festgestellt, können die Teilsicherheitsbeiwerte aber auch den geforderten Normwert übersteigen. In solchen Fällen sind innerhalb der Nachweisgleichungen die erhöhten Teilsicherheitsbeiwerte zu verwenden, um Zuverlässigkeitsdefizite auszuschließen.

Werden im Rahmen der Werkstoffuntersuchungen Variationskoeffizienten festgestellt, die außerhalb der Tabellenwerte liegen, deutet das auf eine ungeeignete Stichprobe zur Bestimmung der Materialkennwerte hin, da darüber hinausgehende Variationskoeffizienten nur sehr selten durch große Abweichungen bei der Produktion zu begründen sind. In solchen Fällen sollte die Stichprobenanzahl erhöht werden und es ist zu überprüfen, ob die Prüfergebnisse zu einer Grundgesamtheit gehören [DBV-MTSBW - 2013].



**Bild 8.28:** Modifizierte Teilsicherheitsbeiwerte für den Werkstoff Betonstahl in Abhängigkeit vom Variationskoeffizienten aus (Materialprüfung, ohne Modellunsicherheiten)

**Tab. 8.21:** Modifizierte Teilsicherheitsbeiwerte  $\gamma_{S,mod}$  für den Werkstoff Betonstahl ( $\beta_{red}$ -Konzept)

Variationskoeffizient $v_s$ <sup>a)</sup>	Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_{S,mod}$	
	Neubau <sup>b)</sup>	Bestand
0,02	1,15	1,07
<b>0,04 <sup>c)</sup></b>	<b>1,15</b>	<b>1,07</b>
0,06	1,16	1,08
0,08	1,18	1,10
0,10	1,20	1,11
0,12	1,23	1,13
0,14	1,26	1,15

<sup>a)</sup> Variationskoeffizient aus Probenprüfung, ohne eine Berücksichtigung von Unsicherheitsfaktoren  
<sup>b)</sup> gemäß [DIN EN 1990:2010-12], [DIN EN 1992-1-1:2011-01]; Sicherheitselemente nach Gleichung (7.6)  
<sup>c)</sup> normativ nach [DIN EN 1990:2010-12] und [DIN EN 1992-1-1:2011-01]

Die für die Werkstoffe Beton und Betonstahl ausgewiesenen Teilsicherheitsbeiwerte weichen geringfügig von den im [DBV-MTSBW - 2013] enthaltenen Teilsicherheitsbeiwerten ab, was auf die Darstellungsweise zurückzuführen ist.

Während die Teilsicherheitsbeiwerte innerhalb von [DBV-MTSBW - 2013] in Abhängigkeit vom Variationskoeffizienten einschließlich Modellunsicherheiten ausgewiesen werden, werden sie in dieser Arbeit in Abhängigkeit vom Variationskoeffizienten auf Basis der Werkstoffprüfung, d. h. ohne Modellunsicherheitsfaktoren, angegeben.

## **8.7 Konzepte zur Bewertung von Bestandstragwerken**

Bestehender Tragwerke dürfen aus wirtschaftlicher Sicht nicht allein auf Basis des zur Errichtung von Neubauten konzipierten Zuverlässigkeitskonzeptes [DIN EN 1990:2010-12] bewertet werden, da die dortigen Regelungen die mit der Bauweise verbundenen Besonderheiten nicht richtig erfassen. Es besteht jedoch die Möglichkeit, dieses Defizit durch die Anpassung von Sicherheitselementen zu beseitigen, was für den praktischen Anwendungsfall zu modifizierten Teilsicherheitsbeiwerten führt. Gleichwohl stellen die zur Errichtung von Neubauten maßgebenden Bemessungsgleichungen [DIN EN 1992-1-1:2011-01] und Vorgehensweisen auch die Grundlage zur Bewertung von Bestandstragwerken dar.

In dieser Arbeit werden zur Bestimmung modifizierter Teilsicherheitsbeiwerte zwei unterschiedliche Konzepte vorgestellt, die sich hinsichtlich des erforderlichen Arbeitsaufwandes und dem Potential zur Aktivierung von Zuverlässigkeitsreserven unterscheiden.

Im Rahmen einer qualifizierten Bestandsaufnahme, zu deren Durchführung umfangreiche Hinweise in [Betonkalender - 2015] enthalten sind, ist in beiden Fällen zunächst der schadensfreie Zustand der Konstruktion zu dokumentieren.

Liegen plausible Bestandsunterlagen vor und weist das Tragwerk nur geringe Zuverlässigkeitsdefizite auf oder soll es nur noch für einen festgelegten Zeitraum betrieben werden, bietet sich eine Bewertung auf Basis des Restnutzungsdauerkonzeptes (Konzept I) an, vgl. Kapitel 7.2.3. Vorteilhaft ist bei diesem Konzept, dass eine Aktualisierung von Basisvariablen (Einwirkungen, Widerstände) am Tragwerk entbehrlich ist, sodass es sich infolge des begrenzten Untersuchungsaufwandes um ein kostengünstiges Nachweisverfahren handelt.

Bei Zuverlässigkeitsdefiziten oder fehlenden Bestandsunterlagen kommt das Nachweiskonzept mit pauschal reduziertem Zielzuverlässigkeitsindex (Konzept II) zur Verwendung, das erheblich größeres Potential zur Aktivierung von Zuverlässigkeitsreserven beinhaltet. Bei diesem Konzept werden innerhalb der Nachweise die tatsächlichen Bauwerksgegebenheiten und angepasste Sicherheitselemente verwendet. Dementsprechend aufwendig gestaltet sich auch die qualifizierte Bestandsaufnahme. Trotzdem stellt das Konzept den Regelfall bei der Bewertung bestehender Tragwerke dar.

Kann auch auf Basis von Nachweiskonzept II keine ausreichende Tragwerkszuverlässigkeit nachgewiesen werden, stehen noch probabilistische Verfahren innerhalb von gutachterlichen Einzelfallbetrachtungen (Konzept III) zur Verfügung. Hierbei handelt es sich um komplexe Rechenverfahren, vgl. Tab. 3.3 (Stufe III - Verfahren), die den tatsächlichen Tragwerkszustand innerhalb der Grenzzustandsfunktion ggf. auch unter Berücksichtigung von Tragwerksbeeinträchtigungen erfassen können.

Als Ergebnis der wahrscheinlichkeitstheoretischen Berechnung wird eine operative Versagenswahrscheinlichkeit bestimmt, die projektspezifisch zu bewerten ist. Der Zuverlässigkeitsgewinn resultiert bei diesem Konzept in erster Linie aus der Berücksichtigung der tatsächlichen Wichtungsfaktoren innerhalb der Grenzzustandsgleichung, was den Unterschied zu den semiprobabilistischen Bewertungsmethoden mit aus Gründen der Vereinfachung festgelegten Wichtungsfaktoren darstellt.

Aufgrund seiner Komplexität soll diese Bewertungsmethode nicht im Allgemeinen verwendet werden, sondern nur in gutachterlichen Einzelfallbetrachtungen Gebrauch finden. Aus diesem Grund können bei diesem Verfahren auch keine modifizierten Teilsicherheitsbeiwerte ausgewiesen werden, da es sich immer um projekt- und nachweisspezifische Größen handelt.

Je nach Aufgabenstellung soll die Bewertung bestehender Tragwerke grundsätzlich auf Basis des Restnutzungsdauerkonzeptes (Konzept I) oder Konzept mit pauschal reduziertem Zielzuverlässigkeitsindex (Konzept II) erfolgen. Beide Vorgehensweisen enthalten Vereinfachungen, die eine verbreitete Anwendung der modifizierten Nachweisverfahren durch erfahrene Tragwerksplaner ermöglichen.

Hinsichtlich der aktivierbaren Zuverlässigkeitsreserven einschließlich dem dazugehörigen Arbeitsaufwand bauen die drei aufgeführten Bewertungskonzepte aufeinander auf. Kann im Rahmen einer Bewertungsstufe keine ausreichende Bauteilzuverlässigkeit nachgewiesen werden, besteht grundsätzlich die Möglichkeit, mit der nächst höheren Nachweisstufe das gewünschte Ziel zu erreichen.

Trotzdem muss die Bewertung bestehender Tragwerke nicht zwangsläufig auf Basis des Restnutzungsdauerkonzeptes (Konzept I) beginnen. Stattdessen wird unter Berücksichtigung des tatsächlichen Tragwerkszustandes und der zukünftigen Nutzungsanforderungen vorgeschlagen, das Bewertungskonzept zwischen Auftraggeber und Tragwerksplaner projektspezifisch zu vereinbaren.

Aus dem jeweiligen Bewertungskonzept resultierende Einschränkungen hinsichtlich der verbleibenden Betriebszeit sind zu beachten. Beim Restnutzungsdauerkonzept ergeben sich diese logischerweise durch die gewählte Restnutzungsdauer.

Einen Überblick über die zum Nachweis bestehender Tragwerke vorgeschlagenen Möglichkeiten bietet Tab. 8.22, in der auch die wesentlichen Merkmale der drei unterschiedlichen Nachweiskonzepte zusammengefasst sind.

**Tab. 8.22:** Konzepte zur Bewertung von Bestandstragwerken

<u>Grundsätzliche Voraussetzungen zur Bewertung bestehender Tragwerke:</u>		
<ul style="list-style-type: none"> <li>- Das Tragwerk befindet sich seit Inbetriebnahme über mindestens 10 Jahre in bestimmungsgemäßer Nutzung.</li> <li>- Infolge einer qualifizierten Bestandsaufnahme kann die Schadensfreiheit der Konstruktion dokumentiert werden.</li> <li>- Es sind keine Konstruktionsfehler erkennbar bzw. bekannt.</li> <li>- Eingriffe im aktuellen Zuverlässigkeitskonzept werden durch den im Bestandsfall vorhandenen Informationsgewinn kompensiert.</li> </ul>		
Restnutzungsdauer – Konzept (I) [semiprobabilistisch]	$\beta_{red}$ – Konzept (II) [semiprobabilistisch]	Gutachterliche Bewertung (III) [probabilistisch]
<i>Anwendungsfall:</i>		
<ul style="list-style-type: none"> <li>- Tragwerk weist nur geringe Zuverlässigkeitsdefizite auf</li> <li>- plausible und verwertbare Bestandsunterlagen vorhanden (keine detaillierte Bestandsaufnahme erforderlich)</li> <li>- Bewertung für eine festgelegte Übergangzeit <math>\rightarrow</math> begrenzte Restnutzungsdauer</li> </ul> <p style="text-align: center;"><math>\rightarrow</math> „Grüne-Tisch-Bewertung“</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Tragwerk mit Zuverlässigkeitsdefiziten</li> <li>- Bestandsunterlagen ggf. nicht vorhanden bzw. unzutreffend</li> <li>- grundsätzlich unbefristeter Nutzungszeitraum (hinsichtl. Zuverlässigkeitskonzept)</li> <li>- Festlegung einer Restnutzungsdauer aufgrund des günstigen Einflusses bei der Bestimmung der modifizierten Teilsicherheitsbeiwerte trotzdem sinnvoll</li> </ul> <p style="text-align: center;"><math>\rightarrow</math> „Standard-Bewertung“</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Tragwerk mit erheblichen Zuverlässigkeitsdefiziten</li> <li>- für gutachterliche Bewertungen bzw. Risikoanalysen</li> <li>- Berücksichtigung von Tragwerkschäden möglich</li> <li>- nicht im Allgemeinen anwendbar</li> </ul> <p style="text-align: center;"><math>\rightarrow</math> „Sonderfall“</p>
<i>Abweichungen zum aktuellen Zuverlässigkeitskonzept [DIN EN 1990:2010-12]:</i>		
<ul style="list-style-type: none"> <li>- aufgrund verkürzter Restnutzungsdauer angepasster Zielzuverlässigkeitsindex <math>\beta_{red}</math> (Tab. 8.1), siehe auch Kap. 7.2.3 und Kap. 8.3</li> <li><math>\rightarrow</math> Erhöhung der Versagenswahrscheinlichkeit innerhalb der Restnutzungsdauer, keine Auswirkungen auf die zul. Versagenswahrscheinlichkeit innerhalb der Gesamtnutzungsdauer</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- pauschal reduzierter Zielzuverlässigkeitsindex <math>\beta_{red} = 3,2</math>, vgl. Kap. 7.3.2 und Kap. 8.3</li> <li><math>\rightarrow</math> Erhöhung der Versagenswahrscheinlichkeit im Bezugszeitraum</li> <li>- Verwendung der tatsächlich am Tragwerk festgestellten Basisvariablen <math>X_{k,15}</math> einschließlich stat. Verteilung <math>V_{k,15}</math></li> <li>- Verzicht auf den Umrechnungsbeiwert <math>\eta</math> beim Werkstoff Beton</li> <li>- Verwendung angepasster Modellsicherheitsfaktoren <math>V_{Mod,red}</math></li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Nachweis über operative Versagenswahrscheinlichkeit des Tragwerks</li> <li>- Verzicht auf festgelegte Wichtungsfaktoren</li> <li>- Verwendung der tatsächlich am Tragwerk vorhandenen Basisvariablen einschließlich stat. Verteilung</li> <li>- Probabilistisches Rechenprogramm erforderlich (z. B. FORM, SORM)</li> </ul>
<i>Grundlage der Nachweisführung:</i>		
<ul style="list-style-type: none"> <li>- Nachweisformate gemäß [DIN EN 1992-1-1:2011-01]</li> <li>- alle Basisvariablen werden unverändert auf Neubauniveau beibehalten</li> <li>- modifizierte Teilsicherheitsbeiwerte: <math>\gamma_{Mod}(\beta_{red})</math></li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Nachweisformate gemäß [DIN EN 1992-1-1:2011-01]</li> <li>- tatsächlich am Tragwerk vorhandene Basisvariablen <math>X_{k,15}</math> einschließlich stat. Verteilung <math>V_{k,15}</math></li> <li>- ggf. angepasste Wichtungsfaktoren <math>\alpha_i</math></li> <li>- modifizierte Teilsicherheitsbeiwerte: <math>\gamma_{Mod}(\beta_{red}, V_{Mod,red}, V_{k,15}, (\alpha_i))</math></li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Probabilistische Querschnittsanalyse auf Basis der in [DIN EN 1992-1-1:2011-01] enthaltenen Nachweisformate</li> <li>- tatsächliche Basisvariablen einschließlich stat. Verteilung</li> <li>- grundsätzlich keine Teilsicherheitsbeiwerte erforderlich</li> </ul>

## 8.8 Konzept (I) und (II) – Beschreibung der Vorgehensweise

In Tab. 8.23 werden die zur Bestimmung der angepassten Zuverlässigkeitselemente maßgebenden Schritte in Abhängigkeit vom Bewertungskonzept angegeben. Die eigentliche Bauteilbewertung wird analog zur Bemessung von Tragwerken auf Basis der in [DIN EN 1992-1-1:2011-01] enthaltenen Nachweisformate unter Berücksichtigung der angepassten Zuverlässigkeitselemente durchgeführt.

Die innerhalb von [DIN EN 1990:2010-12] und [DIN 19702:2013-02] enthaltenen Regelungen hinsichtlich Lasteinwirkungs- bzw. Kombinationsbeiwerte werden hierbei unverändert beibehalten.

Auf eine beispielhafte Bewertung eines bestehenden Wasserbauwerkes wird aufgrund des Umfangs verzichtet. Stattdessen wird auf das Anwendungsbeispiel in [DBV-MTSBW - 2013] verwiesen, wo ein vergleichbares Bewertungskonzept anhand detaillierter Berechnungsergebnisse nachvollziehbar dargestellt ist.

**Tab. 8.23:** Beschreibung der Vorgehensweise zur Bewertung bestehender Tragwerke

Schritt	Konzept (I) (Restnutzungsdauerkonzept)	Konzept (II) (pauschal reduzierter Zielzuverlässigkeitsindex $\beta_{red}$ )
	1.	<i>Durchführung einer qualifizierten Bestandsaufnahme gemäß [Betonkalender - 2015]:</i>
	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Dokumentation der Schadensfreiheit</li> <li>- Prüfung der Bestandsunterlagen auf Übereinstimmung mit Tragwerk</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Dokumentation der Schadensfreiheit</li> <li>- Bestimmung der Basisvariablen <math>X_{k,js}</math> (charakteristische Werte) einschließlich statistischer Verteilung <math>V_{x,js}</math> am Tragwerk:                             <ul style="list-style-type: none"> <li>- ständige und veränderliche Einwirkungen → Kap. 8.5.1</li> <li>- Einwirkungen infolge Wasser → Tab. 8.3</li> <li>- Materialkennwerte → Kap. 8.5.3</li> <li>- geom. Kennwerte → Kap. 8.5.4</li> </ul> </li> </ul>
2.	<i>Festlegung des maßgebenden Zielzuverlässigkeitsindex:</i>	
	- in Abhängigkeit von der Restnutzungsdauer auf Basis von Tab. 8.1	- $\beta_{red} = 3,2$ (Bezugszeitraum: 100 Jahre)
3.	<i>Bestimmung der modifizierten Teilsicherheitsbeiwerte:</i>	
	<ul style="list-style-type: none"> <li>- auf Basis des angepassten Zielzuverlässigkeitsindex <math>\beta_{red}</math>:</li> <li>- für ständige Einwirkungen → Tab. 8.14</li> <li>- für veränderliche Einwirkungen und infolge Wasser → Tab. 8.16</li> <li>- für Materialkennwerte → Tab. 8.19</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- auf Basis des angepassten Zielzuverlässigkeitsindex <math>\beta_{red}</math>, angepasster Modellunsicherheitsfaktoren <math>V_{mod,red}</math> und in Abhängigkeit der am Tragwerk festgestellten Variationskoeffizienten <math>V_{x,js}</math>:</li> <li>- für ständige Einwirkungen → Tab. 8.15</li> <li>- für veränderliche Einwirkungen und Einwirkungen infolge Wasser → Tab. 8.17 bzw. 8.18</li> <li>- für Beton → Tab. 8.20</li> <li>- für Betonstahl → Tab. 8.21</li> </ul>
4.	<i>Nachweisführung:</i>	
	Bewertung der Bauteile auf Basis der in [DIN EN 1992-1-1:2011-01] enthaltenen Nachweisformate unter Berücksichtigung der angepassten Zuverlässigkeitselemente	
	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Nachweis erfüllt: → Tragwerk ist für die gewählte Restnutzungsdauer nachgewiesen</li> <li>- Nachweis nicht erfüllt: → weiter zu Konzept (II) oder Berücksichtigung von Kompensationsmaßnahmen</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Nachweis erfüllt → Tragwerk ist (für den gewählten Bezugszeitraum) nachgewiesen</li> <li>- Nachweis nicht erfüllt: → weiter zu Konzept (III) oder Berücksichtigung von Kompensationsmaßnahmen</li> </ul>

## 8.9 Kompensation von verbleibenden Zuverlässigkeitsdefiziten

Mit Hilfe der modifizierten Nachweisverfahren (Konzept I und II) werden erfahrene Tragwerksplaner in die Lage versetzt, bestehende Tragwerke unter Berücksichtigung des tatsächlichen Tragwerkszustandes und wirtschaftlichen Gesichtspunkten zu bewerten.

Darüber hinaus besteht innerhalb probabilistischer Verfahren (Konzept III) die Möglichkeit, weitere Zuverlässigkeitsreserven zu aktivieren. Hierbei handelt es sich allerdings um eine hochkomplexe Vorgehensweise, die nur in Sonderfällen und von entsprechend ausgebildeten Ingenieuren unter Zuhilfenahme von probabilistischen Berechnungsprogrammen bewerkstelligt werden kann. Für den allgemeinen Anwendungsfall kommt dieses Verfahren nicht in Betracht. Ausnahmen sind bedeutende Tragwerke, deren Stilllegung ausschließlich infolge rechnerischer Tragfähigkeitsdefizite inakzeptabel ist.

Trotzdem besteht die Möglichkeit, dass augenscheinlich unbeeinträchtigten Tragwerken auch auf Basis der modifizierten Nachweiskonzepte (I bis III) keine ausreichende Zuverlässigkeit attestiert werden kann. Um die Nutzung solcher Bauwerke, eine entsprechende Schadensfreiheit vorausgesetzt, trotzdem aufrecht zu erhalten, können die rechnerischen Zuverlässigkeitsdefizite durch zusätzlich Maßnahmen am Tragwerk kompensiert werden [TBW - 2015]. Hierzu kommen betriebsbeschränkende Maßnahmen und Überwachungsmaßnahmen in Frage.

Unter betriebsbeschränkenden Maßnahmen werden vorrangig verkehrsbeschränkende Maßnahmen, wie z. B. eine Reduzierung von Verkehrs- bzw. Nutzlasten, Fahrgeschwindigkeiten etc. oder eine Begrenzung von Wasserstandhöhen bei z. B. Wehrbauteilen verstanden [TbW - 2015]. Hierdurch können Tragwerke weiterbetrieben werden, die ab einer bestimmten Belastungssituation keine ausreichende rechnerische Bauteilzuverlässigkeit mehr aufweisen.

Steigt z. B. infolge eines Hochwasserereignisses der Grundwasserstand an einer bestehenden Schleusenanlage über den kritischen Wasserstand, kann zur Entlastung der Anlage eine Außerbetriebnahme erfolgen und die Schleusenkammer wird geflutet. Nach dem Sinken des Grundwasserstandes unter den kritischen Wert kann die Anlage anschließend wieder in Betrieb genommen werden.

Die Anwendung von kompensierenden Überwachungsmaßnahmen setzt voraus, dass ein Tragwerk im Versagensfall ein ausreichend duktileres Tragwerksverhalten aufweist, also über eine ausgeprägte Bruchvorankündigung verfügt. In solchen Fällen können Monitoring-Systeme, die Bauteilverformungen bzw. -bewegungen in Echtzeit erfassen, als permanente Kontrollmechanismen oder die Ergreifung zusätzlicher Maßnahmen der Bauwerksprüfung ggf. in Kombination mit ergänzenden Überwachungsmessungen zum Ausgleich der rechnerischen Zuverlässigkeitsdefizite herangezogen werden [TbW - 2015].

Die Installation solch eines Messsystems ist mit der Erarbeitung eines Aktionsplanes verbunden, der die maßgebenden Grenzwerte enthält und die Vorgehensweise im Fall von Grenzwertüberschreitungen vorgibt [TbW - 2015].

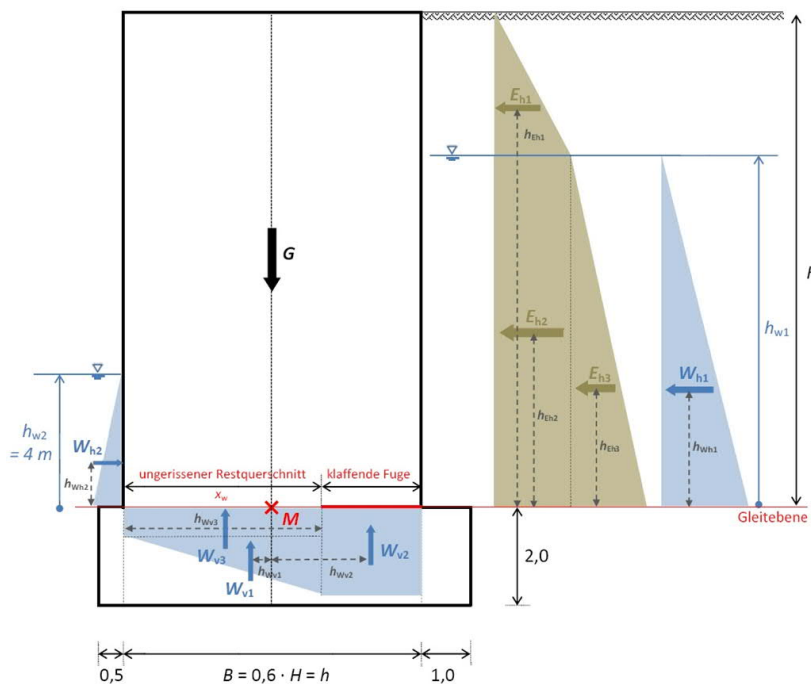
Als Anwendungsbeispiel wird die messtechnische Überwachung von Kammerwänden während eines Schleusungsvorganges aufgeführt. Werden größere Verformungen als zulässig festgestellt, muss gemäß dem Aktionsplan reagiert werden.

## 9 Querschnittsanalyse unbewehrter Gewichtsstützwände

Zur Verifizierung der in Kapitel 8.6 zum Nachweis bestehender Wasserbauwerke ausgewiesenen Teilsicherheitsbeiwerte erfolgt in diesem Kapitel eine probabilistische Querschnittsbetrachtung unbewehrter Kammerwände alter Schleusen auf Basis der in Kapitel 8.2 beschriebenen Konstruktionsweise. Hierzu werden innerhalb einer deterministischen Gleichgewichtsbetrachtung zunächst die maßgebenden Einwirkungen und Schnittgrößen bestimmt sowie die relevanten Nachweisformate erläutert. Diese werden im Anschluss in probabilistische Grenzzustandsgleichungen überführt und unter Berücksichtigung der maßgebenden Basisvariablen analysiert. Die hierbei gewonnenen Ergebnisse stellen schließlich die Grundlage zur Bewertung der semiprobabilistisch ermittelten Teilsicherheitsbeiwerte dar.

### 9.1 Maßgebender Bemessungsquerschnitt

Nachfolgend ist ein Bemessungsquerschnitt unbewehrter Gewichtsstützwände von aus Stampfbeton hergestellten Schleusenkammern schematisch dargestellt. Das Verhältnis der Wandaufstandsfläche zur Wandhöhe wurde entsprechend der in der Vergangenheit üblichen Konstruktionsweise mit einem Faktor  $B / H = 0,6$  festgelegt. Ebenfalls dargestellt sind die wesentlichen Einwirkungen auf die Konstruktion, die sich aus der Erdanschüttung und anstehendem Wasser ergeben.



**Bild 9.1:**

Systemquerschnitt zur Bemessung einer unbewehrten Schleusenkammerwand aus Stampfbeton, (schematisch)

Kennwerte:

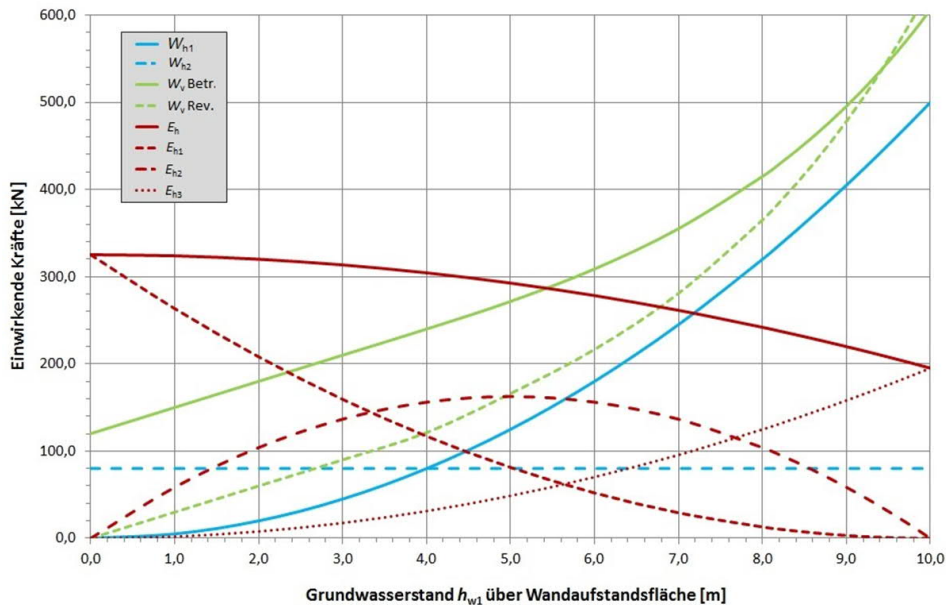
$H$	=	10 m
$B = h$	=	6 m
$h_{w1}$	=	variabel
$h_{w2}$	=	4 m
$\gamma_B$	=	22 kN/m <sup>3</sup>
$\gamma_{BG}$	=	20 kN/m <sup>3</sup>
$\gamma'_{BG}$	=	12 kN/m <sup>3</sup>
$\gamma_w$	=	10 kN/m <sup>3</sup>
$\hat{\varphi}$	=	35 °
$c$	=	0

Bei der Querschnittsbetrachtung wird der rückwertige Wasserstand  $h_{w1}$  als Laufvariable angesehen, d. h. es wird mit Grundwasserständen von 0 bis 10 m gerechnet. Der kammerseitige Wasserstand  $h_{w2}$  ergibt sich aus dem Betriebszustand (Unterwasserstand beim Schleusungsvorgang) und wird bei 4 m festgelegt. Parallel zum Betriebszustand wird der Querschnitt mit trocken gelegter Schleusenkammer untersucht, was dem Revisionszustand entspricht. Bei der Darstellung des vertikalen Wasserdruckes handelt es sich um den in Kapitel 5.3 beschriebenen inneren bzw. Riss- und Porenwasserdruck.



Da der Kammerquerschnitt lagenweise aus Stampfbeton hergestellt wurde, kann nicht ausgeschlossen werden, dass sich zwischen den Betonierabschnitten Gleitfugen ausbilden. Im Beispiel wird eine Gleitfuge am Wandfuß oberhalb des Fundamentkörpers angenommen. Werden Gleitfugen im Rahmen der Bauwerksuntersuchung festgestellt, ist die Kraftübertragung über die Fugen stets nachzuweisen, unabhängig davon, ob es sich um eine oder mehrere Gleitfugen übereinander handelt.

In Bild 9.2 sind die auf die Wand einwirkenden Kräfte in Abhängigkeit vom rückwärtigen Wasserstand dargestellt.

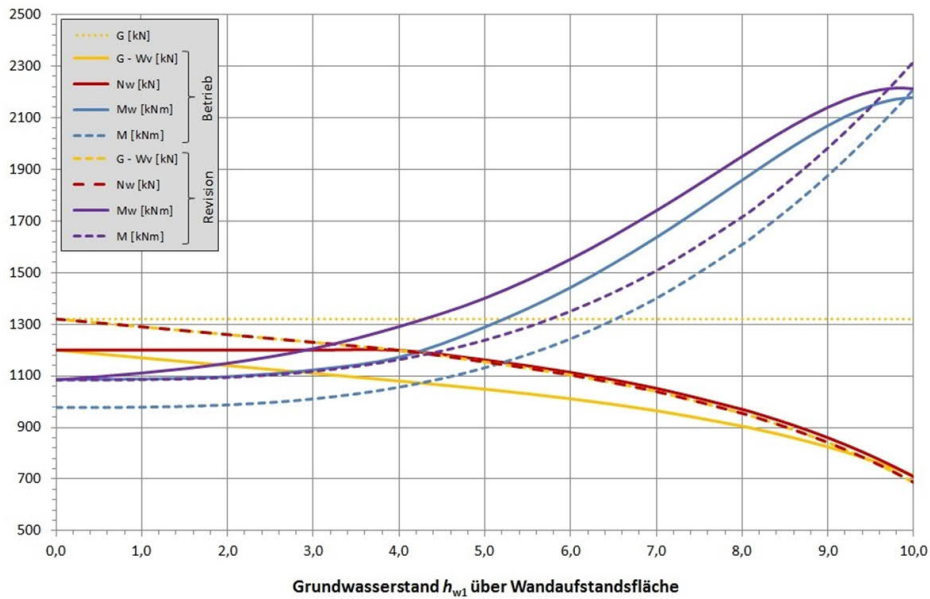


**Bild 9.2:** Auf die Gewichtsstützwand einwirkende Kräfte infolge Erdanschüttung und anstehendem Wasser

Während die Beanspruchungen infolge Wasserdruck sowohl in horizontaler als auch vertikaler Richtung mit zunehmender Wasserstandhöhe steigen, sinkt die Beanspruchung infolge Erdanschüttung aufgrund der reduzierten Wichte des unter Auftrieb stehenden Hinterfüllmaterials.

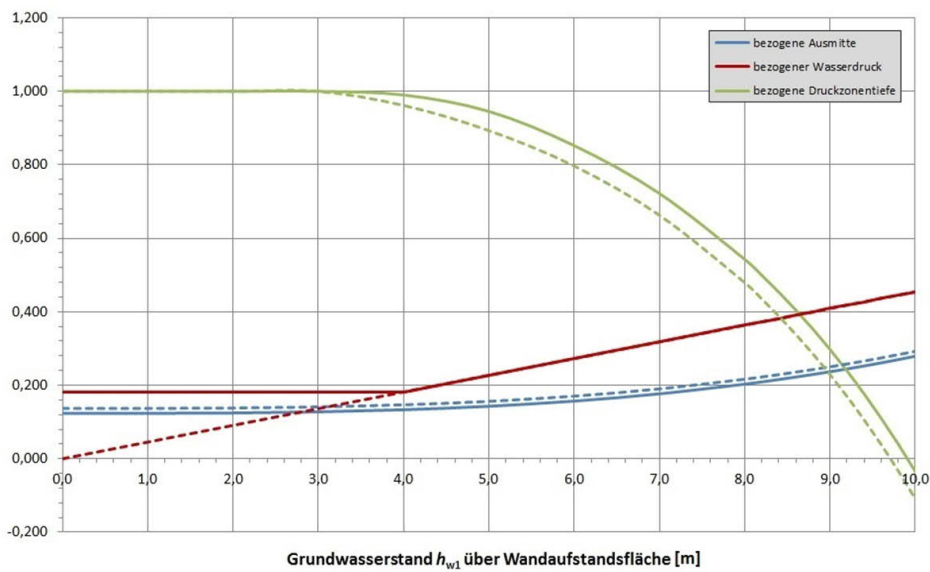
In Bild 9.3 sind die aus den Einwirkungen resultierenden Schnittgrößen dargestellt, auf die der Ansatz des inneren Wasserdruckes erhebliche Auswirkungen hat, vgl. Kapitel 5.3. Die im Querschnitt vorhandene Normalkraft reduziert sich infolge des Auftriebes und das aufzunehmende Biegemoment wird durch eine zusätzliche Komponente in vertikaler Richtung erhöht. Hinsichtlich der Momentenbeanspruchung stellt der Revisionszustand den ungünstigeren Lastfall dar, da die rückdrehende Komponente des kammerseitigen Betriebswasserstandes entfällt.

Die in [DIN 19702:2013-02] für unbewehrte Betonbauteile angegebenen Beziehungen, die grundsätzlich für einen Rechteckquerschnitt bei einseitigem Wasserdruck gelten, wurden zunächst zur Bestimmung der Schnittgrößen ( $N_i$  und  $M_i$ ) verwendet. Während dies für den Revisionszustand zutreffend ist, wird der Betriebszustand (beidseitiger Wasserdruck) hiermit nur näherungsweise beschrieben. Der daraus resultierende Fehler wird deutlich, wenn in Bild 9.3 zusätzlich die Einwirkungen  $G$  und  $G - W_v$  abgebildet werden. Im Vergleich zu der in [DIN 19702:2013-02] für einseitigen Wasserdruck ausgewiesenen Beziehung stellt sich im Betriebsfall die tatsächlich im Querschnitt vorhandene Normalkraft bis zu 10 % geringer ein.



**Bild 9.3:** Schnittgrößen des fiktiven Querschnittes (Index „w“ → mit Spaltwasserdruck)

Die in Anlehnung an [DIN 19702:2013-02] ermittelten inneren Parameter des Querschnittes (bezogene Ausmitte:  $e / h$ ; bezogener Wasserdruck:  $\bar{\sigma}_w$ ; bezogene Druckzonentiefe:  $x_w / h$ ) sind nach [TbW - 2015] auch für beidseitig anstehenden Wasserdruck verwendbar und können für den Betriebs- und Revisionszustand Bild 9.4 entnommen werden.



**Bild 9.4:** Innere Parameter des fiktiven Querschnittes einer Gewichtsstützwand (durchgezogene Linien → Betriebszustand; gestrichelte Linien → Revisionszustand)

Anhand der bezogenen Druckzonentiefe wird hierbei ersichtlich, dass sich der für das Versagen des Querschnittes maßgebende Lastfall im Revisionszustand einstellt, wobei die Differenz zwischen beiden Lastfällen generell nur sehr gering ist. Werden ausschließlich geometrische und statische Gleichgewichtsbedingungen betrachtet, geht das Querschnittsversagen mit dem Verlust der Druckzonentiefe einher. Tatsächlich wird das Querschnittsversagen jedoch maßgebend von unterschiedlichen Widerstandsmodellen beeinflusst, die in Kapitel 9.2 erläutert werden.

Um den Betriebs- und Revisionszustand gleichermaßen darstellen und bewerten zu können, wurden die Grenzzustandsgleichungen der jeweiligen Nachweisformate auf Basis der inneren Parameter in Anlehnung an [DIN 19702:2013-02], vgl. Bild 9.4, aufgebaut. Auf die Verwendung der in [DIN 19702:2013-02] zur Ermittlung der Normalkraft enthaltenen Gleichung wurde verzichtet. Stattdessen erfolgte die Bestimmung dieser Größe über die Berechnung des Eigengewichtes unter Berücksichtigung des inneren Wasserdruckes. Diese Vorgehensweise ist für den Betriebs- und Revisionszustand anwendbar und führt bei einseitigem Wasserdruck (Revisionszustand) zu gleichem Ergebnis, wie die in [DIN 19702:2013-02] diesbezüglich enthaltene Gleichung, siehe Bild 9.3.

Bei der Darstellung des Momentes wird die normativ angegebene Beziehung vereinfachend auch für den Betriebszustand verwendet, wohlwissend dass es sich hierbei infolge der getroffenen Vereinfachung nur um einen Schätzwert handelt. Dies ist insofern unproblematisch, da diese Größe in den weiteren Berechnungen, mit Ausnahme der Darstellung in Bild 9.3, nicht verwendet wird.

Zur Bestimmung der Einwirkungen und inneren Parameter wurden, unabhängig vom Nachweisformat, die in Tab. 9.1 angegebenen Beziehungen verwendet. Auf die vertikalen Anteile des Erddruckes wird aus Gründen der Vereinfachung verzichtet, was bei der Zuverlässigkeitsbetrachtung Zuverlässigkeitsreserven zur Folge hat.

**Tab. 9.1:** Gleichungen zur Bestimmung der Einwirkungen und inneren Parameter

Eigengewicht	$G$	$= B \cdot H \cdot \gamma_B$
horizontaler Wasserdruck	$W_{h1}$	$= 0,5 \cdot \gamma_w \cdot h_{w1}^2$
	$W_{h2}$	$= 0,5 \cdot \gamma_w \cdot h_{w2}^2$
vertikaler Wasserdruck	$W_v$	$= W_{v1} + W_{v2} + W_{v3}$ $= B \cdot \gamma_w \cdot h_{w1} - 0,5 \cdot x_w \cdot \gamma_w \cdot (h_{w1} - h_{w2})$
Erddruck	$E_{h1}$	$= 0,5 \cdot \gamma_{BG} \cdot (H - h_{w1})^2 \cdot k_{mh}$
	$E_{h2}$	$= \gamma_{BG} \cdot (H - h_{w1}) \cdot h_{w1} \cdot k_{mh}$
	$E_{h3}$	$= 0,5 \cdot \gamma'_{BG} \cdot h_{w1}^2 \cdot k_{mh}$
Erddruckbeiwert (50 % aktiv / 50 % Erdruhedruck)	$K_{mh}$	$= 0,5 \cdot k_0 + 0,5 \cdot k_{ah} \approx 0,325$ mit: $K_0 = 1 - \sin \varphi'$ $K_{ah} = \frac{\cos^2(\varphi' + \alpha)}{\left(1 + \frac{\sin(\varphi' + \delta_a) \cdot \sin(\varphi' - \beta)}{\cos(\alpha - \delta_a) \cdot \cos(\alpha + \beta)}\right)^2 \cos^2 \alpha} = \frac{\cos^2(\varphi')}{\left(1 + \frac{\sin(\varphi' + \delta_a) \cdot \sin(\varphi')}{\cos(-\delta_a)}\right)^2}$
bezogener Wasserdruck	$\bar{\sigma}_{wd}$	$= \frac{\sigma_{wd} \cdot b \cdot h}{N} = \frac{h_{wx} \cdot \gamma_w \cdot b \cdot h}{G}$
Druckzonentiefe in Anlehnung an [DIN 19702:2013-02]	$x_w$	$x_w = 3 \cdot \left(\frac{1}{2} - \frac{e/h}{1 - \bar{\sigma}_w}\right) \cdot h = 3 \cdot \left(\frac{1}{2} - \frac{M/N \cdot h}{1 - \frac{\sigma_w \cdot b \cdot h}{N}}\right) \cdot h \leq 6 \text{ m}$ $= 3 \cdot h \cdot (0,5 - (((1/6 \cdot \gamma_w \cdot h_{w1}^3 - 1/6 \cdot \gamma_w \cdot h_{w2}^3 + (0,5 \cdot \gamma_{BG} \cdot (H - h_{w1})^2 \cdot k_{mh}) \cdot ((H - h_{w1}) / 3 + h_{w1}) + (0,5 \cdot \gamma_{BG} \cdot (H - h_{w1}) \cdot h_{w1}^2 \cdot k_{mh}) + (1/6 \cdot \gamma'_{BG} \cdot h_{w1}^3 \cdot k_{mh})) / (B \cdot H \cdot \gamma_B \cdot h)) / (1 - ((\gamma_w \cdot h_{wx} \cdot b \cdot h) / (B \cdot H \cdot \gamma_B)))))) \leq 6 \text{ m}$
mit: $h_{wx} = 4$ , wenn $h_{w2} > h_{w1}$ ; $h_{wx} = h_{w1}$ , wenn $h_{w2} \leq h_{w1}$		

## 9.2 Nachweisformate

Das Versagen unbewehrter Gewichtsstützwände aus Beton (innere Standsicherheit - STR) wird vorrangig von den nachfolgend aufgeführten Versagensformen geprägt [TbW - 2015]:

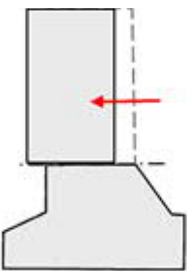
- Gleiten in Arbeitsfugen infolge Überschreitung der adhäsions- und reibungsdominierten Schubfestigkeit,
- Versagen infolge Überschreitung der schiefen Hauptzugspannungen bei Querkrafteinwirkung,
- Betondruckversagen infolge Momenten- und Normalkraftbeanspruchung.

Zusätzlich sind bei zyklisch beanspruchten Tragwerken Nachweise hinsichtlich Materialermüdung zu führen [TbW - 2015], was bei der nachfolgend dargestellten, probabilistischen Querschnittsanalyse jedoch unberücksichtigt bleibt.

### 9.2.1 Gleiten in der Arbeitsfuge

Aufgrund der damaligen Konstruktionsweise, vgl. Kapitel 8.2, muss innerhalb des tragenden Betonquerschnittes mit Gleitfugen gerechnet werden, die je nach Beschaffenheit auch Auswirkungen auf die Tragwerkszuverlässigkeit zur Folge haben können.

Im Rahmen der Nachrechnung bestehender Tragwerke ist deshalb nachzuweisen, dass die Haftreibung im Bereich bevorzugter Gleitflächen nicht überschritten wird [TbW - 2015].

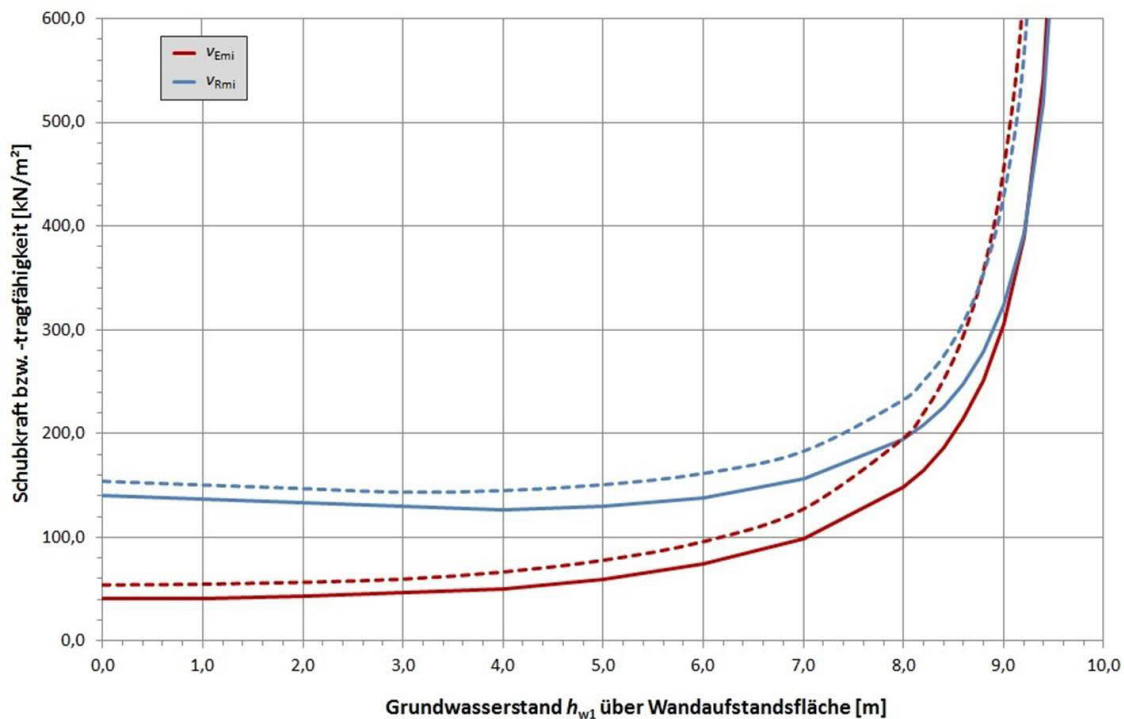
<p><u>Versagensschema:</u></p> 	<p><b>Gleiten in der Arbeitsfuge (STR)</b> in Anlehnung an [TbW - 2015]: Überschreitung der Haftreibung im Bereich bevorzugter Gleitflächen</p> $\Sigma (V_k \cdot \gamma_F) \leq A_c \cdot v_{Rdi}$ <p><u>Nachweis auf Basis von [DIN EN 1992-1-1:2011-01], Gl. 6.25:</u> → Schubkraftübertragung in Fugen, ohne Ansatz einer Betonzugfestigkeit und ohne Berücksichtigung von Bewehrung</p> $V_{Edi} \leq v_{Rdi}$ $V_{Edi} = \beta \cdot V_{Ed} / (z \cdot b_i)$ $v_{Rdi} = c \cdot f_{ctd} + \mu \cdot \sigma_n + \rho \cdot f_{yd} \cdot (1,2 \cdot \mu \cdot \sin \alpha + \cos \alpha) \leq 0,5 \cdot v \cdot f_{cd}$
$\beta$ :	Verhältnis der Normalkraft in der Betongergänzung und der Gesamtnormalkraft in der Druck- bzw. Zugzone im betrachteten Querschnitt
$V_{Ed}$ :	Bemessungswert der einwirkenden Querkraft
$z$ :	Hebelarm des zusammengesetzten Querschnittes
$b_i$ :	Breite der Fuge
$v_{Rdi}$ :	Bemessungswert der Schubtragfähigkeit in der Fuge
$V_{Edi}$ :	Bemessungswert der Schubkraft in der Fuge
$f_{ctd}, f_{cd}$ :	Bemessungswert der Betonzug- und -druckfestigkeit
$c, \mu, v$ :	Beiwert, der von der Rauigkeit der Fuge abhängt
$\sigma_n$ :	Spannung infolge der minimalen Normalkraft rechtwinklig zur Fuge, die gleichzeitig mit der Querkraft wirken kann
$\rho$ :	= $A_s / A_i = 0$ (unbewehrter Querschnitt)

Für unbewehrte Betonbauteile ergibt sich unter Vernachlässigung der Betonzugfestigkeit [TbW - 2015] auf Basis des o. g. Bemessungsquerschnittes der Bemessungswert der Schubkraft und -tragfähigkeit in der Arbeitsfuge zu:

$$V_{Edi} = V_{Ed} / A_c \quad (9.1)$$

$$V_{Rdi} = \mu \cdot \sigma_n = \mu \cdot N_d / A_c \quad (9.2)$$

Das Ergebnis der deterministischen Grenzzustandsbetrachtung für eine raue Fugenbeschaffenheit (normativer Reibbeiwert:  $\mu = 0,7$ ) ist in Bild 9.5 dargestellt. Hierzu wurden die in Bild 9.1 genannten Parameter als Mittelwerte angenommen sowie auf die Verwendung von Teilsicherheitsbeiwerten verzichtet.



**Bild 9.5:** Gleiten in der Arbeitsfuge - Deterministische Grenzzustandsbetrachtung für  $\mu = 0,7$  (durchgezogene Linien → Betriebszustand; gestrichelte Linien → Revisionszustand)

Im Betriebszustand wird der Grenzzustand demnach bei einem Grundwasserstand von ca. 9,2 m erreicht und im Revisionszustand bei ca. 8,8 m. In der Praxis sind solch hohe Grundwasserstände unwahrscheinlich, allerdings muss berücksichtigt werden, dass die Berechnungsergebnisse keinerlei Teilsicherheitsfaktoren beinhalten und es sich ausdrücklich nicht um Bemessungsgrößen handelt.

Die Abschätzung der tatsächlichen Fugenbeschaffenheit im Tragwerk gestaltet sich sehr schwierig und ist nur über eine entsprechende Bohrkernentnahme möglich.

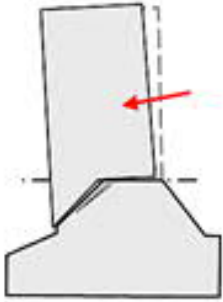
Aufgrund der damaligen Bauweise können sowohl glatte Fugenbereiche, die sich infolge einer Verschmutzung etc. ergeben, als auch verzahnte Bereiche infolge einer entsprechenden Ausführungssorgfalt in Betracht gezogen werden.

Versuchsergebnisse der BAW deuten darauf hin, dass der Reibbeiwert  $\mu$  in Einzelfällen auch über den innerhalb von [DIN EN 1992-1-1:2011-01] festgelegten Reibbeiwerten angenommen werden darf.

### 9.2.2 Versagen infolge Querkraft

Wesentlich für die innere Zuverlässigkeit von Gewichtsstützwänden ist die Querkrafttragfähigkeit des Betonquerschnittes. Das nachfolgende Nachweisformat ist zur Bewertung monolithischer Querschnitte vorgesehen. Hierbei kann es sich um den Gesamtquerschnitt handeln, es kann aber auch auf einen Bereich zwischen zwei Arbeitsfugen etc. übertragen werden.

In allen Fällen ist nachzuweisen, dass ein Spröbruch ausgeschlossen werden kann und die Betonzugfestigkeit nicht infolge Rissbildung ausfällt [Fingerloos et al. - 2012].

<p><u>Versagensschema:</u></p> 	<p><b>Versagen infolge Querkraft</b> (STR) in Anlehnung an [TbW - 2015]: Überschreitung der Betonzugfestigkeit im Bereich der schiefen Hauptzugspannungen bei statischer Beanspruchung</p> $\tau_{cp} \leq f_{c,vd}$	
	<p><u>Nachweis in Anlehnung an [DIN EN 1992-1-1:2011-01], Gl. 12.3 bis 12.7:</u> → Querkrafttragfähigkeit von unbewehrtem Beton bei vorwiegend ruhenden Einwirkungen</p> $\tau_{cp} \leq f_{c,vd}$ $\tau_{cp} = V_{Ed} \cdot S / (b_w \cdot l) = 1,5 \cdot V_{Ed} / A_{cc}$ $\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_{cc}$	
	<p>- wenn <math>\sigma_{cp} \leq \sigma_{c,lim}</math>:</p> $f_{c,vd} = \sqrt{f_{ctd,pl}^2 + \sigma_{cp} \cdot f_{ctd,pl}}$	<p>- wenn <math>\sigma_{cp} &gt; \sigma_{c,lim}</math>:</p> $f_{c,vd} = \sqrt{f_{ctd,pl}^2 + \sigma_{cp} \cdot f_{ctd,pl} - \left( \frac{\sigma_{cp} - \sigma_{c,lim}}{2} \right)^2}$

mit:

- $\sigma_{cp}$ : Druckspannung im ungerissenen Betonquerschnitt
- $N_{Ed}$ : Bemessungswert der einwirkenden Normalkraft
- $V_{Ed}$ : Bemessungswert der einwirkenden Querkraft
- $A_{cc}$ : Fläche des ungerissenen Betonquerschnittes
- $\tau_{cp}$ : vom Betonquerschnitt abzutragende Querkraft
- $f_{c,vd}$ : Bemessungswert der Betonfestigkeit bei Querkraft und Druck
- $f_{cd,pl}$ : Bemessungswert der Betondruckfestigkeit
- $f_{ctd,pl}$ : Bemessungswert der Betonzugfestigkeit (unbewehrt)

Die Querkrafttragfähigkeit des monolithischen Betonquerschnittes ist abhängig von der wirksamen Normalkraft im zum Abtrag der Querkraft vorhandenen Querschnitt, wobei mit steigender Normalkraft auch die Querkrafttragfähigkeit steigt.

Es ist nachzuweisen, dass die Querkraftbeanspruchung  $\tau_{cp}$  den Bemessungswert der Betonfestigkeit bei Querkraft und Druck  $f_{c,vd}$  nicht übersteigt.

$$\tau_{cp} \leq f_{c,vd} \tag{9.3}$$

Zur Bestimmung von  $f_{c,vd}$  ist eine Grenzwertbetrachtung in Abhängigkeit von  $\sigma_{c,lim}$  erforderlich.

$$\sigma_{c,lim} = f_{cd,pl} - 2 \cdot \sqrt{f_{ctd,pl} \cdot (f_{ctd,pl} + f_{cd,pl})} \quad (9.4)$$

Die deterministischen Berechnungsergebnisse ergaben für den gewählten Querschnitt jedoch, dass bis zum Versagen der Konstruktion immer  $\sigma_{cp} \leq \sigma_{c,lim}$  ist, sodass gilt:

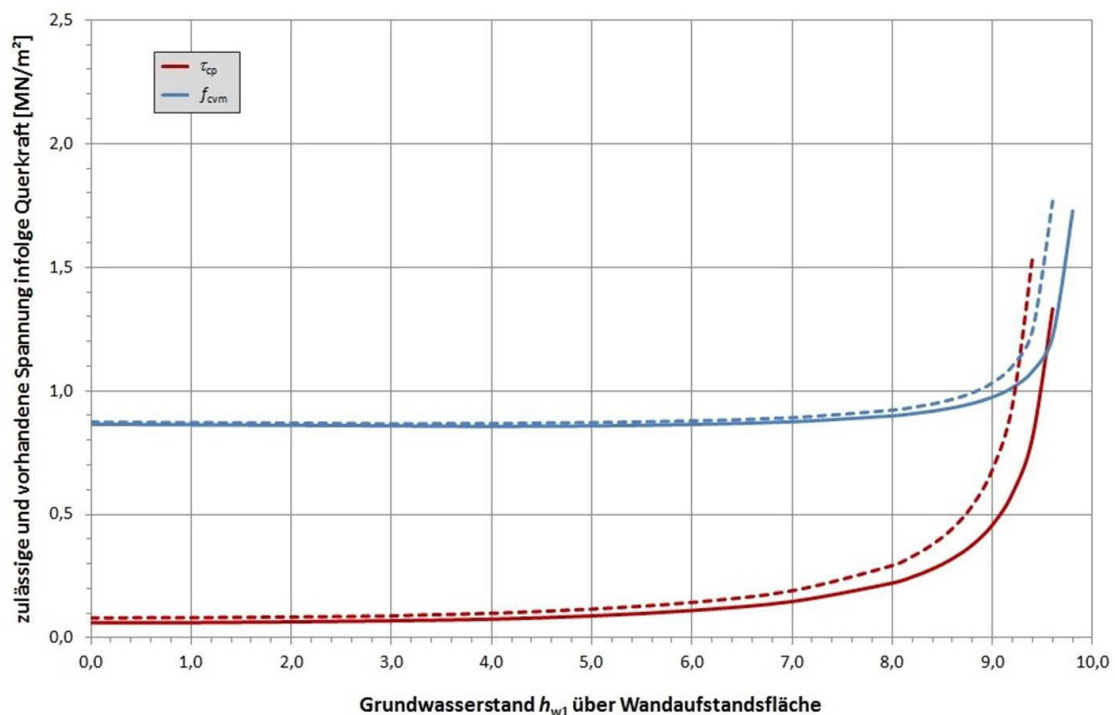
$$f_{cvd} = \sqrt{f_{ctd,pl}^2 + \sigma_{cp} \cdot f_{ctd,pl}} \quad (9.5)$$

In Bild 9.6 sind die dazugehörigen Berechnungsergebnisse für eine charakteristische Betondruckfestigkeit von  $f_{ck} = 12 \text{ N/mm}^2$  dargestellt. Auch bei diesem Nachweisformat stellt der Revisionszustand den ungünstigeren Lastfall dar und der Grenzzustand wird bei einem rückseitigen Wasserstand von ca. 9,3 m erreicht. Im Betriebszustand liegt der Grenzzustand stattdessen bei einem Wasserstand von ca. 9,5 m.

Ursächlich für die Zunahme der Spannungen infolge Querkraft  $\tau_{cp}$  ist zum einen die Zunahme der Einwirkungen infolge des steigenden Grundwasserstandes und insbesondere die damit einhergehende Reduktion der zum Lastabtrag zur Verfügung stehenden Druckzonentiefe des Bemessungsquerschnittes, vgl. Bild 9.4.

Während dies nur geringe Auswirkungen auf den „zulässigen“ Wert der Betonfestigkeit hat, steigen die im Querschnitt vorhandenen Spannungen infolge Querkraft durch die sich stetig verkleinernde Aufstandsfläche überproportional an.

Analog zum vorhergehenden Lastfall handelt es sich auch an dieser Stelle nicht um Bemessungswerte, sondern lediglich um eine deterministische Grenzzustandsbetrachtung ohne Zuverlässigkeitsfaktoren auf Basis von Mittelwerten.



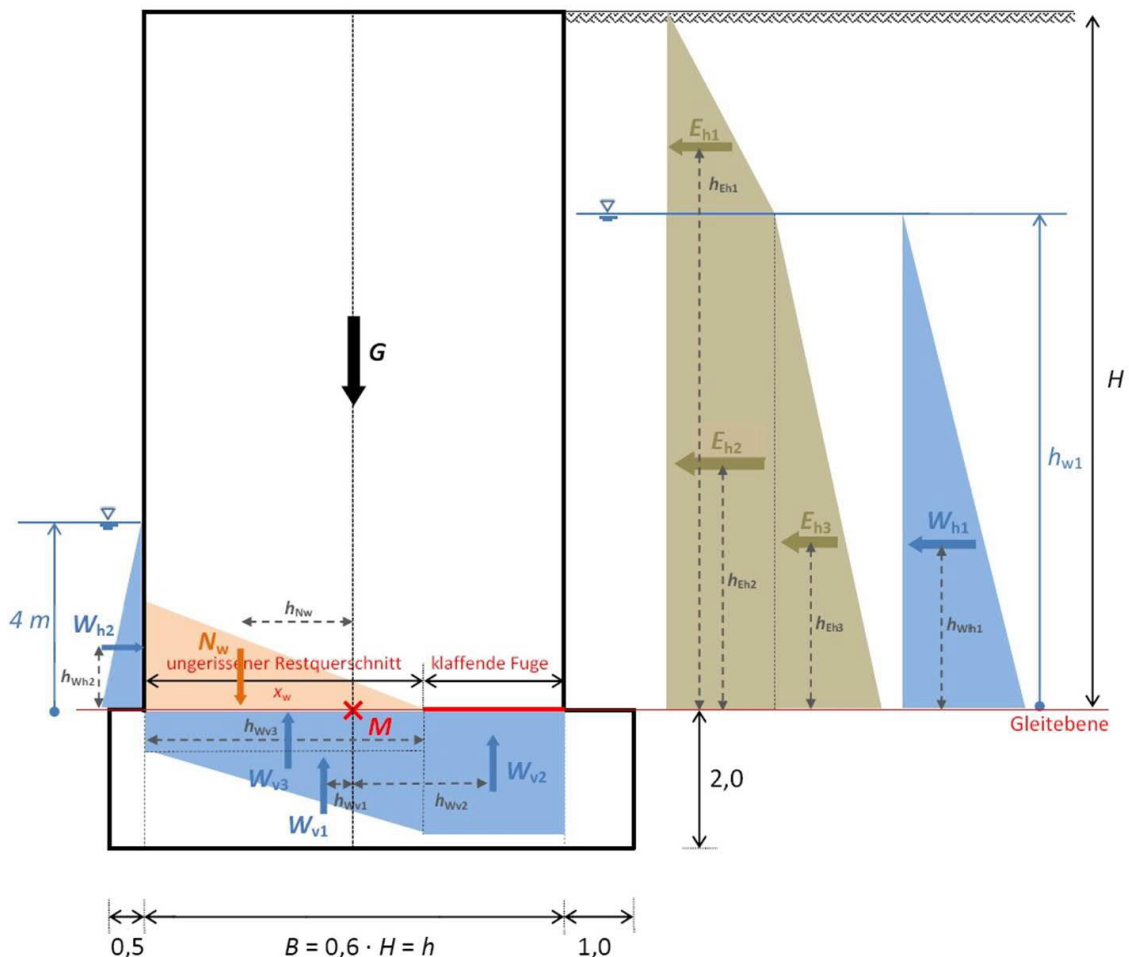
**Bild 9.6:** Versagen infolge Querkraft - Determ. Grenzzustandsbetrachtung, für  $f_{ck} = 12 \text{ N/mm}^2$  (durchgezogene Linien → Betriebszustand; gestrichelte Linien → Revisionszustand)

### 9.2.3 Betondruckversagen

Im Rahmen des Nachweisformates ist zu zeigen, dass die im ungerissenen Querschnitt vorhandene Druckspannung die für unbewehrten Beton maßgebende Festigkeit nicht übersteigen.

Wie vorhergehend erläutert, wird hierbei die bemessungsrelevante Normalkraft auf Basis des unter Auftrieb stehenden Eigengewichtes ermittelt, weshalb Revisions- und Betriebszustand gleichermaßen betrachtet werden können. Wird innerhalb der Studie die maßgebende Normalkraft auf Basis von Gleichung (6) [DIN 19702:2013-02] bestimmt, führt dies nur bei Betrachtung des Revisionszustandes (einseitiger Wasserstand) zu gleichem (richtigem) Ergebnis. Der Ansatz dieser Gleichung bei beidseitigem Wasserstand (Betriebszustand) ist ohnehin normativ ausgeschlossen.

Im ungerissenen Betonquerschnitt wird vereinfachend von einer dreiecksförmigen (linearen) Druckspannungsverteilung mit dem Maximalwert  $\sigma_c$  ausgegangen [TbW - 2015], dargestellt in Bild 9.7. Ansonsten handelt es sich um den unveränderten Systemquerschnitt, der auch in Bild 9.1 dargestellt ist.



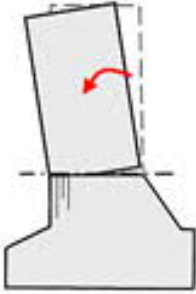
**Bild 9.7:** Systemquerschnitt zum Nachweisformat „Betondruckversagen“ (schematisch)

Die zulässige Betondruckfestigkeit wird auf Basis von [DIN EN 1992-1-1:2011-01] bestimmt. Da es sich um einen unbewehrten Betonquerschnitt handelt, ist zur Bestimmung des Bemessungswertes der Betondruckfestigkeit der Beiwert  $\alpha_{cc,pl} = 0,7$  zu verwenden:



$$f_{cd,pl} = \alpha_{cc,pl} \cdot f_{ck} / \gamma_C \quad (9.6)$$

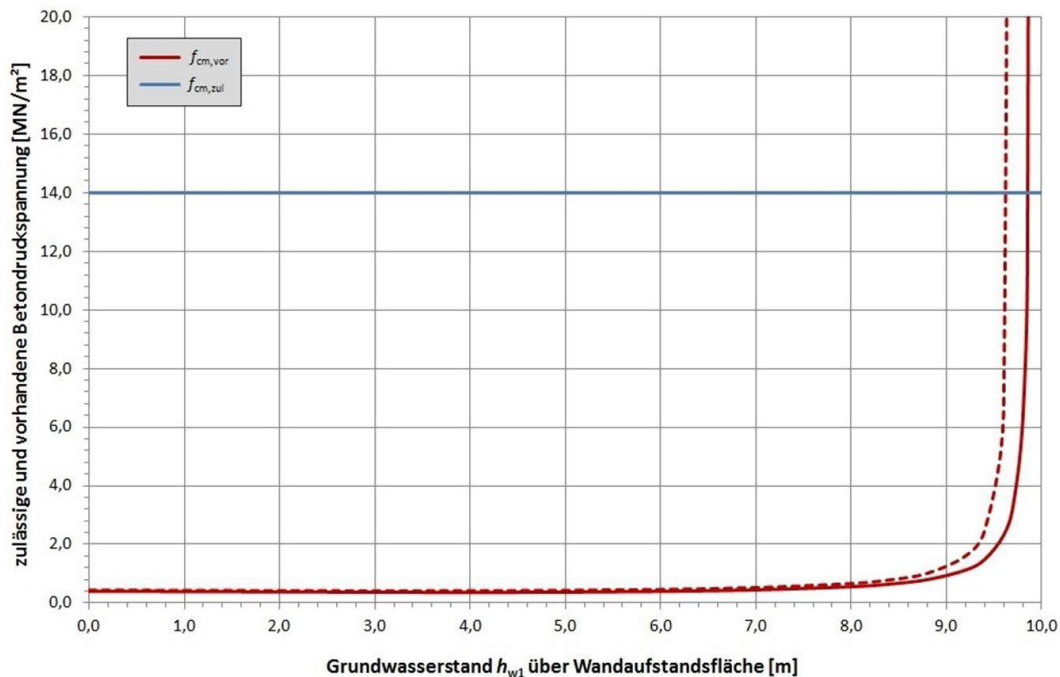
Das Versagensschema und die dazugehörige Nachweisgleichung sind nachfolgend dargestellt, wobei hinsichtlich der einwirkenden Normalkraft Revisions- und Betriebszustand zu unterscheiden sind. Aus diesem Grund basiert die probabilistische Querschnittsanalyse auf der hervorgehobenen Gleichung zur Bestimmung der im Querschnitt vorhandenen Normalkraft.

<p><u>Versagensschema:</u></p> 	<p><b>Betondruckversagen</b> (STR) in Anlehnung an [TbW - 2015]: Überschreitung der Druckfestigkeit in der rechteckigen Druckzone bei statischer Beanspruchung</p> $f_{cd,vor} \leq f_{cd,zul}$	
	<p><u>Nachweis auf Basis von Gleichung 6 [DIN 19702:2013-02]:</u></p> $f_{cd,vorh} = \frac{2 \cdot N_{wd}}{x_{wd}} \leq f_{cd,pl} = f_{cd,zul}$ <p>mit:</p>	
	Revisionszustand	<b>Betriebs- / Revisionszustand</b>
	$N_{wd} = \left( 1 - \bar{\sigma}_{wd} \left( 1 - \frac{1}{2} \cdot \frac{x_{wd}}{h} \right) \right) \cdot N_d$	
$N_{wd}$ :	Bemessungsnormalkraft unter Berücksichtigung des inneren Wasserdruckes	
$\bar{\sigma}_{wd}$ :	bezogener Wasserdruck	
$x_{wd}$ :	Druckzontiefe	
$N_d$ :	Bemessungsnormalkraft ohne Berücksichtigung des inneren Wasserdruckes	
$h$ :	Querschnittshöhe	
$G$ :	Eigengewicht der Stützwand	
$W_v$ :	Auftriebskraft → Summe der vertikalen Komponenten des inneren Wasserdruckes	
$f_{cd,vorh}$ :	im ungerissenen Restquerschnitt vorhandene Betondruckspannung	
$f_{cd,pl}$ :	unbewehrte Betondruckfestigkeit nach Gl. (3.15) [DIN EN 1992-1-1:2011-01] mit $\alpha_{cc,pl} = 0,70$	

Die Ergebnisse der deterministischen Grenzzustandsbetrachtung sind in Bild 9.8 für die Betonfestigkeitsklasse C12/15 [DIN EN 206-1:2001-07] auf Basis der mittleren Betonfestigkeit abgebildet.

Gemäß der Darstellung ist auch bei diesem Nachweisformat der Revisionszustand der maßgebende Lastfall. Auf Basis der Mittelwerte wird der Grenzzustand bei einer Wasserstandhöhe von 9,6 m erreicht, während im Betriebszustand ein Wasserstand von über 9,8 m versagensursächlich ist.

Weiterhin wird bei der Betrachtung der einwirkenden Normalspannung deutlich, dass die erhebliche Spannungszunahme in erster Linie aus der sich mit steigendem Wasserstand einschnürenden, ungerissenen Querschnittsfläche resultiert, da die einwirkenden Kräfte sich nicht proportional zu den vorhandenen Spannungen verhalten, vgl. Bild 9.2 und 9.4.



**Bild 9.8:** Betondruckversagen - Deterministische Grenzzustandsbetrachtung für  $f_{ck} = 12 \text{ N/mm}^2$  (durchgezogene Linien → Betriebszustand; gestrichelte Linien → Revisionszustand)

### 9.3 Probabilistische Grenzzustandsbetrachtung

In diesem Kapitel erfolgt eine probabilistische Betrachtung des in Bild 9.1 dargestellten Querschnittes hinsichtlich der drei vorgenannten Nachweisformate. Die maßgebenden Basisvariablen sind hierzu zunächst stochastisch zu modellieren. Im Rahmen der eigentlichen Zuverlässigkeitsanalyse werden anschließend mehrere Parameterstudien durchgeführt, mit deren Hilfe der Einfluss der einzelnen Basisvariablen auf die Bauteilzuverlässigkeit abgeschätzt wird. Letztendlich werden diese Ergebnisse zur Verifizierung der in Kapitel 8.6 ausgewiesenen, modifizierten Teilsicherheitsbeiwerte herangezogen.

#### 9.3.1 Festlegung der maßgebenden Basisvariablen

Im Rahmen der zuverlässigkeitstheoretischen Querschnittsanalyse müssen die maßgebenden Basisvariablen mit ihrer statistischen Verteilung vorliegen. Aus diesem Grund werden die in Bild 9.1 ausgewiesenen Kennwerte als Mittelwerte angenommen und die dazugehörigen Variationskoeffizienten auf der Basis einer Literaturauswertung abgeschätzt.

Zur Überführung des deterministischen Nachweisformates in eine probabilistische Grenzzustandsgleichung müssen auf der Einwirkungs- und Widerstandsseite die Modellunsicherheitsfaktoren  $\Theta_E$  und  $\Theta_R$  eingeführt werden. Aus wissenschaftlicher Sicht sind diese Faktoren zwingend zu berücksichtigen, da ein mathematisches Berechnungsmodell einen tatsächlichen Bauteilzustand immer nur annäherungsweise beschreiben kann.

Obwohl diese Größen innerhalb von Bauteilversuchen nicht erfasst werden können und lediglich rein operativer Natur sind, haben sie in der Regel einen erheblichen Einfluss auf die zu bestimmende Bauteilzuverlässigkeit.

Hinsichtlich der stochastischen Eigenschaften der Modellunsicherheitsfaktoren beinhaltet die Fachliteratur stark unterschiedliche Angaben, was nachfolgende Zusammenstellung für Kennwerte der Widerstandsseite ( $\Theta_R$ ) in Abhängigkeit von der Versagensart beispielhaft verdeutlicht.

**Tab. 9.2:** Stochastische Modellierung des probabilistischen Modellunsicherheitsfaktors  $\Theta_R$

Versagen infolge	Verteilung	Mittelwert	Variationskoeffizient	Literaturangabe	
Normalkraft	LN / N	1,00	0,05 (0,01 bis 0,15)	[Hansen - 2004]	
Biegung		1,025	0,07 (0,01 bis 0,15)		
Normalkraft		1,00	0,05	[JCSS - 2000]	
Biegung		1,20	0,15		
Querkraft		LN / N	1,10	0,10 (0,01 bis 0,15)	[Hansen - 2004]
			1,40	0,25	[JCSS - 2000]
	LN	1,00	0,10 – 0,20	[Faber - 2005]	
	LN	1,00	0,20	[Brehm et al. - 2008]	

Nachfolgender Aufstellung können weiterhin Variationskoeffizienten für Modellunsicherheitsfaktoren auf der Einwirkungs- und Widerstandsseite unabhängig von einer Versagensart entnommen werden. Hierbei weist die Streubreite der Modellunsicherheiten auf eine Abhängigkeit von Material, Einwirkung, dem verwendeten Modell sowie des betrachteten Grenzzustandes hin [Fischer - 2010].

**Tab. 9.3:** Variationskoeffizienten von Modellunsicherheitsfaktoren [Fischer - 2010]

Literaturangabe		Variationskoeffizient	Verteilung
[Hansen - 2004]	$\Theta_R$	0,05 - 0,15	LN
	$\Theta_E$	0,10	LN / N
[JCSS - 2000]	$\Theta_R$	0,05 - 0,10	LN
	$\Theta_E$	0,05 - 0,25	LN / N
[Schneider - 1996]	$\Theta_R$	0,05 - 0,20	LN
	$\Theta_E$	0,05 - 0,30	LN / N
[Taerwe - 1993]	$\Theta_R$	0,05 - 0,20	LN
	$\Theta_E$	-	LN / N
[Vrouwenvelder - 1987]	$\Theta_R$	0,05 - 0,30	LN
	$\Theta_E$	0,05 - 0,20	LN / N

Vergleichbar zu den Modellunsicherheitsfaktoren variieren auch die sich in der Literatur befindlichen Angaben bezüglich der Streuung von Basisvariablen (Variationskoeffizienten) stark. Zur Veranschaulichung sind deshalb in Tab. 9.4 Kennwerte unterschiedlicher Autoren zusammengestellt, die sich mehr oder weniger deutlich voneinander unterscheiden.

**Tab. 9.4:** Stochastische Modellierung von Basisvariablen

Basisvariable		Literatur	Verteilung	Variationskoeffizient
				$v$
geometrische Kenngrößen		[Späthe - 1992]	-	10 mm
		[Fischer - 2010]	N	0,02
		[Böckmann - 2012]	N	0,02
Wichte Beton	$\gamma_B$	[Späthe - 1992]	N	0,04
		[Böckmann - 2012]	N	0,04
Wichte Boden	$\gamma_{BG}$	[Späthe - 1992]	LN	0,01 - <b>0,05</b> - 0,10
		[Schulze - 1979]	N	0,01 - <b>0,05</b> - 0,10
		[Pottharst - 1980]	N	0,11
		[Böckmann - 2012]	N	0,05
		[Glowienka - 2007]	N	0,05
		[SIA - 1990]	N	0,01 - 0,10
		[Locher - 1983]	N	0,02
Wichte Boden unter Auftrieb	$\gamma'_{BG}$	[Böckmann - 2012]	N	0,05
Reibungswinkel	$\phi$	[Späthe - 1992]	LN	0,05 - 0,25
		[Pottharst - 1980]	LN	0,11
		[Glowienka - 2007]	LN	0,075
		[JCSS - 2006]	LN	0,10 - 0,20
		[Böckmann - 2012]	LN	0,075
		[SIA - 1990]	N	0,05 - 0,15
		[Locher - 1983]	N	0,10
Kohäsion	$c$	[Späthe - 1992]	LN	0,15 - 0,6
		[Walz et al. - 1987]	LN	0,20
		[JCSS - 2006]	LN	0,10 - 0,50
		[Böckmann - 2012]	LN	0,25
		[SIA - 1990]	N	0,3 - 0,5
		[Locher - 1983]	N	0,4
Betondruckfestigkeit	$f_{ck}$	[Späthe - 1992]	LN / N	0,15

Neben den zu bestimmenden Mittelwerten haben insbesondere die Variationskoeffizienten der Basisvariablen einen entscheidenden Einfluss auf die Bauteilzuverlässigkeit. Aus diesem Grund ist die Festlegung dieser Parameter elementar für das Berechnungsergebnis, insbesondere da geringfügig unterschiedliche Annahmen stark abweichende Berechnungsergebnisse (Versagenswahrscheinlichkeiten) zur Folge haben können.

Sollen Tragwerke auf Basis einer probabilistischen Querschnittsanalyse bewertet werden, sind zwangsläufig die tatsächliche Verteilungen der maßgebenden Basisvariablen innerhalb einer qualifizierten Bestandsaufnahme zu bestimmen, was häufig umfangreiche Bauteiluntersuchungen erfordert und eine Hauptschwierigkeit darstellt.

Da innerhalb dieser Arbeit eine allgemeingültige Zuverlässigkeitsbetrachtung erfolgt, werden die statistischen Kennwerte der Basisvariablen, die im Rahmen der probabilistischen Analysen verwendet werden, auf der Basis von Literaturangaben festgelegt. Die getroffenen Annahmen sind in Tab. 9.5. zusammengestellt.

**Tab. 9.5:** Basisvariablen zur probabilistischen Querschnittsanalyse (eigene Festlegung)

Basisvariable		Verteilung	Statistische Kenngrößen		
			Mittelwert	Standardabweichung	Variationskoeffizient
			$\mu$	$\sigma$	$\nu$
Höhe der Stützwand	<b>H</b>	N	10,0 m	0,2 m	0,02
Breite der Stützwand	<b>B</b>	N	6,0 m	0,12 m	0,02
stat. Querschnittshöhe der Stützwand	<b>h</b>	N	6,0 m	0,12 m	0,02
rückseitiger Wasserstand	$h_{w1}$	N	Laufvariable		0,34
kammerseitiger Wasserstand	$h_{w2}$	N	4,0 m	1,36 m	0,34
Auftriebswasserstand (Berechnungshilfsgröße)	$h_{wx}$	N	Laufvariable		0,34
Wichte Wasser	$\gamma_w$	N	10,0 kN/m <sup>3</sup>	0,01 kN/m <sup>3</sup>	0,001
Wichte Beton	$\gamma_B$	N	22,0 kN/m <sup>3</sup>	1,1 kN/m <sup>3</sup>	0,05
Wichte Boden	$\gamma_{BG}$	N	20 kN/m <sup>3</sup>	1,4 kN/m <sup>3</sup>	0,07
Wichte Boden unter Auftrieb	$\gamma'_{BG}$	N	12 kN/m <sup>3</sup>	0,84 kN/m <sup>3</sup>	0,07
Mittlerer Erddruckbeiwert	$k_{mh}$	LN	0,325	0,065	0,20
Reibbeiwert EC 2	$\mu$	N	0,6 / 0,7 / 0,9	0,06 / 0,07 / 0,09	0,10
Betondruckfestigkeit	$f_{ck}$	LN	5 / 12 / 20 MN/m <sup>2</sup>	0,75 / 1,8 / 3 MN/m <sup>2</sup>	0,15
Modellunsicherheit Einwirkung	$\Theta_E$	LN	1,0	0,2	0,2
Modellunsicherheit Widerstand	$\Theta_R$	LN	1,0	0,15	0,15

Die maßgebenden Einwirkungskenngrößen resultieren aus horizontalen Erd- und Wasserdrücken, weshalb nur für diese Basisvariablen die Annahme der stochastischen Parameter näher erläutert wird.

Hinsichtlich der Beanspruchungen infolge Wasserdruck stellt, wie in Kapitel 5.3 bereits erläutert, die Wasserstandhöhe die streuende Kenngröße dar, währenddessen die Wichte von Wasser im Rahmen der Tragwerksplanung als Konstante angenommen werden darf. Aus diesem Grund wird die Wichte von Wasser als normalverteilte Kenngröße mit einem Mittelwert von  $10 \text{ kN/m}^3$  und einem Variationskoeffizienten von  $1/1000$  stochastisch modelliert.

Zur Festlegung der Parameter für die Wasserstandhöhe wurde aufgrund der Allgemeingültigkeit anstelle einer Gumbel-Verteilung (vereinfachend) eine Normalverteilungsfunktion zugrunde gelegt, deren Mittelwert als Laufvariable innerhalb der probabilistischen Parameterstudien verwendet wird. Zur Festlegung des dazugehörigen Variationskoeffizienten wurde eine Vielzahl von gewässerkundlichen Pegeln an deutschen Flüssen ausgewertet [Kunz - 2014]. Im Ergebnis kann hierbei, stark vereinfacht, von einem mittleren Variationskoeffizienten von  $34 \%$  ausgegangen werden, der im Rahmen dieser Arbeit übernommen wurde.

Zur stochastischen Modellierung des Erddruckes müssen die tatsächlichen Bodenparameter innerhalb von aufwändigen Feldversuchen und Laborprüfungen ermittelt werden. Aufgrund des Untersuchungsaufwandes kann, insbesondere im Rahmen von Voruntersuchungen, auch die Verwendung von Literaturangaben sinnvoll sein, die im Rahmen der eigentlichen Tragwerksbewertung jedoch zu verifizieren sind.

Hinsichtlich des Erddruckbeiwertes ist weiterhin zu unterscheiden, welcher der aufgeführten Zustände (aktiver, passiver oder Erdruhedruck) in Abhängigkeit von der vorhandenen Bauwerksverformung maßgebend ist.

Oftmals wird diesbezüglich ein Ansatz gewählt, der zwischen den Grenzwerten aktiver Erddruck und Erdruhedruck liegt und somit einen erhöhten aktiven Erddruck darstellt [TBW - 2015]. In der vorliegenden Arbeit wird ein Erddruckbeiwert berücksichtigt, der sich aus  $50 \%$  aktivem und  $50 \%$  Erdruhedruck zusammensetzt und direkt als Eingangsvariable ( $\mu = 0,325$ ;  $\nu = 0,2$ ) innerhalb der probabilistischen Grenzzustandsgleichung Berücksichtigung findet. Diese Vorgehensweise wurde auch von [Castillo et al. - 2004] gewählt, allerdings stimmen die dort gewählten Parameter betragsmäßig nicht mit den in dieser Arbeit gewählten Kennwerten überein.

Alternativ können bei der stochastischen Modellierung des Erddruckes auch die Bodenkennwerte (Bodenwichte, Reibungswinkel und Kohäsion) separat modelliert werden. Dies ist immer dann von Vorteil, wenn ein konkretes Tragwerk zu bewerten ist und die Einzelkomponenten in ihrer tatsächlichen Größen vorliegen.

Eine ausführliche Beschreibung der hierzu erforderlichen Vorgehensweise einschließlich Literaturlauswertung kann [Böckmann - 2012] entnommen werden, wo auch die Korrelation der Bodenparameter untereinander beschrieben wird.

Da die im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten Analysen auf einem schematischen Querschnitt basieren und keine tatsächlichen Bodenkennwerte vorliegen, wird auch auf die detaillierte Berücksichtigung dieser Parameter verzichtet und stattdessen der Erddruckbeiwert als pauschale Eingangsgröße berücksichtigt.

### 9.3.2 Ergebnisse der probabilistischen Analyse

Die nachfolgenden Zuverlässigkeitsanalysen wurden mit Hilfe der Reliability-Software VaP 3.0 [PSP - 2010] durchgeführt und mit dem Programmmodul Comrel TI 8.1 aus dem STRUREL Reliability-Software Paket [RCP - 2004] überprüft. Hinsichtlich der Berechnungsergebnisse wurden hierbei keine Abweichungen zwischen den beiden Programmen festgestellt.

Zur Durchführung der probabilistischen Querschnittsbetrachtung sind die jeweiligen Nachweisformate in probabilistische Grenzzustandsgleichungen zu überführen. Dies hat zur Folge, dass die in Bild 9.1 angegebenen Kennwerte als Mittelwerte angenommen werden. Weiterhin sind die Modellunsicherheitsfaktoren  $\Theta_E$  und  $\Theta_R$  innerhalb der Grenzzustandsgleichungen zu implementieren, vgl. Kapitel 9.3.1. Die eigentlichen Parameterstudien wurden unter Berücksichtigung der in Tab. 9.5 ausgewiesenen Basisvariablen durchgeführt, wobei die Aufbereitung der Berechnungsergebnisse in Form von Diagrammen erfolgt.

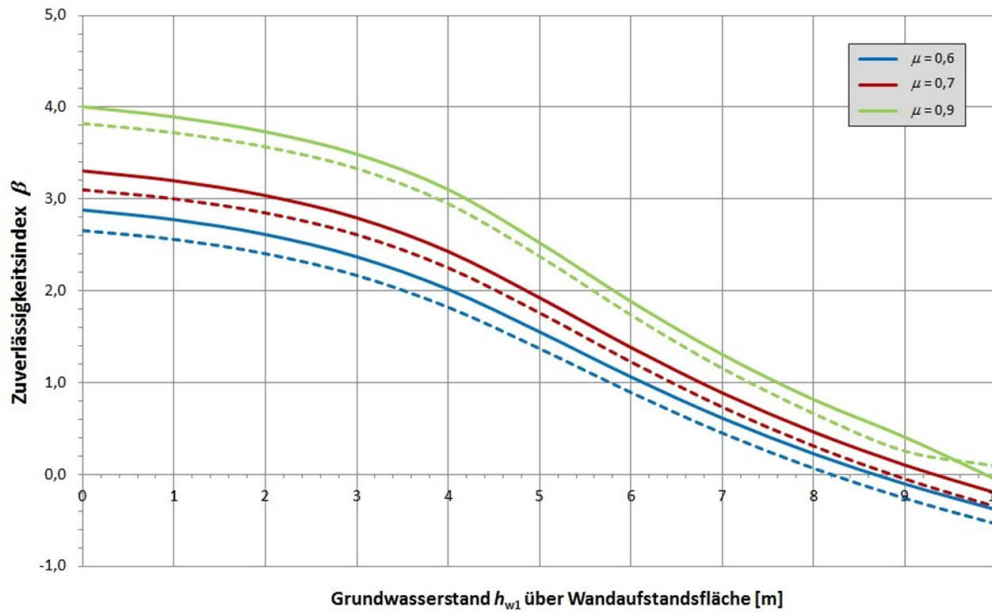
Je Nachweisformat werden zunächst innerhalb eines Diagramms die Zuverlässigkeitsindizes für den Betriebs- und Revisionszustand in Abhängigkeit von drei unterschiedlichen Kennwerten einer Basisvariablen dargestellt, was den Einfluss dieser (Leit-) Basisvariablen auf die Bauteilzuverlässigkeit veranschaulichen soll.

Um den Einfluss einzelner Basisvariablen auf die Bauteilzuverlässigkeit darstellen zu können, werden ergänzend die Sensitivitätsfaktoren für den Betriebs- und Revisionszustand einer Parameterkonstellation exemplarisch abgebildet. Aufgrund der affinen Verläufe der Zuverlässigkeitsindizes wird davon ausgegangen, dass die ausgewiesenen Sensitivitätsfaktoren repräsentativ für den betrachteten Lastfall sind.

#### 9.3.2.1 Gleiten in der Arbeitsfuge

Nachfolgend wird die für das Nachweisformat „*Gleiten in der Arbeitsfuge*“ gewählte Grenzzustandsgleichung angegeben. Analog zur deterministischen Berechnung werden auch bei der probabilistischen Betrachtung die in [DIN EN 1992-1-1:2011-01] enthaltenen, normativen Reibbeiwerte  $\mu$  berücksichtigt. Das Ergebnis der zuverlässigkeitstheoretischen Analyse ist in Bild 9.9 abgebildet.

$$\begin{aligned}
 G1 &= R - E = 0 \\
 &= \Theta_R \cdot V_{Rmi} - \Theta_E \cdot V_{Emi} = 0 \\
 &= \Theta_R \cdot (\mu \cdot (G - W_v) / x_w) - \Theta_E \cdot ((W_{h1} - W_{h2} + E_{h1} + E_{h2} + E_{h3}) / x_w) = 0 \\
 &= \Theta_R \cdot (\mu \cdot ((B \cdot H \cdot \gamma_B) - (B \cdot \gamma_w \cdot h_{w1} - 0,5 \cdot (3 \cdot h \cdot (0,5 - ((\frac{1}{6} \cdot \gamma_w \cdot h_{w1}^3 \\
 &\quad - \frac{1}{6} \cdot \gamma_w \cdot h_{w2}^3 + (0,5 \cdot \gamma_{BG} \cdot (H - h_{w1})^2 \cdot k_{mh}) \cdot ((H - h_{w1}) / 3 + h_{w1}) + \\
 &\quad (0,5 \cdot \gamma_{BG} \cdot (H - h_{w1}) \cdot h_{w1}^2 \cdot k_{mh}) + (\frac{1}{6} \cdot \gamma'_{BG} \cdot h_{w1}^3 \cdot k_{mh})) / (B \cdot H \cdot \gamma_B \cdot \\
 &\quad h)) / (1 - ((\gamma_w \cdot h_{wx} \cdot b \cdot h) / (B \cdot H \cdot \gamma_B)))))) \cdot \gamma_w \cdot (h_{w1} - h_{w2})) / (3 \cdot h \cdot \\
 &\quad (0,5 - ((\frac{1}{6} \cdot \gamma_w \cdot h_{w1}^3 - \frac{1}{6} \cdot \gamma_w \cdot h_{w2}^3 + (0,5 \cdot \gamma_{BG} \cdot (H - h_{w1})^2 \cdot k_{mh}) \cdot \\
 &\quad ((H - h_{w1}) / 3 + h_{w1}) + (0,5 \cdot \gamma_{BG} \cdot (H - h_{w1}) \cdot h_{w1}^2 \cdot k_{mh}) + (\frac{1}{6} \cdot \gamma'_{BG} \cdot \\
 &\quad h_{w1}^3 \cdot k_{mh})) / (B \cdot H \cdot \gamma_B \cdot h)) / (1 - ((\gamma_w \cdot h_{wx} \cdot b \cdot h) / (B \cdot H \cdot \gamma_B)))))) - \\
 &\quad \Theta_E \cdot ((0,5 \cdot \gamma_w \cdot h_{w1}^2 - 0,5 \cdot \gamma_w \cdot h_{w2}^2 + 0,5 \cdot \gamma_{BG} \cdot (H - h_{w1})^2 \cdot k_{mh} + \gamma_{BG} \\
 &\quad \cdot (H - h_{w1}) \cdot h_{w1} \cdot k_{mh} + 0,5 \cdot \gamma'_{BG} \cdot h_{w1}^2 \cdot k_{mh}) / (3 \cdot h \cdot (0,5 - ((\frac{1}{6} \cdot \gamma_w \cdot \\
 &\quad h_{w1}^3 - \frac{1}{6} \cdot \gamma_w \cdot h_{w2}^3 + (0,5 \cdot \gamma_{BG} \cdot (H - h_{w1})^2 \cdot k_{mh}) \cdot ((H - h_{w1}) / 3 + h_{w1}) \\
 &\quad + (0,5 \cdot \gamma_{BG} \cdot (H - h_{w1}) \cdot h_{w1}^2 \cdot k_{mh}) + (\frac{1}{6} \cdot \gamma'_{BG} \cdot h_{w1}^3 \cdot k_{mh})) / (B \cdot H \cdot \\
 &\quad \gamma_B \cdot h)) / (1 - ((\gamma_w \cdot h_{wx} \cdot b \cdot h) / (B \cdot H \cdot \gamma_B)))))) = 0
 \end{aligned} \tag{9.7}$$

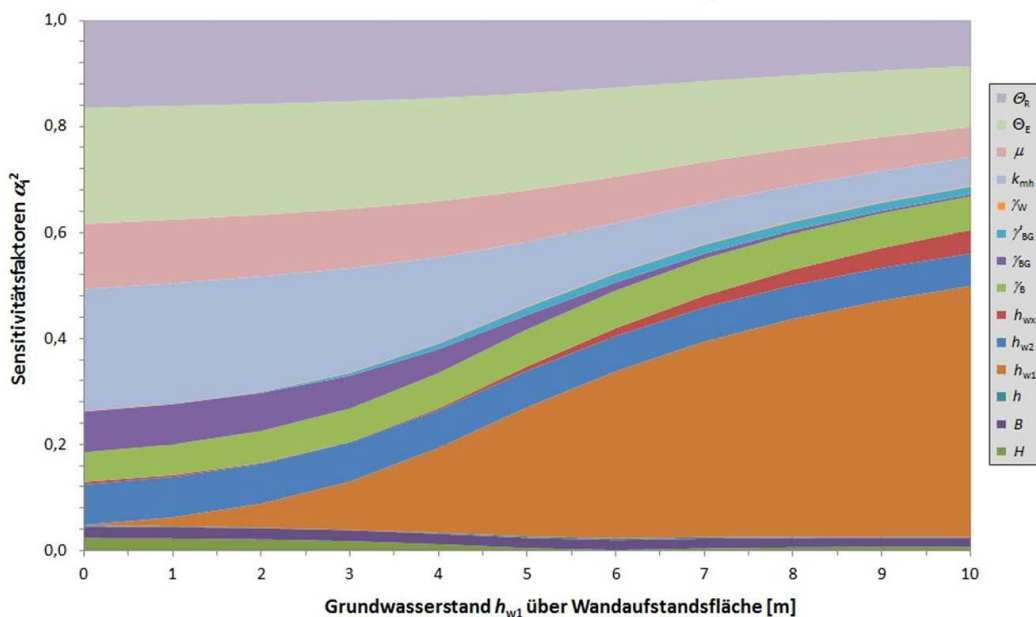


**Bild 9.9:** Ergebnis der Zuverlässigkeitsanalyse „Gleiten in der Arbeitsfuge“  
(durchgezogene Linien → Betriebszustand; gestrichelte Linien → Revisionszustand)

Entsprechend der Darstellung wird der normative Zielzuverlässigkeitsindex  $\beta = 3,8$  nur unter Berücksichtigung eines Reibbeiwertes von  $\mu = 0,9$  und einem mittleren Grundwasserstand bis ca. 2 m erreicht. Mit steigendem Wasserstand sinkt der Zuverlässigkeitsindex und der Revisionszustand weist generell eine geringere Zuverlässigkeit als der Betriebszustand auf. Der Gleichgewichtszustand der deterministischen Auswertung, vgl. Bild 9.5, wird durch die probabilistische Parameterstudie bestätigt.

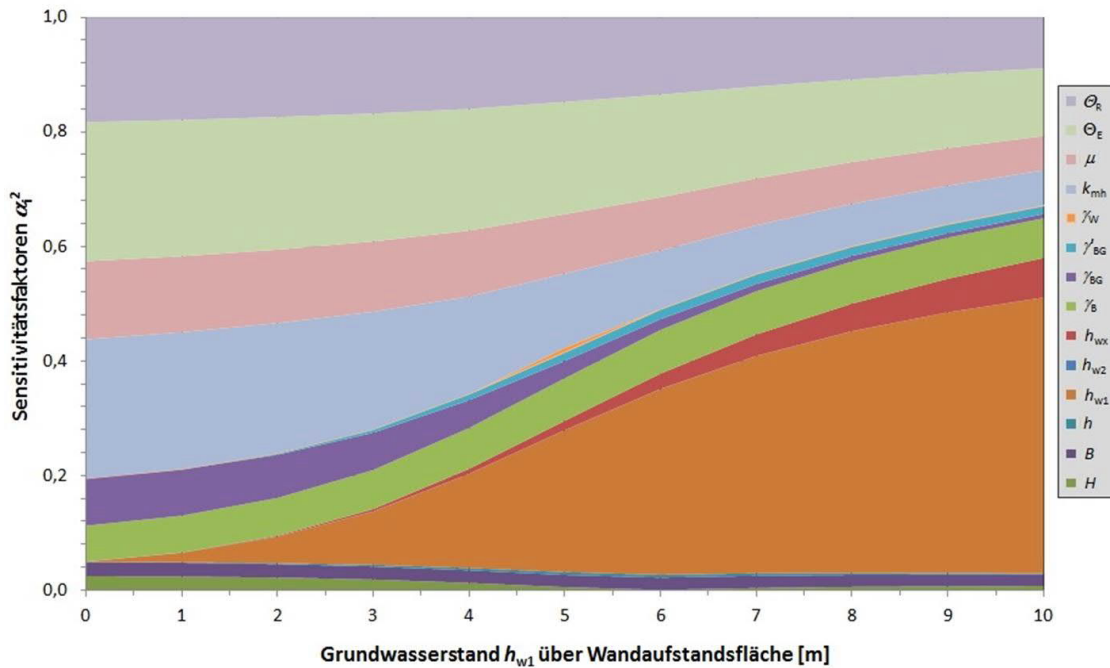
Für den Reibbeiwert  $\mu = 0,9$  wird bei einem Wasserstand von 10 m eine Unregelmäßigkeit im Berechnungsergebnis festgestellt, die programmunabhängig auftritt. Hier wird vermutet, dass es sich um die systematische Überschreitung einer Anwendungsgrenze innerhalb des Rechenalgorithmus handelt, was im Rahmen der vorliegenden Arbeit jedoch nicht abschließend geklärt werden konnte.

In Bild 9.10 und 9.11 sind die Ergebnisse der Sensitivitätsbetrachtung dargestellt.



**Bild 9.10:** Sensitivitätsfaktoren für den Betriebszustand „Gleiten in der Arbeitsfuge“ ( $\mu = 0,7$ )





**Bild 9.11:** Sensitivitätsfaktoren für den Revisionszustand „Gleiten in der Arbeitsfuge“ ( $\mu = 0,7$ )

Hinsichtlich der Sensitivitätsfaktoren unterscheiden sich Revisions- und Betriebszustand nur geringfügig voneinander mit der Ausnahme, dass im Revisionszustand der Einfluss des kammerseitigen Wasserstandes ( $h_{w2}$ ) entfällt.

Die Modellunsicherheitsfaktoren  $\Theta_E$  und  $\Theta_R$  haben einen Einfluss zwischen 25 % und 45 % auf das Berechnungsergebnis. Während bei niedrigem Grundwasserstand der Einfluss des Bodens über Erddruckbeiwert ( $k_{mh}$ ) und Bodenwichte ( $\gamma_{BG}$ ) dominiert, ist es bei hohen Grundwasserständen erwartungsgemäß die Wasserstandhöhe ( $h_{w1}$ ). Betonwichte ( $\gamma_B$ ) und Reibbeiwert ( $\mu$ ) haben in der Größenordnung von 8 % bis 16 % einen mehr oder weniger gleichmäßigen Einfluss auf die Zuverlässigkeit.

Aktuelle Untersuchungen der BAW lassen darauf schließen, dass die normativen Reibbeiwerte für wasserbauspezifische Konstruktionen grundsätzlich zu niedrig angenommen werden, was mit Blick auf Bild 9.9 zusätzliche Zuverlässigkeitsreserven mobilisieren würde. Ebenso hätte die Berücksichtigung einer rechnerischen Betonzugfestigkeit eine Erhöhung der Bauteilzuverlässigkeit zur Folge.

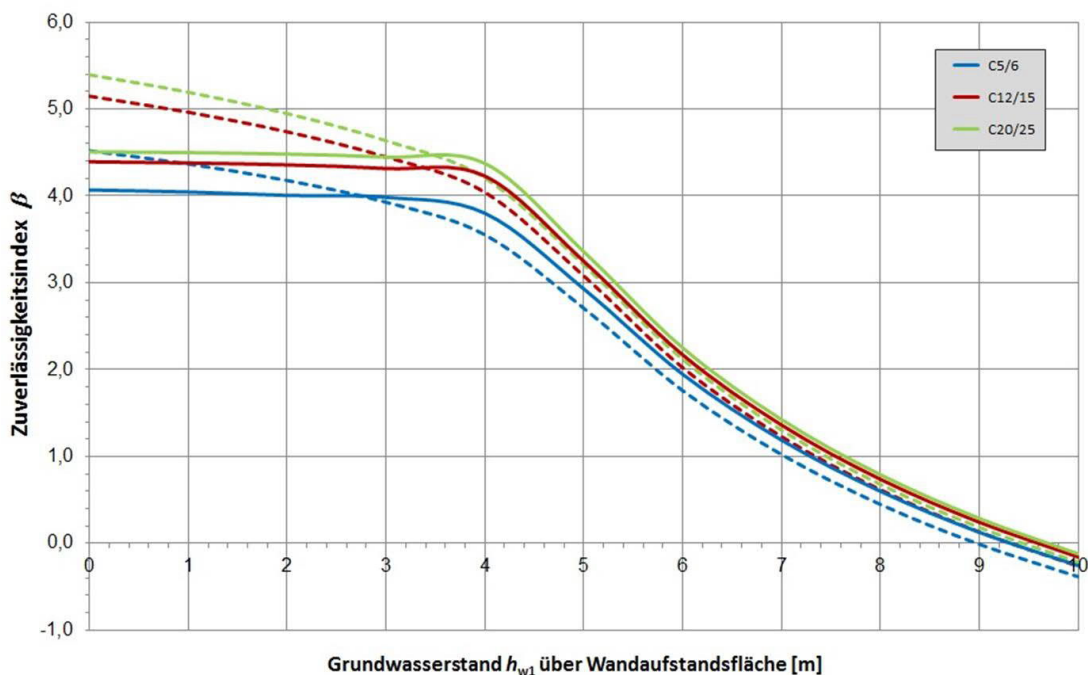
### 9.3.2.2 Versagen infolge Querkraft

Unter der Annahme, dass es sich bei den in Bild 9.1 angegebenen Kennwerten um Mittelwerte handelt, wird nachfolgende Grenzzustandsgleichung für das Nachweisformat „Versagen infolge Querkraft“ festgelegt:

$$\begin{aligned}
 G1 &= R - E = 0 \\
 &= \Theta_R \cdot f_{cvm} - \Theta_E \cdot \tau_{cp} = 0 \\
 &= \Theta_R \cdot \sqrt{f_{ctm,pl}^2 + \sigma_{cp} \cdot f_{ctm,pl}} - \Theta_E \cdot 1,5 \cdot V_{Ed} / A_{cc} = 0 \\
 &= \Theta_R \cdot \sqrt{(\alpha_{ct,pl} \cdot 0,21 \cdot f_{ck}^{2/3})^2 + (G - W_v / x_w) \cdot (\alpha_{ct,pl} \cdot 0,21 \cdot f_{ck}^{2/3})} \\
 &\quad - \Theta_E \cdot 1,5 \cdot ((W_{h1} - W_{h2} + E_{h1} + E_{h2} + E_{h3}) / x_w) = 0
 \end{aligned} \tag{9.8}$$

$$\begin{aligned}
 G1 = & \Theta_R \cdot (\text{Wurzel}((0,7 \cdot 0,21 \cdot f_{ck}^{2/3})^2 + ((B \cdot H \cdot \gamma_B - (B \cdot \gamma_w \cdot h_{w1} - 0,5 \cdot \\
 & (3 \cdot h \cdot (0,5 - (((1/6 \cdot \gamma_w \cdot h_{w1}^3 - 1/6 \cdot \gamma_w \cdot h_{w2}^3 + (0,5 \cdot \gamma_{BG} \cdot (H - h_{w1})^2 \cdot k_{mh}) \cdot \\
 & ((H - h_{w1}) / 3 + h_{w1}) + (0,5 \cdot \gamma_{BG} \cdot (H - h_{w1}) \cdot h_{w1}^2 \cdot k_{mh}) + (1/6 \cdot \gamma'_{BG} \cdot h_{w1}^3 \cdot \\
 & k_{mh})) / (B \cdot H \cdot \gamma_B \cdot h)) / (1 - ((\gamma_w \cdot h_{wx} \cdot b \cdot h) / (B \cdot H \cdot \gamma_B)))))) \cdot \gamma_w \cdot (h_{w1} - \\
 & h_{w2})) / (3 \cdot h \cdot (0,5 - (((1/6 \cdot \gamma_w \cdot h_{w1}^3 - 1/6 \cdot \gamma_w \cdot h_{w2}^3 + (0,5 \cdot \gamma_{BG} \cdot (H - h_{w1})^2 \cdot \\
 & k_{mh}) \cdot ((H - h_{w1}) / 3 + h_{w1}) + (0,5 \cdot \gamma_{BG} \cdot (H - h_{w1}) \cdot h_{w1}^2 \cdot k_{mh}) + (1/6 \cdot \gamma'_{BG} \cdot h_{w1}^3 \cdot \\
 & k_{mh})) / (B \cdot H \cdot \gamma_B \cdot h)) / (1 - ((\gamma_w \cdot h_{wx} \cdot b \cdot h) / (B \cdot H \cdot \gamma_B)))))) \cdot \\
 & (0,7 \cdot 0,21 \cdot f_{ck}^{2/3})) - \Theta_E \cdot (1,5 \cdot ((0,5 \cdot \gamma_w \cdot h_{w1}^2 - 0,5 \cdot \gamma_w \cdot h_{w2}^2 + 0,5 \cdot \gamma_{BG} \\
 & \cdot (H - h_{w1})^2 \cdot k_{mh} + \gamma_{BG} \cdot (H - h_{w1}) \cdot h_{w1} \cdot k_{mh} + 0,5 \cdot \gamma'_{BG} \cdot h_{w1}^2 \cdot k_{mh}) / (3 \cdot \\
 & h \cdot (0,5 - (((1/6 \cdot \gamma_w \cdot h_{w1}^3 - 1/6 \cdot \gamma_w \cdot h_{w2}^3 + (0,5 \cdot \gamma_{BG} \cdot (H - h_{w1})^2 \cdot k_{mh}) \cdot ((H \\
 & - h_{w1}) / 3 + h_{w1}) + (0,5 \cdot \gamma_{BG} \cdot (H - h_{w1}) \cdot h_{w1}^2 \cdot k_{mh}) + (1/6 \cdot \gamma'_{BG} \cdot h_{w1}^3 \cdot \\
 & k_{mh})) / (B \cdot H \cdot \gamma_B \cdot h)) / (1 - ((\gamma_w \cdot h_{wx} \cdot b \cdot h) / (B \cdot H \cdot \gamma_B)))))) = 0
 \end{aligned}
 \tag{9.9}$$

Innerhalb der probabilistischen Analysen werden die Betonfestigkeitsklassen C5/6, C12/15 und C20/25 betrachtet, vgl. Bild 9.12. In zuverlässigkeitstheoretischer Sicht ergeben sich Unterschiede zwischen Betriebs- und Revisionszustand nur bis zu einem Grundwasserstand von ca. 4 m über der Wandaufstandsfläche. Während bis zu diesem Wasserstand der Revisionszustand eine erhöhte Zuverlässigkeit aufweist, ist es bei darüber hinausgehenden Wasserständen infolge des günstig wirkenden Wasserdruckes im Inneren der Kammer tendenziell der Betriebszustand.



**Bild 9.12:** Ergebnis der Zuverlässigkeitsanalyse „Versagen infolge Querkraft“  
(durchgezogene Linien → Betriebszustand; gestrichelte Linien → Revisionszustand)

Die derzeit für Wasserbauwerke geforderte Zuverlässigkeit [Kunz - 2013b] wird bei diesem Nachweisformat nur bis zu einem mittleren Wasserstand von ca. 4 m erreicht. Weiterhin zeigt sich für die unterschiedlichen Betonfestigkeiten, insbesondere bei Wasserständen über 4 m, kein großer Zuverlässigkeitsunterschied, was überrascht. Der deterministische Grenzzustand, vgl. Bild 9.6, wird auch bei diesem Lastfall innerhalb der probabilistischen Betrachtung bestätigt, was eine zusätzliche Absicherung des wahrscheinlichkeitstheoretischen Berechnungsergebnisses darstellt.

Nachfolgend werden exemplarisch für die Betonfestigkeitsklasse C12/15 die Ergebnisse der Sensitivitätsanalyse für den Betriebs- und Revisionszustand dargestellt. Mit Ausnahme des kammerseitigen Wasserstandes werden auch bei diesem Lastfall keine großen Unterschiede zwischen Betriebs- und Revisionszustand festgestellt.

Die Betonwichte ( $\gamma_B$ ) und der Wasserstand ( $h_{wx}$ ) für den vertikalen Wasserdruck (Auftrieb) haben mit ca. 15 % bis 25 % einen nahezu gleichmäßigen Einfluss auf die Bauteilzuverlässigkeit. Während bis zu einem Wasserstand von ca. 4 m der Erdruckbeiwert ( $k_{mh}$ ) die maßgebende Basisvariable darstellt, hat bei Wasserständen über 4 m der Grundwasserstand ( $h_{w1}$ ) mit ca. 50 % den größten Einfluss auf die Bauteilzuverlässigkeit.

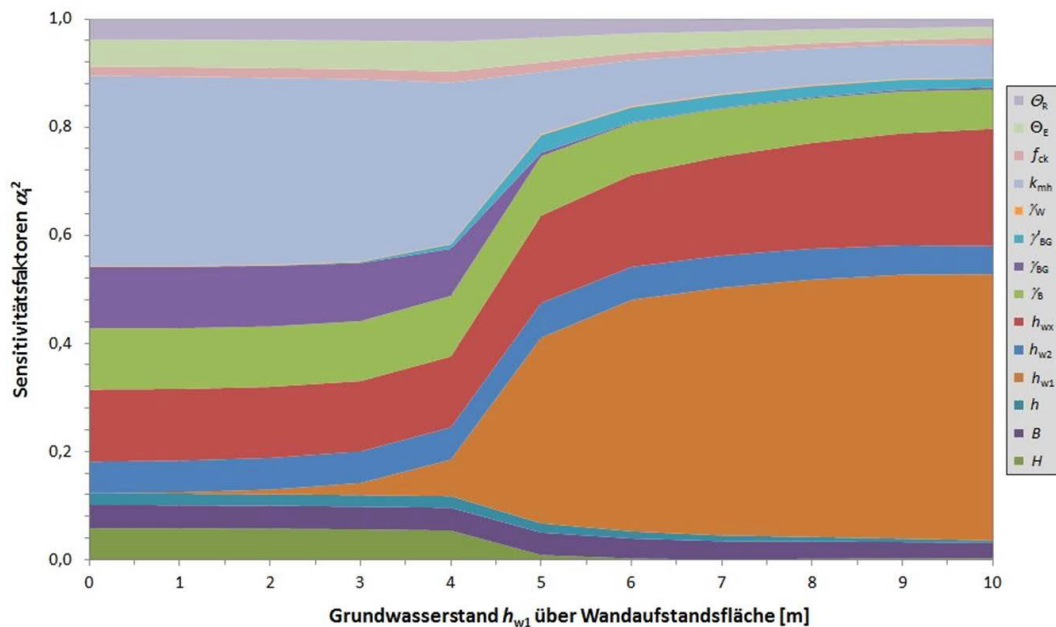


Bild 9.13: Sensitivitätsfaktoren für den Betriebszustand „Versagen infolge Querkraft“ (C12/15)

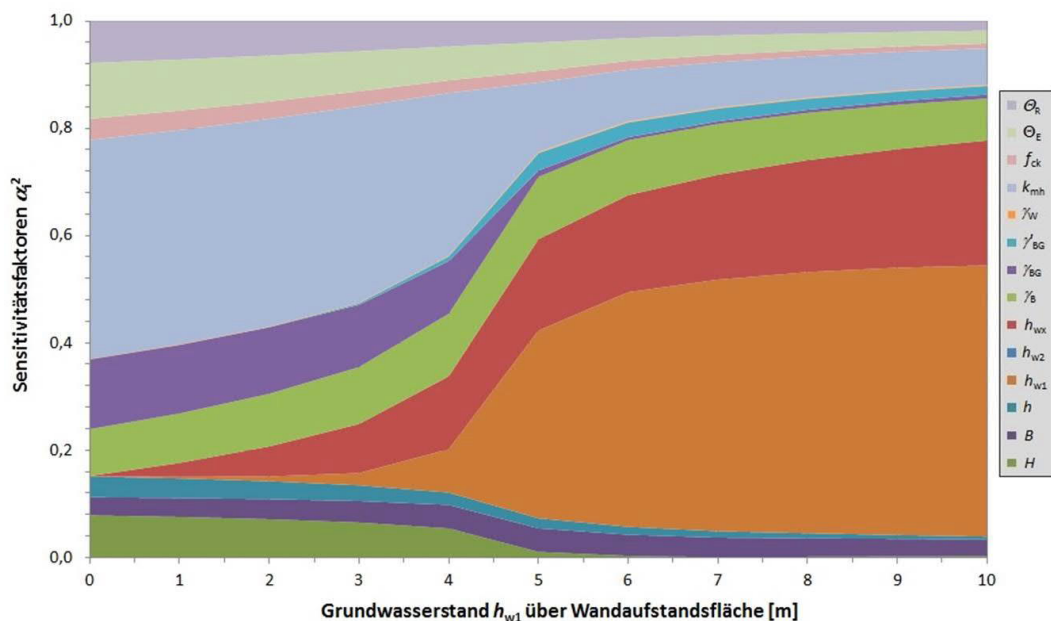


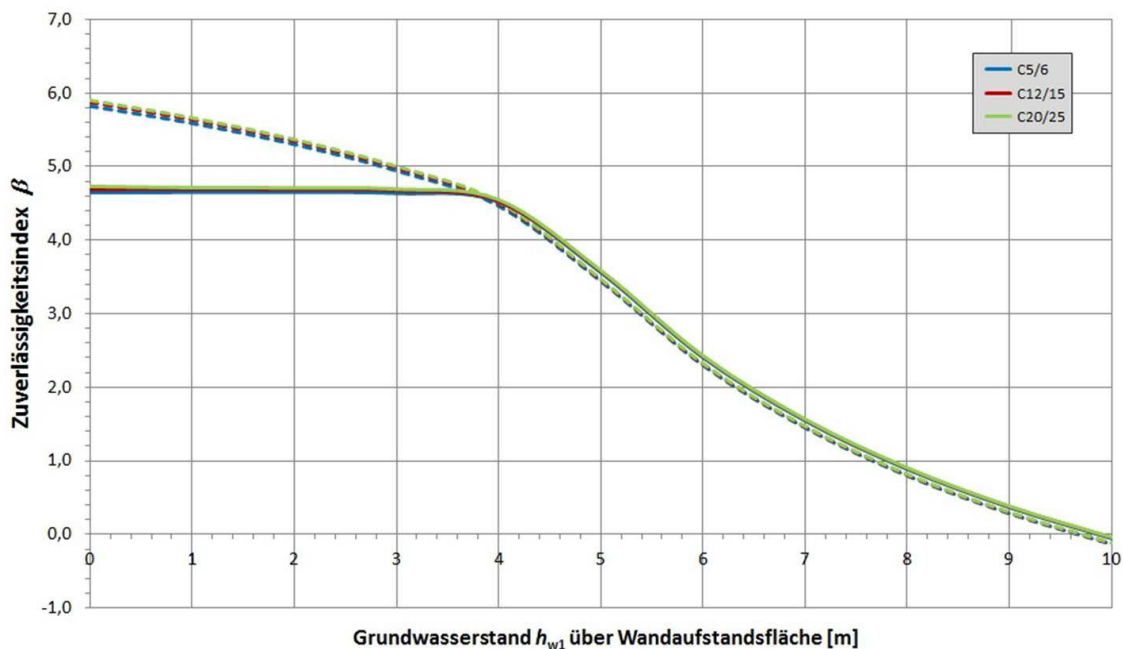
Bild 9.14: Sensitivitätsfaktoren für den Revisionszustand „Versagen infolge Querkraft“ (C12/15)

### 9.3.2.3 Betondruckversagen

Die Grenzzustandsgleichung für das Nachweisformat „Betondruckversagen“ lautet, ebenfalls unter der Annahme von mittleren Kennwerten in Bild 9.1, wie folgt:

$$\begin{aligned}
 G1 &= R - E = 0 \\
 &= \Theta_R \cdot f_{cm,zul} - \Theta_E \cdot f_{cm,vorh} = 0 \\
 &= \Theta_R \cdot \alpha_{cc,pl} \cdot (f_{ck} + 8) - \Theta_E \cdot 2 \cdot (G - W_V) / x_w = 0 \\
 &= \Theta_R \cdot (\alpha_{cc,pl} \cdot (f_{ck} + 8)) - \Theta_E \cdot (2 \cdot (B \cdot H \cdot \gamma_B - (B \cdot \gamma_w \cdot h_{w1} - 0,5 \cdot (3 \cdot h \\
 &\quad \cdot (0,5 - ((\frac{1}{6} \cdot \gamma_w \cdot h_{w1}^3 - \frac{1}{6} \cdot \gamma_w \cdot h_{w2}^3 + (0,5 \cdot \gamma_{BG} \cdot (H - h_{w1})^2 \cdot k_{mh}) \cdot \\
 &\quad ((H - h_{w1}) / 3 + h_{w1}) + (0,5 \cdot \gamma_{BG} \cdot (H - h_{w1}) \cdot h_{w1}^2 \cdot k_{mh}) + (\frac{1}{6} \cdot \gamma_{BG} \cdot h_{w1}^3 \cdot k_{mh}))) / (B \cdot H \cdot \gamma_B \cdot h)) / (1 - ((\gamma_w \cdot h_{wx} \cdot b \cdot h) / (B \cdot H \cdot \gamma_B)))))) \cdot \\
 &\quad \gamma_w \cdot (h_{w1} - h_{w2}))) / (3 \cdot h \cdot (0,5 - ((\frac{1}{6} \cdot \gamma_w \cdot h_{w1}^3 - \frac{1}{6} \cdot \gamma_w \cdot h_{w2}^3 + (0,5 \cdot \gamma_{BG} \cdot (H - h_{w1})^2 \cdot k_{mh}) \cdot ((H - h_{w1}) / 3 + h_{w1}) + (0,5 \cdot \gamma_{BG} \cdot (H - h_{w1}) \cdot h_{w1}^2 \cdot k_{mh}) + (\frac{1}{6} \cdot \gamma_{BG} \cdot h_{w1}^3 \cdot k_{mh})) / (B \cdot H \cdot \gamma_B \cdot h)) / (1 - ((\gamma_w \cdot h_{wx} \cdot b \cdot h) / (B \cdot H \cdot \gamma_B)))))) = 0
 \end{aligned} \tag{9.10}$$

Die Zuverlässigkeitsanalyse wird auch bei diesem Nachweisformat mit den vorgeannten Betonfestigkeitsklassen durchgeführt. Das Ergebnis ist in Bild 9.15 dargestellt.



**Bild 9.15:** Ergebnis der Zuverlässigkeitsanalyse „Betondruckversagen“  
(durchgezogene Linien → Betriebszustand; gestrichelte Linien → Revisionszustand)

Überraschend ist, dass sich der Ansatz unterschiedlicher Betonfestigkeitsklassen nicht auf die Bauteilzuverlässigkeit auswirkt. Ursächlich hierfür ist, dass die im ungerissenen Querschnitt vorhandenen Druckspannungen zunächst weit unterhalb der Betonfestigkeit, unabhängig von der Festigkeitsklasse, liegen, vgl. Bild 9.8.

Die Spannungszunahme im Beton resultiert in erster Linie aus der sich einschnürenden Betondruckzone und schreitet ab einer bestimmten Wasserstandhöhe so schnell voran, dass die zulässige Betonfestigkeit der untersuchten Festigkeitsklassen bei nahezu dem gleichen Wasserstand überschritten werden.

Anstelle der eigentlichen Betonfestigkeit ist somit die überdrückte Querschnittsfläche die maßgebende Kenngröße zur Bewertung der Bauteilzuverlässigkeit.

Ein Beleg für diese These ist, dass der wahrscheinlichkeitstheoretische Grenzzustand (Bild 9.15) nicht dem deterministischen Grenzzustand (Bild 9.8) entspricht und stattdessen mit dem Verlust der bezogenen Druckzonentiefe, dargestellt in Bild 9.4, einhergeht.

Die Ergebnisse der Zuverlässigkeitsbetrachtung gleichen den Ergebnissen des Nachweisformates für Versagen infolge Querkraft. Unterschiede zwischen Revisions- und Betriebszustand bestehen nur bis zu einem mittleren Wasserstand von 4 m. Bis zu diesem Wasserstand weist der Revisionszustand eine höhere Zuverlässigkeit auf, darüber hinaus ist es der Betriebszustand.

In Bild 9.16 und 9.17 werden die Ergebnisse der dazugehörigen Sensitivitätsanalysen dargestellt, die sich hinsichtlich der beiden Lastfälle nur unwesentlich unterscheiden. Auch hierbei wird ersichtlich, dass die Betonfestigkeit keinen Einfluss auf die Bauteilzuverlässigkeit hat, da sie innerhalb der Darstellung nicht nennenswert in Erscheinung tritt.

Im Vergleich zu den vorherigen Betrachtungen ist bei diesem Nachweisformat auffällig, dass die Modellunsicherheitsfaktoren  $\Theta_E$  und  $\Theta_R$  so gut wie keinen Einfluss auf das Berechnungsergebnis haben. Wie auch zuvor, stellt bis zu einem mittleren Wasserstand von 4 m der Erddruckbeiwert ( $k_{mh}$ ) die maßgebende Kenngröße dar und wird bei darüber hinausgehenden Wasserständen von der Grundwasserstandhöhe ( $h_{w1}$ ) abgelöst.

Weitere wesentliche Einflussfaktoren stellen die vertikale Wasserdruckkomponente ( $h_{wx}$ ), die Betonwichte ( $\gamma_B$ ) und bis zu einem Wasserstand von 4 m die Wichte des Bodens ( $\gamma_{BG}$ ) dar.

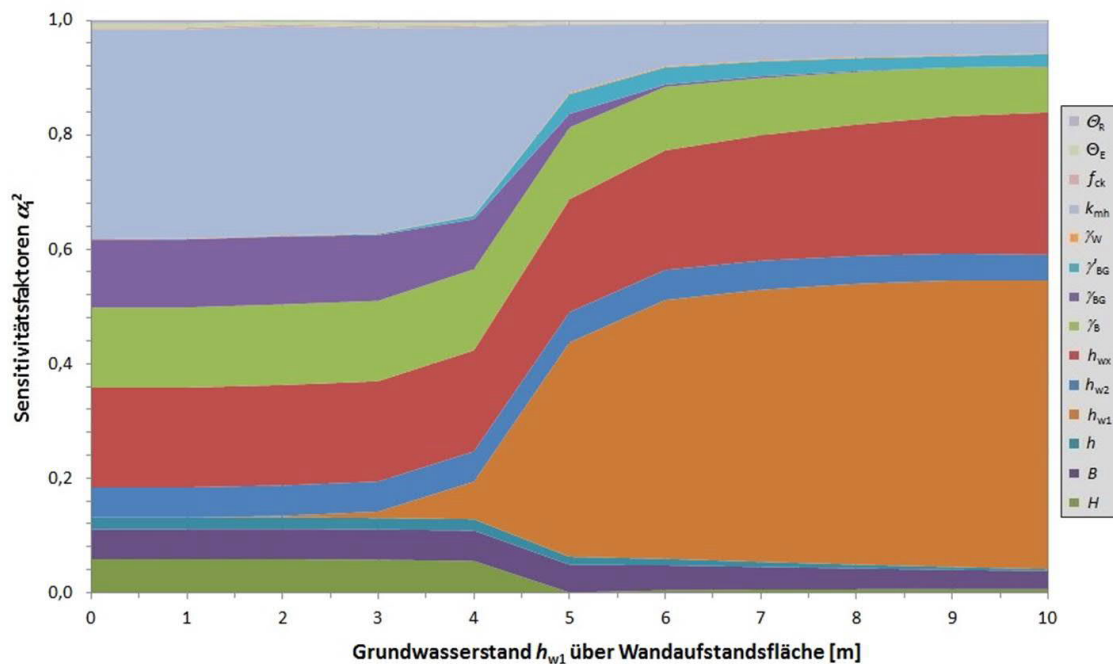


Bild 9.16: Sensitivitätsfaktoren für den Betriebszustand „Betondruckversagen“ (C12/15)

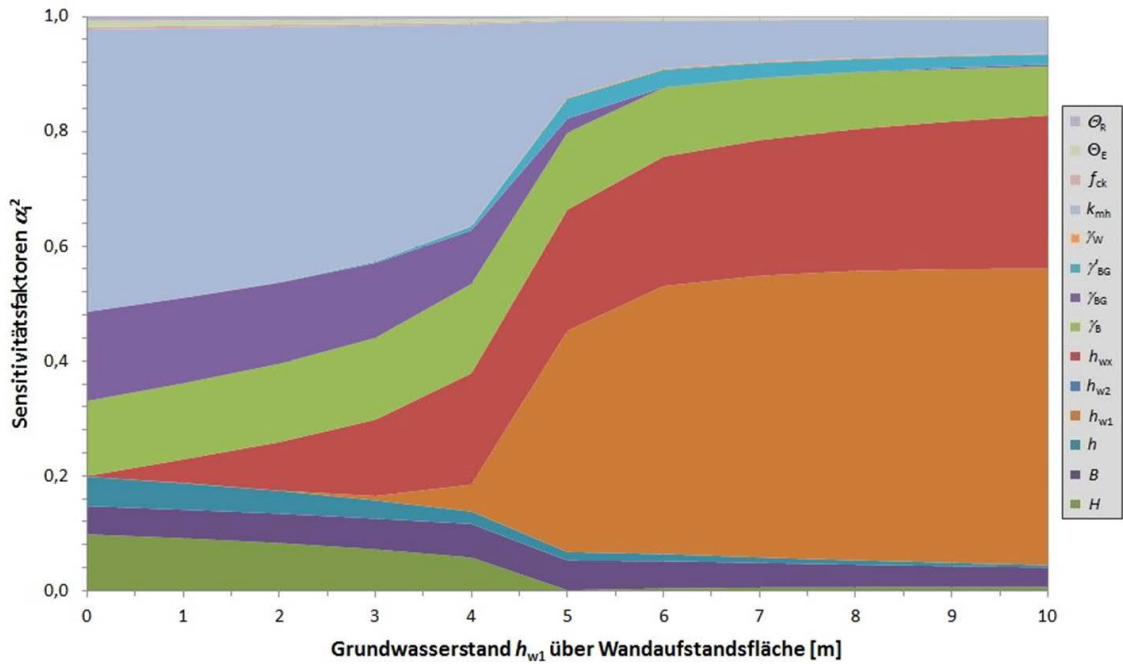


Bild 9.17: Sensitivitätsfaktoren für den Revisionszustand „Betondruckversagen“ (C12/15)

### 9.3.2.4 Zusammenfassung

Bei der Auswertung der probabilistischen Querschnittsanalysen wird deutlich, dass die derzeit für Wasserbauwerke maßgebenden Zuverlässigkeitsanforderungen [Kunz - 2013b] und [DIN EN 1990:2010-12] für das Nachweisformat „Gleiten in der Arbeitsfuge“ nicht und für die beiden anderen Nachweisformate nur bis zu einem mittleren Wasserstand von ca. 4 m erreicht werden, vgl. Bild 9.18.

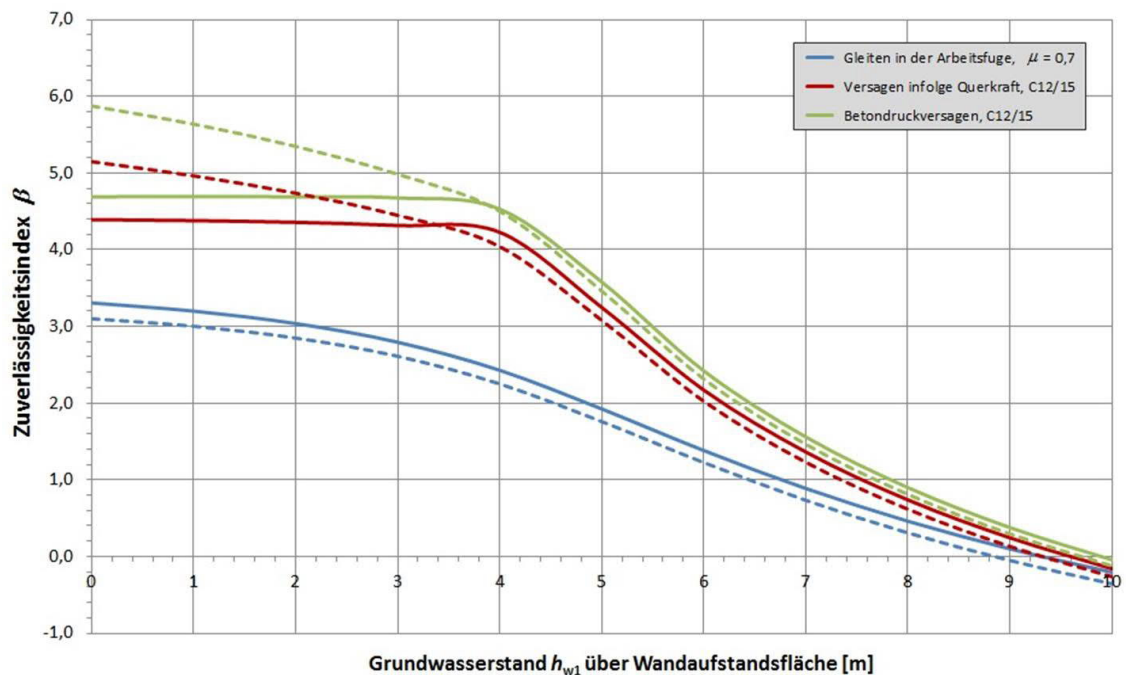


Bild 9.18: Übersicht der Zuverlässigkeitsindizes für die untersuchten Nachweisformate

Generell weisen die Nachweisformate „Versagen infolge Querkraft“ und „Betondruckversagen“ vergleichbare Ergebnisse hinsichtlich Zuverlässigkeit und Sensitivitätsfaktoren auf, wobei der geringe bis nicht vorhandene Einfluss der Betondruckfestigkeit auf das Berechnungsergebnis überrascht. Dies kann damit begründet werden, dass zur Bewertung der Bauteilzuverlässigkeit der Einfluss der Druckzonentiefe bei beiden Nachweisformaten den Einfluss der Betondruckfestigkeit übersteigt.

Als maßgebende Basisvariablen werden unabhängig vom Nachweisformat die Grundwasserstandhöhe ( $h_{w1}$ ) und der Erddruckbeiwert ( $k_{mh}$ ) in Abhängigkeit vom Wasserstand identifiziert. In Summe haben innerer Wasserdruck ( $h_{wx}$ ) und die Wichten für Beton ( $\gamma_B$ ) sowie Boden ( $\gamma_{BG}$ ) einen Einfluss von ca. 30 % auf die Bauteilzuverlässigkeit. Geometrische Basisvariablen liefern in Summe einen Beitrag von ca. 10 %, der sich mit zunehmendem Wasserstand reduziert. Der Einfluss des Reibbeiwertes liegt für den „Gleitnachweis“ in der zu erwartenden Größenordnung.

Innerhalb der drei untersuchten Nachweisformate wird der Grenzzustand bei einer mittleren Wasserstandhöhe zwischen 9 m und 10 m erreicht. Aufgrund der geringen Unterschiede hinsichtlich des Wasserstandes und der absoluten Wasserstandhöhe, kann davon ausgegangen werden, dass das Verhältnis Bauteilbreite zur Wandhöhe mit 60 % eine ausgereizte Systemgeometrie darstellt. Somit war man bereits zum Errichtungszeitpunkt solcher Tragwerke in der Lage, tragende Betonquerschnitte hinsichtlich mehrerer Versagensmechanismen zu optimieren.

Da dies unter Berücksichtigung deterministischer Zuverlässigkeitskonzepte auf der Basis zulässiger Spannungen erfolgte, sind die damaligen Anforderungen an die Bauteilzuverlässigkeit unbekannt. Konstruktiv wurden jedoch Querschnitte vorgesehen, deren Breite der zu erwartenden Wasserstandhöhe entspricht.

Diese Konstruktionsregel hat unter Berücksichtigung des in vorliegender Arbeit gewählten Wandquerschnittes, vgl. Bild 9.1, einen maximal zulässigen Wasserstand von 6 m zur Folge. Vor dem Hintergrund der ausgeführten Parameterstudie bedeutet dies, dass Wasserstände über 6 m außerhalb der damals üblichen Konstruktionsweise liegen und im Bestand planmäßig nicht angetroffen werden sollten.

Hierbei muss allerdings beachtet werden, dass es sich bei diesem maximal zulässigen Wasserstand, infolge des deterministischen Bemessungskonzeptes, um einen Bemessungswasserstand nach aktueller Auffassung handelt. Um die aus der Konstruktionsregel resultierende Bauteilzuverlässigkeit anhand der probabilistischen Berechnungsergebnisse und vorliegenden Diagramme abschätzen zu können, muss der alte „Bemessungswasserstand“ ( $h_{wa}$ ) in einen mittleren Wasserstand ( $h_{wm}$ ) überführt werden, was auf Basis von Gleichung (3.41) erfolgt.

Für die alte Konstruktionsweise ergibt sich auf der Basis von [DIN 19702:2013-02] (Nutzungsdauer: 100 Jahre) und unter Berücksichtigung eines zulässigen Maximalwasserstandes von 6 m sowie Variationskoeffizienten der Wasserstandhöhe von 34 % [Kunz - 2014] ein mittlerer zulässiger Wasserstand von 3 m:

$$h_{wm} = \frac{h_{wa}}{1 - \frac{\sqrt{6} \cdot v_x}{\pi} \cdot (0,577 + \ln(-\ln(p)))} = \frac{6}{1 - \frac{\sqrt{6} \cdot 0,34}{\pi} \cdot (0,577 + \ln(-\ln(0,99)))} \quad (9.11)$$

$$h_{wm} \approx 3 \text{ m}$$

Auf Basis dieser mittleren Wasserstandhöhe und der vorliegenden, probabilistischen Berechnungsergebnisse wird die Bauteilzuverlässigkeit der alten Konstruktionsweise zwischen  $\beta = 2,6$  und  $\beta = 5,0$  abgeschätzt, vgl. Bild 9.18.

Hinsichtlich der Nachweisformate „Versagen infolge Querkraft“ und „Betondruckversagen“ stellt die alte Konstruktionsregel somit auch die nach aktuellem Bemessungskonzept maßgebenden Zuverlässigkeitsanforderungen [DIN EN 1990:2010-12], [Kunz - 2013b] sicher. Für das Nachweisformat „Gleiten in der Arbeitsfuge“ werden die Anforderungen leicht unterschritten.

In vielen Fällen werden im Vergleich zur Errichtungszeit jedoch erhöhte Wasserstände an den Tragwerken beobachtet, sodass vorgenannte Konstruktionsregel heute oftmals nicht mehr eingehalten wird. Bei der Zuverlässigkeitsbewertung innerhalb dieser Arbeit resultieren hieraus zunächst Defizite. Diese müssen vor dem Hintergrund bewertet werden, dass den probabilistischen Untersuchungen ein stark vereinfachter, schematischer Querschnitt zugrunde liegt. In der Realität ist es jedoch üblich, dem Kraftverlauf angepasste Querschnittsformen zu verwenden, die hinsichtlich ihrer zuverlässigkeitstheoretischen Eigenschaften günstiger zu bewerten sind. Die vorliegende Studie hat somit einen theoretischen, unteren Schätzwert bei der Zuverlässigkeitsbewertung solcher Tragwerke zum Ergebnis.

### 9.3.3 Verifikation der Teilsicherheitsbeiwerte

Anstelle des üblicherweise zu verwendenden Zuverlässigkeitsindex werden zur Verifizierung der in Kapitel 8.6 ausgewiesenen Teilsicherheitsbeiwerte die Berechnungsergebnisse der Sensitivitätsanalysen herangezogen. Diese Vorgehensweise ermöglicht eine Bewertung der modifizierten Teilsicherheitsbeiwerte, ohne die Empfindlichkeit des Zielzuverlässigkeitsindex auf Streuungen der eingehenden Basisvariablen zu berücksichtigen.

Ermöglicht wird dies durch die Tatsache, dass die Wichtungsfaktoren auf der Einwirkungs- und Widerstandsseite nicht in gleichem Maße empfindlich auf schwankende Eingangsgrößen reagieren, als es bei einer Bewertung auf Basis des Zuverlässigkeitsindex der Fall ist. Zusätzlich kann vorhandenen Zuverlässigkeitsdefiziten, wie sie in vorliegender Arbeit auch festgestellt wurden, vgl. Bild 9.18, begegnet werden, indem im Rahmen der Bestimmung der modifizierten Teilsicherheitsbeiwerte ein vorgegebener Zielzuverlässigkeitsindex verwendet wird.

Somit werden auf Basis der Ergebnisse der Sensitivitätsanalyse zunächst die einzelnen Wichtungsfaktoren der einwirkenden und widerstehenden Basisvariablen zusammengefasst und anschließend deren Quotient berechnet. Dieser wird anschließend als Bewertungskenngröße herangezogen, da für das Verhältnis der Standardabweichungen zu den Wichtungsfaktoren auf Grundlage von Gleichung (3.30) bis (3.33) gilt:

$$\frac{\sqrt{\sum \alpha_{E,i}^2}}{\sqrt{\sum \alpha_{R,i}^2}} = \frac{\sigma_E}{\sigma_R} \quad (9.12)$$

In den nachfolgenden Diagrammen werden die Ergebnisse in Abhängigkeit vom Nachweisformat und Lastfall dargestellt.



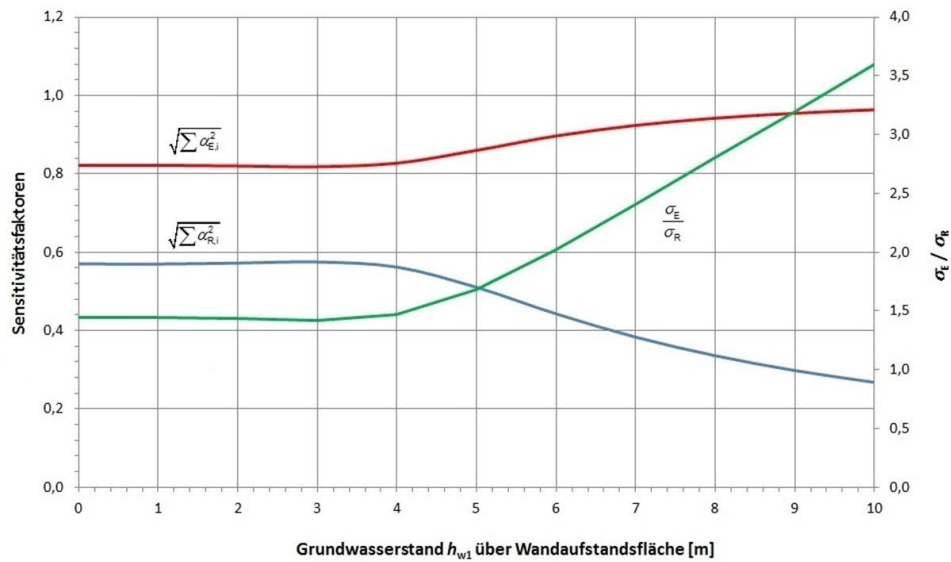


Bild 9.19: Sensitivitätsanalyse „Gleiten in der Arbeitsfuge“,  $\mu = 0,7$  - Betriebszustand

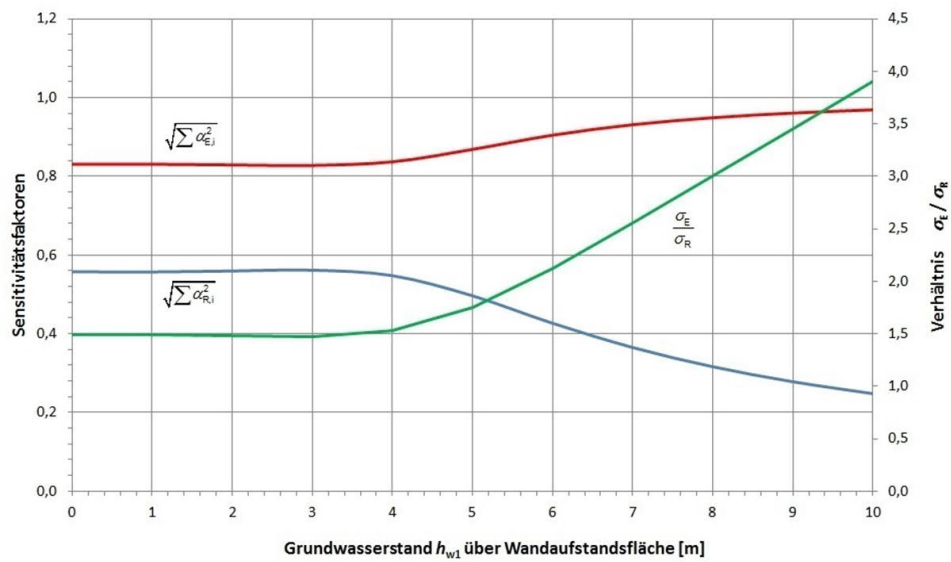


Bild 9.20: Sensitivitätsanalyse „Gleiten in der Arbeitsfuge“,  $\mu = 0,7$  - Revisionszustand

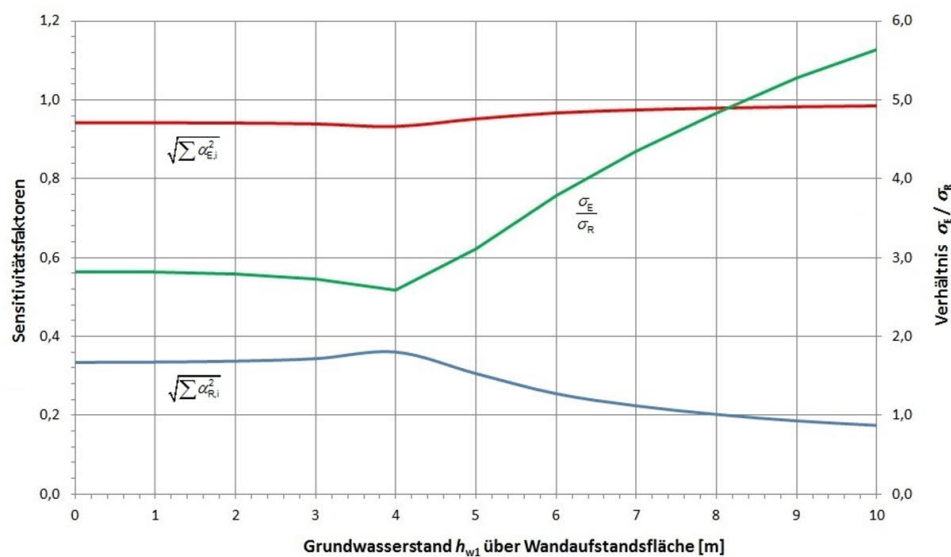


Bild 9.21: Sensitivitätsanalyse „Versagen infolge Querkraft“,  $f_{ck} = 12 \text{ N/mm}^2$  - Betriebszustand

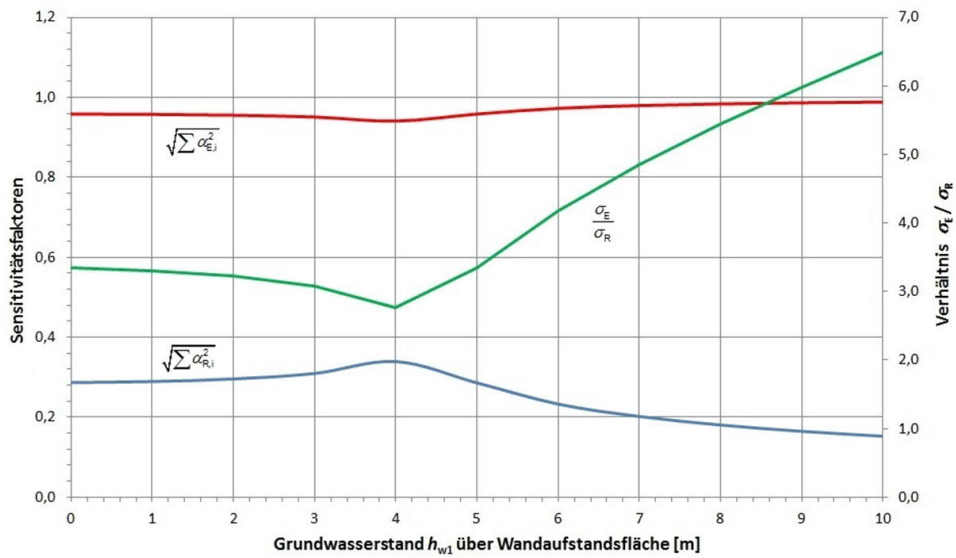


Bild 9.22: Sensitivitätsanalyse „Versagen infolge Querkraft“,  $f_{ck} = 12 \text{ N/mm}^2$  - Revisionszustand

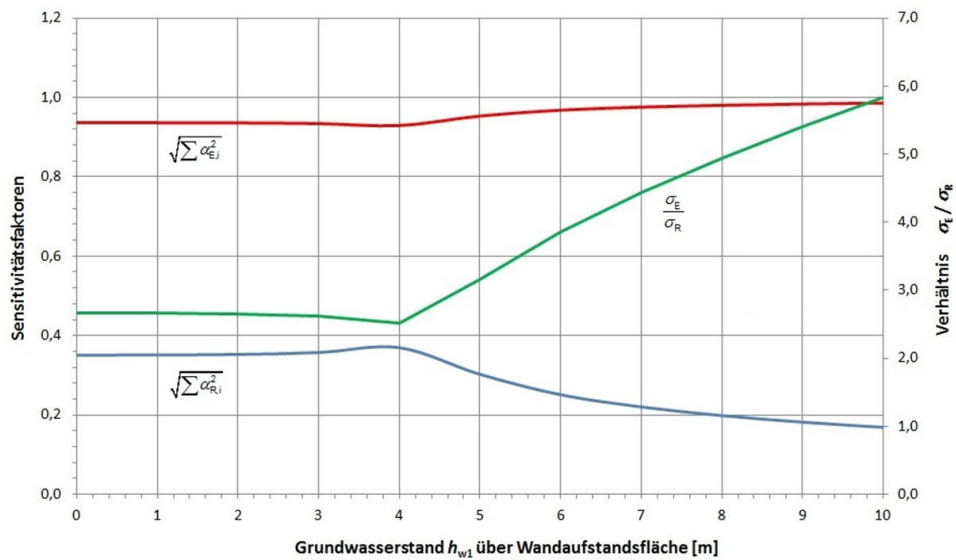


Bild 9.23: Sensitivitätsanalyse „Betondruckversagen“,  $f_{ck} = 12 \text{ N/mm}^2$  - Betriebszustand

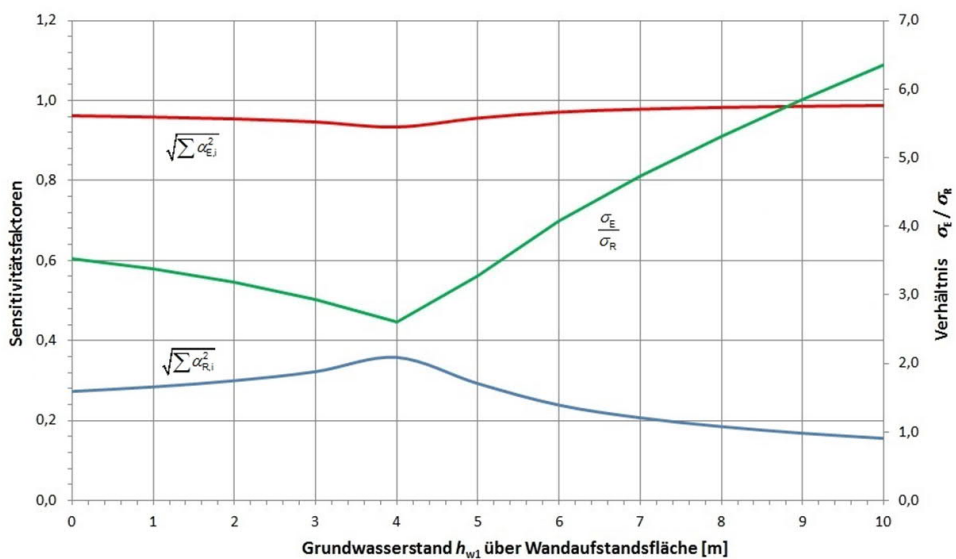


Bild 9.24: Sensitivitätsanalyse „Betondruckversagen“,  $f_{ck} = 12 \text{ N/mm}^2$  - Revisionszustand

Unter Berücksichtigung der für das Bauen im Bestand erforderlichen Anpassungen wurden die in Kapitel 8.6 ausgewiesenen Teilsicherheitsbeiwerte allgemeingültig auf Basis der in [DIN EN 1990:2010-12] enthaltenen Regelungen bestimmt. Im Rahmen der probabilistischen Verifizierung ist zu zeigen, dass die allgemeingültig hergeleiteten Teilsicherheitsbeiwerte auch für Nachweise im Wasserbau innerhalb der Festlegungen von [DIN EN 1990:2010-12] liegen.

Die Teilsicherheitsbeiwerte werden mit Hilfe des Quotienten  $\sigma_E / \sigma_R$  und den diesbezüglich in [DIN EN 1990:2010-12] enthaltenen Festlegungen, vgl. Kapitel 4.2.5.5, verifiziert. Demnach dürfen zur semiprobabilistischen Berechnung von Teilsicherheitsbeiwerten die konstanten Wichtungsfaktoren  $\alpha_E = -0,7$  und  $\alpha_R = +0,8$  verwendet werden, wenn die Bedingung ( $0,16 < \sigma_E / \sigma_R < 7,6$ ; Gleichung (4.20)) erfüllt ist [DIN EN 1990:2010-12]. Dies ist bei den betrachteten Nachweisformaten sowohl für den Betriebs- als auch für den Revisionszustand der Fall.

Demnach entspricht die in Kapitel 8.6 gewählte Vorgehensweise zur Bestimmung von Teilsicherheitsbeiwerten auch für Nachweise im Wasserbau den Vorgaben des Eurocodes. Die innerhalb der probabilistischen Analysen deutlich gewordenen Zuverlässigkeitsdefizite, vgl. Bild 9.18, werden bei der Bestimmung der modifizierten Teilsicherheitsbeiwerte durch den Ansatz des festgelegten Zielzuverlässigkeitsindex ( $\beta_{red} = 3,2$ , vgl. Kapitel 8.3) beseitigt.

Wie vorhergehend erläutert, stellt das Verhältnis Wasserstandhöhe / Wandaufstandsfläche eine Grenzwertbetrachtung dar, nach der zur damaligen Zeit konstruiert wurde. In vorliegender Parameterstudie wurde dieser Grenzwert bei 6 m gewählt, was innerhalb der probabilistischen Querschnittsanalyse einem mittleren Wasserstand von 3 m entspricht. Betrachtet man den Quotienten der Standardabweichungen bis zu diesem Punkt, wird annähernd auch die Bedingung ( $0,15 < \sigma_E / \sigma_R < 3,48$ ) erfüllt, die nach [Pottharst - 1977, Hosser - 1978] eine maximale Abweichung vom Zielzuverlässigkeitsindex von  $\Delta\beta = 0,5$  zur Folge hat, vgl. Kapitel 4.2.5.5.

Darüber hinausgehende Wasserstände führen innerhalb der Nachweisformate „Versagen infolge Querkraft“ und „Betondruckversagen“ zu größeren Quotienten der Standardabweichungen, was sich selbstverständlich auch auf die Abweichungen vom Zielzuverlässigkeitsindex auswirkt. Unabhängig vom Nachweisformat hat die Grundwasserstandhöhe ( $h_{w,1}$ ) bei Wasserständen von über 6 m oberhalb der Wandaufstandsfläche den größten Einfluss auf die Bauteilzuverlässigkeit, vgl. exemplarisch Bild 9.25 und 9.26. Um etwaige Zuverlässigkeitsdefizite zu vermeiden, wird zur Bestimmung des Teilsicherheitsbeiwertes für die Wasserstandhöhe bei mittleren Wasserständen von über 6 m die Verwendung des Wichtungsfaktors  $\alpha_E = -0,9$  empfohlen, der auf Basis der Berechnungsergebnisse der probabilistischen Parameterstudien, vgl. Bild 9.25 und 9.26, abgeleitet wurde und zu höheren Teilsicherheitsbeiwerten führt.

Die Erhöhung des Wichtungsfaktors führt an dieser Stelle über den erhöhten Teilsicherheitsbeiwert zu einer Zunahme der Bauteilzuverlässigkeit. Auf eine Anpassung der Sensitivitätsfaktoren bzw. Teilsicherheitsbeiwerte auf der Widerstandsseite an die Ergebnisse der Sensitivitätsanalyse wird aus Gründen der Vereinfachung verzichtet, woraus Zuverlässigkeitsreserven resultieren. Im Allgemeinen wird diese Vorgehensweise empfohlen, wenn das Verhältnis Grundwasserstand / Wandaufstandsfläche einen Kennwert von 1,0 übersteigt.

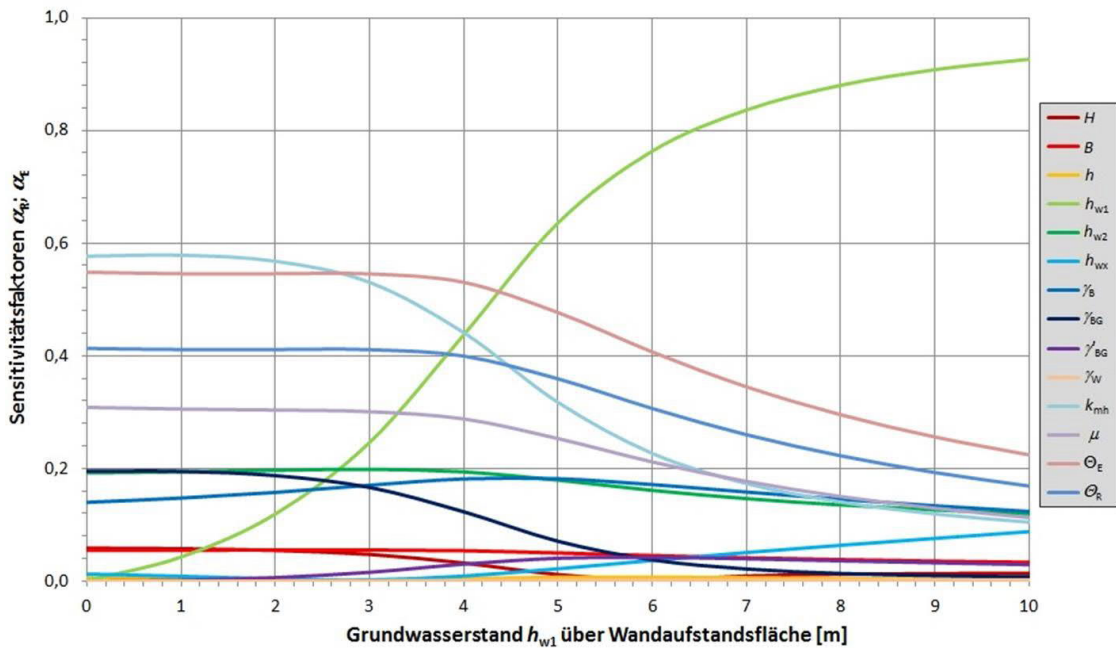


Bild 9.25: Sensitivitätsfaktoren (Beträge) „Gleiten in der Arbeitsfuge“,  $\mu = 0,7$  - Betriebszustand

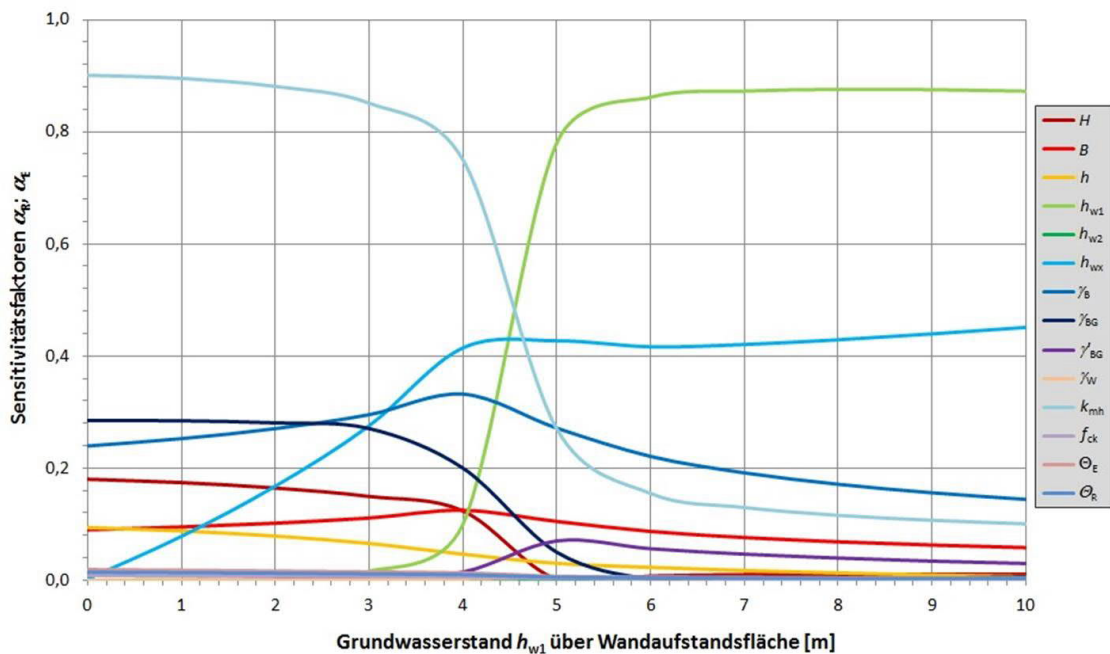


Bild 9.26: Sensitivitätsfaktoren (Beträge) „Betondruckversagen“,  $f_{ck} = 12 \text{ N/mm}^2$  - Revisionszus.

Grundsätzlich können alle Teilsicherheitsbeiwerte unter Berücksichtigung der ausgewiesenen Sensitivitätsfaktoren abgeleitet werden. Dies entspricht einer probabilistischen Vorgehensweise und hätte für jedes Nachweisformat sowie bei geringen Änderungen der Basisvariablen andere Teilsicherheitsbeiwerte zur Folge.

Nach Auffassung des Verfassers ist diese Vorgehensweise im Allgemeinen nicht zielführend und dem projektspezifischen Einzelfall vorbehalten, insbesondere da den probabilistischen Berechnungen in dieser Arbeit ein stark vereinfachter, schematischer Wandquerschnitt zugrunde liegt.

## 10 Fazit

### 10.1 Zusammenfassung

Zur wirtschaftlichen Bewertung bestehender Tragwerke wird in der vorliegenden Arbeit ein modifiziertes Nachweiskonzept auf semiprobabilistischer Basis erarbeitet, das auf den Festlegungen in [DIN EN 1990:2010-12] basiert, sich in wesentlichen Punkten jedoch konzeptionell davon unterscheidet.

Ursächlich hierfür ist in erster Linie, dass im zur Errichtung von Tragwerken konzipierten Bemessungskonzept alle Parameter zunächst angenommen und im Rahmen der Ausführung eingehalten bzw. bestätigt werden müssen (Konformitätsprüfung), während bei der Bewertung bestehender Tragwerke tatsächlich am Bauteil ermittelte Kennwerte innerhalb der Nachweisgleichungen Berücksichtigung finden können und sollen.

Dieser Aspekt hat für eine zugeschrärfte Betrachtung weitreichende Konsequenzen hinsichtlich der im Nachweiskonzept implementierten Zuverlässigkeitselemente, was neben der Errichtung von Neubauten einen eigenständigen Anwendungsbereich mit spezifischen Regelungen für das Bauen im Bestand nahelegt. Zur Herleitung des angepassten Nachweiskonzeptes werden in einem ersten Schritt die zentralen Begriffe und Grundlagen der Zuverlässigkeitstheorie im Bauwesen erläutert. Die Kenntnis der mathematischen Beziehungen ist erforderlich, um die Funktionsweise des Konzeptes zu verstehen und darüber hinaus dessen Leistungsfähigkeit sowie Anwendungsgrenzen beurteilen bzw. abschätzen zu können.

Bevor die zuverlässigkeitstheoretischen Inhalte des Eurocodes aufgeführt werden, wird die geschichtliche Entwicklung des den Stahlbetonbau betreffenden Nachweis- und Zuverlässigkeitskonzeptes dargestellt. Hierbei wird deutlich, dass im Vergleich zur klassischen Zuverlässigkeitstheorie mehrere Vereinfachungen enthalten sind, die nicht wahrscheinlichkeitstheoretisch nachrechenbar, aus Gründen der Anwendbarkeit in der täglichen Praxis aber unverzichtbar sind.

Obwohl das Zuverlässigkeitskonzept der Eurocodes auf wahrscheinlichkeitstheoretischen Grundsätzen basiert, wurden dessen Zuverlässigkeitselemente in erster Linie anhand deterministischer Berechnungsergebnisse vorangegangener Nachweiskonzepte kalibriert. Aufgrund der im Lauf der Zeit gestiegenen Erfahrung im Umgang mit der Bauweise und der Verwendung neuer Bemessungsansätze weisen die alten Nachweiskonzepte im Vergleich zum aktuellen Bemessungskonzept (Eurocodes) in der Regel nur Zuverlässigkeitsreserven für biegebeanspruchte Bauteile auf. Querkraftbeanspruchte Bauteile wurden in der Vergangenheit auf der Basis abweichender Ingenieurmodelle bemessen, die nach heute gültigen Regelwerken Zuverlässigkeitsdefizite zur Folge haben können.

Nach der Vorstellung von normativen Zusatzregelungen zur Bemessung und Konstruktion von massiven Wasserbauwerken werden Normen, Richtlinien und Merkblätter vorgestellt, die bemessungsrelevante Inhalte zum Bauen im Bestand enthalten. Auch diese Zusammenstellung verdeutlicht, dass zur Bewertung bestehender Tragwerke Anpassungen innerhalb des aktuellen Nachweiskonzeptes erforderlich sind.

In der Regel handelt es sich hierbei um pragmatische Anpassungen, die nicht auf einer Wahrscheinlichkeitstheoretischen Berechnung basieren. Trotzdem bringen sie die Erfordernis eines eigenständigen Bewertungskonzeptes für bestehende Tragwerke zum Ausdruck, das sich im Vergleich zur Neubausituation durch den im Bestandsfall vorhandenen Informationsgewinn auszeichnet. Mit solch einem Informationsgewinn werden die innerhalb der Dokumente getroffenen Anpassungen auch gerechtfertigt, ohne die bestehenden Zusammenhänge Wahrscheinlichkeitstheoretisch konsequent umzusetzen. Operativ betrachtet hat dies in der Praxis unterschiedliche Zuverlässigkeitsniveaus zur Folge.

Innerhalb der Festlegungen des Eurocodes [DIN EN 1990:2010-12] werden anschließend verschiedene Ansätze zur Modifikation von Zuverlässigkeitselementen aufgezeigt. Hierbei handelt es sich sowohl um Anpassungen hinsichtlich des Zielzuverlässigkeitsindex als auch um Vorgehensweisen zur Ableitung modifizierter Teilsicherheitsbeiwerte. Es wird gezeigt, dass die tatsächliche Bauteilzuverlässigkeit in erster Linie durch menschliche Fehler beeinflusst wird, die sich insbesondere im Stahlbetonbau vorwiegend innerhalb der ersten fünf Nutzungsjahre auswirken. Somit weisen Stahlbetontragwerken mit einer darüber hinausgehenden Nutzungsdauer eine vergleichsweise erhöhte rechnerische Zuverlässigkeit auf.

Sieht man von Ermüdungserscheinungen ab, kann auf Basis der Inhalte von [DIN EN 1990:2010-12] Tragwerken mit zunehmendem Alter weiterhin eine erhöhte Zuverlässigkeit attestiert werden, da sich die Eintrittswahrscheinlichkeit extremer Einwirkungen innerhalb der noch verbleibenden Nutzungsdauer reduziert und Alterungsprozesse Wahrscheinlichkeitstheoretisch nicht erfasst werden. Voraussetzung hierfür ist allerdings die ordnungsgemäße Instandhaltung eines Tragwerkes, d. h. dass Bauwerksbeeinträchtigungen im Rahmen von Instandhaltungsmaßnahmen umgehend beseitigt werden.

Zur Bewertung bestehender Tragwerke wird letztendlich ein Konzept vorgeschlagen, das reduzierte Zielzuverlässigkeitsindizes in Abhängigkeit von der Restnutzungsdauer beinhaltet. Hierbei wird davon ausgegangen, dass der bauaufsichtlich geforderte Zielzuverlässigkeitsbeiwert ( $\beta = 3,8$ ) innerhalb der Gesamtnutzungsdauer eines Tragwerkes im Mittel eingehalten wird. Die erhöhte Versagenswahrscheinlichkeit innerhalb der Restnutzungsdauer wird durch den zu Beginn der Nutzungsdauer vorhandenen Zuverlässigkeitsüberschuss kompensiert. Die jährliche Versagenswahrscheinlichkeit wird hiervon nicht beeinflusst, was eine wichtige bauaufsichtliche Forderung darstellt. Da bei diesem Konzept neben dem reduzierten Zielzuverlässigkeitsindex keine weiteren Basisvariablen aktualisiert werden dürfen, handelt es sich um ein kostengünstiges Bewertungsverfahren mit geringem Untersuchungsaufwand am Tragwerk. Dementsprechend gering sind jedoch auch die Möglichkeiten zur Aktivierung von Zuverlässigkeitsreserven und es ist sicherzustellen, dass die der Nachrechnung zugrunde liegende Restnutzungsdauer nicht überschritten wird.

Darüber hinaus wird ein Nachweiskonzept mit pauschal reduziertem Zielzuverlässigkeitsindex empfohlen ( $\beta_{\text{BiB}} = 3,2$ ), wie es innerhalb [SIA 269:2011-01] in der Schweiz bereits umgesetzt wird. Auf Basis dieses Konzeptes können zusätzlich Modellunsicherheiten reduziert und die Teilsicherheitsbeiwerte an die am Tragwerk tatsächlich vorhandenen Materialeigenschaften angepasst werden, was ein erhebliches Maß an Bauteiluntersuchungen erfordert.

Aufgrund der hierdurch zu aktivierenden Zuverlässigkeitsreserven handelt es sich jedoch trotzdem um eine wirtschaftliche Vorgehensweise, die zur Bewertung bestehender Tragwerke im Allgemeinen empfohlen wird.

Wird die Betonfestigkeit am Tragwerk durch die Entnahme von Bohrkernen bestimmt, darf für den Werkstoff Beton zudem der Umrechnungsbeiwert  $\eta$  im Teilsicherheitsbeiwert entfallen, der unter anderem Unsicherheiten zwischen der Prüfung von Bohrkernen im Vergleich zu Laborprüfkörpern abdeckt.

Einen weiteren Schwerpunkt bildet die Beschreibung der Vorgehensweise zur Bestimmung von Basisvariablen am Tragwerk. Neben der Ermittlung von charakteristischen Materialkennwerten auf statistischer Basis wird auch eine Vorgehensweise zur Bestimmung von charakteristischen Wasserständen beschrieben, die auf dem Ansatz von 1.000-Jahreswerten basiert. Hierbei handelt es sich jedoch nur um eine grobe Abschätzung. Grundsätzlich muss der für die Bewertung maßgebende Wasserstand von einem Hydrologen unter Berücksichtigung komplexer Niederschlags- und Ablaufmodelle ermittelt und dem konstruktiven, mit der Nachrechnung betrauten, Ingenieur vorgegeben werden.

Bei der Bearbeitung von diesem Kapitel wurden Widersprüche zwischen den für die Bemessung von massiven Wasserbauwerken maßgebenden Regelwerken [DIN EN 1990:2010-12] und [DIN 19702:2013-02] offensichtlich. Während die Bestimmung charakteristischer Einwirkungskennwerte nach [DIN EN 1990:2010-12] auf 1.000-Jahreswerten basiert, liegt den Bestimmungen in [DIN 19702:2013-02] lediglich ein 100-Jahreswert zugrunde. Somit muss von den Festlegungen in [DIN 19702:2013-02] abgewichen werden, wenn das nach [DIN EN 1990:2010-12] geforderte Zuverlässigkeitsniveau erreicht werden soll.

Das Herzstück des neuen Konzeptes zur realitätsnahen Bewertung bestehender Tragwerke stellen modifizierte Teilsicherheitsbeiwerte auf der Einwirkungs- und Widerstandsseite dar, die vor dem Hintergrund abgeleitet werden, den tatsächlichen Tragwerkszustand berücksichtigen zu können. Aus diesem Grund werden die modifizierten Teilsicherheitsbeiwerte in Abhängigkeit vom Variationskoeffizienten ausgewiesen. Bei der Ermittlung der Teilsicherheitsbeiwerte werden weiterhin angepasste Modellunsicherheitsfaktoren und reduzierte Zielzuverlässigkeitsindizes, auch in Abhängigkeit von der Restnutzungsdauer, berücksichtigt.

In einem letzten Schritt erfolgt eine probabilistische Betrachtung der zur Bewertung bestehender Wasserbauwerke aus Beton maßgebenden Nachweisformate zur Verifizierung der zuvor ausgewiesenen Teilsicherheitsbeiwerte und zur Abschätzung der innerhalb der alten Konstruktionsweise implementierten Bauteilzuverlässigkeit. Hierbei wird deutlich, dass früher übliche Konstruktionsregeln zu einer vergleichbaren Bauteilzuverlässigkeit führen, wie sie auch nach heutigen Bestimmungen maßgebend sind. Weiterhin kann gezeigt werden, dass auch die in dieser Arbeit ausgewiesenen Teilsicherheitsbeiwerte dem Format nach (qualitativ) den Festlegungen des Eurocodes entsprechen.

Um möglichen Zuverlässigkeitsdefiziten infolge erhöhter Grundwasserstände am Tragwerk zu begegnen, werden auf Basis der probabilistischen Parameterstudien zusätzlich erhöhte Teilsicherheitsbeiwerte für die Wasserstandhöhe ausgewiesen, die bei einem Verhältnis von Wasserstandhöhe / Bauteilbreite  $> 1,0$  zu verwenden sind.

Aufbauend auf dem in den Eurocodes implementierten semiprobabilistischen Zuverlässigkeitskonzept [DIN EN 1990:2010-12] zur Bemessung von Neubauten werden nachfolgend die zur Bewertung bestehender Tragwerke erforderlichen Anpassungen zusammengestellt, die vor dem Hintergrund erarbeitet wurden, dass zuverlässigkeits-theoretische Zusammenhänge nicht vollständig ausgereizt werden und baupraktische Aspekte an Bedeutung gewinnen.

**Tab. 10.1:** Zuverlässigkeitskonzept zur Bestandsbewertung – Übersicht der Randbedingungen

Anwendungsbereich		Neubau [DIN EN 1990:2010-12]	Bauen im Bestand in Anlehnung an [DIN EN 1990:2010-12]
allgemein	Bereitstellung eines	<i>Bemessungskonzeptes</i>	<i>Bewertungskonzeptes</i>
	Grundlage	fiktives Konzept – alle Kennwerte werden im Rahmen der Bemessung angenommen	wirklichkeitsbasiertes Konzept – alle Kennwerte können am Tragwerk bestimmt werden
	Konstruktiver Wissensstand	keine Informationen vorhanden	Informationen verfügbar (Bestandsaufnahme)
	Normative Bewehrungs- und Konstruktionsregeln	umsetzbar	in der Regel nicht vollständig erfüllt
	Unsicherheiten	vorhanden	reduziert
	Anforderungen an Tragwerksplaner	normal	erhöht
Zuverlässigkeitselemente	Zul. Versagenswahrscheinlichkeit (operativ)	$10^{-6}$ pro Jahr	$10^{-5}$ pro Jahr
	Zielzuverlässigkeitsindex	normativ	reduziert
	Nutzungsdauer	50 Jahre (normativ)	Restnutzungsdauer
	Teilsicherheitsbeiwerte	normativ festgelegt	variabel, in Abhängigkeit vom: <ul style="list-style-type: none"> <li>• Zielzuverlässigkeitsindex</li> <li>• Variationskoeffizient</li> <li>• Unsicherheitsfaktoren</li> </ul>
	Einwirkungen infolge Wasser	Teilsicherheitsbeiwert auf Wasserdruck	Teilsicherheitsbeiwert auf Wasserstandhöhe
Basisvariablen	Einwirkungskennwerte	Annahme auf Basis einschlägiger Regelwerke	tatsächliche Kennwerte, ggf. reduzierte Bezugszeiträume
	Materialkennwerte	Annahme von Werkstoffklassen	tatsächlich am Tragwerk ermittelte Kennwerte
	geom. Abmessungen	Annahme unter Berücksichtigung von Maßtoleranzen	tatsächlich am Tragwerk ermittelte Größen
Rechenkonzept	Einwirkungssituation	unverändert auf Basis von [DIN EN 1990:2010-12]	
	Kombinationsbeiwerte		
	Nachweisformate	unverändert auf Basis von [DIN EN 1992-1-1:2011-01]	
	Konstruktionsregeln	auf Basis von [DIN EN 1992-1-1:2011-01]	in der Regel sind Anpassungen erforderlich
	Bewehrungsregeln		



## 10.2 Probabilistische Berechnungsmethoden im Bauwesen

Auch innerhalb der vorliegenden Arbeit werden die grundsätzlichen Defizite probabilistischer Querschnittsanalysen im Bauwesen deutlich, die konzeptionell zu begründen sind. Weitere Ausarbeitungen zur Thematik, exemplarisch [Fischer - 2010], [Braml - 2010], [Böckmann - 2012], lassen eine vergleichbare Bewertung zu.

Probabilistische Berechnungsverfahren reagieren sehr empfindlich auf Streuungen der eingehenden Basisvariablen, d. h. kleine Abweichungen innerhalb der Eingangskenngrößen können große Abweichungen im Ergebnis nach sich ziehen, vgl. exemplarisch [Fischer - 2010], [Braml / Morgen - 2014].

Vor dem Hintergrund der in der Regel unzureichenden Stichprobenanzahl zur Ermittlung von Materialkennwerten oder nur unter erheblichem Aufwand zu bestimmenden Basisvariablen wie z. B. Querschnittsabmessungen oder Einwirkungskenngrößen, sind die Ergebnisse probabilistischer Berechnungen in manchen Fällen nur als Schätzwerte zu verstehen. Ursächlich hierfür ist, dass die statistischen Eigenschaften der Basisvariablen aufgrund der angesprochenen Problematik mit großen Unsicherheitsfaktoren belastet sind, die eine genaue wahrscheinlichkeitstheoretische Bewertung nicht zulassen bzw. eine Scheingenauigkeit zur Folge haben.

Dieser Aspekt kommt insbesondere bei der Bestandsbewertung zur Geltung und ist im Neubaufall bzw. im Rahmen von normativen Parameterstudien weniger von Bedeutung. Ursächlich hierfür ist, dass im Neubaufall ohnehin mit fiktiven Kennwerten (Berechnungsannahmen) gearbeitet wird, die nicht die gleichen Unsicherheiten aufweisen wie am Bestandstragwerk tatsächlich ermittelte Kennwerte.

Weiterhin haben die Modellunsicherheitsfaktoren  $\Theta_E$  und  $\Theta_R$ , die auf Literaturangaben basieren (vgl. Kapitel 9.3.1) und nicht innerhalb von z. B. Bauteilversuchen verifiziert werden können, oftmals einen großen Einfluss auf das Berechnungsergebnis, vgl. Kapitel 9.3.2.1. Es stellt sich die Frage, inwieweit ein Berechnungsergebnis, das zu einem Großteil von nicht zu verifizierenden, fiktiven Annahmen beeinflusst wird, eine realitätsnahe Tragwerksbewertung ermöglichen kann. Insbesondere sind Parameterstudien, die den Einfluss der Modellunsicherheitsfaktoren in einer Größenordnung wie offensichtlich maßgebende Basisvariablen zum Ergebnis haben, nach Auffassung des Verfassers kritisch zu betrachten.

Erschwerend wirkt sich zudem aus, dass es sich bei einem Berechnungsergebnis in Form der Versagenswahrscheinlichkeit um eine abstrakte Größe handelt, die außerhalb probabilistischer Rechenverfahren nicht plausibilisiert werden kann und auch am Tragwerk nicht nachzuvollziehen ist.

Grundsätzlich eignen sich probabilistische Methoden gut für Vergleichsberechnungen, in deren Rahmen die Wirkung unterschiedlicher Konzepte auf die Bauteilzuverlässigkeit untersucht werden soll. Somit können sie zu qualitativen Bewertungen herangezogen werden, während deren Verwendung für quantitative Bewertungen wie z. B. der Angabe einer tatsächlichen Versagenswahrscheinlichkeit nur eingeschränkt möglich ist. Nach Auffassung des Verfassers verhindert in erster Linie die in der Regel unzureichende Beschaffenheit der zur Verfügung stehenden Basisvariablen die zutreffende Nachrechnung bzw. Bewertung eines Tragwerks.

Probabilistische Berechnungsmethoden können im Bauwesen einen wertvollen Beitrag zur Ermittlung der maßgebenden Basisvariablen eines Nachweisformates leisten, da diese im Rahmen einer Sensitivitätsanalyse identifiziert werden. Hierbei handelt es sich um eine qualitative Auswertung, die wesentlich unempfindlicher auf Schwankungen der eingehenden Basisvariablen reagiert, als die quantitative Bewertung der Tragwerkszuverlässigkeit über den Zuverlässigkeitsindex. Somit besteht auf Basis solcher Querschnittsanalysen die Möglichkeit, Bauteiluntersuchungen auf Basisvariablen zu konzentrieren, die einen großen Einfluss auf die Tragwerkszuverlässigkeit haben, wodurch eine qualifizierte Bestandsaufnahme in wirtschaftlicher Hinsicht optimiert werden kann, siehe auch [Braml / Morgen - 2014].

Für die vorliegende Parameterstudie folgt hieraus, das Hauptaugenmerk und somit den Schwerpunkt der Bestandsaufnahme auf die Erfassung der Grundwasserstandhöhe sowie Bodenkennwerte zu konzentrieren und unter der Voraussetzung der Schadensfreiheit der Konstruktion, die Bestimmung der Betonfestigkeit und geometrischen Abmessungen nur nachgeordnet zu betrachten.

Im Allgemeinen können probabilistische Bewertungsmethoden im Bauwesen immer dann sinnvoll eingesetzt werden, wenn unterschiedliche Konzepte oder Materialien etc. hinsichtlich ihrer Auswirkungen auf die Bauteilzuverlässigkeit in qualitativer Hinsicht bewertet werden sollen oder es um die Bestimmung von Einflussfaktoren in wahrscheinlichkeitstheoretischer Hinsicht geht. Grundsätzlich besteht hierbei die Möglichkeit, stark vereinfachte Systemquerschnitte innerhalb der Grenzzustandsgleichungen zu verwenden, was die Anwendung des komplizierten Rechenverfahrens erleichtert.

Ein weiteres Anwendungsgebiet stellen z. B. normative Vergleichsberechnungen dar, wie sie im Rahmen der Bestandsbewertung zur Modifikation von Teilsicherheitsbeiwerten von [Fischer - 2010] durchgeführt wurden oder innerhalb von [DBV-Heft 24 - 2014] zu finden sind. Hier wird die Verwendung der probabilistischen Rechenmethoden durch den an sich theoretischen Ansatz der Arbeit ermöglicht und durch die Verwendung von Kennwerten aus der Literatur begünstigt.

Wie schon erwähnt, ist die Ermittlung der tatsächlichen Versagenswahrscheinlichkeit von Tragwerken auf der Basis von probabilistischen Berechnungsmethoden mit einem sehr großen Aufwand bei der Bestimmung der Basisvariablen und Festlegung der Nachweisformate verbunden, weshalb die Vorgehensweise nicht im Allgemeinen anwendbar ist und dem Einzelfall vorbehalten bleibt. Solche speziellen Anwendungsfälle können z. B. bedeutende Tragwerke sein, deren positive Bewertung von großem wirtschaftlichen bzw. kulturellen Interesse ist.

Die im Rahmen dieser Arbeit erzielten probabilistischen Berechnungsergebnisse sind vor dem Hintergrund eines stark vereinfachten, schematischen Querschnittes zu sehen. Deshalb und aufgrund des Ansatzes des Quotienten ( $\sigma_E / \sigma_R$ ) können sie nur zur prinzipiellen Verifizierung von Teilsicherheitsbeiwerten herangezogen werden.

Weiterhin ist die Bestimmung der tatsächlichen Tragwerkszuverlässigkeit alter Wasserbauwerke auf Basis der vorliegenden Ergebnisse nicht möglich, da reale Bauteilquerschnitte in der Regel eine wesentlich kompliziertere Geometrie aufweisen, was sich günstig auf den Lastabtrag und somit auch auf die Tragwerkszuverlässigkeit auswirkt.

### 10.3 Ausblick

Zur Bewertung bestehender Wasserbauwerke wurde im Rahmen der vorliegenden Arbeit ein modifiziertes Nachweiskonzept erarbeitet, das auf den Inhalten von [DIN EN 1990:2010-12] beruht, sich jedoch konzeptionell vom bisher üblichen Eurocode-Konzept unterscheidet und trotz einer Vielzahl von praktischen Gesichtspunkten rein theoretisch abgeleitet wurde.

Aus diesem Grund ist die Anwendbarkeit der modifizierten Vorgehensweise innerhalb von Pilotvorhaben zu überprüfen. Bei der praktischen Anwendung des Konzeptes wird sich zeigen, ob die innerhalb des Zuverlässigkeitskonzeptes getroffenen Anpassungen zur realitätsnahen Bewertung bestehender Tragwerke ausreichen oder ob darüber hinaus zusätzliche Modifikationen innerhalb der einzelnen Nachweisformate erforderlich werden. Auf theoretischer Basis ist solch eine Einschätzung nicht möglich.

Sollte sich die Anwendbarkeit des modifizierten Bewertungskonzeptes in der Praxis bestätigen, ist naheliegend, das zur Nachrechnung bestehender Wasserbauwerke hergeleitete Konzept an die Randbedingungen des allgemeinen Hoch- und Ingenieurbaus anzupassen. Anschließend ist dessen Inhalt in die entsprechenden europäischen Normungsgremien zu transportieren und zu verteidigen. Hierfür gibt es bereits vielversprechende Ansätze.

Obwohl die Betondruckfestigkeit in vielen Fällen als maßgebende Kenngröße des Werkstoffes innerhalb der Bemessungsgleichungen [DIN EN 1992-1-1:2011-01] verwendet wird, erfolgt das Versagen häufig infolge der Überschreitung der Betonzugfestigkeit. Innerhalb der Nachweisformate wird dieser nichtlineare Zusammenhang über empirisch ermittelte Korrekturfaktoren berücksichtigt. Im Vergleich zur Bemessung von Neubauten entstehen Abweichungen, wenn neben empirisch ermittelten Korrekturfaktoren die Betondruckfestigkeit und der dazugehörige Teilsicherheitsbeiwert innerhalb eines Nachweisformates getrennt berücksichtigt werden, wie z. B. bei der Querkraftbemessung.

Innerhalb zukünftiger Forschungsvorhaben ist zu klären, inwieweit hieraus resultierende Abweichungen einen Einfluss auf die Bauteilzuverlässigkeit haben bzw. ob dieser noch in einem akzeptablen Bereich liegt. Sollte dies nicht der Fall sein, besteht die Möglichkeit, das entstandene Zuverlässigkeitsdefizit mittels bestimmter Korrekturfaktoren auszugleichen. Für die Bestandsbewertung hätte dies neben angepassten Zuverlässigkeitselementen auch spezifische Nachweisformate zur Folge.

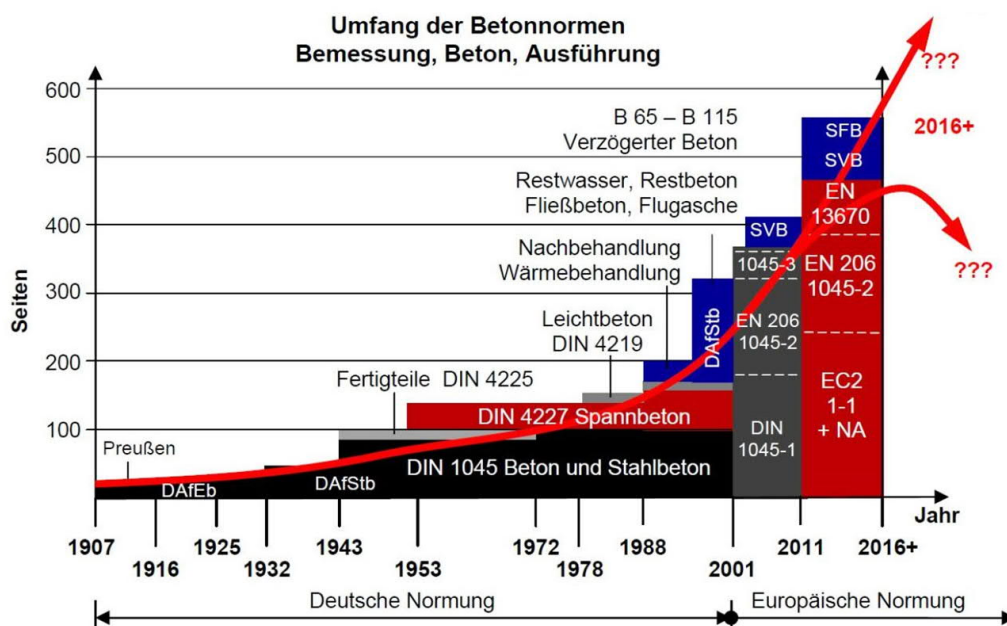
Neben den aufgeführten bemessungsrelevanten Aspekten besteht weiterer Forschungsbedarf hinsichtlich der Bestimmung von charakteristischen Kennwerten veränderlicher Einwirkungen (insbesondere Wasserstandhöhen). Die zwischen den für massive Wasserbauwerke bemessungsrelevanten Normen [DIN EN 1990:2010-12] und [DIN 19702:2013-02] diesbezüglichen festgestellten Abweichungen müssen aufgearbeitet und angeglichen werden.

Weiterhin wurde bisher noch keine Verteilungsfunktion gefunden, an die sich beobachtete Wasserstände anpassen lassen. Kann solch eine Verteilungsfunktion bestimmt werden, stellt sich die Frage, welche Sicherheitselemente davon abgeleitet werden können. Neben der Verwendung von Teilsicherheitsbeiwerten kommen hierzu möglicherweise auch additive Größen in Frage.

### 10.4 Bauen im Bestand – Warum alles anders ist !

Mit zunehmend älter werdender Bausubstanz verlagert sich der Schwerpunkt der Tätigkeiten im Bauwesen von der Errichtung von Neubauten zum Bauen im Bestand. Für alle am Bau Beteiligten resultieren hieraus neue Aufgabengebiete und Problemstellungen, die spezifische Lösungen erfordern und teilweise erheblich vom aktuellen Bauordnungsrecht abweichen. Normative Regelungen befinden sich derzeit erst in der Erstellungsphase, sodass die zur Errichtung von Neubauten konzipierten Regelwerke nach bauaufsichtlicher Vorgabe derzeit auch zur Bestandsbewertung herangezogen werden müssen.

Die darin implementierten Nachweisgleichungen und konstruktiven Vorgaben wurden und werden vor dem Hintergrund der Errichtung von Neubauten auf Basis zunehmender Erfahrung infolge wissenschaftlicher und praktischer Tätigkeit stets weiterentwickelt. Die Entwicklung neuer Materialien und Konstruktionsweisen im Beton- und Stahlbetonbau macht ebenfalls eine Fortschreibung des Regelwerkes erforderlich, dessen Umfang sich auch aus diesem Grund seit Einführung der ersten normativen Regelungen im Jahr 1907 auf mehr als das 20-fache vervielfacht hat, vgl. Bild 10.1.



**Bild 10.1:** Normenentwicklung im Beton- und Stahlbetonbau [Fingerloos - 2010]

Vergleichbar zu normativen Ergänzungen infolge neuer Konstruktionsweisen und Baustoffe (z. B. Fertigteile, Leichtbeton etc.) muss infolge der älter werdenden Bausubstanz auch für das Bauen im Bestand ein Regelungsbereich geschaffen werden. Auf europäischer Ebene wird aus diesem Grund an eigenständigen Anhängen zu Eurocode 0 und Eurocode 2 gearbeitet, welche die für das Bauen im Bestand erforderlichen Anpassungen beinhalten und auf den grundlegenden Regelungen in EN 1990 und EN 1992-1-1 aufbauen.

Aufgrund der erheblichen und konzeptionellen Unterschiede zwischen Neubau und Bauen im Bestand bietet sich zudem auch eine sprachliche Unterscheidung der beiden Tätigkeitsbereiche an. Während man bei Neubauten von deren Bemessung spricht, werden Bestandstragwerke bewertet bzw. nachgerechnet.

Nachfolgend werden Aspekte aufgeführt, die das Bauen im Bestand von der Errichtung von Neubauten grundsätzlich unterscheidet:

- Neu zu errichtende Tragwerke müssen ausnahmslos dem aktuell geltenden Bauordnungsrecht entsprechen. Bestehende Tragwerke können dagegen abweichend vom geltenden Recht unter Wahrung des Bestandsschutzes unterhalten, instand gehalten und instand gesetzt werden, solange die Standsicherheit der baulichen Anlage nicht gefährdet wird [Betonkalender - 2015].
- Für die Übereinstimmung eines Neubaus mit dem aktuell geltenden Bauordnungsrecht sind Planer, Tragwerksplaner und Bauausführende verantwortlich, während der Bauherr vereinfacht ausgedrückt das Baugrundrisiko trägt. Beim Bauen im Bestand liegt das Risiko der unbekanntes Bausubstanz zunächst beim Bauherrn. Haftungsrisiken können durch kostenintensive Bauwerksuntersuchungen reduziert werden, weshalb Planer und Bauausführende einer Vielzahl von Hinweispflichten nachkommen müssen [DBV-Heft 17 - 2009].
- Bei der Errichtung von Neubauten werden grundsätzlich alle relevanten Bauteileigenschaften (Einwirkungen, Materialkennwerte, Bauteil- und Querschnittsabmessungen) im Rahmen der Bemessung zunächst angenommen. Die fertiggestellten Bauteile sind anschließend unter Berücksichtigung von Toleranzen auf Übereinstimmung mit den Planvorgaben und Berechnungsunterlagen zu überprüfen. Beim Bauen im Bestand kann dagegen mit den am Tragwerk tatsächlich vorhandenen Parametern gearbeitet werden.
- Bemessungsregeln und konstruktive Ausführungsdetails werden im Neubaufall normativ vorgegeben und deren Umsetzung wird während der Bauausführung überwacht. Auf Basis des „Vier-Augen-Prinzips“ sollen vorhandene Abweichungen und Fehler erkannt und ausgeschlossen werden.
- Im aktuellen Zuverlässigkeitskonzept werden für die unvermeidbaren Abweichungen vom Soll (Maßtoleranzen) und die natürliche Streuungen von Einwirkungs- und Widerstandskennwerten Unsicherheitsfaktoren vorgesehen, die für die gewünschte Bauteilzuverlässigkeit sorgen. Die Absolutwerte der Unsicherheitsfaktoren werden hierbei normativ vorgegeben.
- Bei Bestandsbauteilen ist regelmäßig mit von den aktuellen Bewehrungs- und Konstruktionsregeln abweichenden Konstruktionsweisen zu rechnen, deren Ursache auf normative Vorgaben im zum Zeitpunkt der Bauausführung maßgebenden Regelwerk aber auch auf mangelnde Sorgfalt bei der Bauausführung zurückgeführt werden können. Insbesondere letzteres kann schwerwiegende Zuverlässigkeitsdefizite zur Folge haben.
- Historischen Regelwerke können aus heutiger Sicht auch unsichere Konstruktionsregeln enthalten haben, weshalb der Tragwerksplaner über das zur Erstellung von Neubauten übliche Maß hinaus gefordert wird [Stauder et al. - 2012]. Wertvolle Hinweise zur konstruktiven Durchbildung der Bauteile können den historischen Regelwerken und dazugehörigen Kommentaren entnommen werden, allerdings ist deren ordnungsgemäße Umsetzung immer am Tragwerk zu überprüfen.

- Der Werkstoff Beton wird im zur Errichtung von Neubauten maßgebenden Regelwerk [DIN EN 1992-1-1:2011-01], [DIN EN 206-1:2001-07] in Betonfestigkeitsklassen eingeteilt, die innerhalb einer Konformitätsprüfung bei der Bauausführung entsprechend den Annahmen der Tragwerksplanung zu bestätigen sind. Dies erfolgt in der Regel im Rahmen der Qualitätssicherung beim Betoneinbau über den Nachweis einer Mindestfestigkeit anhand hergestellter Betonprüfkörper und in Ausnahmefällen am fertiggestellten Bauteil auf Basis zerstörungsfreier (z. B. Rückprallhammer) oder zerstörender (z. B. Bohrkernentnahme) Prüfverfahren. Hierbei sind die Qualitätsanforderungen an den Beton sowie dessen Zusammensetzung und Eigenschaften bekannt und müssen lediglich bestätigt werden.
- Beim Bauen im Bestand werden die Werkstoffkennwerte grundsätzlich auf der Basis einer Beprobung (Bohrkernentnahme) und anschließenden Materialuntersuchungen im Baustofflabor bestimmt. Hierbei liegen in den meisten Fällen keine Informationen über die Betonzusammensetzung und -eigenschaften vor, die im Vergleich zur Neubausituation (Konformitätsprüfung) bestätigt werden könnten. Stattdessen ist der charakteristische Kennwert für das 5 %-Quantil der Grundgesamtheit als statistischer Schätzwert der Stichprobe im Rahmen der Bauteiluntersuchung zu bestimmen, was insbesondere bei geringen Stichprobenumfängen mit erheblichen statistischen Unsicherheiten behaftet ist.
- Prüfergebnisse von Bauwerksbeton (vgl. Bild 10.2 → Bohrkern) weisen aufgrund der angeschnittenen Gesteinskörnung in der Mantelfläche und in der Regel stark wechselnden Herstellbedingungen eine geringere Festigkeit auf als normativ hergestellte Betonprüfkörper (vgl. Bild 10.3 → Normzylinder), was normativ innerhalb von [DIN EN 13791:2008-05] mit einem Faktor von 0,85 berücksichtigt wird.



**Bild 10.2:** Betonbohrkern



**Bild 10.3:** Normprobekörper: Zylinder

- Wird die Betonfestigkeit am Tragwerk bestimmt, darf auf die Festlegung einer Betonfestigkeitsklasse nach [DIN EN 206-1:2001-07] verzichtet werden. Stattdessen wird zur Bestimmung des Bemessungswertes empfohlen, die tatsächlich vorhandene Ist-Festigkeit zu verwenden. Weiterhin darf der Teilsicherheitsbeiwert  $\gamma_c$  um den Umrechnungsbeiwert  $\eta = 1,15$  reduziert werden. Diese Vorgehensweise wird im Zusammenhang mit Betonfertigteilen auch innerhalb von [DIN EN 1992-1-1:2011-01] aufgeführt.

Anhand der Auflistung wird deutlich, dass der grundsätzliche Unterschied zwischen Neubau und Bauen im Bestand aus dem vorliegenden Informationsgehalt über ein Tragwerk resultiert, was mit den beiden nachfolgenden Bildern beispielhaft veranschaulicht werden soll. Während im Neubaufall keine Tragwerksinformationen vorliegen (Bild 10.4), können im Bestandsfall detaillierte Informationen im Rahmen einer qualifizierten Bestandsanalyse am Tragwerk (Bild 10.5) gewonnen werden.



**Bild 10.4:** Baufeld zur Errichtung eines Neubaus



**Bild 10.5:** Bestandstragwerk

Hieraus folgt für das Zuverlässigkeitskonzept:

- Das aktuelle Zuverlässigkeitskonzept [DIN EN 1990:2010-12] wurde zur Erstellung von Neubauten konzipiert und berücksichtigt unter Zuhilfenahme von Unsicherheitsfaktoren, dass alle späteren Bauteilparameter im Voraus unbekannt sind sowie natürlichen Streuungen unterliegen. Bei bestehenden Tragwerken können dagegen grundsätzlich alle Bauteilparameter im Rahmen einer qualifizierten Bestandsaufnahme am Tragwerk einschließlich ihrer statistischen Verteilung beziffert werden, weshalb die Aufrechterhaltung der normativen Unsicherheitsfaktoren unbegründet ist. Bei der Bewertung bestehender Tragwerke führt dieser Aspekt bei Nichtbeachtung zu unwirtschaftlichen Berechnungsergebnissen bis hin zu rechnerischen Tragfähigkeitsdefiziten.
- Teilsicherheitsbeiwerte können an die am Tragwerk festgestellte statistische Verteilung der Basisvariablen angepasst werden, wenn neben den charakteristischen Kennwerten auch die Variationskoeffizienten im Rahmen einer qualifizierten Bestandsaufnahme ermittelt werden. Dies ermöglicht die Bewertung des tatsächlichen Tragwerkszustandes unter realitätsnahen Bedingungen.
- Insgesamt liegen bei der Bewertung bestehender Tragwerke Tragwerksinformationen in einem wesentlich größeren Umfang vor, als es bei der Neuerrichtung von Tragwerken der Fall ist. Diese Zusatzinformationen rechtfertigen eine Absenkung des maßgebenden Zielzuverlässigkeitsindex, da ein Großteil der implizit enthaltenen Unsicherheitsfaktoren im Bestandsfall beziffert werden kann. Eine Zunahme der tatsächlichen Versagenswahrscheinlichkeit ist hiermit nicht zu befürchten, da der Erkenntnisgewinn die Zunahme der operativen Versagenswahrscheinlichkeit kompensiert.

- Menschliche Fehler können zuverlässigkeitstheoretisch nicht erfasst werden. Eine ausreichende Bauteilzuverlässigkeit wird implizit durch eine entsprechend hoch angesetzte, zulässige Versagenswahrscheinlichkeit sichergestellt. Können menschliche Fehler ausgeschlossen werden, ist die Erhöhung der zulässigen Versagenswahrscheinlichkeit gerechtfertigt.
- Sieht man von Ermüdungsprozessen ab, werden Alterungsvorgänge im Stahlbetonbau innerhalb der Nachweisgleichungen nicht erfasst, obwohl sie die tatsächlich am Bauwerk vorliegenden Materialeigenschaften durch z. B. Nachhärtung, Mikrorissbildung, Karbonatisierung etc. beeinflussen. Bei hauptsächlich zeitabhängigen veränderlichen Einwirkungen lässt sich zeigen, dass mit kürzer werdender Nutzungsdauer (Bestandstragwerk in Nutzung) die operative Tragwerkszuverlässigkeit steigt [DBV-Heft 24 - 2014].

Hinsichtlich der Verwendung des wahrscheinlichkeitstheoretischen Zuverlässigkeitskonzeptes im Bauwesen gelten grundsätzlich nachfolgend aufgeführte Aspekte:

- Versagenswahrscheinlichkeit und Zuverlässigkeitsindex stellen lediglich operative Richtwerte dar, die nicht die wirklichen Versagensraten ausdrücken, sondern nur für die Kalibrierung von Normen und für Vergleiche des Zuverlässigkeitsniveau unterschiedlicher Tragwerke Verwendung finden [DIN EN 1990:2010-12].
- Innerhalb der Zuverlässigkeitstheorie können nur die rechnerisch erfassbaren Basisvariablen (Einwirkungen, geometrische Größen und Materialwiderstände einschließlich zugehöriger Modellunsicherheitsfaktoren und Streuungen) berücksichtigt werden. Durch menschliche Fehler verursachtes Versagen, das wesentlich im Zusammenhang mit der wirklichen Versagenshäufigkeit steht, bleibt bei der Bestimmung von Teilsicherheitsbeiwerten quantitativ unberücksichtigt [DIN EN 1990:2010-12] und wird lediglich implizit innerhalb der zulässigen Versagenswahrscheinlichkeit abgebildet.
- Sollen, wie bei der Bestandsbewertung erwünscht, Zuverlässigkeitsreserven aktiviert werden, muss der tatsächliche Tragwerkszustand auch innerhalb des Zuverlässigkeitskonzeptes Berücksichtigung finden. Wie sollen aber mathematisch nicht beschreibbare Basisvariablen wie z. B. menschliches Versagen innerhalb eines rein mathematischen Nachweiskonzeptes berücksichtigt werden?
- Die genormten Teilsicherheitsbeiwerte innerhalb von [DIN EN 1992-1-1:2011-01] basieren im Wesentlichen nicht auf probabilistischen Grundlagen und den damit verbundenen, in den informativen Anhängen B und C von [DIN EN 1990:2010-12] genannten  $\beta_{\text{Ziel}}$ -Werten, sondern vielmehr überwiegend auf empirischen Grundlagen [DIN EN 1990:2010-12], [GruSiBau - 1981].
- Das in [DIN EN 1990:2010-12] implementierte Zuverlässigkeitskonzept basiert ausschließlich auf der Gegenüberstellung von Einwirkungen und Widerständen, darüber hinausgehende Aspekte werden rechnerisch nicht erfasst.
- Modellunsicherheitsfaktoren haben innerhalb von wahrscheinlichkeitstheoretischen Berechnungen in der Regel einen großen Einfluss auf die Bauteilzuverlässigkeit. Trotzdem können diese Faktoren nicht innerhalb von Versuchen etc. kalibriert werden, sodass deren Festlegung oftmals auf der Basis von Literaturangaben erfolgt.

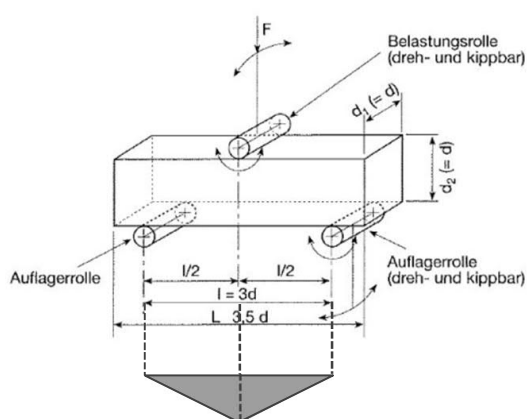


Hinsichtlich des Berechnungsergebnisses kann der Einfluss der Unsicherheitsfaktoren in einer Größenordnung mit dem Einfluss von Basisvariablen wie z. B. der Materialfestigkeit liegen. Solche Berechnungsergebnisse sind nach Auffassung des Verfassers kritisch zu bewerten.

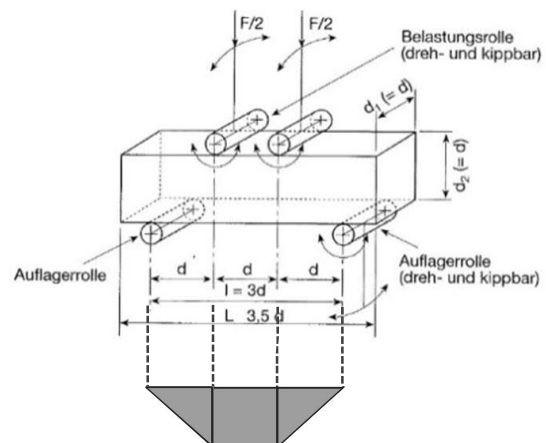
Abhilfe schafft an dieser Stelle der Verzicht auf Modellunsicherheitsfaktoren innerhalb der Grenzzustandsgleichung, was bei Anwendungen in der Praxis vereinzelt auch genutzt wird, exemplarisch [Schlegel et al. - 2014]. Aus wissenschaftlicher Sicht ist diese Vorgehensweise abzulehnen.

- Wahrscheinlichkeitstheoretisch wird die Versagenswahrscheinlichkeit eines Tragwerks auf Basis unterschiedlicher Einzelversagenswahrscheinlichkeiten innerhalb von Reihen- und Parallelsystemen bestimmt. Diese sehr komplizierte Vorgehensweise muss zur normativen Anwendung vereinfacht werden, sodass innerhalb von [DIN EN 1990:2010-12] Zielzuverlässigkeitsindex und zulässige Versagenswahrscheinlichkeit für jeden Bemessungsschnitt gelten und Tragwerksversagen als Versagen eines Bemessungsschnittes definiert wird. Theoretisch weist ein Tragwerk, zu dessen Herstellung eine Vielzahl von Bemessungsschnitten erforderlich sind, eine geringere Zuverlässigkeit auf als ein Tragwerk, zu dessen Herstellung nur wenige Bemessungsschnitte benötigt werden.
- Die Bemessung eines Bauteils findet immer im maßgebenden Bemessungsschnitt statt, der bei gleichbleibenden Querschnittskennwerten an der Stelle der maximalen Beanspruchung liegt. Unberücksichtigt bleibt hierbei die Tatsache, dass der Versagensquerschnitt nicht zwangsläufig dem Bemessungsquerschnitt entspricht, da auch die Widerstandskennwerte (Abmessungen, Materialfestigkeiten) streuen.

Zur Verdeutlichung dieses Aspektes wird als einfaches Beispiel die Bestimmung der Biegezugfestigkeit von Betonbalken aufgeführt. Dies ist durch Belastung mit einer und durch zwei Einzellasten möglich, vgl. Bild 10.6 und 10.7.



**Bild 10.6:** Biegezugversuch mit Einzellast einschließlich Momentenlinie [Zimmer et al. - 2012]



**Bild 10.7:** Zweipunkt-Biegezugversuch einschließlich Momentenlinie [Zimmer et al. - 2012]

Unter der Voraussetzung identischer Randbedingungen werden im Versuch mit einer Belastung durch zwei Einzellasten 10 bis 15 % niedrigere Festigkeitswerte erzielt.

Ursächlich hierfür ist, dass das Versagen im einen Fall an der Stelle der maximalen Momentenbeanspruchung erzwungen wird und im anderen Fall im Bereich der maximalen Momentenbeanspruchung an der Stelle des geringsten Querschnittswiderstandes erfolgt.

Die aus diesem Beispiel gewonnene Erkenntnis lässt sich auch auf die Bemessungssituation im Bauwesen übertragen. Während Nachweise nur für maximal beanspruchte Querschnitte geführt werden, kann das Bauteilversagen auch in Bereichen auftreten, die weniger beansprucht sind aber zufällig Widerstandsdefizite aufweisen. Bei der Zuverlässigkeitsbetrachtung bleibt dieser Aspekt, trotz deutlicher Auswirkungen auf die Tragfähigkeit, unberücksichtigt. Es wird deutlich, dass das Nachweiskonzept lediglich einem Modell entspricht, das mehr oder weniger relevante Vereinfachungen enthält.

Ziel dieser Darstellung ist nicht, das aktuelle Zuverlässigkeitskonzept der Eurocodes zu kritisieren oder gar ablehnen zu wollen, sondern lediglich dessen Bedeutung auf den ursprünglich geplanten Anwendungsbereich zurückzuführen.

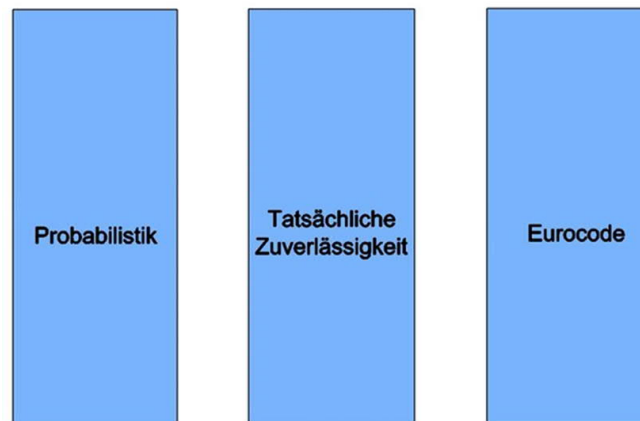
Zur Kalibrierung von Normen und zum Vergleich der Versagenswahrscheinlichkeit unterschiedlicher Bauweisen bzw. zur Sicherstellung einer weitgehend gleichmäßigen Bauteilzuverlässigkeit über alle Konstruktionsweisen wurde das aktuelle Nachweiskonzept auf wahrscheinlichkeitstheoretischer Basis entwickelt, worauf innerhalb von [DIN EN 1990:2010-12] auch explizit aufmerksam gemacht wird. Diesbezüglich bietet es gegenüber den zuvor maßgebenden deterministischen Sicherheitskonzepten erhebliche Vorteile.

Das Konzept gelangt jedoch an seine Anwendungsgrenzen, wenn die tatsächliche Versagenswahrscheinlichkeit eines Tragwerkes bestimmt werden soll. Ursächlich hierfür ist, dass sich das tatsächliche Tragwerksverhalten im Versagensfall sehr stark vom modellhaften Tragwerksverhalten unterscheidet. Dies ist zum einen auf die mathematische Komplexität und Festlegung der Basisvariablen zurückzuführen, aber auch auf die Tatsache, dass die Zuverlässigkeitsanforderungen im Wesentlichen auf bisher vorhandene technische Regelungen und deterministische Erfahrungswerte zurückgehen, die größtenteils nicht mathematisch beschreibbar sind.

Während dies im Neubaufall nur bedingt Auswirkungen hat - es wird ja ohnehin nur mit fiktiven Kennwerten gearbeitet - werden die Probleme bei der Bewertung bestehender Tragwerke offensichtlich. So bleibt letztendlich die Erkenntnis, dass die tatsächliche Wahrscheinlichkeit für Tragwerksversagen nicht auf mathematischer Basis bestimmt werden kann. Nachfolgende Darstellungen sollen diesen Sachverhalt veranschaulichen.

Im Bauwesen können zur Erfassung der Zuverlässigkeit drei unterschiedliche Konzepte veranschlagt werden, die nachfolgend symbolisch durch drei Säulen abgebildet werden, vgl. Bild 10.8. Hierbei handelt es sich um

- die wahrscheinlichkeitstheoretische Zuverlässigkeit (probabilistisch),
- die tatsächliche Tragwerkszuverlässigkeit, die mathematisch nicht beschreibbar ist, und bestenfalls im Rahmen von Probelastungen bestimmt werden kann,
- das Zuverlässigkeitskonzept der Eurocodes mit seinen baupraktischen Vereinfachungen (semi-probabilistisch).

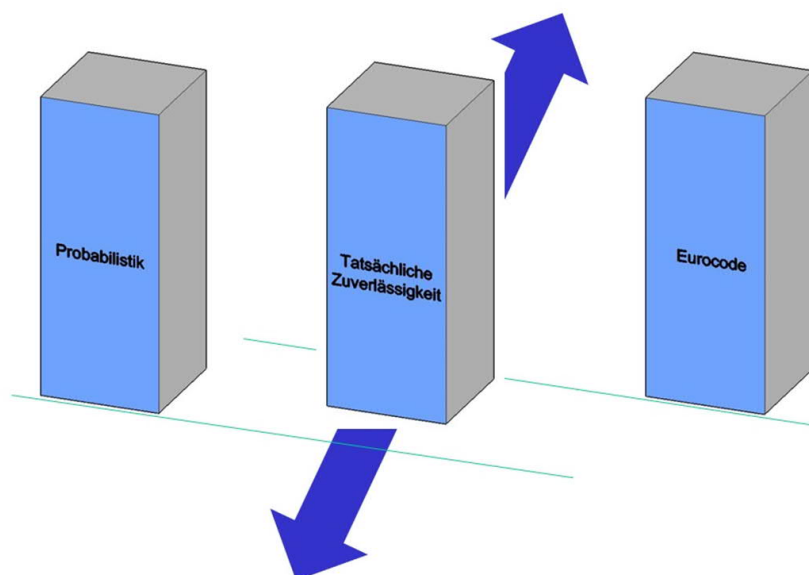


**Bild 10.8:** Säulen der Bauwerkszuverlässigkeit

Alle drei Säulen stellen einen unverzichtbaren Bestandteil bei der Bewertung der Bauteilzuverlässigkeit dar und sind Grundlage der aktuellen Bemessungsnormen im Bauwesen (Eurocodes). Während wissenschaftliche Untersuchungen schwerpunktmäßig auf probabilistischen Methoden basieren, wird in der Praxis fast ausschließlich das vereinfachte, semi-probabilistische Zuverlässigkeitskonzept verwendet.

Bei einer einfachen Betrachtung der Zusammenhänge, symbolisch durch die ebene Abbildung in Bild 10.8 dargestellt, erscheinen alle Säulen gleich groß und auf einer Linie, d. h. gleichwertig. Bei genauerer Betrachtung, symbolisiert durch eine räumliche Betrachtung, werden jedoch Unterschiede deutlich.

Im Neubaufall ist die tatsächliche Tragwerkszuverlässigkeit ein Resultat der Bemessung, die mit Hilfe der rechnerisch (probabilistisch, semi-probabilistisch) bestimmten Zuverlässigkeitselemente (Zielzuverlässigkeitsindex, Unsicherheitsfaktoren, Teilsicherheitsbeiwerte etc.) gesteuert und im Rahmen von Überwachungsmaßnahmen beeinflusst werden kann. Quantitativ steht sie aber erst nach der Tragwerkserstellung als Folge der Ausführungsqualität fest. Somit muss die Säule der tatsächlichen Zuverlässigkeit beweglich zwischen den feststehenden Säulen der Probabilistik und des Eurocodes angeordnet werden, dargestellt in Bild 10.9.



**Bild 10.9:** Säulen der Bauwerkszuverlässigkeit – Situation im Neubau

Weiterhin ist ersichtlich, dass die beiden feststehenden Säulen nicht auf einer Linie im Raum stehen. Dies soll veranschaulichen, dass beide Konzepte unterschiedliche Bauteilzuverlässigkeiten als Berechnungsergebnis zur Folge haben, was auf die im semiprobabilistischen Konzept getroffenen Vereinfachungen zurückzuführen ist.

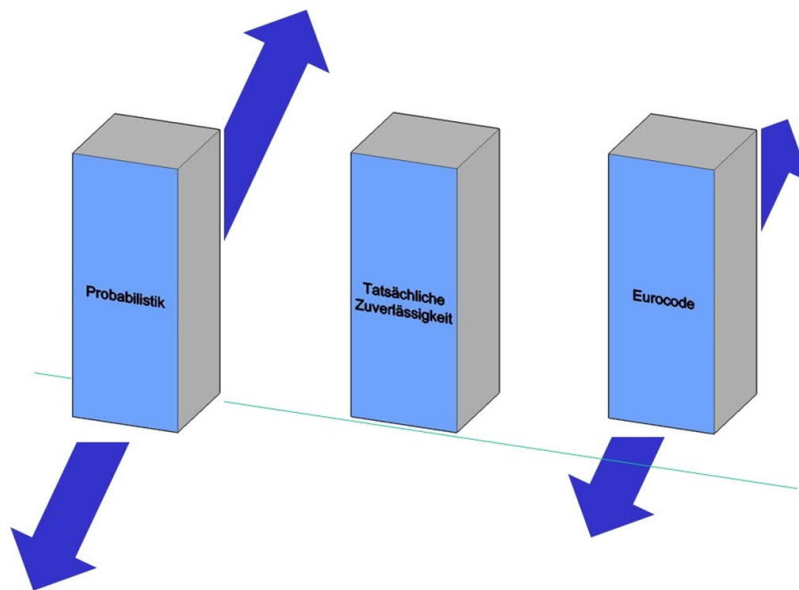
Die Situation beim Bauen im Bestand unterscheidet sich grundlegend von der Neubausituation, was auch an dieser Stelle deutlich wird:

- Probabilistische Methoden eignen sich nur zur wahrnehmungstheoretischen Bewertung, wenn die vorhandene Datengrundlage die erforderliche Beschaffenheit aufweist. Dies ist im Bauwesen und insbesondere beim Bauen im Bestand oftmals nicht der Fall. In der Regel sind die vorhandenen Stichprobenumfänge unzureichend und eine Vielzahl von Einflussfaktoren kann mathematisch nicht formuliert werden. Da diese Berechnungsmethoden aber sehr sensibel auf Schwankungen der Eingangsgrößen reagieren (kleine Streuungen bei den Eingangsvariablen können große Unterschiede im Ergebnis nach sich ziehen) kann die tatsächliche Versagenswahrscheinlichkeit eines Tragwerks mit stochastischen Methoden nicht zielsicher bestimmt werden. Erschwerend wirkt sich zudem aus, dass keine Möglichkeiten zur Verifizierung von Versagenswahrscheinlichkeiten als Berechnungsergebnis bestehen.
- Das Zuverlässigkeitskonzept der Eurocodes basiert auf wahrnehmungstheoretischen Zusammenhängen und Erfahrungswerten, die eine realitätsnahe Darstellung der Tragwerkszuverlässigkeit ermöglichen. Aufgrund der aus praktischen Gründen getroffenen Vereinfachungen, unterscheidet sich das Konzept jedoch wesentlich von probabilistischen Verfahren. Durch die implementierten Erfahrungswerte eignet sich das Konzept trotzdem als Bemessungsgrundlage.
- Die reale Tragwerkszuverlässigkeit weicht von beiden Rechenansätzen ab, da ein Großteil der für das Versagen maßgebenden Basisvariablen nicht mathematisch beschreibbar ist und die vorhandenen Bemessungsgleichungen das Tragverhalten nur annäherungsweise abbilden.

Tatsächlich bestehen innerhalb einer Konstruktion in der Regel vielfältige Lastumlagerungsmöglichkeiten, die mathematisch nicht erfasst werden können, jedoch maßgebend für die Bauteilzuverlässigkeit sind. Dieser Aspekt kann mit einer Vielzahl von positiven Ergebnissen aus Belastungsversuchen belegt werden. Gleichwohl können unentdeckte Konstruktions- oder Materialfehler im Bauteil vorhanden sein, welche die Bauteilzuverlässigkeit reduzieren.

Für die symbolische Darstellung hat dies zur Folge, dass die tatsächliche Bauteilzuverlässigkeit im Bestandsfall eine feststehende Tragwerkseigenschaft ist, vgl. Bild 10.10.

Mit Hilfe von probabilistischen bzw. semiprobabilistischen Methoden kann nur der Versuch unternommen werden, die tatsächliche Tragwerkszuverlässigkeit abzubilden. Demnach sind bei diesem Fall die Säule der Probabilistik und des Eurocodes beweglich dargestellt. Aufgrund der Sensitivität der Probabilistik auf sich verändernde Eingangsparameter wird diese Säule zudem mit einem gegenüber dem Eurocode erweiterten Bewegungsraum abgebildet.



**Bild 10.10:** Säulen der Bauwerkszuverlässigkeit – Situation beim Bauen im Bestand

Innerhalb dieses Kapitels werden zuverlässigkeitstheoretische Aspekte bei der Errichtung von Neubauten mit solchen zur Bewertung von Bestandstragwerken verglichen. In beiden Fällen stellen die Inhalte von [DIN EN 1990:2010-12] die Grundlage der rechnerischen Bauteilzuverlässigkeit dar.

Entsprechend des Anwendungsbereiches ist jedoch eine separate Kalibrierung der Zuverlässigkeitselemente erforderlich, was mit vorliegender Ausarbeitung verdeutlicht werden soll.

## **Technische Regelwerke und Normen**

- [DB-Ril-805 - 2010] Deutsche Bahn AG: Ril 805 - Tragsicherheit bestehender Eisenbahnbrücken. Frankfurt am Main, Stand 12/2010.
- [DIN-Fachbericht 101 - 2009] DIN-Fachbericht 101: Einwirkungen auf Brücken. Beuth Verlag, Berlin, 2009.
- [DIN-Fachbericht 130 - 2003] DIN-Fachbericht 130: Wechselwirkung Baugrund / Bauwerk bei Flachgründungen. Beuth Verlag, Berlin, 2003.
- [DIN 1045:1925-09] DIN 1045:1925-09: Bestimmungen für Ausführung von Bauwerken aus Eisenbeton.
- [DIN 1045:1959-11] DIN 1045:1959-11: A. Bestimmungen für Ausführung von Bauwerken aus Stahlbeton.
- [DIN 1045:1972-01] DIN 1045:1972-01: Beton- und Stahlbetonbau – Bemessung und Ausführung.
- [DIN 1045:1988-07] DIN 1045:1988-07: Beton- und Stahlbeton – Bemessung und Ausführung.
- [DIN 1045-1:2001-07] DIN 1045-1:2001-07: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton – Teil 1: Bemessung und Konstruktion.
- [DIN 1045-1:2008-08] DIN 1045-1:2008-08: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton – Teil 1: Bemessung und Konstruktion.
- [DIN 1045-3:2012-03] DIN 1045-3:2012-03: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton - Teil 3: Bauausführung - Anwendungsregeln zu DIN EN 13670.
- [DIN 1054:2010-12] DIN 1054:2010-12: Baugrund - Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau - Ergänzende Regelungen zu DIN EN 1997-1.
- [DIN 1055-100:2001-03] DIN 1055-100:2001-03: Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 100: Grundlagen der Tragwerksplanung – Sicherheitskonzept und Bemessungsregeln.
- [DIN 4085:2011-05] DIN 4085:2011-05: Baugrund - Berechnung des Erddrucks.
- [DIN 19700-13:2004-07] DIN 19700-13:2004-07: Stauanlagen - Teil 13: Staustufen.
- [DIN 19702:2013-02] DIN 19702:2013-02: Massivbauwerke im Wasserbau - Tragfähigkeit, Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit.
- [DIN EN 206-1:2001-07] DIN EN 206-1:2001-07: Beton - Teil 1: Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität; Deutsche Fassung EN 206-1:2000.
- [DIN EN 1990:2010-12] DIN EN 1990:2010-12: Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung mit DIN EN 1990/NA:2010-12 Nationaler Anhang und DIN EN 1990/NA/A1:2012-08 A1-Änderung zum Nationalen Anhang.
- [DIN EN 1991-1-1:2010-12] DIN EN 1991-1-1:2010-12: Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-1: Allgemeine Einwirkungen auf Tragwerke - Wichten, Eigengewicht und Nutzlasten im Hochbau; Deutsche Fassung EN 1991-1-1:2002 + AC:2009.

- [DIN EN 1991-1-1/NA:2010-12] National Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-1: Allgemeine Einwirkungen auf Tragwerke - Wichten, Eigengewicht und Nutzlasten im Hochbau.
- [DIN EN 1991-1-3:2010-12] DIN EN 1991-1-3:2010-12: Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-3: Allgemeine Einwirkungen, Schneelasten; Deutsche Fassung EN 1991-1-3:2003 + AC:2009.
- [DIN EN 1991-1-4:2010-12] DIN EN 1991-1-4:2010-12: Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-4: Allgemeine Einwirkungen – Windlasten; Deutsche Fassung EN 1991-1-4:2005 + A1:2010 + AC:2010.
- [DIN EN 1991-1-5:2010-12] DIN EN 1991-1-5:2010-12: Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-5: Allgemeine Einwirkungen – Temperatureinwirkungen; Deutsche Fassung EN 1991-1-5:2003 + AC:2009.
- [DIN EN 1991-1-7:2010-12] DIN EN 1991-1-7:2010-12: Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-7: Allgemeine Einwirkungen – Außergewöhnliche Einwirkungen; Deutsche Fassung EN 1991-1-7:2006 + AC:2010.
- [DIN ENV 1992-1-1:1992-06] DIN ENV 1992-1-1:1992-06: Planung von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Grundlagen und Anwendungsregeln für den Hochbau.
- [DIN EN 1992-1-1:2011-01] Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau mit DIN EN 1992-1-1/NA:2013-04 Nationaler Anhang.
- [DIN EN 1992-3:2011-01] DIN EN 1992-3:2011-01: Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 3: Silos und Behälterbauwerke aus Beton; Deutsche Fassung EN 1992-3:2006.
- [DIN EN 1992-3/NA:2011-01] DIN EN 1992-3/NA:2011-01: Nationaler Anhang - National festgelegte Parameter - Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 3: Silos und Behälterbauwerke aus Beton.
- [DIN EN 1996-1-1:2010-12] DIN EN 1996-1-1:2010-12: Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten - Teil 1-1: Allgemeine Regeln für bewehrtes und unbewehrtes Mauerwerk; Deutsche Fassung EN 1996-1-1:2005 + AC:2009.
- [DIN EN 1997-1:2014-03] DIN EN 1997-1:2009-09: Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik - Teil 1: Allgemeine Regeln; Deutsche Fassung EN 1997-1:2004 + AC:2009 + A1:2013.
- [DIN EN 1998-1:2010-12] DIN EN 1998-1:2010-12: Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben - Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbauten; Deutsche Fassung EN 1998-1:2004 + AC:2009.

- [DIN EN 12390-3:2009-07] DIN EN 12390-3:2009-07: Prüfung von Festbeton – Teil 3: Druckfestigkeit von Probekörpern; Deutsche Fassung EN 12390-3:2009
- [DIN EN 12390-6:2010-09] DIN EN 12390-6:2010-09: Prüfung von Festbeton – Teil 6: Spaltzugfestigkeit von Probekörpern; Deutsche Fassung EN 12390-6:2009.
- [DIN EN 12504-1:2009-07] DIN EN 12504-1:2009-07: Prüfung von Beton in Bauwerken – Teil 1: Bohrkernproben – Herstellung Untersuchung und Prüfung der Druckfestigkeit; Deutsche Fassung EN 12504-1:2009.
- [DIN EN 13670:2011-03] DIN EN 13670:2011-03: Ausführung von Tragwerken aus Beton; Deutsche Fassung EN 13670:2009.
- [DIN EN 13791:2008-05] DIN EN 13791:2008-05: Bewertung der Druckfestigkeit von Beton in Bauwerken oder in Bauwerksteilen; Deutsche Fassung EN 13791:2007.
- [DIN EN ISO 15630-1:2011-02] DIN EN ISO 15630-1:2011-02: Stähle für die Bewehrung und das Vorspannen von Beton – Prüfverfahren – Teil 1: Bewehrungsstäbe, -walzdraht und –draht.
- [DIN EN ISO 15630-2:2011-02] DIN EN ISO 15630-2:2011-02: Stähle für die Bewehrung und das Vorspannen von Beton – Prüfverfahren – Teil 2: Geschweißte Matten.
- [DIN ISO 16269-6:2009-10] DIN ISO 16269-6:2009-10: Statistische Auswertung von Daten – Teil 6: Ermittlung von statistischen Anteilsbereichen (ISO 16269-6:2005).
- [ISO 2394:1998-06] ISO 2394:1998-06: General principles on reliability for structures. International Organization for Standardization.
- [ISO/DIS 2394:2013(E)] ISO/DIS 2394:2013(E): General principles on reliability for structures. Revision of third edition (ISO 2394:1998), International Organization for Standardization.
- [ISO 13822:2010-08] ISO 13822:2010-08: Bases for design of structures – Assessment of existing structures. International Organization for Standardization.
- [Nachrechnungsrichtlinie - 2011] Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung: Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand. (Nachrechnungsrichtlinie). Berlin, Ausgabe 05/2011.
- [NEN 8700:2011-12] NEN 8700:2011-12: Assessment of existing structures in case of reconstruction and disapproval – Basic Rules.
- [NEN 8701:2011-11] NEN 8701:2011-11: Assessment of existing structures in case of reconstruction and disapproval – Actions.
- [ONR 24009:2013-05] ONR 24009:2013-05: Bewertung der Tragfähigkeit bestehender Hochbauten. Austrian Standards Institute.
- [ÖNORM EN 1992-1-1:2011-12] ÖNORM EN 1992-1-1:2011-12: Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau.



- [SIA 260:2003-01] SIA 260:2003-01: Grundlagen der Projektierung von Tragwerken. Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein.
- [SIA 262:2003-01] SIA 262:2003-01: Betonbau. Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein.
- [SIA 269:2011-01] SIA 269:2011-01: Grundlagen der Erhaltung von Tragwerken. Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein.
- [SIA 269/1:2011-01] SIA 269/1:2011-01: Erhaltung von Tragwerken – Einwirkungen. Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein.
- [SIA 269/2:2011-01] SIA 269/2:2011-01: Erhaltung von Tragwerken - Betonbau. Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein.
- [SIA 469:1997-09] SIA 469:1997-09: Erhaltung von Bauwerken. Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein.
- [SN EN 1504-9:2009-04] SN EN 1504-9:2009-04: Produkte und Systeme für den Schutz und die Instandsetzung von Betontragwerken - Definitionen, Anforderungen, Qualitätsüberwachung und Beurteilung der Konformität - Teil 9: Allgemeine Grundsätze für die Anwendung von Produkten und Systemen. Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein.
- [TbW - 2015] Bundesanstalt für Wasserbau: Bewertung der Tragfähigkeit bestehender Wasserbauwerke (TbW). BAW-Merkblätter und –Richtlinien, Bundesanstalt für Wasserbau (BAW), Arbeitsstand 2014, Karlsruhe, (in Erstellung).
- [TGL 11422:1964-03] TGL 11422:1964-03: Bauwerke aus Beton und Stahlbeton; Berechnungsgrundlagen – Traglastverfahren.
- [TGL 33402:1980-10] TGL 33402:1980-10: Betonbau; Berechnungsgrundlagen.
- [VDI 6200:2010-02] VDI-Richtlinie 6200: Standsicherheit von Bauwerken, regelmäßige Überprüfung, Ausgabe 02/2010.
- [ZTV-W LB 215 - 2012] ZTV-W LB 215:2004: Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen - Wasserbau (ZTV-W) für Wasserbauwerke aus Beton und Stahlbeton (Leistungsbereich 215), Ausgabe 2012.

## Weiterführende Literatur

- [Ang / Armin - 1968] Ang, A.; Amin, M.: *Reliability of Structures and Structural Systems*. In: Journal of the Engineering Mechanics Division (1968), S. 671 - 691.
- [ARGEBAU - 2006] Fachkommission Bautechnik der Bauministerkonferenz (ARGEBAU): Hinweise für die Überprüfung der Standsicherheit von baulichen Anlagen durch den Eigentümer/Verfügungsberechtigten. Fassung September 2006, Berlin, 2006.
- [ARGEBAU - 2008] Fachkommission Bautechnik der Bauministerkonferenz (ARGEBAU): Hinweise und Beispiele zum Vorgehen beim Nachweis der Standsicherheit beim Bauen im Bestand. Fassung April 2008, Berlin, 2008.
- [Basler - 1960] Basler, E.: *Untersuchungen über den Sicherheitsbegriff von Bauwerken*. Promotion Nr. 3035 an der Eidgenössischen Technischen Hochschule in Zürich (ETHZ), 1960.
- [BAW - 2005] Bundesanstalt für Wasserbau: *Gutachten zum baulichen Zustand der Staustufe Heubach*. Auftrags-Nr.: 03.1.03.101. 43.00, Karlsruhe, 2005.
- [BBR - 2013] Bundesamt für Bauwesen und Raumordnung (BBR): *Untersuchungen zur Korrelation von Druck- und Zugfestigkeit in alten, niederfesten Betonen als Grundlage der Bestimmung der Tragfähigkeit von z. B. Befestigungsmitteln*. Forschungsprojekt im Rahmen der Forschungsinitiative „Zukunft Bau“, TU Kaiserslautern, 2013.
- [Bestimmungen - 1907] Kgl. Preußisches Ministerium der öffentlichen Arbeiten: *Bestimmungen für die Ausführung von Konstruktionen aus Eisenbeton bei Hochbauten*. 24. Mai 1907, Berlin: Ernst & Sohn 1912.
- [Bestimmungen - 1916a] Deutscher Ausschuss für Eisenbeton (DAfEb): *Bestimmungen für Ausführung von Bauwerken aus Beton*. Berlin: Ernst & Sohn 1916.
- [Bestimmungen - 1916b] Deutscher Ausschuss für Eisenbeton (DAfEb): *Bestimmungen für Ausführung von Bauwerken aus Eisenbeton*. Berlin: Ernst & Sohn 1916.
- [Betonkalender - 2013] Bergmeister, K.; Fingerloos, F.; Wörner J.-D.: *Lebensdauer und Instandsetzung, Brandschutz*. Betonkalender 2013, Teil 1, 102. Jahrgang, Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, 2013.
- [Betonkalender - 2015] Bergmeister, K.; Fingerloos, F.; Wörner J.-D.: *Bauen im Bestand, Brücken*. Betonkalender 2015, Teil 1, 104. Jahrgang, Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, 2015.
- [Bierbrauer - 2008] Bierbrauer, K.: *Ein Beitrag zur Bestimmung der Biegetragfähigkeit bestehender Stahlbetonbauteile*. Dissertation, Universität der Bundeswehr München, 2008.
- [Bindseil - 2002] Bindseil, P.; Schmitt, M. O. A.: *Betonstähle vom Beginn des Stahlbetonbaus bis zur Gegenwart*. – Berlin: Verlag für Bauwesen, 2002.

- 
- [BMVI - 2014] Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur (Herausgeber): *Bundeswasserstraßenkarte*. Stand 02/2014.
- [Böckmann - 2012] Böckmann, J.: *Probabilistische Analyse der Zuverlässigkeit von Ufereinfassungen aus Stahlbeton-Schlitzwänden*. Dissertation, Leibnitz Universität Hannover, Fraunhofer IRB Verlag, Stuttgart, 2012.
- [Braml - 2010] Braml, T.: *Zur Beurteilung der Zuverlässigkeit von Massivbrücken auf der Grundlage der Ergebnisse von Überprüfungen am Bauwerk*. Dissertation, Universität der Bundeswehr München, 2010.
- [Braml / Morgen - 2014] Braml, T.; Morgen, K.: *Nutzung der Ergebnisse zerstörungsfreier Prüfverfahren im Bauwesen (ZfP-Bau) zum statischen Nachweis von Brücken im Bestand*. Fachtagung Bauwerksdiagnose 2014, Vortrag 14, Berlin, 2014.
- [Brehm et al. - 2008] Brehm, E.; Schmidt, H.; Graubner, C.-A.: *Model Uncertainties for Shear Capacity Prediction of Reinforced Concrete Members*. 6<sup>th</sup> International Probabilistic Workshop, Technische Universität Darmstadt, 2008.
- [Caspseele - 2010] Caspseele, R.: *Probabilistic Evaluation of Conformity Control and the Use of Bayesian Updating techniques in the Framework of Safety Analyses of Concrete Structures*. Dissertation, Magnel Laboratory for Concrete Research Department of Structural Engineering, Ghent University, 2010.
- [Caspseele - 2014] Caspseele, R.: *The Adjusted Partial Factor Method and the influence of fractile estimation*. JCSS-Workshop: Risk and reliability based assessment of existing structures in the framework of the Eurocodes, Ghent University, 2014.
- [Caspseele / Steenbergen - 2012] Caspseele, R.; Steenbergen, R.: *The Adjusted Partial Factor Method*. Working document of fib SAG7 WG-A2, draft proposal, chapter 4.3, Magnel Laboratory for Concrete Research Department of Structural Engineering, Ghent University, TNO, Delft, 2012. (unpublished).
- [Castillo et al. - 2004] Castillo, E.; Mínguez, R.; Terán, A. R.; Fernández-Canteli, A.: *Design and sensitivity analysis using the probability-safety-factor method. An application to retaining walls*. In: *Structural Safety*, 26, 2004, S. 159 - 179.
- [CEB-FIB - 1993] CEB-FIB: *Model Code 1990*. Thomas Telford Services Ltd., London, 1993.
- [CEN - N1069] CEN-TC250-WG7: *Recommendations for the evolution of EN 1990 [Draft 2013/11/05]*. CEN/TC 250 N 1069 document, London, 2013.
- [Cornell - 1969] Cornell, C. A.: *A probability-based structural code*. In: *ACI Journal*, Vol. 66, No. 12, 1969, S. 974 - 985.
- [DAfStb-Heft 333 - 1982] DAfStb-Heft 333: *Festschrift 75 Jahre Deutscher Ausschuss für Stahlbeton*. Berlin: Beuth Verlag 1982.
- [DAfStb-Heft 467 - 1991] DAfStb-Heft 467: *Verstärken von Betonbauteilen – Sachstandsbericht*. Berlin: Beuth Verlag 1991.
-

- [DAfStb - 2000] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton: *Richtlinie Belastungsversuche an Massivbauwerken*. Berlin, Ausgabe 09/2000.
- [Daus - 2007] Daus, S.: *Zuverlässigkeit des Klebeverbundes von nachträglich verstärkten Betonbauteilen – Sicherheitskonzept für den Verbundnachweis von oberflächlich geklebter Bewehrung*. Dissertation, Institut für Massivbau, Technische Universität Darmstadt, 2007.
- [DBV-Heft 17 - 2009] DBV-Heft 17: Schnell, J.; Fischer, A.: *Häufige Fehlerquellen beim Bauen im Bestand*. DBV-Heft 17, Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein e.V., Eigenverlag, Berlin, 2009.
- [DBV-Heft 24 - 2014] DBV-Heft 24: Schnell, J.; Grünberg, J.; Stauder, F.; Fischer, A.: *Begründung eines reduzierten Zuverlässigkeitsindex und modifizierter Teilsicherheitsbeiwerte für Stahlbetontragwerke im Bestand*. DBV-Heft 24, Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein e.V., Eigenverlag, Berlin, 2014.
- [DBV-Bauwerksbuch - 2007] DBV-Merkblatt: *Bauen im Bestand – Bauwerksbuch*. Berlin: Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein e.V., Fassung 06/2007.
- [DBV-Beton und Betonstahl - 2008] DBV-Merkblatt: *Bauen im Bestand – Beton und Betonstahl*. Berlin: Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein e.V., Fassung 01/2008.
- [DBV-Brandschutz - 2008] DBV-Merkblatt: *Bauen im Bestand – Brandschutz*. Berlin: Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein e.V., Fassung 01/2008.
- [DBV-Leitfaden - 2008] DBV-Merkblatt: *Bauen im Bestand – Leitfaden*. Berlin: Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein e.V., Fassung 01/2008.
- [DBV-MTSBW - 2013] DBV-Merkblatt: *Bauen im Bestand – Modifizierte Teilsicherheitsbeiwerte für Stahlbetonbauteile*. Berlin: Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein e.V., Fassung 03/2013.
- [DBV-zfP - 2014] DBV-Merkblatt: *Anwendung zerstörungsfreier Prüfverfahren im Bauwesen*. Berlin: Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein e.V., Fassung 2014.
- [Destatis - 2013] Statistisches Bundesamt (Destatis): *Bautätigkeit – Wohnungsbestand in Deutschland*. <https://www.destatis.de/DE/ZahlenFakten/Wirtschaftsbereiche/Bauen/Bautaetigkeit/Tabelle/WohnungsbestandDeutschland.html>, Wiesbaden, 2013.
- [Diamantidis / Holicky - 2007] Diamantidis, D.; Holicky, M.: *Assessment of Existing Structures – On the applicability of the JCSS recommendations in Aspects of Structural Reliability*. Faber, Vrouwenvelder, Zilch (Hrsg.), Herbert Utz Verlag, München, 2007.
- [DVWK 251 - 1999] DVWK-Merkblatt: *Statistische Analyse von Hochwasserabflüssen*. Herausgeber: Deutscher Verband für Wasserwirtschaft und Kulturbau e. V., Bonn, 1999.

- 
- [DWA-M 552 - 2012] DWA-Merkblatt: *Ermittlung von Hochwasserwahrscheinlichkeiten*. Herausgeber: DWA Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e. V., Hennef, 2012.
- [Eilers - 2009] Eilers, W.: *Codex Hammurabi – Die Gesetzesstele Hammurabis*. Marixverlag, Wiesbaden, 2009.
- [ECP - 2008] European Concrete Platform: *Commentary EC2*. Fassung 06/2008, European Concrete Platform ASBL, Brussels, 2008.
- [ECSS - 1996] European Convention for Structural Steelwork: *Background Documentation Eurocode 1 (ENV 1991) Part 1: Basis of Design*. March, 1996.
- [Faber - 2005] Faber, M.-H.: *Risk and Safety in Civil Engineering*. Swiss Federal Institute of Technology, ETH Zürich, Zürich, 2005.
- [fib-SAG 7 WG-A2 - 201X] International Federation for Structural Concrete (fib): *Assessment and Interventions upon Existing Structures - Semiprobabilistic evaluation approach*. Technical Report, fib-bulletin (in Erstellung).
- [Fingerloos - 2009] Fingerloos, F.: *Historische technische Regelwerke für den Beton-, Stahlbeton- und Spannbetonbau*. Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 2009.
- [Fingerloos - 2010] Fingerloos, F.: *Der Eurocode 2 für Deutschland – Erläuterungen und Hintergründe*. In: Beton- und Stahlbetonbau 105, 2010, S. 342 - 348.
- [Fingerloos et al. - 2012] Fingerloos, F.; Hegger, J.; Zilch, K.: *EUROCODE 2 für Deutschland, DIN EN 1992-1-1: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau mit Nationalem Anhang. Kommentierte Fassung*. Beuth-Verlag und Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 2012.
- [Fischer - 2010] Fischer, A.: *Bestimmung modifizierter Teilsicherheitsbeiwerte zur semiprobabilistischen Bemessung von Stahlbetonkonstruktionen im Bestand*. Dissertation, Fachgebiet Massivbau und Baukonstruktion, Technische Universität Kaiserslautern, 2010.
- [Fischer - 2001] Fischer, L.: *Das neue Sicherheitskonzept im Bauwesen – Ein Leitfaden für Bauingenieure, Architekten und Studenten*. Bautechnik Spezial, Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, 2001.
- [Fleischer - 2000] Fleischer, H.: *Zur Begutachtung der Standsicherheit alter, massiver Verkehrswasserbauten*. Mitteilungsblatt der Bundesanstalt für Wasserbau Nr. 81, Karlsruhe, 2000.
- [Freudenthal - 1947] Freudenthal, A. M.: *The safety of structures*. In: ASCE Transactions, 112 (1947): S. 125-159.
- [Glowienka - 2007] Glowienka, S.: *Zuverlässigkeit von Mauerwerkswänden aus großformatigen Steinen*. Dissertation, Institut für Massivbau, Technische Universität Darmstadt, 2007.
-

- [Graubner - 2012] Graubner, C.-A.: *EC 0 – Grundlagen der Tragwerksplanung*. Seminar Weiterbildung für Tragwerksplaner, 29. Februar 2012, TU Kaiserslautern.
- [Grünberg - 2004] Grünberg, J.: *Grundlagen der Tragwerksplanung – Sicherheitskonzept und Bemessungsregeln für den konstruktiven Ingenieurbau. Erläuterungen zu DIN 1055-100*. Beuth-Verlag, Berlin, 2004.
- [Grundmann - 1989] Grundmann, H.: *Abschlussbericht SFB 96: Zuverlässigkeit der Bauwerke – Allgemeiner Teil. Berichte zur Zuverlässigkeitstheorie der Bauwerke*, Abschlussbericht Sonderforschungsbereich 96, Technische Universität München, 1989.
- [GruSiBau - 1981] GruSiBau: *Grundlagen zur Festlegung von Sicherheitsanforderungen für bauliche Anlagen*. NABau, Deutsches Institut für Normung, Beuth-Verlag, Berlin, 1981.
- [Gulvanessian et al. - 2002] Gulvanessian, H.; Calgaro, J.-A.; Holicky, M.: *Designers' Guide to Eurocode EN 1990: Basis of Structural Design*. Thomas Telford Limited, London, 2002.
- [Hansen - 2004] Hansen, M.: *Zur Auswirkung von Überwachungsmaßnahmen auf die Zuverlässigkeit von Betonbauteilen*. Dissertation, Universität Hannover, 2004.
- [Hartung et al. - 2005] Hartung, J.; Elpelt, B.; Klösener, K. H.: *Statistik – Lehr- und Handbuch der angewandten Statistik*. Oldenbourg Wissenschaftsverlag, München, 2005.
- [Hasofer / Lind - 1974] Hasofer, A. M.; Lind, M. C.: *Exact and Invariant Second Moment Code Format*. Journal of Engineering Mechanics, Div., 1974, S. 111 – 121.
- [Hausmann - 2007] Hausmann, G.: *Verformungsvorhersage vorgespannter Flachdecken unter Berücksichtigung der stochastischen Eigenschaften*. Dissertation, Institut für Massivbau, TU Darmstadt, 2007.
- [Heller - 1997] Heller, E.: *P. Cornelius Tacitus. Annalen*. Lateinisch-Deutsch, Hg. von Erich Heller, 3. Auflage, Düsseldorf / Zürich, 1997.
- [HIS - 2011] HIS: *Mitteilungsblatt*. Herausgeber: HIS Hochschul-Informationssystem GmbH, Prof. Dr. M. Leitner, 22. Jahrgang, Nr. 3, 09/2011.
- [Hohenbichler / Rackwitz - 1981] Hohenbichler, M.; Rackwitz, R.: *Non-normal dependent vectors in structural safety*. In: Journal of Engineering Mechanics, ASCE, Vol. 107, 1981, S. 1227-1238.
- [Holicky et al. - 2008] Holicky, M.; Jung, K.; Sykora, M.: *Comparison of methods for estimation of concrete strength*. In: ESREL 2008 & 17<sup>th</sup> SRA Europe Annual Conference, 22. - 25. September 2008, Valencia, Spain.
- [Holicky / Sykora - 2012] Holicky, M.; Sykora, M.: *Partial factor methods for existing structures*. Working document of fib SAG7 WG-A2, draft proposal, chapter 4.2, Czech Technical University of Prague, Klokner Institute, 2012. (unpublished).

- 
- [Hosser - 1978] Hosser, D.: *Tragfähigkeit und Zuverlässigkeit von Stahlbetondruckgliedern: Vereinfachte Nachweise bei beliebigen Einwirkungen und Randbedingungen*. Mitteilungen aus dem Institut für Massivbau der Technischen Hochschule Darmstadt, Heft 28, Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, 1978.
- [JCSS - 2000] Joint Committee on Structural Safety: *Probabilistic Model Code*. Internet publication, <http://www.jcss.ethz.ch>, 2000.
- [JCSS - 2001] Joint Committee on Structural Safety: *Probabilistic Assessment of Existing Structures*. RILEM Publications, 2001.
- [JCSS - 2006] Baker, J.; Calle, E.: Joint Committee on Structural Safety: *Section 3.7; Soil Properties*. RILEM Publications, 2006.
- [Jürges - 2000] Jürges, T.: *Die Entwicklung der Biege-, Schub- und Verformungsbemessung im Stahlbetonbau und ihre Anwendung in der Tragwerklehre*. Dissertation, Fakultät für Architektur der Rheinisch-Westfälischen Technischen Hochschule Aachen, 2000.
- [Kissel - 2009] Kissel, T.: *Massenlenker*. In: Die Rheinpfalz am Sonntag, 31. Mai 2009, Seite 20.
- [Klingmüller / Bourgund - 1992] Klingmüller, O.; Bourgund, U.: *Sicherheit und Risiko im Konstruktiven Ingenieurbau*. Vieweg Verlag, Braunschweig/Wiesbaden, 1992.
- [König et al. - 1998] König, G.; Soukhov, D.; Jungwirth, D.: *Sichere Betonproduktion für Stahlbetontragwerke - Schlussbericht*. DBV-Nr. 199, Fraunhofer IRB Verlag, Stuttgart, 1998.
- [Kunz - 2012] Kunz, C.: *Sicherheitskonzept für bestehende Wasserbauwerke*. Version I, Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe, 13. Juli 2012 (unveröffentlicht).
- [Kunz - 2012a] Kunz, C.: *Nachweise für Wasserbauwerke – Wohin geht der Weg?* In: Der Prüflingenieur, Mai 2012, S. 23 - 32.
- [Kunz - 2013] Kunz, C.: *Die neue ZTV-W LB 215 (2012) für massive Wasserbauwerke – Eurocodes inbegriffen* In: Bautechnik 90 (2013), Heft 5, S. 286 - 293.
- [Kunz - 2013a] Kunz, C.: *Bewertung von bestehenden Brücken hinsichtlich Schiffsanprall*. – In: Bautechnik 90 (2013). Berlin: Verlag Ernst & Sohn, S. 280 - 285.
- [Kunz - 2013b] Kunz, C.: *Wasserbauwerke aus Beton nach europäischen Normen*. In: *Betonbauteile nach Eurocode 2*. Hrsg.: Holschemacher, K., HTWK Leipzig, Beuth Verlag, Berlin, 2013, S. 127 - 146.
- [Kunz - 2014] Kunz, C.: *Ein Beitrag zum Teilsicherheitsbeiwert für Wasserdruck*. – In: Bautechnik 91 (2014). Berlin: Verlag Ernst & Sohn, S. 339 - 346.
- [Kunz / Stauder - 2013] Kunz, C.; Stauder, F.: *Sicherheitskonzept für bestehende Wasserbauwerke*. – In: Vorträge auf dem Deutschen Bautechnik-Tag am 11. und 12. April 2013 in Hamburg. DBV-Heft 23, S. 151 - 154.
-

- [Kurrer - 2002] Kurrer, K.-E.: *Geschichte der Baustatik*. Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, 2002.
- [Leliavsky - 1958] Leliavsky, S.: *Uplift in gravity dams; calculation methods, experiments, and design theories*. F. Ungar Pub. Co., New York, 1958.
- [Leitsätze - 1904] Verband Deutscher Architekten- und Ingenieurvereine und Deutscher Beton-Verein: *Vorläufige Leitsätze für die Vorbereitung, Ausführung und Prüfung von Eisenbetonbauten*. 1904.
- [Leonhardt et al. - 1973] Leonhardt, F.; Koch, R.; Rostásy, F.: *Schubversuche an Spannbetonträgern*. DAfStb-Heft 227, Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, 1973.
- [Lieckfeldt - 1898] Lieckfeldt, H.: *Die Standfestigkeit von Staumauern mit offenen Lagerfugen*. Centralblatt der Bauverwaltung Nr. 9, 1898, S. 109 - 111.
- [Loch - 2011] Loch, M.; Stauder, F.; Schnell, J.: *Bestimmung der charakteristischen Betonfestigkeiten in Bestandstragwerken. Anwendungsgrenzen von DIN EN 13791*. In: Beton- und Stahlbetonbau 106 (2011), Heft 12, S. 804 - 813.
- [Loch - 2014] Loch, M.: *Beitrag zur Bestimmung von charakteristischen Werkstofffestigkeiten in Bestandstragwerken aus Stahlbeton*. Dissertation, Fachgebiet Massivbau und Baukonstruktion, Technische Universität Kaiserslautern, 2014.
- [Locher - 1983] Locher, H.-G.: *Probabilistische Methoden bei Stabilitätsproblemen in der Geotechnik: Praktische Anwendung und Beispiele*. In: Schweizer Ingenieur und Architekt 101, Heft 16, Zürich, 1983.
- [Madsen et al. - 1986] Madsen, H. O.; Krenk, S.; Lind, N. C.: *Methods of structural safety*. Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, New Jersey, 1986.
- [Matousek / Schneider - 1976] Matousek, M.; Schneider, J.: *Untersuchungen zur Struktur des Sicherheitsproblems bei Bauwerken*. Bericht Nr. 59, Institut für Baustatik und Konstruktion ETH Zürich, Birkhäuser Verlag Basel und Stuttgart, Zürich, 1976.
- [Maurer et al. - 2012] Maurer, R.; Zilch, K.; Hegger, J.; Zichner, T.; Dunkelberg, D.; Karakas, A.; Kolodziejczyk, A.: *Erläuterungen und Hintergründe zur Nachrechnungsrichtlinie - Betonbrücken*. In: Bauingenieur 87 (2012), Heft 1, S. 24 - 35.
- [Mayer - 1926] Mayer, M.: *Die Sicherheit der Bauwerke und ihre Berechnung nach Grenzkraften anstatt nach zulässigen Spannungen*. Verlag J. Springer, Berlin, 1926.
- [Maynard / Davis - 1974] Maynard, D. P.; Davis, S. G.: *The strength of in-situ concrete*. – In: The Structural Engineer 10 (52), S. 369 - 374.
- [Meiswinkel - 2012] Meiswinkel, K.: *Festigkeitsentwicklung alter Betone*. Diplomarbeit, Technische Universität Kaiserslautern, 2012.
- [Messer - 1999] Messer, N.: *Arbeitspapier zur Thematik Bestandsschutz*. Workshop, 10.09.1999, München.



- 
- [Meyer - 1966] Meyer, M.: *Zur Frage der Dauerfestigkeit von Spannbetonbauteilen*. DAFStb-Heft 176, Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, 1966.
- [Mörsch - 1908] Mörsch, E.: *Der Eisenbetonbau seine Theorie und Anwendung*. Verlag von Konrad Wittwer, Stuttgart, 1908.
- [Odenwald - 2012] Odenwald, B.: Einwirkungen und Beanspruchungen aus Grundwasser und Oberflächenwasser. BAW-Kolloquium: „Neue Normen und Regelwerke in der Geotechnik“, 08. November 2012, Hannover.
- [Pech et al. - 2007] Pech, A.; Kolbitsch, A.; Zach, F.: *Tragwerke – Baukonstruktionen*. 1. Auflage, Band 2, Springer Verlag, Wien, 2007.
- [Petermann et al. - 2012] Petermann, I.; Puthli, R.; Ummenhofer, T.; Vrouwenvelder, T.: *Risikoorientierte Bemessung von Tragstrukturen – geplante Nutzungsdauer*. In: Stahlbau 81 (2012), Heft 7, S. 530 - 538.
- [Petersons - 1968] Petersons, N.: *Should standard cube test specimens be replaced by test specimens taken from structures*. – In: Materials & Structures 1 (5), S. 425 - 435.
- [Proske - 2004] Proske, D.: *Katalog der Risiken – Risiken und ihre Darstellung*. 1. Auflage, Eigenverlag, Dresden, 2004.
- [Pottharst - 1977] Pottharst, R.: *Zur Wahl eines einheitlichen Sicherheitskonzeptes für den konstruktiven Ingenieurbau*. Mitteilungen aus dem Institut für Massivbau der Technischen Hochschule Darmstadt, Heft 22, Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, 1977.
- [Pottharst - 1980] Pottharst, R.: *Versagenswahrscheinlichkeit und Sicherheit von Flachgründungen als Grundlage von Bauvorschriften*. Abschlussbericht, T960/2, 1980.
- [PSP - 2010] Petschacher Software und Projektentwicklung GmbH: *Variables Processor (VaP 3.0)*. Programmversion Stand: 2010, Feldkirchen, Österreich.
- [Rackwitz - 2001] Rackwitz, R.: *Zuverlässigkeit von Tragwerken*. In: Zilch, K.; Diederichs, C. J.; Katzenbach, R. (Hrsg.): *Handbuch für Bauingenieure*. Springer Verlag, Berlin, 2001.
- [Rackwitz - 2006] Rackwitz, R.: *Zuverlässigkeit und Lasten im konstruktiven Ingenieurbau. Teil I – Zuverlässigkeitstheoretische Grundlagen*. Technische Universität München, 2006.
- [Rackwitz / Fießler - 1978] Rackwitz, R.; Fießler, B.: *Structural reliability under combined random load sequences*. In: Computers and Structures, 9, 1978, S. 489 - 494.
- [RCP - 2004] STRUREL. Structural Reliability Analysis Program-System, Modul: COMREL-TI 8.1. RCP GmbH, München, 2004.
- [RCP - 2009] STATREL. Structural Reliability Analysis Program-System, Modul: STATREL, Vers. 3.14. RCP GmbH, München, 2009.
- [Rußwurm - 2000] Rußwurm, D.: *Entwicklung der Betonstähle*. Institut für Stahlbetonbewehrung e.V., München, 2000.
-

- [Sachstandbericht - 2015] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton: *Sachstandbericht zur Festlegung mechanischer Kennwerte historischer Betone, Betonstähle und Spannstähle anhand vorliegender Planunterlagen*. Heft 616, Beuth-Verlag, Berlin, 2015.
- [Schlegel et al. - 2014] Schlegel, R.; Mrozek, M.; Fleischer, H.: *Bewertung der Versagenswahrscheinlichkeit der Ederstaumauer mittels nichtlinearer stochastischer Finite-Elemente-Analyse*. BAW Kolloquium „Berechnung und Analysen für bestehende Wasserbauwerke“, Karlsruhe, 23. und 24. September 2014.
- [Schneider - 1994] Schneider, J.: *Sicherheit und Zuverlässigkeit im Bauwesen*. Teubner Verlag, Stuttgart, 1994.
- [Schneider - 1996] Schneider, J.: *Sicherheit und Zuverlässigkeit im Bauwesen: Grundwissen für Ingenieure*. 2., überarbeitete Auflage, Teubner Verlag, Stuttgart, 1996.
- [Schnell et al. - 2010] Schnell, J.; Loch, M.; Zhang, N.: *Umrechnung der Druckfestigkeit von zwischen 1943 und 1972 hergestellten Betonen auf charakteristische Werte*. Bauingenieur 85 (2010), Heft 12, S. 513-518.
- [Schnell et al. - 2012] Schnell, J.; Loch, M.; Zilch, K.; Dunkelberg, D.: *Erläuterungen und Hintergründe zu den Werkstoffkennwerten der Nachrechnungsrichtlinie für bestehende Straßenbrücken aus Beton*. Bauingenieur 87 (2012), Heft 1, S. 15-23.
- [Schnell et al. - 2014] Schnell, J.; Loch, M.; Stauder, F.; Wolbring, M.: *Bauen im Bestand – Bewertung der Anwendbarkeit aktueller Bewehrungs- und Konstruktionsregeln im Stahlbetonbau*. Bauforschung für die Praxis, B 108, Fraunhofer IRB Verlag, 2014.
- [Schnell / Stauder - 2014] Schnell, J.; Stauder, F.: *Modifizierte Teilsicherheitsbeiwerte für Stahlbetonbauteile*. In: 58. BetonTage Neu-Ulm, Tagungsband, 2014, S. 150 -151.
- [Schobbe - 1982] Schobbe, W.: *Konzept zur Definition und Kombination von Lasten im Rahmen der deutschen Sicherheitsrichtlinie*. Mitteilungen aus dem Institut für Massivbau der Technischen Hochschule Darmstadt, Heft 31, Ernst & Sohn, Berlin, 1982.
- [Schuëller - 1981] Schuëller, G. I.: *Einführung in die Sicherheit und Zuverlässigkeit von Tragwerken*. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, München, 1981.
- [Schulze - 1979] Schulze, E.: *Versagenswahrscheinlichkeit und Sicherheit von Flachgründungen als Grundlage von Bauvorschriften*. Abschlussbericht, T960/1, 1979.
- [SIA - 1990] Mitteilungen der Schweizerischen Gesellschaft für Boden- und Felsmechanik, 2. Herbsttagung, Bern, 1990.
- [Siemes et al. - 2002] Siemes, T.; Han, N.; Visser, J.: *Unexpectedly low tensile strength in concrete structures*. In: Heron, Vol. 47, No. 2, 2002.
- [Six - 2001] Six, M.: *Sicherheitskonzept für nichtlineare Traglastverfahren im Stahlbetonbau*. Dissertation, TU Darmstadt, 2001.

- 
- [Späthe - 1992] Spaethe, G.: *Die Sicherheit tragender Baukonstruktionen*. 2. neubearbeitete Auflage, Springer-Verlag, Wien, 1992.
- [Stauder et al. - 2012] Stauder, F.; Wolbring, M.; Schnell, J.: *Bewehrungs- und Konstruktionsregeln des Stahlbetonbaus im Wandel der Zeit*. In: Bautechnik 89 (2012), Heft 1, S. 3 - 14.
- [Stauder - 2013] Stauder, F.: *Zuverlässigkeitskonzept für Bestandstragwerke aus Stahlbeton*. – In: Beiträge zur 1. DAfStb-Jahrestagung mit 54. Forschungskolloquium, 7./8. November 2013, Ruhr-Universität Bochum. DAfStb, Berlin, 2013.
- [Steenbergen - 2012] Steenbergen, R.D.J.M.; Vervuurt, A.H.J.M.: *Determining the in situ concrete strength of existing structures for assessing their structural safety*. In: Structural Concrete 13 (2012), No. 1, S. 27 - 31.
- [Sykora / Holicky - 2014] Sykora, M.; Holicky, M.: *Verification of existing reinforced concrete structures using a semi-probabilistic method*. JCSS-Workshop, Ghent University, 2014.
- [Taerwe - 1993] Taerwe, K. R.: *Towards a consistent treatment of model uncertainties in reliability formats for concrete structures*. In: Safety and performance concepts, 1993, S. 5-61 (CEB Bulletin d'Information No. 219).
- [Tue et al. - 2014] Tue, N. V.; Theiler, W.; Tung, N. D.: *Schubverhalten von Biegebauteilen ohne Querkraftbewehrung*. In: Beton- und Stahlbetonbau 109 (2014), Heft 10, S. 666 - 677.
- [Vrouwenvelder - 1987] Vrouwenvelder, A. C. W. M.; Siemes, A. J. M.: *Probabilistic calibration procedure for the derivation of partial safety factors for the Netherlands building codes*. In: Heron Vol. 32, No. 4, 1987.
- [Walz et al. - 1987] Walz, B.; Gudehus, G.; Floss, R.; von Soos, P.; Kany, M.; Genske, D.; Schwing, E.; Peintinger, B.; Sieler, U.: *Ein- arbeitung der Grundlagen zur Festlegung von Sicherheitsanforderungen für bauliche Anlagen in DIN 4017 – Grundbruchrechnungen*. Abschlussbericht zum Forschungsauftrag des Institutes für Bautechnik Berlin (IfB), (IV 1-5-35/85), Februar 1985.
- [Weber - 2013] Weber, M.: *Bewertung der Zuverlässigkeit historischer Stahlbetonbauteile am Beispiel des einfach bewehrten Biegebalkens*. Diplomarbeit, TU Kaiserslautern, 2013.
- [WSV - 2014] Wasser- und Schifffahrtsverwaltung des Bundes: [www.wsv.de](http://www.wsv.de) (Homepage)
- [Zilch / Zehetmaier - 2010] Zilch, K.; Zehetmaier, G.: *Bemessung im konstruktiven Betonbau nach DIN 1045-1 (Fassung 2008) und EN 1992-1-1 (Eurocode 2)*. 2., neu bearbeitete und erweiterte Auflage, Springer Verlag, Berlin, 2010.
- [Zimmer et al. - 2012] Zimmer, U. P.; Iken, H. W.; Breit, W.; Lackner, R. R.; Wöhl, U.: *Handbuch der Betonprüfung: Anleitungen u. Beispiele*. 6., überarbeitete und erweiterte Auflage, Verlag Bau+ Technik, Düsseldorf, 2012.
-



## **Lebenslauf**

### **Persönliche Daten**

Name: Florian Stauder

Staatsangehörigkeit: deutsch

### **Ausbildung**

1991 - 2000 Staatliches Käthe-Kollwitz-Gymnasium, Neustadt an der Weinstraße, Abitur

2001 - 2006 Studium des Bauingenieurwesens an der Technischen Universität Kaiserslautern mit der Vertiefungsrichtung „Konstruktiver Ingenieurbau“ und dem Abschluss „Dipl.-Ing.“

2011 - 2014 Wissenschaftlicher Mitarbeiter an der Technischen Universität Kaiserslautern im Fachgebiet Massivbau und Baukonstruktion bei Prof. Dr.-Ing. Jürgen Schnell. Tätigkeitsbereich: Bauen im Bestand



**bereits veröffentlicht wurden**

- 1 Andreas Leffer: Zum Ermüdungsverhalten einbetonierter Kopfbolzendübel unter realitätsnaher Beanspruchung im Verbundbrückenbau  
ISBN 3-89821-268-9  
264 S.; erschienen am 30.06.2003 **€25,-**
- 2 Ian Quirke: Beitrag zum Trag- und Verformungsverhalten von Rahmeninnenknoten aus Stahlbeton  
ISBN 3-89821-344-7  
226 S.; erschienen am 26.02.2004 **€25,-**
- 3 Viktor Mechtcherine: Hochduktile Betone mit Kurzfaserbewehrung  
ISBN 3-89821-583-0  
133 S.; erschienen am 20.10.2005 **€25,-**
- 4 Girma Zerayohannes: Bemessungsdiagramme für schiefe Biegung mit Längskraft nach DIN 1045-1:2001-07  
270 S.; erschienen am 26.02.2006 **€25,-**
- 5 Christian Gilcher: Numerische Simulation der schädigungswirksamen Beanspruchungsverläufe von Kopfbolzendübeln im Verbundbrückenbau unter natürlicher Verkehrsbeanspruchung  
ISBN 3-89821-671-3  
189 S.; erschienen am 15.03.2007 **€25,-**
- 6 Herbert Knaus: Trag- und Verformungsverhalten von Kastenträgern aus nachgiebig verbundenen Holzelementen unter Biege- und Torsionsbeanspruchung  
ISBN 978-3-939432-42-5  
238 S.; erschienen am 04.05.2007 **€25,-**
- 7 Christian Kohlmeyer: Beitrag zum Tragverhalten von Verbundträgern im Bereich von großen Stegöffnungen unter besonderer Berücksichtigung der Querkrafttragfähigkeit des Stahlbetongurts  
ISBN 978-3-939432-63-0  
276 S.; erschienen am 28.04.2008 **€25,-**
- 8 Torsten Weil: Zum Tragverhalten von durchlaufenden Verbundträgern mit großen Stegöffnungen  
ISBN 978-3-939432-61-6  
224 S.; erschienen am 18.03.2008 **€25,-**
- 9 Wolfgang Breit, Wolfgang Kurz, Jürgen Schnell: Current Scientific Challenges in Concrete and Steel Structures and Material Technology  
ISBN 978-3-939432-73-9  
116 S.; erschienen am 14.05.2008 **€25,-**
- 10 Ake Chopradub: Zur Tragfähigkeit von punktförmig gestützten filigranen Fassadenplatten aus faserverstärktem Feinkornbeton  
191 S.; erschienen am 15.03.2010 **€25,-**
- 11 Robert Kautsch: Beitrag zur Nachweisführung querkräftbewehrter Stahlbeton- und Spannbetonquerschnitte unter kombinierter Biege- und Schubbeanspruchung auf Grundlage der Erweiterten Technischen Biegelehre  
ISBN 978-3-941438-47-7  
274 S.; erschienen am 30.08.2010 **€25,-**

- 12 Florian Peter Ackermann: Zum Tragverhalten von durchlaufenden stahlfaserbewehrten Stahlverbunddecken  
ISBN 978-3-941438-48-4  
301 S.; erschienen am 27.09.2010 **€25,-**
- 13 Alexander Markus Fischer: Bestimmung modifizierter Teilsicherheitsbeiwerte zur semiprobabilistischen Bemessung von Stahlbetonkonstruktionen im Bestand  
ISBN 978-3-941438-57-6  
384 S.; erschienen am 06.01.2011 **€30,-**
- 14 Christopher Kessler: Experimentelle Untersuchungen und numerische Simulation des nichtlinearen Tragverhaltens geklebter Stahl-Beton-Verbindungen  
ISBN 978-3-943995-09-1  
298 S.; erschienen am 22.10.2012 **€30,-**
- 15 Christian Balzer: Zum Einfluss von Dübelleisten auf das Querkraftverhalten des Stahlbetongurts von Verbundträgern im Bereich von großen Stegöffnungen  
ISBN 978-3-943995-12-1  
227 S.; erschienen am 20.12.2012 **€25,-**
- 16 Markus Loch: Beitrag zur Bestimmung von charakteristischen Werkstofffestigkeiten in Bestandstragwerken aus Stahlbeton  
ISBN 978-3-943995-53-4  
175 S.; erschienen am 01.06.2014 **€25,-**
- 17 Christian Albrecht: Bemessung von Stahlbetondecken mit abgeflachten rotationssymmetrischen Hohlkörpern und ein Beitrag zum besseren Verständnis der Querkrafttragfähigkeit  
ISBN 978-3-943995-52-1  
269 S.; erschienen am 01.06.2014 **€25,-**
- 18 Wolfgang Breit, Christian Kohlmeyer, Wolfgang Kurz, Dirk Lorenz, Matthias Pahn, Jürgen Schnell, Catherina Thiele: Current Scientific Challenges in Concrete and Steel Structures, Material Technology and Structural Fire Protection  
ISBN 978-3-943995-59-6  
202 S.; erschienen am 01.07.2014 **€25,-**
- 19 Simon Hartmeyer: Modell zur Beschreibung des Querkrafttragverhaltens von Stahlverbunddecken aus Leicht- und Normalbeton  
ISBN 978-3-943995-70-1  
242 S.; erschienen am 01.02.2015 **€25,-**
- 20 Frank Antonius Müller: Sandwichelemente mit Deckschichten aus Hochleistungsbeton und einem Kern aus extrudiertem Polystyrol  
ISBN 978-3-943995-89-3  
299 S.; erschienen am 01.07.2015 **€30,-**
- 21 Florian Stauder: Zuverlässigkeitskonzept für bestehende Tragwerke im Wasserbau  
ISBN 978-3-95974-004-3  
272 S.; erschienen am 01.01.2016 **€30,-**