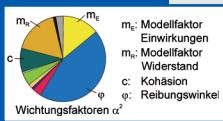
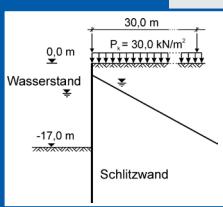
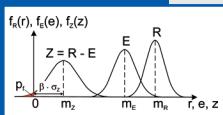




Berichte des Instituts für Massivbau



Judith Böckmann

Probabilistische Analyse der Zuverlässigkeit von Ufereinfassungen aus Stahlbeton-Schlitzwänden

Fraunhofer IRB Verlag

Berichte

des Instituts für Massivbau der Leibniz Universität Hannover
Herausgeber:
Univ.-Prof. Dr.-Ing. Steffen Marx
Leibniz Universität Hannover – Institut für Massivbau
Heft 8, Mai 2012

Fraunhofer IRB Verlag

Herausgeber

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

Alle Rechte vorbehalten

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

© 2012 by Univ.-Prof. Steffen Marx
Leibniz Universität Hannover
Institut für Massivbau
ISBN (Print): 978-3-8167-8700-6
ISBN (E-Book): 978-3-7388-0260-3

Fraunhofer IRB Verlag

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

Kurzfassung

In den letzten Jahren wurde ein einheitliches Europäisches Regelwerk, die Euronormen, für das Bauwesen unter Leitung des Europäischen Komitees für Normung (CEN) erarbeitet. Den zurzeit gültigen Bemessungsnormen liegt zur Sicherstellung der Zuverlässigkeit von Bauwerken das semiprobabilistische Sicherheitskonzept zugrunde, das durch Teilsicherheitsbeiwerte gekennzeichnet ist. Diese ermöglichen eine Berücksichtigung der zufallsbedingten Variation der Materialparameter und Einwirkungen. Für die Bemessung von Ufereinfassungen werden sie bisher aus Erfahrung abgeleitet. Eine probabilistische Kalibrierung der Teilsicherheitsbeiwerte unter Berücksichtigung ihrer Streuung wurde für Ufereinfassungen in den gültigen deutschen Normen bisher nicht durchgeführt. Zur Beurteilung der Zuverlässigkeit und Sicherheit von Ufereinfassungen ist jedoch eine Untersuchung auf probabilistischer Basis erforderlich. In der Zuverlässigkeit spiegelt sich die Qualität einer baulichen Anlage wider.

Die theoretischen Ansätze zur probabilistischen Analyse von Bauwerken sind grundsätzlich gut entwickelt, eine Umsetzung auf praxisgerechte Konstruktionen ist aber insbesondere für geotechnische Fragestellungen schwierig. Aus diesem Grund beruhen die derzeitigen Berechnungsvorschriften und Bemessungsregeln im Grundbau allgemein und im Hafenbau im besonderen auf jahrelanger Erfahrung.

Die vorliegende Arbeit beschäftigt sich mit der probabilistischen Analyse von Ufereinfassungen. Das Vorgehen wird allgemein gültig vorgestellt und am Beispiel einer Stahlbeton-Schlitzwand präsentiert. Hierfür werden die Streuungen der Variablen, die in die probabilistische Analyse eingehen, auf Grundlage einer Literaturrecherche abgeschätzt. Anhand der Widerstandsmodelle des Biege- und Querkraftversagens werden die probabilistischen Analysen am Beispiel einer Stahlbeton-Schlitzwand durchgeführt. Die Beschreibung des Grenzzustands der Biegetragfähigkeit in der probabilistischen Analyse wird für die Untersuchung der Schlitzwände um einen Normalkraftanteil erweitert, da diese Konstruktion zwar vorwiegend auf Biegung, aber gleichzeitig auch durch Normalkräfte beansprucht wird, z. B. durch am Wandkopf einwirkende Kranlasten. Anhand der berechneten Zuverlässigkeit wird die Versagenswahrscheinlichkeit für den Grenzzustand bestimmt und mit Zielwerten aus der Literatur verglichen.

Die Zuverlässigkeitsmethoden First und Second Order Reliability Method ermöglichen eine Ableitung von Teilsicherheitsbeiwerten, die auf statistisch abgesicherten Methoden basieren. Hierfür werden der Zuverlässigkeitsindex β sowie die Wichtungsfaktoren der Einwirkungen α_E und Widerstände α_R der wesentlichen Einflussgrößen benötigt. Unter Ansatz der stochastischen Eigenschaften der eingehenden Basisvariablen ist eine erste probabilistische Abschätzung der Teilsicherheitsbeiwerte und ein Vergleich mit den normativen Ansätzen möglich.

Abstract

During the last years uniform European standards based on semi-probabilistic design approaches have been developed under the leadership of the European Committee for Standardization (CEN). The partial safety factors may be based on stochastic distributions of strength parameters and loads. For the dimensioning of waterfront structures the specifications for calculation and design regulations have been based on the results of years of experience in foundation and harbor engineering. Up to now the partial factors in actual German standards are not calibrated with respect to probabilistic methods considering the stochastic characteristics of the basic variables. Analysis based on probability theory are required for the assessment of reliability and safety of waterfront structures. The reliability reflects the quality of the structure.

The methods of full probabilistic approaches are basically well developed for the design of structures, but full probabilistic design is difficult especially for geotechnical design processes. For this reason probabilistic verifications of the partial safety factors for the dimensioning of waterfront structures are rare and the partial safety factors are based on experiences.

This study presents full probabilistic analysis of waterfront structures. The probabilistic approach is described in general. Probabilistic analysis of diaphragm wall constructions show the application. Parameters are considered to be stochastic for the calculations. The statistical distributions of the parameters are estimated by literature research. The resistance models of the bending and shearing capacity are investigated for diaphragm wall constructions. Those constructions are primarily loaded by bending, but normal forces affect the structure simultaneously, for example concentrated vertical crane loads acting on the top of the diaphragm wall construction. Therefore, the limit state of the bending capacity is extended by a term regarding normal forces. The safety requirements are presented by safety levels that are expressed in reliability indices. The reliability indices resulting from probabilistic analysis are compared with target values published in different codes and recommendations. The probabilistic approach to safety is based on the principle that a design must satisfy a defined maximum probability of failure, quantified by reliability indices.

Reliability methods, First and Second Order Reliability Method, enable the derivation of partial safety factors based on probabilistic verifications. For the calculation of partial safety factors the reliability index β , the sensitivity factors for actions α_E and for resistances α_R are required. In summary, a first probabilistic assessment of the partial safety factors considering the stochastic characteristics of basic variables and a comparison with standard approaches is possible.

Stichworte:

Tragwerkszuverlässigkeit, Probabilistische Analyse, Versagenswahrscheinlichkeit, Widerstandsmodell, Ufereinfassung, Schlitzwand

Keywords:

Reliability of the structure, Probabilistic analysis, Probability of failure, Resistance model, Waterfront structure, Diaphragm wall construction

Vorwort

Die vorliegende Arbeit entstand während meiner Tätigkeit als wissenschaftliche Mitarbeiterin am Institut für Massivbau der Leibniz Universität Hannover. Sie wurde von der Fakultät für Bauingenieurwesen und Geodäsie 2011 als Dissertation angenommen und genehmigt.

Mein besonderer Dank gilt Herrn Prof. Dr.-Ing. Jürgen Grünberg für die Unterstützung, die Anregungen und wissenschaftliche Begleitung meiner Arbeit während meiner Zeit am Institut.

Über das Interesse und die Aufgeschlossenheit für das Thema meiner Arbeit von Herrn Prof. Dr.-Ing. Martin Achmus habe ich mich gefreut. Ich danke für die sorgfältige Durchsicht und die Übernahme des Korreferats.

Ich danke Herrn Prof. Dr.-Ing. Jürgen Hothan für die Übernahme des Vorsitzes in der Prüfungskommission und den damit verbundenen Aufwand.

Weiterhin danke ich allen Kollegen und Freunden am Institut und der Fakultät, für ihre Hilfsbereitschaft und Unterstützung während meiner Arbeit am Institut für Massivbau.

Meinen Eltern und meiner ganzen Familie danke ich von Herzen für die liebevolle Unterstützung und Motivation in all den Jahren meiner Ausbildung sowie meinem Mann Oliver für sein Verständnis und seine Geduld, ohne die diese Arbeit wohl nicht entstanden wären.

Inhaltsverzeichnis

1	Einleitung	1
1.1	Problemstellung, Stand der Forschung	1
1.2	Motivation	2
1.3	Probabilistische Methoden und Modellbildung.....	3
1.4	Gliederung.....	5
2	Konstruktionstypen für Ufereinfassungen.....	7
2.1	Funktionen von Ufereinfassungen	7
2.2	Einflussfaktoren für die Wahl von Kaimauerkonstruktionen.....	8
2.3	Konstruktionstypen für Kaimauern.....	10
2.4	Kaimauern in deutschen Häfen	21
2.4.1	Umschlagsentwicklung an den Hafenstandorten.....	21
2.4.2	Verwendete Kaimauerkonstruktionen in deutschen Häfen	23
2.5	Konstruktion und Ausführung von Stahlbeton-Schlitzwänden	27
3	Zuverlässigkeit von Ufereinfassungen.....	30
3.1	Grundlagen der Zuverlässigkeitstheorie	32
3.2	Lösungsverfahren in der Zuverlässigkeitstheorie	35
3.3	Herleitung von Sicherheitselementen und Bewertung der Zuverlässigkeit.....	39
3.3.1	Ableitung von Teilsicherheitsbeiwerten nach FORM	40
3.3.2	Zielzuverlässigkeiten	43
3.4	Sicherheitsformate in der Normung	50
4	Probabilistische Beschreibung der Einwirkungen	57
4.1	Ständige Einwirkungen	57

4.1.1	Eigengewicht.....	57
4.1.2	Erddruck.....	59
4.1.2.1	Modellierung der Bodenparameter.....	63
4.1.2.2	Korrelation der Bodenparameter.....	67
4.1.3	Wasserdruk.....	74
4.1.3.1	Zeitlicher Verlauf der Pegelganglinie.....	74
4.1.3.2	Näherungsansatz zur Bestimmung des Wasserüberdrucks nach [EAU-05]	76
4.1.3.3	Beurteilung der säkularen Veränderung der Scheitelwasserstände für den Hamburger Hafen	78
4.1.3.4	Bestimmung der Verteilung und ihrer Parameter für die Wasser- stands differenz.....	80
4.1.3.5	Einflüsse von Grundwasserströmungen.....	89
4.1.3.6	Wellenbelastung	91
4.2	Veränderliche Einwirkungen	92
4.2.1	Nutzlasten / Erddruck infolge von Nutzlasten.....	92
4.2.2	Zusatzzlasten.....	96
5	Widerstandsmodelle	97
5.1	Widerstandsmodell Biegung	97
5.1.1	Modellierung der Basisvariablen für den Grenzzustand Biegung.....	98
5.1.2	Grenzzustand der Biegetragfähigkeit unter gleichzeitiger Wirkung von Längskräften	104
5.1.2.1	Allgemeingültige Grenzzustandsgleichung für die Biegetragfähigkeit	111
5.2	Widerstandsmodell Querkraft.....	116
5.2.1	Grenzzustand der Querkrafttragfähigkeit biegebewehrter Bauteile ohne Querkraftbewehrung	116
5.2.2	Grenzzustand der Querkrafttragfähigkeit für Bauteile mit Querkraft- bewehrung - Nachweis Zugstrebe	118

5.2.3	Grenzzustand der Querkrafttragfähigkeit für Bauteile mit Querkraftbewehrung - Nachweis Druckstrebe	119
5.2.4	Basisvariablen für die Grenzzustände der Querkrafttragfähigkeit.....	120
5.2.5	Grenzzustand der Querkrafttragfähigkeit unter gleichzeitiger Wirkung von Längskräften	120
5.3	Widerstandsmodell Baugrund.....	121
6	Modellbildung für eine Stahlbeton-Schlitzwand	123
6.1	Gesamtmodell Tragwerk und Baugrund	124
6.2	Partialmodell Tragwerk mit Einwirkungen und Reaktionen des Baugrunds	128
6.3	Mechanisches Modell der Schlitzwand.....	137
6.4	Stochastisches Modell	144
6.4.1	Stochastisches Modell für die Biegetragfähigkeit	144
6.4.1.1	Maximales Moment im Feldbereich	144
6.4.1.2	Minimales Moment im Bereich der Einbindetiefe.....	151
6.4.1.3	Minimales Moment im Bereich der Verankerung	153
6.4.2	Grenzzustand der Querkrafttragfähigkeit.....	153
6.4.2.1	Querkraftbeanspruchung im Bereich der Verankerung und im Feld bereich (Schnitt I-III)	153
6.4.2.2	Querkraftbeanspruchung im Einbindebereich der Schlitzwand (Schnitt IV)	155
6.4.3	Basisvariablen der Grenzzustandsgleichungen.....	156
7	Probabilistische Analyse von Stahlbeton-Schlitzwänden	159
7.1	Grenzzustand der Biegetragfähigkeit unter gelichzeitiger Wirkung von Längskräften	159
7.1.1	Wertung der Grenzzustandsgleichung für Biegung mit Normalkraft	160
7.1.2	Auswirkungen einer Variation der Parameter auf die Zuverlässigkeit...	163
7.1.3	Wichtung der Einflussgrößen.....	171

7.1.4	Berücksichtigung einer Druckbewehrung.....	177
7.1.5	Beanspruchung der Schlitzwand durch Kranlasten.....	179
7.1.6	Variation des angesetzten Erddrucks.....	182
7.2	Grenzzustand der Querkrafttragfähigkeit	185
8	Ableitung von Teilsicherheitsbeiwerten und Bewertung der Zuverlässigkeit.....	193
8.1	Grenzzustand der Biegetragfähigkeit mit Berücksichtigung der Normalkraft	194
8.1.1	Teilsicherheitsbeiwerte für Einwirkungen und Widerstände	194
8.1.2	Auswirkungen der Variation der Parameter auf die Sicherheitselemente.....	203
8.1.3	Festlegung der Teilsicherheiten mit Zuverlässigkeitsmethoden des Levels III.....	208
8.2	Grenzzustand der Querkrafttragfähigkeit	209
9	Zusammenfassung und Ausblick.....	216
9.1	Zusammenfassung.....	216
9.2	Ausblick.....	222
Literaturverzeichnis.....		225
Anlagen.....		239

1 Einleitung

1.1 Problemstellung, Stand der Forschung

In den Ansätzen zur Sicherheit und Zuverlässigkeit baulicher Anlagen ist in den letzten Jahren ein entscheidender Umbruch bezüglich der Formulierung der Sicherheitselemente zu erkennen. Mit der Einführung der neuen Generation der Euronormen wurden die empirisch festgelegten deterministischen Sicherheitsgrößen ersetzt durch Sicherheitselemente, die mit Hilfe der Zuverlässigkeitstheorie auf Basis stochastischer Modelle gewonnen werden können.

Auf Grundlage der Bauproduktenrichtlinie [Bauproduktenrichtlinie L40-1989] wurden unter Leitung des Europäischen Komitees für Normung (CEN) die Eurocodes entwickelt und veröffentlicht. Für die Europäischen Normen liegen nationale Vorworte und Anhänge der Mitgliedsstaaten vor. Um einen reibungslosen Übergang zwischen den deutschen Normen und den europäischen Normen zu gewährleisten, wurden die nationalen Normen in den letzten Jahren an die Eurocodes angepasst. Mit der Veröffentlichung der Euronormen (EN) werden alle konkurrierenden nationalen Normen beginnend ab dem Jahr 2010 zurückgezogen.

Für den Hochbau liegen umfangreiche probabilistische Analysen unterschiedlicher Grenzzustände vor [Hansen-04] [Glowienka-07] [Braml et al.-09b]. Die vorhandenen Teilsicherheitsbeiwerte der neuen Normengeneration basieren sowohl auf Erfahrung, wurden aber auch durch zahlreiche zuverlässigkeitstheoretische Untersuchungen hergeleitet. Für den Grundbau ist die Anzahl der probabilistischen Analysen geringer, so dass die derzeitigen Berechnungsvorschriften und Bemessungsregeln im Grund- und Hafenbau in maßgeblicher Weise Resultat jahrelanger Erfahrung sind und eine probabilistische Absicherung der Teilsicherheitsbeiwerte zur Bemessung von Ufer-einfassungen für die unterschiedlichen Versagensarten nur selten vorliegt. Erste Ansätze zur probabilistischen Analyse von Wellenbrechern und Kaimauern werden in [Oumeraci et al.-99], [Nagao et al.-05] und [Ozaki et al.-05] vorgestellt.

In den Bemessungsverfahren für Ufereinfassungen wurde das bisherige globale Sicherheitskonzept bereits nach den Empfehlungen des Arbeitsausschusses „Ufereinfassungen“, EAU 1996 [EAU-96] auf das Teilsicherheitskonzept umgestellt. Diese Änderung war durch die Einführung neuer nationaler Regelwerke auf Grundlage der Eurocodes erforderlich. Da jedoch das in der EAU 1996 [EAU-96] vorgestellte Konzept keine baupraktische Anwendung fand, wurde es im Rahmen der EAU 2004 [EAU-04] an den Berechnungsergebnissen nach altem, globalem Sicherheitskonzept der EAU 1990 [EAU-90] kalibriert. Durch die Anpassung soll gewährleistet werden, dass die Berechnungsergebnisse nach EAU 1990 [EAU-90] und EAU 2004 [EAU-04] nicht weit auseinander liegen und sich somit weiterhin auf eine langjährige Erfahrung beziehen [Glimm et al.-04].

Für Gründungsbauwerke und Ufereinfassungen liegt ein geringerer Umfang an zuverlässigkeitstheoretischen Untersuchungen im Vergleich zum Hochbau vor, da andere Problematiken auftreten. Der Baugrund lässt sich nur unsicher beschreiben, oft ist eine Einteilung in homogene Bereiche schwierig, da aufgrund der natürlichen Zusammensetzung eine räumliche Änderung der Eigenschaften vorliegt [Floss-83]. Durch Baugrunduntersuchungen kann die Beschreibung des vorliegenden Materials Boden zwar verbessert werden, dennoch werden sie aus wirtschaftlichen Gründen in der Regel nur im begrenzten Umfang durchgeführt. Viele Berechnungsverfahren aus dem Bereich des Grundbaus bauen auf stark vereinfachte Modelle der Realität auf. Abschätzungen der Unsicherheiten des verwendeten mechanischen Modells und seiner stochastischen Parameter sind schwierig [Nottrottd-90] [Rackwitz-00] [Alber et al.-83]. Zusätzlich liegt eine Kopplung der mechanischen Modellvorstellung des Bodens (z. B. passiver Erdwiderstand) mit den auftretenden Verformungen der Konstruktion vor [Witt-08].

Dennoch bietet die stochastische Berechnung auch Vorteile gegenüber der deterministischen Annahme. Sie kann eine Streuung der Ausgangsparameter berücksichtigen, die im Bereich des Grundbaus ausgeprägt vorliegt. Durch Parameterstudien können die Änderungen der Zuverlässigkeit des Systems bei streuenden Basisvariablen untersucht und der Einfluss der eingehenden Variablen auf das Sicherheitsniveau abgeschätzt werden.

[Grünberg et al.-09] weisen darauf hin, dass einige Regelungen nach [1054/1-05] in Bezug auf die Grundlagen des Sicherheitskonzepts nach [1055/100-01] bzw. [1990-02] abweichen. Nach [Grünberg et al.-09] führen diese Unterschiede, insbesondere an der Schnittstelle zwischen Gründungsbauten und angrenzendem Boden, zum Teil zu Inkonsistenzen beim Zusammenwirken von Tragstrukturen mit dem Baugrund. Die vollprobabilistische Analyse bietet die Möglichkeit, die Schnittstelle neu zu betrachten und eine Bewertung im Sinne eines probabilistischen Vorgehens vorzunehmen. Die mit probabilistischen Methoden bestimmte Zuverlässigkeit des Bauwerks ist mit den normativen Regelungen in Beziehung zu setzen.

1.2 Motivation

Die Gewährleistung der Sicherheit einer Konstruktion bedeutet aus ingenieurtechnischer Sicht, dass innerhalb einer vereinbarten Nutzungsdauer die Konstruktion nicht versagt, somit die Grenzzustände der baulichen Anlage nicht überschritten werden und der Nutzen nicht wesentlich gemindert wird [Floss-83]. Die Zuverlässigkeit kann hierfür als Maß bzw. Kriterium der Sicherheit verstanden werden. Sie wird häufig durch einen so genannten Zuverlässigkeitssindex ausgedrückt, welcher mit zunehmender Größe eine geringere Versagenswahrscheinlichkeit und somit eine größere Sicherheit der Konstruktion anzeigt.

Im Vergleich zu den Sicherheitselementen aus dem Hochbau stellt sich die Frage, ob die anhand der Erfahrung hergeleiteten Teilsicherheitsbeiwerte des Grund- und Hafenbaus ebenfalls durch stochastische Berechnungen belegt werden können. Probabilistische Analysen sind als Hilfsmittel für die Berechnung und Festlegung von Sicherheitselementen für semi-probabilistische Nachweiskonzepte zu verwenden.

Für den Bau von Ufereinfassungen werden auch in Zukunft hohe Investitionskosten notwendig sein. Ein angepasstes Sicherheitskonzept bietet die Grundlage für eine möglichst effiziente Bauweise unter Einhaltung der notwendigen Sicherheitsstandards. Die probabilistische Analyse von Kaimauern und Hochwasserschutzwänden stellt eine geeignete Vorgehensweise zur Ableitung angepasster und gesicherter Teilsicherheitsbeiwerte für semiprobabilistische Bemessungskonzepte dar.

Die probabilistischen Analysen bieten weiterhin den Vorteil, dass der Einfluss verschiedener Basisvariablen auf die Zuverlässigkeit im Grenzzustand der Tragfähigkeit bzw. der Gebrauchstauglichkeit abgeschätzt werden kann. Diese Ergebnisse weisen darauf hin, welche Parameter besonders sorgfältig für die Bemessung festgelegt werden sollten. Die Verteilungsfunktionen der Basisvariablen und ihre Parameter besitzen für die Versagenswahrscheinlichkeit eine entscheidende Bedeutung. Die Wichtung der Ausgangsvariablen gibt somit auch Hinweise, für welche eingehenden Variablen weitere wissenschaftliche Untersuchungen durchgeführt werden sollten, um ihre stochastischen Eigenschaften genauer zu bestimmen.

Bei der Bemessung kann ein Versagen der Konstruktion niemals vollständig ausgeschlossen werden, und ein Gefahrenrisiko bleibt immer erhalten, da auch wirtschaftliche Gesichtspunkte berücksichtigt werden müssen. Als Grundlage für den Nachweis der Zuverlässigkeit werden sowohl ein mechanisches Modell zur Beschreibung des Grenzzustands der Tragfähigkeit bzw. Gebrauchstauglichkeit als auch ein stochastisches Modell mit den Verteilungsfunktionen der Basisvariablen und ihren Kennwerten benötigt.

Die vorliegende Arbeit stellt probabilistische Modelle zur Untersuchung von Ufereinfassungen allgemein gültig vor. Die zuverlässigkeitstheoretischen Verfahren werden am Beispiel von Stahlbeton-Schlitzwänden für die Grenzzustände der Biege- und Querkrafttragfähigkeit angewendet. Aus den probabilistischen Analysen werden Teilsicherheitsbeiwerte abgeleitet und mit den Sicherheitselementen der aktuellen Normen verglichen.

1.3 Probabilistische Methoden und Modellbildung

Probabilistische Methoden bilden eine Grundlage zur Beurteilung der Zuverlässigkeit und Sicherheit von Bauwerken. Die probabilistischen Analysen werden hier für Ufereinfassungen aus Stahlbeton durchgeführt. Im Folgenden werden einfach verankerte Schlitzwände als Konstruktionsbeispiel gewählt, um die entwickelten Ansätze anzuwenden. Grundlage der probabilistischen Berechnung ist, wie für die statische Be-

rechnung, eine möglichst realitätsnahe Wiedergabe des Systems. Die Idealisierung des Systems Schlitzwand wird nach den in [EAB-06] und [EAU-08] vorhandenen Ansätzen unter Beachtung der in [ThyssenKrupp-07], [Grabe-10] und [Hettler-09] gegebenen Hinweise vorgenommen. Die Wand wird als Trägermodell unter Annahme einer Teileinspannung nach [Blum-31] modelliert.

Von der Verwendung eines analytischen Modells und einer Berechnung mittels Finite-Elemente-Methode (FEM) wird abgesehen. Die Methode der FEM bietet die Möglichkeit, komplexere Materialmodelle insbesondere zur Beschreibung der Reaktion des Bodens zu verwenden. Gegen eine Anwendung dieser Modelle können jedoch folgende Argumente angeführt werden:

- Für die stochastischen Ansätze der eingehenden Variablen sind, wie in den Kapiteln 4 und 5 beschrieben, zum Teil Unsicherheiten vorhanden, so dass die Wahl genauerer Materialmodelle noch nicht zielführend erscheint.
- Eine Ableitung von Teilsicherheitsbeiwerten ist nur für Methoden möglich, bei denen als Ergebnis Bemessungswerte der Eingangsvariablen bzw. der Zuverlässigkeitssindex mit Wichtungsfaktoren ausgegeben werden. Eine Ableitung von Sicherheitselementen aus FE-Analysen ist z. B. unter Verwendung von Antwortflächen aus einer FE-Berechnung in einer probabilistischen Analyse mit FORM (First Order Reliability Method) möglich. Jedoch stellen auch die in einer FE-Berechnung bestimmten Antwortflächen und die daraus abgeleiteten Versagenswahrscheinlichkeiten nur eine Näherung dar.
- Auch bei der Wahl stochastischer FE-Modelle liegen bezüglich des Ansatzes der Materialmodelle des Bodens in der Literatur Unsicherheiten und widersprüchliche wissenschaftliche Ergebnisse vor [Hettler et al.-06], so dass eine Berechnung mit einfachen Modellen, die mit den Vorgaben in [EAU-08] [Grabe-10] im Einklang stehen, als erster Ansatz sinnvoll erscheint.

Die stochastischen Eingangsparameter für die probabilistische Analyse gründen sich auf eine Literaturrecherche. Die statistischen Kenngrößen der Einwirkungs- und der Widerstandsseite können für Ufereinfassungen zum Teil aus in der Literatur vorhandenen Untersuchungen abgeleitet werden z. B. [Pottharst-80], [Nottrodt-90], [Walz et al.-87] und [JCSS-06]. Andere Parameter sind zu schätzen und im Rahmen von Parameterstudien im angenommenen Streubereich zu variieren. Die in der probabilistischen Analyse verwendeten Widerstandsmodelle zur Beschreibung des Grenzzustands der Biegetragfähigkeit aus der Literatur (z. B. in [Hansen-04], [Braml et al.-09a] und [Peschacher-93]) werden für die stochastische Betrachtung erweitert, so dass eine gleichzeitig einwirkende Längskraft berücksichtigt werden kann.

Die durchgeführten Untersuchungen sind gekennzeichnet durch eine fachliche Überschneidung der geotechnischen Grundlagen einerseits und der Bemessungsregeln des Betonbaus andererseits. Die probabilistischen Untersuchungen beziehen sich auf die Grenzzustände der Biege- und Querkrafttragfähigkeit, welche auf der Einwir-

kungsseite maßgeblich durch die anstehenden Belastungen sowie die vorhandenen Bodenkenngrößen beeinflusst und auf der Widerstandsseite durch die Kenngrößen des Stahlbetons charakterisiert werden.

Für die Zuverlässigkeitsuntersuchungen werden in der vorliegenden Arbeit unterschiedliche Methoden verwendet. Liegen geschlossene Grenzzustandsgleichungen vor, bei denen der Grenzzustand nicht durch eine iterative Berechnung bestimmt wird, kommen FORM (First Order Reliability Method) [Rackwitz-79] und SORM (Second Order Reliability Method) ([Breitung-84], [Sarras-90]) zur Anwendung. Diese beiden Methoden eignen sich insbesondere für Parameterstudien der Sensitivität der Eingangsvariablen, da in diesen Verfahren Wichtungsfaktoren der Basisvariablen bestimmt werden. Zur probabilistischen Analyse von Grenzzuständen, bei denen keine geschlossene Grenzzustandsgleichung vorliegt, wird die Monte-Carlo-Methode zum Teil unter Verwendung von Importance Sampling (MCMIS) ([Melchers-90], [Rabinstein-81]) genutzt.

Aus den Ergebnissen von FORM-Analysen können Sicherheitsbeiwerte abgeleitet werden, welche die Streuung der Einwirkungs- und Widerstandsseite berücksichtigen, so dass ein Vergleich mit den in den Regelwerken definierten Teilsicherheitsbeiwerten möglich ist. Die Ergebnisse lassen eine Abschätzung zu, ob eine ausreichende Tragwerkszuverlässigkeit gewährleistet werden kann.

1.4 Gliederung

Nach dieser Einleitung folgt in Kapitel 2 eine Darstellung der verschiedenen Konstruktionen für Ufereinfassungen. Die Funktionen von Kaianlagen werden beschrieben und Einflussfaktoren für die Wahl eines bestimmten Konstruktionstyps gezeigt. Ein Schwerpunkt liegt auf der Konstruktion und Ausführung von Stahlbeton-Schlitzwänden.

Die Grundlagen der Zuverlässigkeitsanalyse sowie die verwendeten Näherungsverfahren werden in Kapitel 3 vorgestellt, ihre Genauigkeit bewertet und Vor- und Nachteile angegeben. Es wird erläutert, wie die Teilsicherheitsbeiwerte aus den Ergebnissen der probabilistischen Analyse mit FORM unter Verwendung der Wichtungsfaktoren α_i und des Zuverlässigkeitsindex β abgeleitet werden können. Verschiedene Ansätze zur Abschätzung eines Zielwerts des Zuverlässigkeitsindex werden vorgestellt sowie in den Normen und der Literatur vorhandene Vorschläge für die Zielgrößen des Zuverlässigkeitsindex präsentiert.

Eine Übersicht der vorhandenen Einwirkungen und die Beschreibung der stochastischen Kennwerte der Einwirkungen für Ufereinfassungen gibt Kapitel 4. Ein besonderer Schwerpunkt liegt dabei auf der Beschreibung des auf die Uferwand einwirkenden Wasserdrucks.

In Kapitel 5 werden die Widerstandsmodelle für die Biege- und Querkrafttragfähigkeit zusammengestellt. Für die stochastische Beschreibung der Basisvariablen, ihrer Verteilungen und Kennwerte werden die Ergebnisse einer Literaturrecherche vorgestellt.

Im Kapitel 6 werden zuerst grundlegende Annahmen zur Beschreibung des Gesamtmodells „Schlitzwand-Tragwerk und umgebender Baugrund“ vorgestellt. Ein Partialmodell zur Charakterisierung der angesetzten Reaktionen des Baugrunds sowohl auf der Einwirkungs- als auch auf der Widerstandsseite dient als Grundlage für das mechanische Modell. Das stochastische Modell wird zum einen aus den eingehenden Basisvariablen mit ihren Verteilungen und Kennwerten gebildet, zum anderen werden für die probabilistische Analyse die Grenzzustandsgleichungen der Biege- und Querkrafttragfähigkeit benötigt. Eine Erweiterung der Grenzzustandsgleichung der Biegetragfähigkeit ermöglicht die Berücksichtigung gleichzeitig einwirkender Normalkräfte. Auf die Nachweisschnitte im Bereich der Einbindetiefe wird gesondert eingegangen, da die maßgebenden Schnittgrößen unter günstiger Wirkung des Erddrucks entstehen, zugehörige untere Teilsicherheitsbeiwerte jedoch nach den neuen Normen [1054/1-05], [1997/1-09/NA] für die Bemessung von Schlitzwänden bisher nicht vorgesehen sind.

Verschiedene Zuverlässigkeitstheorien wie z. B. FORM, SORM und MCMIS (Monte Carlo mit Importance Sampling) werden für die probabilistische Analyse des Grenzzustands der Biegetragfähigkeit mit Berücksichtigung der einwirkenden Normalkraft verwendet, Kapitel 7. Eine Variation der Verteilungen und ihrer Parameter im vorgeesehenen Streubereich werden untersucht. Anhand der Wichtungsfaktoren wird der Einfluss verschiedener Basisvariablen auf die Versagenswahrscheinlichkeit abgeschätzt. Weiterhin wurden Wahrscheinlichkeitstheoretische Analysen unter Berücksichtigung einer Druckbewehrung durchgeführt. Auf der Einwirkungsseite wird die angesetzte Flächenlast zusätzlich durch weitere Kranlasten ergänzt. Für den Erddruckansatz werden alternativ die Auswirkungen verschiedener in der Literatur vorhandener Annahmen analysiert. Auch für den Grenzzustand der Querkrafttragfähigkeit wird eine Auswertung mit verschiedenen Zuverlässigkeitstheorien präsentiert.

Aus den mit FORM- und SORM-Analysen berechneten Wichtungsfaktoren α_i und Zuverlässigkeitssindizes β werden Teilsicherheitsbeiwerte bestimmt und mit den normativen Ansätzen verglichen. Die Auswirkungen einer Variation der Basisvariablen und ihrer Kennwerte in einer realistischen Streubreite auf die abgeleiteten Teilsicherheitsbeiwerte werden zusätzlich untersucht, Kapitel 8.

Eine Zusammenfassung der Ergebnisse der probabilistischen Analyse sowie des Vergleichs der normativ festgelegten und mit der probabilistischen Analyse bestimmten Teilsicherheitsbeiwerte wird in Kapitel 9 gegeben. Den Abschluss der Arbeit bildet ein Ausblick auf weitere Forschungsthemen aus dem Gebiet der probabilistischen Analyse von Ufereinfassungen.

2 Konstruktionstypen für Ufereinfassungen

Ufereinfassungen sind wandartige, vertikal angeordnete Bauwerke, die parallel zum eigentlichen Ufer verlaufen und den anstehenden Boden direkt zurückhalten. Es sind aber auch geböschte Ufereinfassungen möglich, vgl. [Brinkmann-05]. Eine kurze Übersicht der zahlreichen Konstruktionstypen wird in diesem Kapitel gegeben. Eine Darstellung der international verwendeten Kaimauerkonstruktionen nach [Brinkmann-05] bietet eine gute Übersicht der gängigen Konstruktionen, Tabelle 2.2. In Kapitel 2.4.2 werden die in deutschen Häfen verwendeten Kajen gesondert vorgestellt.

Ufereinfassungen gibt es jedoch auch in einfacher ausgeführten Varianten, ohne Bereitstellung einer Umschlagmöglichkeit von Gütern des Schiffsverkehrs, z. B. als Hochwasserschutzwand oder zur Sicherung von Geländesprüngen.

Ufereinfassungen weisen hinsichtlich der Komplexität der Konstruktionen eine große Vielfalt auf. Ziel der vorliegenden Arbeit ist es, allgemeingültige Verfahren zur probabilistischen Analyse von Ufereinfassungen vorzustellen und am Beispiel von Schlitzwandkonstruktionen konkret anzuwenden. Die Konstruktion und Ausführung von Stahlbeton-Schlitzwänden wird in Kapitel 2.5 eingehend behandelt.

Die Anpassung und Entwicklung von neuzeitlichen Bemessungskonzepten für Ufereinfassungen ist von besonderer Bedeutung, da sich für diese Konstruktionen die Anforderungen und Randbedingungen rasant ändern. Insbesondere durch den kontinuierlichen Anstieg der Größe der Schiffe und den daraus resultierenden Abmessungen der Kaimauerkonstruktionen liegen höhere Beanspruchungen aus Erd- und Wasserdrücken sowie dem Umschlagbetrieb vor, vgl. [Stahlhut-00], [Gattermann et al.-98] und [Maybaum-96]. Die schnelle Entwicklung der Anforderungen spiegelt sich in der Umschlagentwicklung des Hamburger Hafens wieder, Kapitel 2.4.1.

2.1 Funktionen von Ufereinfassungen

Ufereinfassungen sind Stützbauwerke, die Horizontallasten aus Erd- und Wasserdrücken, aber auch Vertikallasten z. B. aus Kranlasten abtragen. Sie finden Anwendung als Hochwasserschutzwände sowie zur Sicherung von Geländesprüngen. Kaimauern sind besondere Ufereinfassungen mit ihrer wichtigsten Funktion, Schiffen das Anlegen zu ermöglichen.

Sie müssen die Lasten aus dem Betrieb von Umschlaggeräten für die Be- und Entladung der anlegenden Schiffe aufnehmen (z.B. Krane, Containerbrücken). Die Größe der Lasten ist von den verwendeten Umschlaggeräten abhängig. Zusätzlich zu den Lasten aus dem Kranbetrieb entstehen weitere Lasten durch den Betrieb von Flurfördergeräten und aus der vorübergehenden Lagerung von Umschlaggütern. Gegebenenfalls sind außerdem Lasten aus dem Betrieb der Fahrzeuge zur Beförde-

rung ins Landesinnere zu beachten (z. B. LKW, Güterbahn) [EAU-05] [Brinkmann-05].

Durch den zu überbrückenden Geländesprung wirken horizontale Lasten aus Wasser- und Erddruck auf die Kaikonstruktion, die mit der Höhe des Geländesprungs zunehmen.

Um eine Standsicherheit der Uferkonstruktion sicher zu stellen, ist die Berücksichtigung einer Vergrößerung der Wassertiefe durch Kolk infolge der Wasserströmungen beim Anlegen der Schiffe bei der Bemessung von Kaimauern durch eine Absenkung der Berechnungssohle zu beachten [Gattermann et al.-00].

Zusätzlich kann eine Kaikonstruktion als Schutz vor Überschwemmungen bei hohen Wasserständen dienen.

2.2 Einflussfaktoren für die Wahl von Kaimauerkonstruktionen

Für Kaimauern gibt es unterschiedliche Herstellungsweisen. Für die Wahl der Bauweise bzw. der Konstruktion ist unter anderen die Größe und Art der zu bedienenden Schiffe maßgebend. Ferner sind die Art und Menge des Umschlaggutes (z. B. lose Umschlaggüter, Container), ihre weitere Beförderung (Schiff, LKW, Bahn etc.) und die angestrebte Verladedauer zu berücksichtigen. Bei der Wahl der Kaikonstruktion ist die im Hafen vorgesehene Logistik für den Warenaumschlag (Lagerungsort, Wege zur Beförderung usw.) einzubeziehen. Alle diese Aspekte sind für die Wahl der Konstruktion maßgebend.

In den vergangenen Jahren hat sich die Größe der von den Reedereien eingesetzten Schiffe kontinuierlich vergrößert, um die Transportkosten zu senken. Eine zuverlässige Prognose der zukünftigen Entwicklung der Schiffe ist für die an Kaikonstruktionen gestellten Anforderungen entscheidend. Die Abmessungen der für die Bemessung zugrunde zu legenden Schiffe beeinflussen die Wahl und Ausführung einer Kaikonstruktion wesentlich. Durch den Tiefgang des Schiffs wird die Höhe des Geländesprungs festgelegt, welcher maßgebend für die Belastung aus Erd- und Wasserdrücken ist. Die Länge eines Liegeplatzes bestimmt sich aus der Länge der Schiffe und dem benötigten Platz für das Festmachen und die Manöver. Auch die Breite der Schiffe hat indirekt einen entscheidenden Einfluss, da sie die Größe der erforderlichen Umschaggeräte (Ausleger der Krane, Containerbrücke) bestimmt, die wiederum signifikant die vertikalen Belastungen auf die Kaimauer beeinflussen. Die Größe der Umschaggeräte ist außerdem von der Ladekapazität der Schiffe abhängig. Mit zunehmender Größe der Schiffe vergrößern sich auch die Belastungen der Kaimauer aus Angedruck und Trossenzug.

Die Höhe des Geländesprungs wird neben dem Tiefgang der Schiffe zusätzlich durch folgende Einflussgrößen bestimmt [Brinkmann-05]:

- Wasserstände und deren Schwankungen infolge astronomischer Einflüsse, Sturmfluten, Oberwasserabfluss etc.,
- Höhe des Grundwasserspiegels und seine Schwankungen,
- Schifffahrtsbetrieb, Umschlageinrichtungen,
- Geländebeschaffenheit und
- Möglichkeiten bzw. Restriktionen zur Gestaltung des Kaiabschnitts.

Für die Höhe des Geländesprungs ist nach [EAU-05] eine Solltiefe und eine Entwurfstiefe festzulegen. Die Solltiefe ist die Wassertiefe, deren Einhaltung angestrebt wird. Bei der Bestimmung der Solltiefe sind die folgenden Bedingungen zu beachten [EAU-05]:

- Der Tiefgang des größten anlegenden, voll beladenen Schiffs, wobei auch der Salzgehalt des Hafenwassers und die Krängung des Schiffes berücksichtigt werden müssen.
- Der Sicherheitsabstand zwischen Schiffsbody und Solltiefe soll im Allgemeinen mindestens 0,50 m betragen.

Unterhalb der Solltiefe liegt die Entwurfstiefe, da mit Schlick-, Sand-, Kies- und Geröllablagerungen zu rechnen ist. Somit setzt sich die Entwurfstiefe aus der Solltiefe der Hafensohle, der Unterhaltungsbaggerzone bis zur planmäßigen Baggertiefe, zuzüglich Baggertoleranz und anderer Zuschläge für besondere Verhältnisse zusammen.

Für die Wahl der Kaikonstruktion ist weiterhin der anstehende Baugrund, seine Tragfähigkeit und Homogenität entscheidend. Wesentliche Faktoren sind die Baukosten, Bauzeit und die Verfügbarkeit von Materialien.

Zusammenfassend ergeben sich folgende Einflussgrößen für die Wahl der Bauweise [Brinkmann-05]:

- die anstehenden bzw. zu erwartenden Belastungen,
- die Baugrundverhältnisse,
- die Höhe des Geländesprungs,
- der Typ und die Größe der anlegenden Schiffe,
- die Verkehrs- und Umschlageinrichtungen,
- die Verfügbarkeit von Baumaterialien,
- die Bauzeit und Baukosten sowie
- örtliche Bevorzugung bestimmter Bauweisen.

Eine Vielzahl der Einflussgrößen beeinflusst nicht nur die Wahl der Bauweise der Ufereinfassung sondern auch direkt die Bemessung der Konstruktion z. B. auftre-

tende Lasten, Bodenkennwerte, geometrische Abmessungen und Materialeigenschaften.

Die Beurteilung der Zuverlässigkeit von Ufereinfassungen stellt aufgrund der Vielzahl von Basisvariablen ein komplexes Themengebiet dar. Für die probabilistische Analyse ist eine Beschränkung auf einen Konstruktionstyp und die Untersuchung bestimmter Versagensmechanismen unumgänglich. Dabei gehen viele der hier vorgestellten Einflussgrößen in die probabilistische Analyse der Schlitzwände als Basisvariablen ein (Kapitel 6.4.3 und 7), z. B. die Kennwerte der Bodeneigenschaften. Andere Einflussgrößen wie Bauzeit und -kosten werden für Methoden zur Kostenoptimierung über die Lebensdauer benötigt, die Bestandteil weiterführender wissenschaftlicher Arbeiten sein könnten.

2.3 Konstruktionstypen für Kaimauern

Die Kaikonstruktionen können in folgende Kategorien eingeteilt werden, Tabelle 2.2:

- Ortbetonbauweisen
- Schwergewichtskonstruktionen
- Pfahlrostkonstruktionen
- Spundwandbauweisen

Bei den Ufereinfassungen werden eine senkrechte und eine geböschte Bauweise unterschieden. Für Kaimauern wird häufig die senkrechte Konstruktion gewählt. Geböschte Konstruktionen werden vielfach mit Pfahlrosten kombiniert.

Zu den **Ortbetonkonstruktionen** gehören Schlitz- und Bohrpfahlwände. Die Bohrpfahlwände spielen im Bereich des Kaimauerbaus für Seehäfen eine untergeordnete Rolle [Brinkmann-05], so dass sie hier nicht weiter vorgestellt werden. Schlitzwandkonstruktionen werden in Deutschland im Bereich des Kaimauerbaus in Seehäfen verwendet, allerdings wird meistens die Konstruktion aus Stahlspundbohlen der Ortbeton-Schlitzwand vorgezogen. In anderen Ländern hingegen wie z. B. Frankreich stellt die Ortbeton-Schlitzwand die Standardbauweise dar [Brinkmann-05]. Da die durchgeführten probabilistischen Analysen am Beispiel einer Stahlbeton-Schlitzwand vorgenommen werden, wird ihre Ausführung und Konstruktion in Kapitel 2.5 ausführlich beschrieben.

Bei der **Schwergewichtskonstruktion** wird der Tragwiderstand durch das Eigengewicht der Konstruktion und durch das Gewicht des auf die Konstruktion wirkenden Erdreichs aktiviert. Zu den Schwergewichtskonstruktionen zählen die Blockbauweise, die Winkel- und Rippenstützwände, die Zellenfangedämmen, sowie Schwimmkästen und Senkkästen. Bei Schwergewichtskonstruktionen kommen häufig Fertigteile zur Anwendung. Die Fertigteilbauweise rechnet sich erst bei einer großen Stückzahl für

sehr lange Bauwerke aufgrund der Kosten der Einzelbauteile für die Konstruktion (Schalung etc.), für den Transport zum Einsatzort und für den Einbau.

Bei der *Blockbauweise* wird die Kaimauer aus vorgefertigten Stahlbetonblöcken gebaut, bei denen es sich sowohl um Hohl- als auch um Vollprofile handeln kann. Für das Aufstellen der Blöcke muss ein tragfähiger Baugrund vorhanden sein. Dieser wird gegebenenfalls durch eine Verfestigung des Baugrunds erreicht. Stehen die tragfähigen Schichten erst in großer Tiefe an, sollte eine andere Bauweise gewählt werden.

Die Gründung erfolgt auf einer Schüttsteinschicht mit einer Dicke von mindestens einem Meter [EAU-05]. Die Wände schließen oben mit einem durchlaufenden Balken aus Stahlbeton ab, der zum einen dem Ausgleich von Verlegeungsnauigkeiten dient, zum anderen verteilt er die horizontalen und vertikalen Lasten, die örtlich konzentriert einwirken. Die Blockbauweise wird für Geländesprünge von bis zu 20 m eingesetzt [CUR-05], ihre Merkmale werden in Tabelle 2.2 wiedergegeben.

Wesentlicher Vorteil der Blockbauweise ist eine gute Dauerhaftigkeit, denn die oft unbewehrten Blöcke unterliegen nicht der Gefahr einer Bewehrungskorrosion wie bewehrte Schlitz- oder Winkelstützwände. Die Unterhaltungskosten sind somit relativ gering. Bei einer Kollision eines Schiffs bieten sie einen hohen Widerstand gegen die Beanspruchungen aus dem Anprall.

Die *Winkelstützwand* setzt sich aus einer lotrechten Wand und einer horizontalen Fundamentplatte zusammen, so dass meist ein kürzerer vorderer und ein längerer hinterer Sporn entstehen. Außerdem kann die Konstruktion durch Aussteifungsrippen ergänzt werden (*Rippenstützwand*), die nach [Brinkmann-05] ab einer Wandhöhe von 7 m zweckmäßig sind. Die Winkelstützwand weist ein geringeres Gewicht als die Blockbauweise auf. Dennoch wird diese Konstruktionsart zu den Schwergewichtskonstruktionen gezählt, da sich die Stützwirkung aus der Eigenlast der Konstruktion und der auf dem rückseitigen Sporn wirkenden Eigenlast des Erdreichs zusammensetzt. Die Herstellung erfolgt entweder in einer trockenen Baugrube, oder es werden Betonfertigteile mit Hilfe eines Schwimmkranz ausgerichtet und abgesenkt. Für die Gründung wird wie bei der Blockbauweise ein Schotterbett angelegt, unter dem tragfähiger Baugrund vorhanden sein muss. Der Materialaufwand ist im Vergleich zur Blockbauweise erheblich geringer.

Zellenfangedämme bestehen aus Stahlflachprofilen, die über Schlosser verbunden werden. Die entstehenden Hohlzellen werden mit Bodenmaterial verfüllt. Das Verfüllmaterial sollte nach [Brinkmann-05] [EAU-05] eine hohe Wichte und einen großen inneren Reibungswinkel besitzen. Für die Gründung ist ebenfalls tragfähiger Untergrund erforderlich, denn die Stahlprofile binden nicht oder nur geringfügig in das Erdreich ein. Die Standsicherheit wird somit im Allgemeinen nicht durch eine Einspannung in das vorhandene Erdreich erreicht, sondern aufgrund des stabilisierenden Gewichts ihrer Füllung. Eine Erhöhung der Tragfähigkeit kann jedoch durch eine ver-

größte Einbindetiefe in das Erdreich erreicht werden. Bei dem Einbringen der Bohlen sind die Angaben nach [EAU-05] zu beachten. Zellenfangedämme benötigen für die Standsicherheit keine Vergurtung und keine Verankerung. Die Form der stützenden Stahlprofile wird so gewählt, dass nur horizontale Zugkräfte in Umfangsrichtung entstehen.

Sogenannte *Kreiszellenfangedämme* bestehen aus kreisförmigen Haupttragelementen, die durch nachträglich eingebrachte Übergangselemente verbunden werden. Bei *Flachzellenfangedämmen* sind die Trennwände in Querrichtung der Wand eben, die Zellen werden kontinuierlich aneinander gereiht, Bild 2.1. Sie werden verwendet, wenn bei großen Kreisdurchmessern der Bemessungswert der Ringzugkraft größer wird als der maßgebende Bemessungswert der Flachprofil-Widerstände [EAU-05]. Bei dieser Konstruktion sind die Einzelzellen für sich allein nicht standfest, so dass sie stufenweise verfüllt oder andere Stabilitätsmaßnahmen getroffen werden müssen [EAU-05].

Die Fangedämme sind vor Kollisionen durch Schiffe zu schützen, da die relativ dünnen Stahlprofile empfindlichen Schaden nehmen können. Bei hohen Geländesprüngen und großen Längen der Kaimauer können Fangedämme eine wirtschaftliche Lösung darstellen.

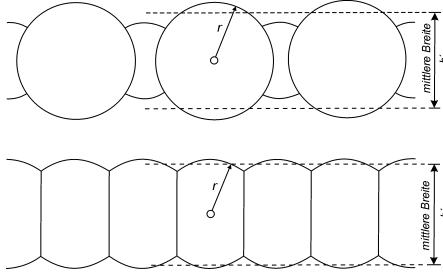


Bild 2.1: Schematische Grundrisse von Zellenfangedämmen
a) Kreiszellenfangedamm b) Flachzellenfangedamm [EAU-05].

Schwimmkästen sind nach oben offene Baukörper aus Stahlbeton, die im Trockenen (Dock, Ufer) hergestellt, schwimmend zur Baustelle transportiert und auf gut tragfähigem Baugrund abgesenkt werden. Die Geometrie des Schwimmkastens muss daher so gewählt werden, wie es die Wassertiefe auf dem Transportweg und der am Einbauort vorhandene Platz für Schiffsmanöver zur Ausrichtung und zum Absenken der Konstruktion zulassen. Nach dem Absetzen der Schwimmkästen werden sie mit Sand, Steinen oder Bodenmaterial verfüllt, bevor danach ein Überbau aus Stahlbeton hergestellt wird. Die Form des Aufsatzes aus Stahlbeton sollte so gewählt werden, dass die beim Absetzen und Hinterfüllen entstehenden ungleichmäßigen Set-

zungen und waagerechten Verschiebungen ausgeglichen werden [EAU-05]. Die Fugen zwischen den aneinander gereihten einzelnen Kästen sind so auszubilden, dass bei ungleichmäßigen Setzungen keine Schäden entstehen, aber dennoch eine Ausspülung des Hinterfüllmaterials verhindert wird. Eine zweckmäßige Lösung durch die Ausbildung von drei verschiedenen Kammern zwischen zwei nebeneinander stehenden Kästen und ihre Verfüllung wird in [EAU-05] dargestellt. Neben dem Endzustand der Konstruktion sind bei Schwimmkästen die einzelnen Bauzustände wie Einschwimmen und Absenken zu beachten. Schwimmkästen sind durch ihre Geometrie auch sehr gut für einen freien Vorbau ins Hafenwasser geeignet.

Sind hohe Geländesprünge zu überbrücken, bietet sich die Verwendung von **Senkkästen** an. Dabei können offene Senkkästen und geschlossene Senkkästen unterschieden werden. Geschlossene Senkkästen werden auch als Druckluftsenkkästen bezeichnet. Sie bestehen seltener aus Stahl, sondern in der Regel aus Stahlbeton. Nach ihrer Ausrichtung auf einem Herstellplanum werden sie auf ihre Gründungsebenen abgesenkt, wobei gleichzeitig der Boden innerhalb des offenen Senkkastens oder unterhalb des geschlossenen Kastens (Druckluftsenkkästen) ausgehoben wird. Beim offenen Senkkasten erfolgt der Aushub von oben z. B. mit einem Bagger. Dabei ist der Wasserstand innerhalb und außerhalb des Kastens gleich. Hingegen wird beim geschlossenen Senkkasten der Aushub unter Druckluft vorgenommen. Unterhalb der Konstruktion ist die nach unten offene Arbeitskammer mit einer Decke und seitlichen Schneiden ausgerüstet, innerhalb der das Bodenmaterial durch Spülen gelöst und unter Druckluft abgepumpt wird. Dabei dringt der Kasten in den Boden ein. Bei dem unter Druckluft stehendem Senkkasten kann somit der Boden im „Trockenem“ ausgehoben werden.

Die Verlegegenauigkeit des Kastens ist bei der offenen Bauweise geringer. Auch eine Kontrolle und Vorhersage der Auflagerbedingungen ist schwierig, so dass sich im Bereich des Kaimauerbaus die Bauweise mit Druckluftsenkkästen durchgesetzt hat. Druckluftsenkkästen können auch als Schwimmkästen ausgebildet werden und so bei nicht tragfähigem Baugrund im Bereich der Absetzsohle eingesetzt werden [EAU-05]. Befindet sich der Druckluftsenkkasten in seiner endgültigen Lage, wird die Arbeitskammer ausbetoniert.

Bei den **Spundwandbauweisen** werden Spundbohlen, bestehend aus den Materialien Stahl oder Stahlbeton, verwendet. **Spundwände** im Bereich des Seehafenbaus werden aufgrund der hohen Geländesprünge und der großen Belastungen nahezu ausschließlich aus Stahlspundbohlen hergestellt. Die einzelnen Spundbohlen werden durch Schlosser verbunden. Mehrere Grundtypen der Profile können nach [Rizkallah et al.-01] und [Brinkmann-05] unterschieden werden:

- Wellenförmige Spundwände aus U- und Z-Profilen,
- Verbundwände,
- kombinierte (gemischte) Stahlspundwände und

- Trägerpfahlwand ohne Zwischenbohlen.

Wellenförmige Spundwände aus U- und Z-Profilen sind für die hohen Geländesprünge beim Bau von Kaimauern in Seehäfen mit großen vertikalen und waagerechten Lasten nur begrenzt einsetzbar. Die Trägerpfahlwand ohne Zwischenbohlen wird zusammen mit der kombinierten Stahlspundwand bei den in einem der folgenden Absätze beschriebenen Pfahlrostkonstruktionen verwendet. Verbundwände sind Stahlbohlen mit schubfesten Schlossverbindungen, wobei die Schubkraftaufnahme in den Schlössern nachzuweisen ist [EAU-05].

Im Bereich des Seehafenbaus kommen bei hohen Geländesprünge im Regelfall *kombinierte (gemischte) Stahlspundwände* zum Einsatz. Bei dieser Konstruktion wird unterschieden in Tragbohlen und Zwischenbohlen. Die Tragbohlen sind länger und weisen ein steiferes, schwereres Profil als die Zwischenbohlen auf. Sie dienen sowohl zur Aufnahme von horizontalen als auch vertikalen Lasten. In Längsrichtung wechseln sich Tragbohlen und Zwischenbohlen ab, dabei nehmen die Zwischenbohlen die horizontalen Lasten auf und leiten sie an die Tragbohlen weiter. Zur Abtragung der senkrechten Beanspruchungen werden im Allgemeinen nur die Tragbohlen und nicht die Zwischenbohlen in Ansatz gebracht. Um das Trägheits- und Widerstandsmoment zu erhöhen, werden die Schlossverbindungen schubfest ausgeführt (Verbundwand). Für die Tragbohlen werden unterschiedliche Profile verwendet, die zum Teil aus Standardprofilen wie z. B. I-Trägern zusammengeschweißt werden, Bild 2.2. Für die Zwischenbohlen werden Doppel- oder Dreifachbohlen aus wellenförmigen Spundwandbohlen verwendet, Bild 2.2.

Bei der Herstellung einer kombinierten Stahlspundwand werden zunächst die Tragbohlen eingerammt. Werden Hindernisse im Boden erwartet, kann in dafür geeigneten Böden ein Vibrationsverfahren verwendet werden. Bei der Wahl eines Rohrprofils mit ausreichend großem Durchmesser können Hindernisse auch im Innern des Profils entfernt werden. Nach den Tragbohlen werden die Zwischenbohlen gesetzt. Damit möglichst keine Schlossschäden entstehen und die planmäßige Lage der Bohlen erreicht wird, ist eine hohe Genauigkeit beim Rammen erforderlich.

Bei großen Geländesprünge und hohen Beanspruchungen sind zusätzliche Verankerungen im Erdreich nötig. Eine Spundwand kann einfach (nur in einer Lage) oder auch mehrfach verankert sein. Für die rückwärtige Verankerung werden Rundstahlanker mit zentrisch gelagerten Ankerwänden oder -tafeln, Verankerungen mit vorgespannten Verpressankern oder Verankerungen mit glatten oder verpressten Schrägpfählen eingesetzt [Brinkmann-05].

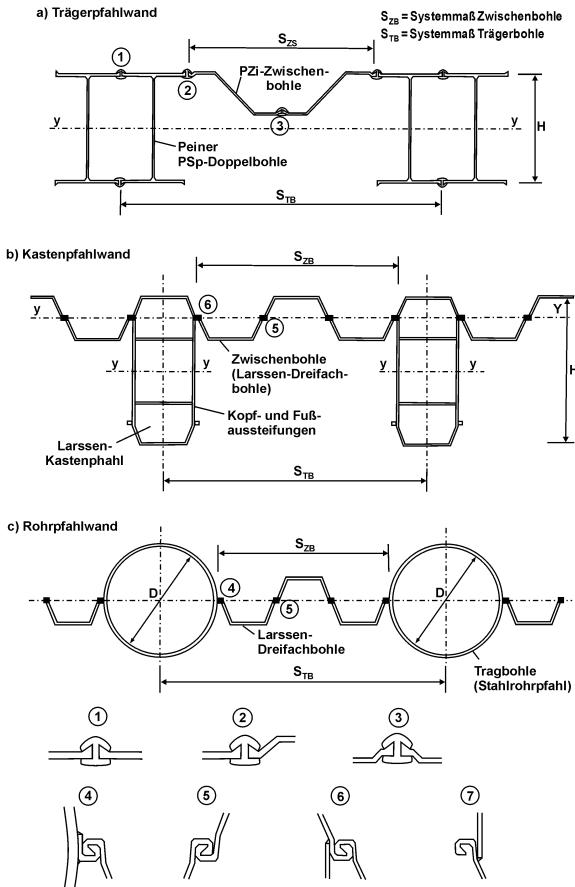


Bild 2.2: Beispiel für kombinierte Stahlspundwände mit Schlossausbildungen [Brinkmann-05]. (Zahlen kennzeichnen die Schlossausbildung.)

Kastenfangedämme bestehen aus zwei Stahlspundwänden, die parallel angeordnet und gegenseitig verankert werden. Eine einfache Verankerung kann je nach vorliegendem Untergrund und Belastungen genügen, wenn die Spundwand in den Baugrund einbindet. Bei felsigem Untergrund sind mindestens zwei Ankerlagen erforderlich. Die Kastenfangedämme können durch Havarie empfindlich geschädigt werden. Um die Ausmaße der Schäden zu begrenzen, sollte die Anordnung von Querwänden oder Festpunktblöcken vorgesehen werden. Die Fangedämme werden mit Bodenmaterial verfüllt. Bei hohen äußeren Einwirkungen aus Wasserdruk ist das Bodenmate-

rial von Kastenfangedämmen zu entwässern. Die Spundwände des Kastenfangedamms werden von Land oder vom Ponton aus eingerüttelt.

Die Kategorie der **Pfahlrostkonstruktionen** ist besonders für die deutschen Häfen von Bedeutung, da diese Konstruktion aufgrund der Bodenverhältnisse am häufigsten zur Ausführung kommt. Die Pfahlrostkonstruktion besteht aus einer Stahlbetonplatte die auf Pfählen aufliegt. Beide Konstruktionselemente (Platte und Pfähle) werden miteinander zu einem Tragsystem verbunden. Zusätzlich wird häufig eine Spundwand angeordnet, die ebenfalls zum Lastabtrag beiträgt. Diese Konstruktion ist zweckmäßig, wenn der tragfähige Baugrund erst in tieferen Schichten ansteht. Grundsätzlich unterscheidet [Brinkmann-07] die folgenden drei Grundtypen von Pfahlrostkonstruktionen, Tabelle 2.1:

- Pfahlrostkonstruktion mit wasserseitiger (vorderer) Spundwand,
- Pfahlrostkonstruktion mit landseitiger (hinterer) Spundwand und
- Überbaute Böschung.

Bei der Pfahlkonstruktion mit einer *wasserseitigen, vorderen Spundwand* wird der Erddruck auf die Spundwand durch die Abschirmung der Platte reduziert. Ferner werden die Verkehrslasten auch auf die Pfähle verteilt. Die Rostplatte wird so hoch angeordnet, dass sie oberhalb des mittleren Wasserstands liegt und somit im Trockenem ausgeführt werden kann. Bei der Bauweise mit *wasserseitiger, vorderer Spundwand* besteht zusätzlich die Möglichkeit, den Boden unterhalb der Platte geböschten auszuführen und die Spundwand im oberen Bereich durchlässig zu gestalten, siehe Bild 2.6. Alternativ zur geböschten Ausführung des Ufers unterhalb der Platte kann eine Wellenkammer aus Stahlbeton angeordnet werden, Bild 2.7. Beide Lösungen bewirken einen Abbau des Wellendrucks und verringern die Lasten auf die Spundwand.

Bei der Pfahlrostkonstruktion mit *landseitiger, hinterer Spundwand* ist die erforderliche Länge der Spundwand geringer, da der verbleibende Geländesprung niedriger ist. Die Wellenenergie wird im Bereich der Böschung unter der Rostplatte abgebaut. Weitere Vor- und Nachteile der einzelnen Konstruktionen enthält Tabelle 2.1.

Die Platte kann sowohl in Stahlbeton- als auch seltener in Spannbetonbauweise hergestellt werden. Bei den Pfählen werden Stahl-, Stahlbeton- oder Spannbetonpfähle eingesetzt. Grundsätzlich sind sowohl für die Platte als auch die Pfähle Lösungen aus Ort beton und Fertigteilen möglich. Da die Pfähle meistens nicht nur vertikale sondern auch horizontale Lasten abtragen müssen, werden sie häufig geneigt gerammt [Brinkmann-07].

Tabelle 2.1: Grundtypen der Pfahlrostkonstruktion nach [Brinkmann-05] [Brinkmann-07].

Pfahlrostkonstruktionen	
Bauweise	Charakteristische Merkmale
Pfahlrostkonstruktion mit wasserseitiger (vorderer) Spundwand	<p>Vorteil: Die Pfähle hinter der Spundwand sind geschützt vor Havariestößen aus dem anlegenden Schiff, Belastungen aus Eisgang, aggressives Hafenwasser.</p> <p>Keine Knickbeanspruchung, da Pfähle über die gesamte Länge im Erdreich liegen.</p> <p>Nachteil: Es ist eine lange und entsprechend steife Ausbildung der Spundwand erforderlich.</p>
Pfahlrostkonstruktion mit landseitiger (hinterer) Spundwand	<p>Vorteil: Kürzere Spundwand, Abbau der Wellenenergie</p> <p>Nachteil: Kein Schutz der Pfähle vor Havarie, Eisgang, aggressivem Hafenwasser.</p> <p>Abschirmwirkung der Verkehrslasten auf die Spundwand entfällt.</p> <p>Knicksicherheit der Pfähle ist bei der Bemessung zu berücksichtigen.</p>
Überbaute Böschung	<p>Vorteil: Keine horizontale Beanspruchung des Bauwerks aus Erd- und Wasserdrukken, Abbau der Wellenenergie.</p> <p>Nachteil: Kein Schutz der Pfähle vor Havarie, Eisgang, aggressivem Hafenwasser.</p>

Die Rostplatte wird zusätzlich durch die Lasten aus den Umschlaggütern beansprucht. Ferner wird häufig die Kranschiene direkt in die Platte integriert. Je nach Größe der Rostplatte kann die landseitige hintere Kranschiene auch einzeln z. B. durch Pfähle gegründet werden. Bei einer integrierten Lösung mit Anordnung der Kranschiene in der Platte wird meistens auch eine direkte Stützung unterhalb der Platte im Bereich der Schienen mit Pfählen vorgesehen.

Die vordere Spundwand wird in Deutschland traditionell aus Stahl hergestellt. In anderen Ländern wurde auch der Pfahlrost mit vorderer, wasserseitiger Stahlbeton-Schlitzwand anstelle der Stahlspundwand errichtet, z. B. Kluizendok, Hafen Gent.

Tabelle 2.2: Übersicht der verschiedenen Bauweisen von Kaimauer nach [Brinkmann-05].

(Weitere Ergänzungen durch [Brinkmann-05] [EAU-07] [CUR-05].)

Bauweise	Merkmale	Voraussetzung für den Einsatz	Beispiele
Schlitzwände (Ortbeton-konstruktion)	<ul style="list-style-type: none"> Ortbetonwände, im Untergrund abschnittsweise hergestellt, mit einem Spezialgreifer oder einer Fräse zwischen Leitwänden ausgehoben, Stützflüssigkeit eingefüllt, Bewehrung eingebaut, Beton mit Kontraktorverfahren eingebracht Zwei- / Einphasen- und Kombinationsverfahren Erschütterungsfreiheit, Lärmbegrenzung platzsparend <p>(Schlitzwände zum Teil in Kombination mit einem Pfahlrost)</p>	<ul style="list-style-type: none"> Durchörterung von Hindernissen, Geröll und festem Geschiebemergel oder Ton möglich, im gestützten Schlitz können Hindernisse geborgen werden 	<ul style="list-style-type: none"> Umstrukturierung O'Swaldkai-West, Hamburg, Deutschland Kaimauer in Dünkirchen, Frankreich Le Havre, Frankreich Gent, Belgien
Blockbauweise (Schwerege-wichts-konstruktion)	<ul style="list-style-type: none"> Kaimauer aus vorgefertigten massiven oder hohlen Betonblöcken Blöcke werden meist von der Wasserseite auf einer Schüttsteinschicht abgesetzt über dem Wasser liegender Wandkopf aus Stahlbeton großer Materialverbrauch Kaimauerhöhen bis etwa 20 m 	<ul style="list-style-type: none"> tragfähige Hafensohle Konstruktion sollte nicht bei brechenden Wellen verwendet werden 	<ul style="list-style-type: none"> Conakry, Guinea Jebel Ali, Dubai Jeddah, Saudi Arabien
Winkel- und Rippenstützwände (Schwerege-wichts-konstruktion)	<ul style="list-style-type: none"> Stahlbetonbauweise mit einem annähernd lotrechten Wandteil, der in eine Sohplatte eingespannt ist (Winkelstützwand) bei einer Rippenstützwand werden zusätzliche Aussteifungsrippen angeordnet häufig auch aus Fertigteilen 	<ul style="list-style-type: none"> tragfähige Hafensohle 	<ul style="list-style-type: none"> Richards Bay Südafrika Deurganckdok, Antwerpen, Belgien Inkoo, Finnland Bantry Bay, Australien Panoramas Bay, Athen, Griechenland
Zellenfangedämmen (Schwerege-wichts-konstruktion)	<ul style="list-style-type: none"> Stahlflachprofile, über Schlosser verbunden, Hohlprofile mit Bodenmaterial verfüllt keine Gurtung und Verankerung 	<ul style="list-style-type: none"> tragfähige Hafensohle Geröll und harte Bodenschichten können nur schwer durchörtert werden 	<ul style="list-style-type: none"> Duke Point Nanaimo, Kanada Fos-Sur-Mer, Frankreich Zeebrügge, Belgien

Schwimmkästen (Schweregewichts- konstruktion)	<ul style="list-style-type: none"> aneinander gereihte, nach oben offene Stahlbetonkörper schwimmend zur Baustelle gebracht Abmessungen vom Ort der Herstellung und den Wassertiefen des Transportwegs abhängig nach dem Absetzen mit Sand, Steinen oder anderem Material gefüllt geeignet für Vorbau ins freie Hafenwasser 	<ul style="list-style-type: none"> tragfähige Hafensole gut geeignete Hafensole 	<ul style="list-style-type: none"> Hafen von Marsa el Brega, Libyen Damman, Saudi Arabien Hafenerweiterung Tel Aviv, Hayovel Port (Ashdod), Israel Seeschleuse in Cuxhaven (1961-65) Hafen von Gdynia, Polen
Offene und geschlossene Senkkästen (Schweregewichts- konstruktion)	<ul style="list-style-type: none"> unten offener Kasten aus Stahlbeton, der auf einer Herstellebene errichtet wird durch den Bodenaushub im Innern des Kastens mit Baggern oder Pumpen wird der Kasten auf die Gründungsebene abgesenkt oder Bodenaushub unter Druckluft in einer nach unten offenen Arbeitskammer, aus der für das Absenken das Wasser durch Druckluft verdrängt wird 	<ul style="list-style-type: none"> möglichst wenige Hindernisse durch Geröll beim Absenken (nur unter Schwierigkeiten zu durchfahren oder zu beseitigen) 	<ul style="list-style-type: none"> Richards Bay Südafrika
Spundwand aus Stahl (Spundwand- bauweise)	<ul style="list-style-type: none"> Verankerte Spundwand Spundwand aus Stahlspundbohlen einfach oder mehrfach verankert bei hohen Geländesprüngen häufig kombinierte Stahlspundwände Verankerung durch Schrägpfähle, Verpresspfähle oder Rundstahlanker mit Ankertafel 	<ul style="list-style-type: none"> Geröll und harte Bodenschichten können nur schwer durchörtert werden 	<ul style="list-style-type: none"> Nordpier, Nordenham
Kastenfangdamm (Spundwand- bauweise)	<ul style="list-style-type: none"> zwei parallele Stahlspundwände, die gegenseitig verankert werden einfach oder mehrfach verankert 	<ul style="list-style-type: none"> Geröll und harte Bodenschichten können nur schwer durchörtert werden 	<ul style="list-style-type: none"> La Seyne-Sur-Mer, Frankreich

<p>Pfahlrostkonstruktion (Pfahlrostkonstruktion)</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Anzahl von Pfählen oder Pfahlgruppen werden durch eine Rostplatte zu einer einheitlich tragenden Gründung miteinander verbunden • auf die Rostplatte werden die eigentlichen Lasten abgesetzt • die Pfähle können im Erdkörper liegen oder ungeschützt im Wasser stehen • Rostplatte in der Regel aus Stahlbeton, seltener Spannbeton • Stahlpfähle, Spannbeton- oder Stahlbetonpfähle • hintere oder vordere Spundwand möglich (Stahlspund- oder Schlitzwand) 	<ul style="list-style-type: none"> • auch bei schlechtem Baugrund einsetzbar • für große Geländesprünge und Lasten geeignet • tragfähiger Baugrund kann erst in tieferen Schichten anstehen 	<ul style="list-style-type: none"> • Landeshafen Cuxhaven (1994-1996, Elbe, Amerika-Hafen), Deutschland • Predöhlkai Hamburg, 5. Liegeplatz, Deutschland • Europakai Hamburg, Deutschland • Containerterminal Bremerhaven (Ausbaustufe 4), Deutschland • Containerterminal Altenwerder, Ballindamm 2. Bauabschnitt, 1996, Deutschland
<p>Pfahlrostkonstruktion (überbaute Böschung) (Pfahlrostkonstruktion)</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Böschung unterhalb der Pfahlrostplatte so weit in die Höhe geführt, dass keine rückwärtige Spundwand mehr erforderlich ist • Bauwerk nicht durch waagerechte Erd- und Wasserdrücke beansprucht 	<ul style="list-style-type: none"> • große erforderliche Fläche zur Ausführung 	<ul style="list-style-type: none"> • Tanjung Pelepos, Malaysia • Buenos Aires, Argentinien

2.4 Kaimauern in deutschen Häfen

Der Bau von Kaimauern und die Wahl ihrer Konstruktion sind vom jeweiligen Hafenstandort mit den vorliegenden geologischen und klimatischen Bedingungen abhängig. Die Entwicklung der Weltwirtschaft und des Welthandels bewirkten für deutsche Häfen in den letzten Jahren eine stete Steigerung des Umschlags, wodurch höhere Anforderungen an die Kaikonstruktion z. B. durch die Vergrößerung der Schiffe, aber insbesondere auch an das Gesamtsystem Hafen mit seiner Logistik im Hafenbereich, Anbindung ans Hinterland etc. gestellt werden. Auch die zukünftige Entwicklung in anderen europäischen Häfen beeinflussen die Anforderungen an bestehende Häfen, Bild 2.3 [CUR-05].

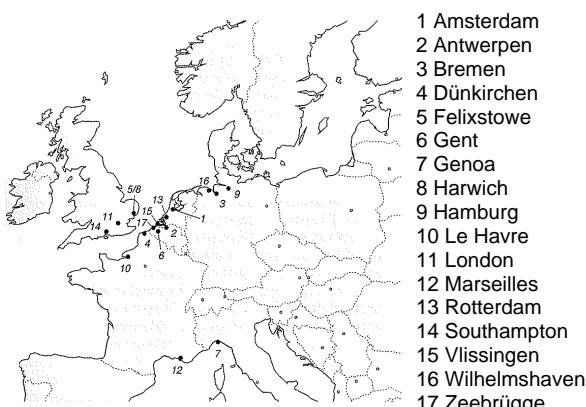


Bild 2.3: Wichtigste Seehäfen in Westeuropa [CUR-05].

2.4.1 Umschlagentwicklung an den Hafenstandorten

In Deutschland wird zurzeit an den drei Hafenstandorten Bremen-Bremerhaven, Wilhelmshaven und Hamburg nahezu der gesamte Umsatz erzielt.

Der stetig wachsende Welthandel bewirkt eine dynamische Entwicklung insbesondere des Containerverkehrs. Die rasante Entwicklung des Seegüterumschlags am Hamburger Hafen setzte bereits in den vergangenen Jahren ein. In den Jahren 2000 bis 2004 konnte der Hamburger Hafen eine Steigerung des Seegüterumschlags um ~ +35 % verbuchen, Bild 2.4. In dem von der weltweiten Wirtschafts- und Finanzkrise geprägten Jahr 2009 lag der Umschlag etwa 30 Millionen Tonnen (- 21,4 Prozent) unter dem vergleichbaren Vorjahresergebnis.

Der Standort Wilhelmshaven wird mit der Inbetriebnahme des Jade-Weser-Ports im Jahre 2011 hohe Bedeutung für den Containerverkehr erhalten. Der neue Wilhelmshavener Containerterminal wird insbesondere auch für große Containerschiffe wie die 400 m lange „Emma Maersk“ die Möglichkeit zum Anlaufen bieten. Geplant ist bis 2015 eine Umschlagkapazität von 2,7 Millionen TEU (Twenty-foot Equivalent Unit, Maß für Kapazitäten von Containerschiffen).

In Bremerhaven wurde im Jahr 2008 der Containerterminal IV in Betrieb genommen. Bei der Nordverlängerung der Bremerhavener Containerkaje entstanden vier zusätzliche Liegeplätze für Großcontainerschiffe. Die erweiterte Kaje des Containerterminals IV ist 1681 Meter lang. Das Bauwerk ist notwendig, um der vorhergesagten Entwicklung des Containerumschlags entsprechen zu können.

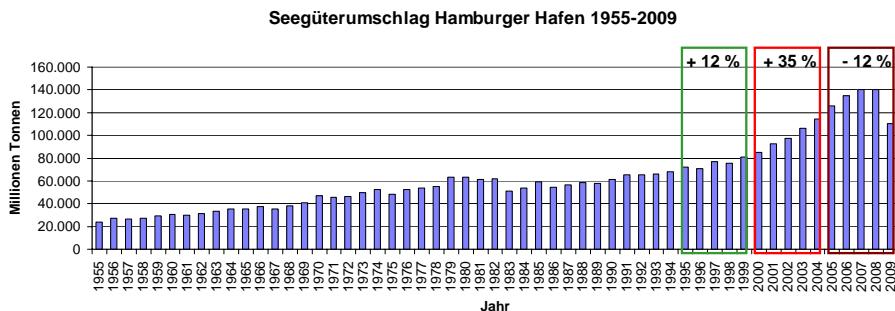


Bild 2.4: Seegüterumschlag des Hamburger Hafens in den Jahren 1955-2007
 (Daten aus Quelle: <http://www.hafen-hamburg.de/content/seeg%C3%BCterumschlag-1958-bis-2009-im-hamburger-hafen, Hamburger Port Authority, Dezember 2010>).

Auch der Hamburger Hafen unterliegt einer ständigen Erweiterung. Zur Zeit besitzt er insgesamt vier große Containerterminals. Gegenwärtig wird die Kaimauer des EUROGATE Container-Terminals Hamburg in WALTERSHOF modernisiert. Die „Westerweiterung“ der Terminalfläche des EUROGATE Container Terminals soll zu einer Erhöhung der jährlichen Kapazität auf sechs Millionen TEU p.a. führen. Die Fertigstellung ist 2015/2019 geplant.

Von den vier wichtigsten Container-Terminals im Hafen Hamburg ist der Terminal Burchardkai, jener mit der größten Fläche und dem meisten Umsatz, Tabelle 2.3.

Tabelle 2.3: Ausstattung der Containerterminals im Hamburger Hafen. (Daten aus Quelle: <http://www.hafen-hamburg.de/overview/Container%20Terminals, Hamburg Port Authority, Dezember 2010>)).

	Container Terminal Altenwerder	Container Terminal Burchardkai	Eurogate Container Terminal	Tollerort Container Terminal
Kai-länge	1000 m	2850 m	2000 m	1000 m
Anzahl der Liege- plätze	4	8	6	4
Fläche	1,0 Mio. qm	1,4 Mio. qm	1,4 Mio. qm	0,4 Mio. qm
Containerbrücken Van Carrier	15	26	21	8
		120	149	51

2.4.2 Verwendete Kaimauerkonstruktionen in deutschen Häfen

An den Hafenstandorten der deutschen Nordseeküste Bremen-Bremerhaven, Wilhelmshaven und Hamburg hat sich bei den neueren Kaimauerkonstruktionen meist ein ähnlicher Konstruktionstyp durchgesetzt. Erfahrungen im Bereich des Kaimauerbaus werden an allen drei Standorten seit Jahren gesammelt. Die im Folgenden beschriebene Bauweise löste insbesondere im Hamburger Hafen die Bauweise mit voll hinterfüllter Spundwand ab, um höhere Geländesprünge realisieren zu können.

Als Spundwand auf der Wasserseite kommt häufig eine kombinierte Spundwand mit Trag- und Füllbohlen zur Anwendung. Die Rostplatte wird aus Stahlbeton hergestellt. Die Platte lagert auf Ortbetonrammpfählen, die geneigt eingebaut werden. Zur Verankerung der Spundwand werden Stahlrammpfähle verwendet. Unterhalb der Rostplatte wird eine geneigte Böschung ausgebildet. Die Füllbohlen sind im oberen Bereich der Spundwand herausgelöst, so dass der geböschte Uferbereich unterhalb der Rostplatte zur Reduktion der Wellenenergie dient. Alternativ zum geböschten Uferbereich unterhalb der Rostplatte kommt z. B. in Bremerhaven eine Wellenkammer aus Stahlbeton zum Einsatz, Bild 2.7.

Der landseitige Abschluss der Kammer unterhalb der Rostplatte wird durch eine Spundwandschürze gewährleistet. Mit diesem Konstruktionstyp können hohe Geländesprünge realisiert werden. Durch die Öffnung im oberen Bereich der Spundwand wird der Wasserüberdruck auf die Hauptwand erheblich reduziert.

Erstmals wurde der Konstruktionstyp in Hamburg beim Bau des Predöhlkais des Europa-Terminals im Jahr 1997 verwendet. Durchgesetzt hat sich offensichtlich die Bauweise mit einer Spundwand vor der Reibepfähle angeordnet werden, Bild 2.6. Zwischen den Reibepfählen und der Spundwand entsteht eine Kammer. Die Anordnung der Reibepfähle bietet die folgenden Vorteile [Gattermann et al.-00]:

- Die Strömungen, die beim An- und Ablegen von Schiffen hervorgerufen werden, können sich zum Teil innerhalb der Kammer abbauen. Die horizontalen Lasten auf die Wand werden damit deutlich reduziert.
- Der auf die Wand treffende Strahl, der durch die Bug- und Heckstrahlruder beim Ab- und Anlegen entsteht, muss einen längeren Weg zurücklegen auf dem er einen großen Teil seiner Energie abbaut. Beim Auftreffen auf die Wand wird der Strahl nach unten umgelenkt und erreicht den Hafengrund. Die Gefahr der Kolkbildung wird durch den Einsatz der vorgelagerten Reibepfähle verringert, da aufgrund der verlängerten Wege die Energie des auftreffenden Strahls reduziert wird [Gattermann et al.-00].
- Kommt es zu einer Eisbildung im Uferbereich, kann das Eis beim Anlegevorgang eines Schiffes in die Kammer verdrängt werden und belastet weder Schiff noch Spundwand.
- Die Reibepfähle können zusätzlich Lasten aus dem Überbau aufnehmen.

Exemplarisch werden im Folgenden drei typische Beispiele für Konstruktionen von Kaimauern in Norddeutschen Häfen vorgestellt.

Terminal O'Swaldkai West, Hamburg

Die Erweiterung des O'Swaldkais wurde von der Arbeitsgemeinschaft GKT Spezialtiefbau, H. C. Hagemann und der Dyckerhoff & Widmann AG im Jahr 1992 durchgeführt. Sie gliedert sich in die drei Teilabschnitte der Ergänzung einer ca. 60 m langen Uferwand, des Neubaus einer ca. 130 m langen Kaimauer und des Neubaus einer rückverankerten Flügelwand [Maybaum-96]. Vorgestellt wird im Folgenden der Querschnitt der Kaimauer.

Die Kaimauer wurde als Schlitzwand mit einer Bauhöhe der Gesamtkonstruktion von 27 m und einer Dicke der Wand von 1,2 m ausgeführt. In jede Lamelle von 4,35 m Breite wurden nebeneinander zwei gleiche Bewehrungskörbe gestellt. Für eine Berechnungstiefe bei NN -15 m ergibt sich ein anzusetzender Geländesprung von 21,0 m. Aufgrund des vorliegenden Baugrunds wurde die Schlitzwandbauweise gewählt. In den oberen Schichten von NN +6 m bis NN -8 m sind Klei, Torf und sandige bis kiesige Schichten vorhanden. Darunter liegen bis zu einer Kote von NN -17 m eiszeitlich geprägte pleistozäne Mittelsand- und Grobsand- / Grobkiesschichten vor. Unterhalb finden sich tertiäre Schichten aus Glimmerton, Beckenton und Beckenschluff. In dem Bereich des Übergangs zwischen den pleistozänen und tertiären Schichten sind Geröll und große Steine vorhanden ([Maybaum-96], [Gattermann et al.-00]). Das Bauverfahren der Schlitzwandkonstruktion ermöglichte eine Durchörterung dieser Schichten. Außerdem können bei dieser Bauweise größere Steine innerhalb des gestützten Schlitzes entnommen werden. Die Kaimauer O'Swaldkai West ist eine Pfahlrostkonstruktion mit voll hinterfüllter Schlitzwand. Die Konstruktion wur-

de ab etwa 1997 durch die im oberen Bereich geöffnete Spundwand mit vorgelagerten Reibepfählen abgelöst. Da die Bodenverhältnisse aufgrund von Hindernissen wie Geröllschichten eine direkte Rammung der Spundwände häufig nicht zulassen, ist eine Vorbereitung der Rammtrasse z. B. durch Vorbohren oder Herstellung eines flüssigkeitsgestützten Schlitzes erforderlich.

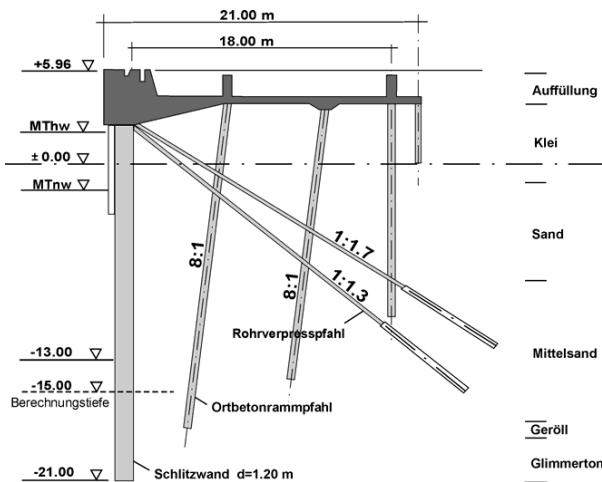


Bild 2.5: Querschnitt Kaimauer O'Swaldkai West [Böttger et al.-1992].

Containerterminal Altenwerder, Hamburg

Im Herbst 1996 begann der Bau eines neuen Containerhafens in Hamburg, bei dem vier Liegeplätze von jeweils 350 m Länge geschaffen wurden [Gattermann et al.-00] [Brinkmann-07] [Mardfeldt-05]. Diese Liegeplätze sind seit dem Jahr 2004 in Betrieb. Die Kaimauer besteht aus einer von der Fenderlinie zurückgesetzten, gemischten Stahl-Spundwand mit vorgestellten Reibepfählen. Die Reibepfähle wurden einvibriert und nur wenige Meter gerammt. Weiterhin ist ein geböschtes Ufer unterhalb der Rostplatte und eine im oberen Drittel durchlässige, gemischte Stahl-Spundwand vorhanden, Bild 2.6. Überbrückt wird ein Geländesprung von 24 m. Die gemischte Spundwand wurde in einen 1,2 m breiten, flüssigkeitsgestützten Schlitz eingestellt. Die Bauweise mit Hilfe eines vorgefertigten Schlitzes wurde wie bei der Kaimauer des Terminals O'Swaldkai West aufgrund der im Baugrund anstehenden Geröllschichten angewendet. Der Schlitz wurde bis zu einer Tiefe von NN - 25,3 m ausgehoben. Bis zur endgültige Tiefe von - 30,5 m wurde die Stahl-Spundwand nachgerammt. Geneigte Stahlpfähle verankern die Tragbretter. Sie haben eine Länge von 41 m mit einem Achsabstand von 3,05 m. Die Stahlbeton-Rostplatte lagert auf Ortbe tonpfählen mit einem Durchmesser von 51 cm, die bis zu einer Tiefe zwischen

NN -23 m und -26 m reichen. Die landseitige, hintere Spundwand wurde bis auf einer Tiefe von NN -7 m gerammt. Für die Gründung der hinteren, landseitigen Kranbahnen wurden Ort betonrammpfähle gewählt.

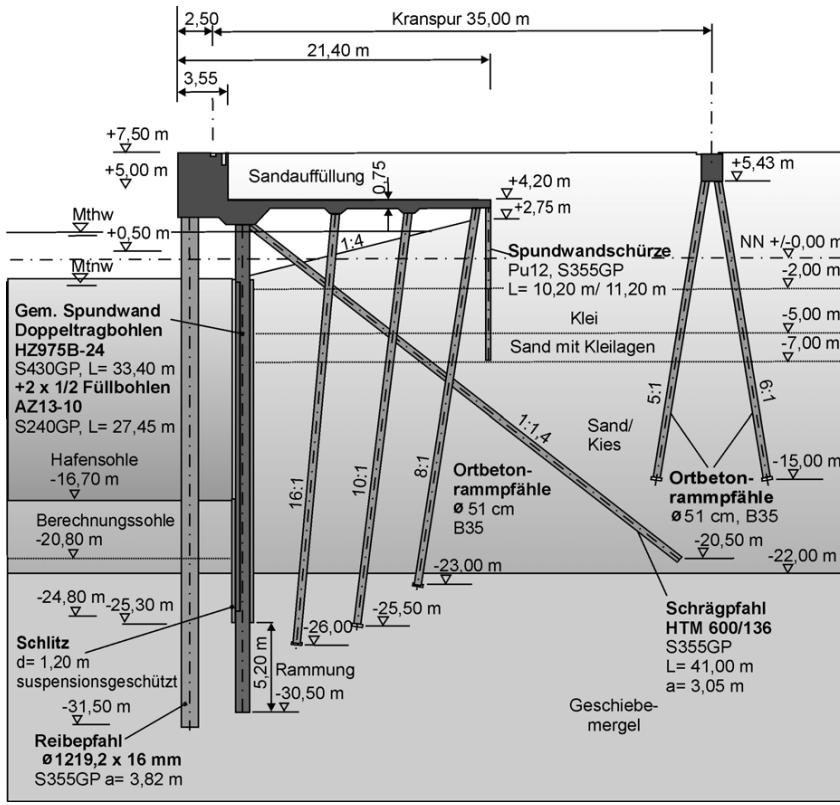


Bild 2.6: Containerterminal Hamburg Altenwerder, Kaimauerquerschnitt 2. Bauabschnitt.
 (Quelle: ARGE HOCHTIEF Construction AG, F+Z Baugesellschaft mbH, FR.
 HOLST GmbH & Co. KG) [Brinkmann-07]

Containerterminal 4, Bremerhaven

Der Containerterminal 4 in Bremerhaven wurde 2008 fertig gestellt, er erweitert die vorhandene Kaimauer um 1681 m. Auf dieser Länge entstanden vier neue Großschiffsliegeplätze. Wiederum wurde eine Rostplatte aus Stahlbeton mit einer wasserseitigen, im oberen Bereich offenen Spundwand gewählt. Der Spundwand sind auch hier Reibepfähle vorgelagert. Im Unterschied zum Hamburger Hafen wurde eine geschlossene Wellenkammer aus Stahlbeton unter der Rostplatte angeordnet, so dass keine landseitige Spundwand benötigt wird. Die Höhe der Kaimauer wurde aus ge-

gebenen Randbedingungen zum Hochwasserschutz festgelegt. Am Standort Bremerhaven lag ein sehr inhomogener Baugrund vor, so dass auf 2/3 der Kajenlänge ein Bodenaustausch mit Sand vorgenommen werden musste [Brinkmann-07]. Bei der Stahlspundwand handelt es sich wiederum um eine gemischte Stahlspundwand. Die Tragbohlen mit einer Länge von 36-40 m wurden gerammt und die Zwischenbohlen nachträglich eingebracht. Die Spundwand wird durch Schrägpfähle mit einem Achsabstand von 35 m verankert. Nach der Rammung der Spundwand wurde hinter ihr Sand aufgefüllt, so dass alle weiteren Arbeiten als Landbaustelle durchgeführt werden konnten. Die Platte wird durch drei Pfahlreihen gestützt. Landseitig wird nur eine kurze Spundwandschürze angeordnet.

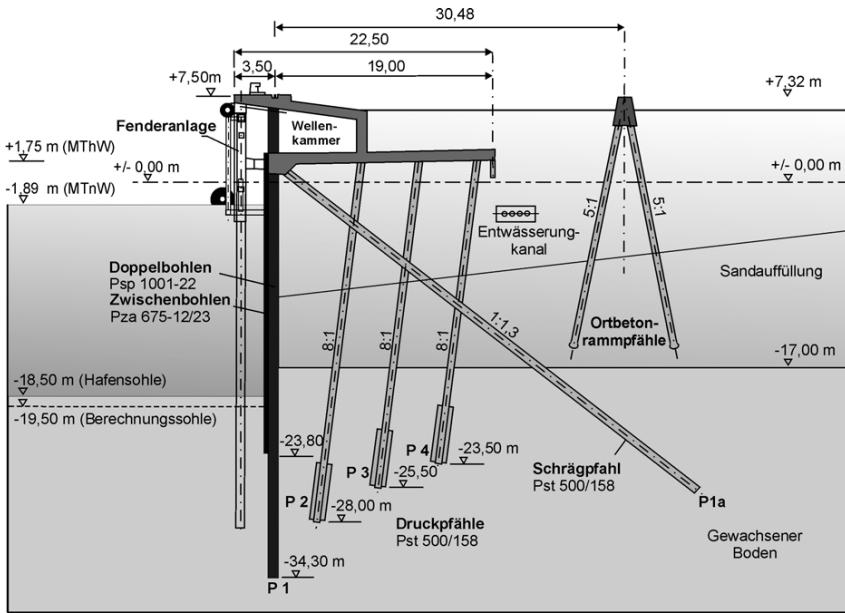


Bild 2.7: Containerterminal 4, Regelprofil Kajenquerschnitt (Quelle: bremenports) [Brinkmann-07].

2.5 Konstruktion und Ausführung von Stahlbeton-Schlitzwänden

Die Stahlbeton-Schlitzwand ist im Vergleich zur gerammten Stahlspundwand vorteilhaft, wenn im Untergrund Hindernisse wie Geröll, fester Geschiebemergel oder Ton anstehen. Nach [Brinkmann-05] sind ihre weiteren Vorteile die Erschütterungsfreiheit und eine geringere Lärmbelästigung während der Bauphase. Bei der abschnittsweisen Herstellung der Stahlbetonwand aus Ortbeton wird mit Hilfe einer Fräse oder eines Greifers zwischen Leitwänden ein Schlitz im Baugrund ausgehoben. Zur Her-

stellung seiner Standfestigkeit wird der Schlitz während des Aushubs mit einer Stützflüssigkeit gefüllt. Die Bewehrung wird in den Schlitz eingestellt, Bild 2.8. Beim Betonieren des Schlitzes im Kontraktorverfahren wird die Stützflüssigkeit nach oben abgepumpt und für eine weitere Verwendung aufbereitet.

Bei einer Baustelle in Landnähe bietet sich eine Vorschüttung an, so dass eine Landbaustelle entsteht. Bei einer Wasserbaustelle kann die Schlitzwand im Schutz eines Fangedamms oder zwischen Schalungskästen hergestellt werden. Bei dieser Bauweise werden nach [EAU-05] Wanddicken zwischen 0,4 und 1,5 m realisiert, spezielle Fräsen ermöglichen Wanddicken bis zu 3 m [Triantafyllidis-04]. [CUR-05] gibt für Schlitzwände im Bereich des Hafenbaus Wanddicken von 0,5 bis 2 m an. Die Tiefe des Schlitzes kann bis zu 150 m betragen [Triantafyllidis-04]. Die Breite der Betonierabschnitte ist von den Bodenverhältnissen abhängig, die sich auf die Standsicherheit des Schlitzes auswirken. Maximal kann die Breite der Betonierabschnitte 10 m betragen, regulär werden Breiten zwischen 2,5 und 7,2 m verwendet [EAU-05] [CUR-05]. Das Profil der Wand ist normalerweise eben, bei sehr hohen Beanspruchungen wird gegebenenfalls auch ein T-Profil ausgebildet. Zusätzlich kann die Tragfähigkeit durch Verankerungen erhöht werden, die im Bereich von Gurten in der Schlitzwand angeordnet werden. Die Gurte werden durch eine zusätzliche Bewehrung in den Schlitzwänden ausgebildet.

Die einzelnen Betonierabschnitte und somit die Wandlamellen werden durch Fugen getrennt. Für die Ausbildung der Fugen liegen verschiedene Lösungsansätze vor. Für Schlitzwanddicken > 1,0 m und große Schlitzwandtiefen können Flachfugenelemente als Abstellkonstruktion verwendet werden [Triantafyllidis-04]. Flachfugenelemente kamen z. B. auch beim Bau der 1,20 m dicken Schlitzwand für den O'Swaldkai West im Hamburger Hafen zum Einsatz.

Nach der Platzierung der Abstellkonstruktion im ausgehobenen Schlitz ist die vorgefertigte Bewehrung einzuführen. Die stützende Flüssigkeit im Schlitz muss homogenisiert werden, um sicherzustellen, dass sich das Fließverhalten der Suspension nicht deutlich durch die Aufladung mit Bodenpartikeln ändert. Vor dem Einbringen der Bewehrungskörbe in den Schlitz sind Grenzwerte der Stützflüssigkeit für die Dichte und die Fließgrenze nachzuweisen.

Für den Bewehrungskorb sind nach [4126-04] vorgegebene Abstände der Bewehrungsstäbe in Abhängigkeit von der Fließgrenze der Suspension einzuhalten. Die Maßnahme soll sicherstellen, dass der Beton die Stützflüssigkeit einwandfrei verdrängt und die Bewehrung voll umschließt. Bei der Herstellung der Bewehrungskörbe ist auf ihre Aussteifung zu achten. Am Kopf wird ein Aussteifungsrahmen an die Längsbewehrung angeschweißt, am Fußpunkt kann ein Winkeleisen verwendet werden. Die Aussteifung des Korbes wird weiterhin durch Aussteifungskreuze sichergestellt.

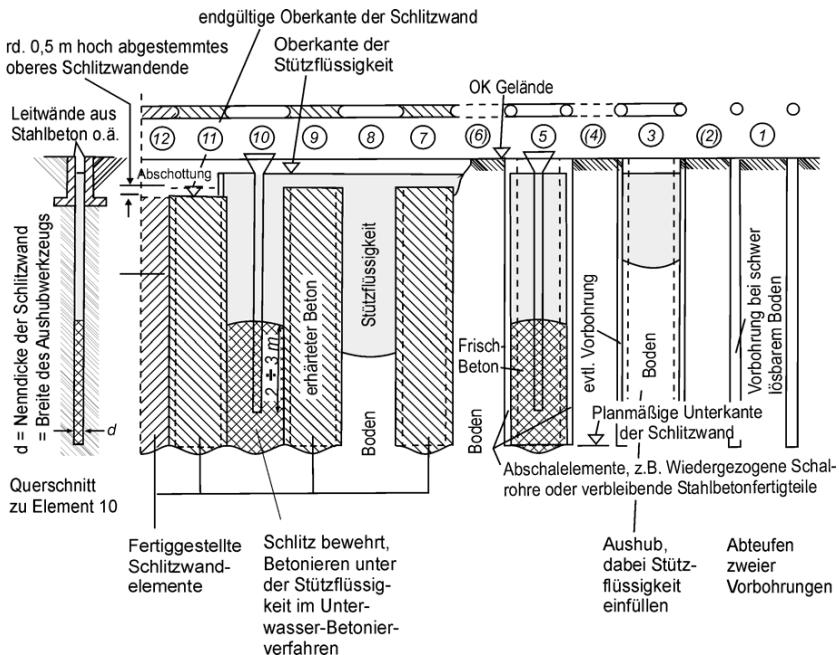


Bild 2.8: Herstellung einer Schlitzwand [EAU-05].

Zum Einbau späterer Anker werden Ankerhülsen in den Bewehrungskorb integriert, zur Aufnahme der Querspaltzugkräfte kann eine Spiralbewehrung angeordnet werden. [Triantafyllidis-04] empfiehlt, eine genaue Analyse der mehrachsigen Beanspruchung des Betons an der Stelle der Verankerung durchzuführen und die Querspaltzugkräfte über die Bügelbewehrung abzufangen, da bei einer Spiralbewehrung aufgrund der hohen Bewehrungskonzentration Fehlstellen im Beton entstehen können.

Nach [EAB-06] sind für die Bestimmung der Schubbewehrung die Schlitzwandelemente als Balken anzunehmen, wenn die Dicke größer ist als ein Fünftel der Breite, sofern die einzelnen Elemente nicht kraftschlüssig miteinander verdübelt sind. Die Verdübelung kann zwischen zwei Wandlamellen durch eine geeignete Profilierung der Abstellfugen gewährleistet werden.

Die Vorstellung der Konstruktionstypen für Ufereinfassungen zeigt die Vielfalt der Ausführungen. Aus diesem Grund wurden die probabilistischen Analysen auf Schlitzwände beschränkt. Die Vielfalt der beschriebenen Einflussgrößen weist auf die große Komplexität der mechanischen und stochastischen Modellbildung hin. Die Modellbildung für die probabilistischen Analysen der Schlitzwände und die Filterung der relevanten Einflussgrößen ist von entscheidender Bedeutung für die vorliegende Arbeit.

3 Zuverlässigkeit von Ufereinfassungen

Der Begriff des „risikobasierten Sicherheitskonzepts“ umfasst die Zuverlässigkeit sowie Annahmen, Voraussetzungen und Versagensfolgen durch Bezug auf das Grenzrisiko. Der Begriff „Risiko“ wird dabei definiert als das Produkt aus der Versagenswahrscheinlichkeit und den Folgen des Versagens [Faber-08]. Hierbei stellt der Verlust von Menschenleben die bedeutendste Versagensfolge dar. Eine Konstruktion kann dann als sicher eingestuft werden, wenn das Risiko für den Verlust von Menschenleben kleiner ist als ein festgelegtes Grenzrisiko.

Die Zuverlässigkeit eines Tragwerks wird nach [1990-02] definiert als die „Fähigkeit eines Tragwerks oder Bauteils die festgelegten Anforderungen innerhalb der geplanten Nutzungszeit zu erfüllen“. Sie kann durch eine Abschätzung der Versagenswahrscheinlichkeit des Bauwerks beurteilt werden.

Mit der im Rahmen dieser Arbeit verwendeten Methode der Zuverlässigkeitstheorie kann nur ein strukturelles Versagen des Bauwerks untersucht werden, menschliche Fehlhandlungen können im Rahmen der hier vorgestellten Vorgehensweise nicht berücksichtigt werden. Nach [Rackwitz-06] sind 10% aller Versagensfälle im Bauwesen auf stochastische Schwankungen der Eingangsparameter zurückzuführen. Die Zuverlässigkeit, häufig durch den Zuverlässigkeitssindex angegeben, beschreibt die Wahrscheinlichkeit, mit der eine bauliche Anlage innerhalb einer vorgesehenen Zeitdauer versagt bzw. mit welcher Wahrscheinlichkeit ein Grenzzustand überschritten wird.

Die Zuverlässigkeit stellt somit neben anderen Einflüssen ein Kriterium zur Beschreibung der Sicherheit dar. Da die Sicherheit nicht unerheblich von einem individuellen Sicherheitsempfinden abhängt, ist die Diskussion, mit welcher Zuverlässigkeit und unter Annahme welcher Versagensfolgen eine Konstruktion als sicher bezeichnet werden kann, sehr schwierig. Dennoch wurden in die aktuellen Normen Zielzuverlässigkeiten in Abhängigkeit von den Versagensfolgen aufgenommen.

Die Idee, die Schwankungen der Zuverlässigkeit bei Bemessungsaufgaben aufgrund des stochastischen Charakters der Eingangsgrößen zu beachten und die Bemessung mit Hilfe der Wahrscheinlichkeitstheorie durchzuführen, wird bereits von [May-er-26] vorgeschlagen. Die Grundlagen der probabilistischen Berechnung im Bauwesen gehen auf [Freudenthal-47] zurück. Schließlich wurde erstmals Ende der 60 Jahre ein Konzept mit Teilsicherheitsbeiwerten zur Bemessung im Bauwesen verwendet. Vorerst waren aber nur Lösungen für zwei stochastisch unabhängige, streuende Basisvariablen verfügbar. Der Begriff Basisvariable beschreibt eingehende Bemessungsvariablen, für die stochastische Beschreibungen durch Vorgabe von Verteilungen mit zugehörigen Kennwerten wie Mittelwert und Standardabweichung vorliegen. Unterschieden werden korrelierte und unkorrelierte Basisvariablen. Als korreliert

werden Zufallsvariablen beschrieben, die in einem funktionalen Zusammenhang stehen [Glowienka-07]. Für eine Verallgemeinerung, um beliebige Bemessungsaufgaben des Ingenieurwesens zu lösen, war somit die Entwicklung von Methoden unter Berücksichtigung mehrerer, auch korrelierter Basisvariablen erforderlich.

Für mehrere, unabhängige Basisvariablen wird die Versagenswahrscheinlichkeit durch ein Integral über den n-dimensionalen Wahrscheinlichkeitsraum bestimmt. Dieses Integral ist analytisch normalerweise nicht lösbar. Ein wichtiges Forschungsgebiet der 70er Jahre war somit die Entwicklung von Integrations-, Näherungs- und Simulationslösungen zur Lösung des Faltungsintegrals. Die Forschung zur Zuverlässigkeitstheorie wurde insbesondere durch das CEB und durch das im Jahre 1976 gegründete JCSS (Joint Committee for Structural Safety) unterstützt. In den Jahren 1972 bis 1990 entstanden außerdem im Rahmen des von der DFG geförderten SFB96 eine große Anzahl von Forschungsarbeiten z. B. [Rackwitz-76]. Die heute am häufigsten verwendeten Methoden zur Auswertung des Faltungsintegrals im Rahmen der Zuverlässigkeitstheorie werden im Kapitel 3.2 kurz vorgestellt, ausführliche Informationen können [Rackwitz-06] und [Melchers-99] entnommen werden.

Die zufallsbedingten Variationen der Basisvariablen (Materialparameter, geometrische Größen und Einwirkungen) werden derzeit in den Bemessungsnormen durch Teilsicherheitsbeiwerte berücksichtigt. Die in den Normen gegebenen Teilsicherheitsbeiwerte beruhen überwiegend auf Erfahrungen. Werden ergänzend probabilistische Verfahren herangezogen, spricht man von semiprobabilistischen Methoden. Probabilistische Modelle im Grundbau werden bereits seit 1970 erforscht. Das nach [1054/1-05] verwendete Teilsicherheitskonzept beruht auf den Grundlagen eines semi-probabilistischen Bemessungsansatzes. Durch die Teilsicherheitsbeiwerte sollen die Streuungen der Einwirkungen und der Widerstände bei der Bestimmung der Bemessungswerte berücksichtigt werden. Für viele geotechnische Nachweise wurden die verwendeten Teilsicherheitsbeiwerte jedoch an den Berechnungsergebnissen mit dem bisherigen globalen Sicherheitskonzept angepasst. Das Vorgehen einer direkten Ableitung der Teilsicherheitsbeiwerte aus den bisherigen Erfahrungen bedeutet aber, dass sie auf Basis langwieriger Erfahrung und nicht auf Grundlage statistisch abgesicherter Untersuchungen festgelegt worden sind. Für diese Entwicklung gibt es unter anderen folgende Gründe:

- Für den Bodenaufbau sind häufig sehr unterschiedliche Schichtungen zu berücksichtigen und somit ist die Modellierung verschiedener inhomogener Zufallsfelder erforderlich. Die Annahmen der Bodenparameter basieren dabei oftmals auf nur einer geringen Anzahl von Felduntersuchungen.
- Die bei Gründungen zu beachtende Interaktion Boden-Bauwerk und auch Boden-Fluid-Bauwerk ist häufig komplex und schwierig einzuschätzen, die Berechnungsmodelle beruhen deshalb auf zum Teil stark vereinfachten mechanischen Modellen, oder es werden komplizierte FE-Berechnungen durchgeführt.

Die probabilistische Berechnung im Grundbau benötigt aus diesem Grund insbesondere für die Bemessung von Ufereinfassungen explizit auf die besondere, vorliegende Problematik abgestimmte Modelle. In [CUR-05] vorgestellte Teilsicherheitsbeiwerte dienen als Grundlage für die niederländischen Normen. Sie wurden nach [CUR-05] auch durch probabilistische Analysen hergeleitet, das genaue Vorgehen konnte jedoch nicht nachvollzogen werden.

Ziel der vorliegenden Arbeit ist die Beurteilung der in den Normen vorhandenen Sicherheitselemente zur Bemessung von Ufereinfassungen insbesondere aus Stahlbeton. In Kapitel 3.3.1 werden die Grundlagen für die Herleitung der Sicherheitselemente zusammenfassend dargestellt. Für die Ableitung der Sicherheitselemente werden Zielzuverlässigkeiten benötigt. Dabei hängt die Zielzuverlässigkeit vom angestrebten Sicherheitsniveau ab. Die Kriterien zur Bestimmung der Zielzuverlässigkeit und ihre formelle Umsetzung stellen einen zentralen Forschungsschwerpunkt zur Zuverlässigkeitstheorie bei Bauwerken dar, Kapitel 3.3.2.

Das Teilsicherheitskonzept liegt auch den Euronormen zugrunde. Die Euronormen sind im Rahmen der Bearbeitung von harmonisierten technischen Regelwerken für die Tragwerksplanung entstanden. Die Umstellung der Normen auf ein einheitliches europäisches Normenwerk wurde von der Kommission der Europäischen Gemeinschaften bereits 1975 beschlossen. Die Entwicklung und Veröffentlichung der Eurocodes ist Aufgabe des Europäischen Komitees für Normung (CEN). Im Kapitel 3.4 werden die im Eurocode 7 gegebenen Sicherheitsformate kurz erläutert und mit dem nationalen deutschen Vorgehen zur Bemessung in der Geotechnik [1054/1-05] verglichen.

3.1 Grundlagen der Zuverlässigkeitstheorie

Zum Thema "Grundlagen der Zuverlässigkeitstheorie" liegen eine Reihe von Veröffentlichungen vor, z. B. [Späthe-87] [Faber-08] [Rackwitz-06]. In diesem Kapitel wird nur eine kurze Übersicht der Grundlagen gegeben.

Im Bauwesen verwendete, stochastische Modellierungen der Basisvariablen, ihre Verteilungen, Eigenschaften und formelle Darstellung können [Späthe-87] entnommen werden. Die Kennwerte der Basisvariablen und ihre Verteilungen lassen sich aufgrund von Versuchen abschätzen. Die Parameterschätzung konvergiert mit steigendem Stichprobenumfang, so dass ein Rückschluss auf die Grundgesamtheiten der statistischen Größen möglich ist. Die verwendeten, mathematischen Verfahren zur Parameterschätzung, Momentenmethode oder Maximum-Likelihood-Prinzip, sind in [Glowienka-07] erläutert. Zusätzlich ist eine bessere Anpassung der Schätzungen durch Vorinformationen mit der Bayes'schen Methode möglich [Staller-01]. Die experimentell gewonnenen Daten sind auf statistischer Basis an Verteilungsfunktionen anzupassen. Die Anpassung wird durch die in [Glowienka-07] erläuterten Verfahren des Wahrscheinlichkeitspapiers und der Methode der Minimierung der Fehlerquadra-

te vorgenommen. Mit Hilfe des Kolmogorov-Smirnov-Tests ist eine Überprüfung, ob eine gewählte Verteilungsfunktion zur Approximation der vorliegenden Stichprobe geeignet ist, möglich [Benjamin et al.-70].

In die Analyse der Zuverlässigkeit können zeitvariante und zeitinvariante Elemente eingehen. Im Folgenden werden zeitinvariante, unabhängige und normalverteilte Widerstände und Einwirkungen betrachtet, um die grundlegende Theorie zur Berechnung von Versagenswahrscheinlichkeiten zu erläutern.

Für die Bestimmung der Zuverlässigkeit des Tragwerks wird eine Grenzzustandsfunktion benötigt, welche die Trennung zwischen dem sicheren Bereich und dem Versagensbereich beschreibt. Das Sicherheitsmaß Z ist definiert als Differenz zwischen der Beanspruchung E und dem Widerstand R . Erreichen die Einwirkungen (E) die Widerstände (R), so dass das Sicherheitsmaß $Z = g(R, E) = R - E$ Null ist, wird der Grenzzustand zwischen dem sicheren Bereich und dem Versagensbereich beschrieben. Für eine normalverteilte Einwirkung E und eine normalverteilte Beanspruchbarkeit R mit den Mittelwerten m_E bzw. m_R und den Standardabweichungen σ_E bzw. σ_R berechnet sich das Sicherheitsmaß Z ebenfalls zu einer normalverteilten Zufallsgröße mit den Kenngrößen nach Gleichung 3-1.

$$m_Z = m_R - m_E \quad \sigma_Z = \sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_E^2} \quad (3-1)$$

Die Mittelwerte m_R sowie m_E und die Standardabweichungen σ_R und σ_E werden für die Berechnung der Versagenswahrscheinlichkeit p_f benötigt, Gleichung 3-2. Eine anschauliche Darstellung des Sicherheitsmaßes Z in Abhängigkeit von E und R sowie der Versagenswahrscheinlichkeit p_f zeigt Bild 3.1.

$$p_f = \Phi\left(-\frac{m_R - m_E}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_E^2}}\right) = \Phi(-\beta); \quad \beta = -\Phi^{-1}(p_f) \quad (3-2)$$

$\Phi(\dots)$: Verteilungsfunktion der Standardnormalverteilung

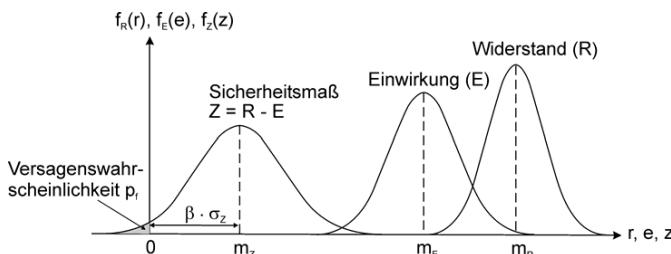


Bild 3.1: Sicherheitsmaß und Versagenswahrscheinlichkeit p_f für eine normalverteilte Einwirkung (E) und einen normalverteilten Widerstand (R) [Glowienka-07].

Die realistische Abschätzung der statistischen Kennwerte und die Wahl der Verteilung der Basisvariablen haben einen signifikanten Einfluss auf die rechnerische Versagenswahrscheinlichkeit. Bei einer möglichst guten Anpassung der Verteilungen der Basisvariablen an die Realität ergeben sich Abweichungen von der Standardnormalverteilung. Zur Berechnung der Versagenswahrscheinlichkeit p_f und des Zuverlässigkeitssindex β werden diese Basisvariablen nach [Hasofer et al.-74] in den Standardnormalraum transformiert. Der Sicherheitsindex β_{HL} berechnet sich nach [Hasofer et al.-74] als kürzester Abstand zwischen dem Koordinatenursprung und der Grenzzustandsgleichung, Bild 3.2. Er wird mittels des Lots auf der Grenzzustandsgleichung durch den Koordinatenursprung beschrieben. In der Literatur sind weitere Definitionen für den Zuverlässigkeitssindex β z. B. nach [Cornell-69] gegeben. Bezuglich einer Zusammenfassung der Grundlagen wird auf [Hansen-04] verwiesen. In den weiteren Ausführungen steht der Zuverlässigkeitssindex β stets für den Zuverlässigkeitssindex β_{HL} nach [Hasofer et al.-74].

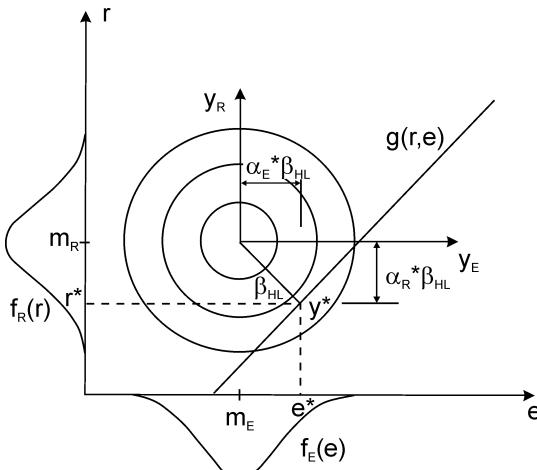


Bild 3.2: Wahrscheinlichkeitsdichte der Einwirkung E und des Widerstands R im Standardnormalraum mit Wichtungsfaktoren α_i und Sicherheitsindex β_{HL} .

Wenn die Beanspruchbarkeit R und die Einwirkung E in den Standardnormalraum transformiert werden, ist eine anschauliche Darstellung der sogenannten Wichtungsfaktoren α_E bzw. α_R (Sensitivitätsfaktoren) möglich, Bild 3.2. Allgemein nimmt der Einfluss einer Basisvariablen auf die Versagenswahrscheinlichkeit mit der Größe ihres Sensitivitätsfaktors zu. Im Standardnormalraum berechnen sich die Wichtungsfaktoren α_R und α_E zu:

$$\alpha_R = \frac{\sigma_R}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_E^2}} \quad \alpha_E = \frac{\sigma_E}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_E^2}} \quad (3-3)$$

$$P_f = \Phi(-\beta) \quad (3-4)$$

$$\sum_{i=1}^n \alpha_i^2 = 1 \quad (3-5)$$

i: Anzahl der Basisvariablen

Im Allgemeinen sind sowohl die Einwirkung als auch der Widerstand von einer Vielzahl von Basisvariablen abhängig. Die Versagenswahrscheinlichkeit p_f wird bei mehreren, stochastisch unabhängigen Basisvariablen als Integral über den n-dimensionalen Wahrscheinlichkeitsraum bestimmt:

$$p_f = \int \dots \int f_x(x_1, \dots, x_n) dx_1 dx_2 \dots dx_n \quad (3-6)$$

3.2 Lösungsverfahren in der Zuverlässigkeitstheorie

Für das in Gleichung 3-6 dargestellte mehrdimensionale Integral liegt im Allgemeinen keine analytische Lösung vor, es sind lediglich Näherungs- und Simulationslösungen bekannt. Die Methoden der Zuverlässigkeitstheorie werden in Bezug auf ihre Genauigkeit und ihre Komplexität in verschiedene Stufen I bis IV unterteilt. Eine Übersicht der in diese Stufen eingeordneten Methoden mit ihren Vor- und Nachteilen gibt [Hansen-04], Tabelle 3.2. Der in Tabelle 3.1 dargestellte Vergleich der am häufigsten verwendeten Methoden hilft bei der Klassifizierung und Bewertung [Hansen-04].

Das in den aktuellen Normen vorhandene semi-probabilistische Sicherheitskonzept, in dem feste Teilsicherheitsbeiwerte verwendet werden, wird als Zuverlässigkeitstheorie der Stufe I eingeordnet. Zur Stufe II zählen die Verfahren der First Order Second Moment Method (FOSM) und der First Order Reliability Method (FORM). Für die Analyse mit Hilfe der FOSM werden die Verteilungen aller Basisvariablen näherungsweise als normalverteilt angenommen, so dass eine Information über die Erwartungswerte (Mittelwerte) und ihre Standardabweichungen genügt. Als Grenzzustandsfunktion dient eine lineare Grenzzustandsgleichung, nichtlineare Grenzzustandsfunktionen werden zur Transformation im Versagenspunkt in einer Taylorreihe entwickelt. Die weitere Berechnung verwendet nur das erste Glied der Taylorreihe. Die Bestimmung der Versagenswahrscheinlichkeit erfolgt im Standardnormalraum mit einer Definition des Zuverlässigkeitssindex nach [Hasofer et al.-74].

Das Verfahren nach FORM benötigt zusätzlich zu den Mittelwerten und Standardabweichungen der Basisvariablen die Informationen über ihre Verteilungen. Die Verteilungen werden unter Verwendung des Rackwitz-Fiessler-Algorithmus [Rackwitz et

al.-78] in Normalverteilungen transformiert, so dass diese in der Nähe des Bemessungspunkts möglichst gut mit den Ausgangsverteilungen übereinstimmen. Wie bei dem Verfahren FOSM wird die Grenzzustandsfunktion im Versagenspunkt mittels einer Taylorreihe entwickelt. Die Berechnung berücksichtigt auch hier nur das lineare Glied der Reihenentwicklung. Dieses Verfahren bestimmt zusätzlich zum Zuverlässigkeitsindex β und der Versagenswahrscheinlichkeit p_f die Sensitivitätsfaktoren α_i , mit deren Hilfe eine Ableitung von Teilsicherheitsbeiwerten möglich ist, vgl. Kapitel 3.3.1.

Beide Verfahren FOSM und FORM vernachlässigen die Nichtlinearität der Grenzzustandsfunktion im Raum der standardisierten Basisvariablen und führen vereinfachend eine Umrechnung in eine lineare Funktion durch. Das Verfahren der Second Order Reliability Method (SORM) hingegen berücksichtigt nichtlineare Grenzzustandsfunktionen, indem diese im Versagenspunkt durch eine Funktion höherer Ordnung aus der Taylorreihenentwicklung angenähert werden. Da die Krümmung der Grenzzustandsfunktion beachtet wird, steigt der Rechenaufwand an. Nach [Glowienka-07] liegen die Berechnungsergebnisse mit dem Verfahren SORM oftmals sehr nah an der exakten Lösung, eine signifikante Verbesserung im Vergleich zur FORM-Lösung ergibt sich jedoch erst bei ausgeprägt gekrümmten Grenzzustandsfunktionen.

Bei den Verfahren der Stufe III wird in der probabilistischen Analyse die genaue mathematische Beschreibung der Grenzzustandsfunktion verwendet. Mit der numerischen Integration wird das Faltungsintegral berechnet, dagegen bestimmt die Monte-Carlo-Methode (MCM) die Versagenswahrscheinlichkeit direkt aus der Grenzzustandsfunktion mittels stochastischer Simulation der Basisvariablen im Originalraum. Eine hinreichend genaue Lösung wird jedoch erst mit zunehmender Anzahl der Simulationen erreicht. Bei einer relativ geringen Versagenswahrscheinlichkeit im Ingenieurbau bedeutet dies einen sehr hohen Berechnungsaufwand. [Hansen-04] gibt für eine Abschätzung der Versagenswahrscheinlichkeit in der Größenordnung 10^{-6} und einem statistischen Fehler von 10% eine notwendige Anzahl der Realisationen von 10^8 an. Eine Verminderung der Streuung der Ergebnisse aus der direkten Monte-Carlo-Methode kann mit Hilfe eines Importance-Samplings (MCMIS) erreicht werden, wozu zusätzliche a priori Informationen des vorliegenden Problems notwendig sind. Ziel ist es, die Anzahl der Realisationen außerhalb des Versagensbereichs zu reduzieren und die Stichprobenauswahl so zu beeinflussen, dass mehr Simulationen im relevanten Bereich generiert werden. Als a priori Information können die Ergebnisse aus FORM und SORM Analysen verwendet werden. Alternativ ist eine Ergänzung der Importance Sampling Funktion durch iterative, adaptive Algorithmen möglich, z. B. nach dem Ansatz von [Melchers-90]. Dieses Vorgehen ist somit unabhängig von den Ergebnissen der FORM Analyse, die immer eine Näherung darstellen und bei nichtlinearen Grenzzustandsfunktionen erheblich vom korrekten Ergebnis abweichen können. Außerdem ist eine Berechnung mit FORM oder SORM nur möglich,

wenn eine geschlossene Grenzzustandsgleichung vorliegt. Die adaptive Importance Sampling Methode stellt somit ein effizientes und stabiles Verfahren zur Berechnung der Versagenswahrscheinlichkeit dar. Bei den Zuverlässigkeitsmethoden der Stufe IV wird eine Optimierung der Zuverlässigkeit angestrebt, Kapitel 3.3.2.

Tabelle 3.1: Vergleich der Zuverlässigkeitsmethoden [Hansen-04].

Untersuchte Kriterien		FORM	SORM	MCM	MCMIS
	Einschränkung der deterministischen Grundlösung	keine bei Berechnung einzelner Grenzzustandspunkte und Approximation der Lösungsfunktion	keine	keine	
Verteilung	Beschränkung bei der Wahl der Wahrscheinlichkeitsverteilung	Transformation in den standardisierten y-Raum	keine	keine	
	Kleine Quantilen („Schwänze“) der Verteilung erfassbar	ja	ja	ja	ja
Aufwand	Anzahl der erforderlichen Realisationen	klein	mäßig	<i>extrem</i> groß	mäßig
	Berechnung von β	mäßig	groß	klein	groß
	Rechenzeitbedarf	mäßig	groß	<i>extrem</i> groß	groß
Genauigkeit	bei schwach nichtlinearer LSF	groß	sehr groß	sehr groß	sehr groß
	bei stark nichtlinearer LSF	<i>gering</i>	mäßig	mäßig	mäßig
	bei Polynomen 2. Grades	mäßig	groß	sehr groß	sehr groß
Extras	Zusätzliche Bedingungen	-	<i>Startpunkt, z. B. durch FORM</i>	-	<i>Startpunkt, z. B. durch FORM</i>

LSF: Limit State Function, Grenzzustandsfunktion

(kursive Angaben für nachteilige Eigenschaften)

Tabelle 3.2: Wertung der Zuverlässigkeitsmethoden [Hansen-04].

Stufe	Methode	Vorteil	Nachteil
	Empirisch	<ul style="list-style-type: none"> Einfache Handhabung (z. B. zulässige Spannungen) 	<ul style="list-style-type: none"> Kein einheitliches Sicherheitsniveau
I	TSBW (Teilsicherheitsbeiwerte)	<ul style="list-style-type: none"> Relativ einfache und praxisgerechte Anwendung durch feste Teilsicherheitsbeiwerte Relativ einheitliches Sicherheitsniveau 	<ul style="list-style-type: none"> Aufwendiger als empirische Methode
II	FORM (First Order Reliability Method)	<ul style="list-style-type: none"> Einfache Näherung Anschauliche theoretische Zusammenhänge Geringer Rechenzeitverbrauch auch bei größerer Anzahl von Basisvariablen Für normalverteilte Variable und lineare Grenzzustandsfunktion ist die Lösung exakt 	<ul style="list-style-type: none"> Beschränkte Genauigkeit Es können nur die statistischen Momente, nicht aber die Verteilungsfunktion berechnet werden Keine allgemeingültige Fehlerabschätzung möglich Größenordnung des Fehlers steigt mit der Anzahl der Basisvariablen Lineare Grenzzustandsfunktionen und Basisvariablen mit geringer Schiefe der Verteilung
	SORM (Second Order Reliability Method)	<ul style="list-style-type: none"> Höhere Genauigkeit als FORM Universell anwendbar auch bei schiefer Verteilung der Basisvariablen und beliebiger Grenzzustandsfunktion 	<ul style="list-style-type: none"> Umfangreiche theoretische Ableitungen Aufwand steigt stark mit der Zahl der Zufallsgrößen β-Punkt nach FORM erforderlich
III	Analytische Lösung	<ul style="list-style-type: none"> Exakte Lösung 	<ul style="list-style-type: none"> Existiert nur in Sonderfällen als expliziter Ausdruck
	Numerische Integration	<ul style="list-style-type: none"> Hohe Genauigkeit Gute Anpassungsfähigkeit an empirische Verteilungen 	<ul style="list-style-type: none"> Hoher numerischer Aufwand bei mehreren Basisvariablen
	MCM Monte-Carlo-Methode (allg.)	<ul style="list-style-type: none"> Universelle Anwendbarkeit auch bei sehr komplizierten Problemen Einfache Programmierbarkeit Gute Anpassungsfähigkeit an empirische Verteilungen 	<ul style="list-style-type: none"> Hoher numerischer Aufwand Relativ lange Rechenzeiten Beschränkte Genauigkeit Nicht geeignet bei geringen Versagenswahrscheinlichkeiten
	MCMIS Monte-Carlo-Methode mit Importance Sampling	<ul style="list-style-type: none"> Kürzere Rechenzeiten und höhere Genauigkeit im interessanten Bereich als MCM Geeignet bei geringen Versagenswahrscheinlichkeiten 	<ul style="list-style-type: none"> Höherer theoretischer Aufwand und höherer Programmieraufwand als allgemeine Form der MCM Spezielle Ableitungen erforderlich β-Punkt nach FORM oder adaptive Anpassungsverfahren erforderlich
IV	Optimierung (FORM)	<ul style="list-style-type: none"> ganzheitliche Betrachtung mit optimaler wirtschaftlicher Ausnutzung basiert auf FORM 	<ul style="list-style-type: none"> sehr hoher theoretischer und numerischer Aufwand ungesicherte Annahmen benötigt FORM

3.3 Herleitung von Sicherheitselementen und Bewertung der Zuverlässigkeit

Eine unmittelbare Bewertung der Zuverlässigkeit ist nur durch vollprobabilistische Analysen anhand der Versagenswahrscheinlichkeit bzw. des Zuverlässigkeitsexponenten möglich. Eine vollprobabilistische Bemessung ist im Bauwesen jedoch aufgrund des großen Berechnungsaufwands und der Unsicherheit bezüglich der Basisvariablen im Allgemeinen nicht durchführbar. Meistens handelt es sich bei jedem Bauwerk um ein Unikat, so dass eine probabilistische Analyse eines Bauwerks nicht einfach auf ein anderes, ähnliches Bauwerk übertragen werden kann. Nur vereinzelt bei Serienproduktionen (z. B. Offshore-Plattformen) oder bei Bauwerken mit außergewöhnlich hohem Risikopotenzial für die Bevölkerung (z. B. Kernkraftwerke) werden vollprobabilistische Analysen durchgeführt [Glowienka-07]. Deshalb liegt der neuen Normengeneration, z. B. [1992/1-01/NA] [1997/1-09] [1045/1-01], das semi-probabilistische Sicherheitskonzept zugrunde. Das Sicherheitsniveau wird durch die Verwendung von Teilsicherheitsbeiwerten erreicht (Stufe I, Bild 3.3). Dieses Vorgehen gewährleistet eine einfache Anwendbarkeit durch die planenden Ingenieure. Durch die Ableitung der normativ verankerten Teilsicherheitsbeiwerte aus der Erfahrung und mit Hilfe probabilistischer Methoden werden die Sicherheitsabstände festgelegt. Im Gegensatz zum globalen Sicherheitskonzept werden im semi-probabilistischen Teilsicherheitskonzept die Sicherheitselemente auf unterschiedliche Komponenten der Einwirkungen (ständig, veränderlich) und verschiedene Anteile der Widerstandsseite z. B. Erdwiderstand, Betondruckfestigkeit bezogen. Damit werden die angesetzten Sicherheitselemente in Abhängigkeit von den vorhandenen Komponenten der Einwirkungs- und Widerstandsseite abgestimmt, die vereinfachend als stochastisch unabhängige Basisvariablen betrachtet werden.

Die Teilsicherheitsbeiwerte können einmal aus der Bemessung mit konventionellen Methoden unter Verwendung von globalen Sicherheitsbeiwerten, die auf langjähriger Erfahrung beruhen, abgeleitet werden. Andererseits ist auch eine Kalibrierung der Teilsicherheitsbeiwerte durch die direkte Ableitung aus den Zuverlässigkeitsmethoden 1. Ordnung (Stufe II, z. B. FORM) möglich, Bild 3.3. Eine Festlegung der Teilsicherheitsbeiwerte mit den Verfahren nach Stufe II und III ist für Bauwerke aus dem Bereich des Grundbaus nur in Ausnahmefällen vorhanden.

Die probabilistische Optimierung ist mit Hilfe von Monte-Carlo-Methoden möglich. Sie ist das aufwendigste Verfahren für die Bemessung einer Konstruktion (Stufe IV, Bild 3.3). Als einfachere Verfahren für eine probabilistische Bemessung bieten sich FORM (First Order Reliability Method) und SORM (Second Order Reliability Method) an (Stufe II). Mit diesen Verfahren können Versagenswahrscheinlichkeiten, Zuverlässigkeitsexponenten und Wichtungsfaktoren der Basisvariablen für verschiedene Versagensarten gewonnen werden. Auf Grundlage der gewonnenen Werte können Teilsicherheitsbeiwerte berechnet werden.

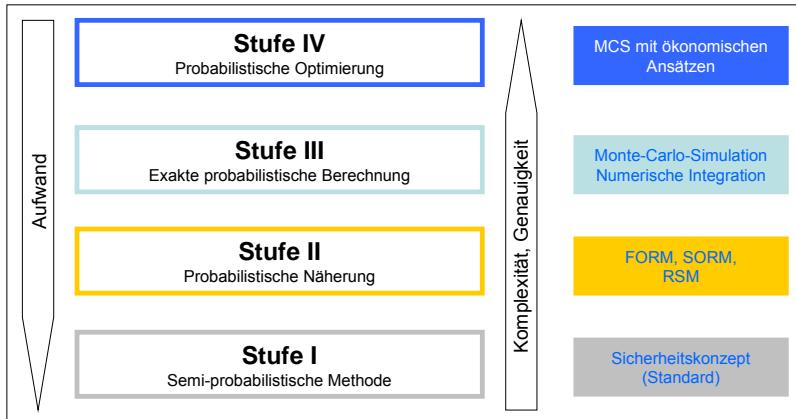


Bild 3.3: Vergleich der Zuverlässigkeitsmethoden nach [Hansen-08].

3.3.1 Ableitung von Teilsicherheitsbeiwerten nach FORM

Um die charakteristischen Werte der Beanspruchung und der Beanspruchbarkeit zu berechnen, werden Quantilwerte q verwendet, Gleichung 3-7. Für die Einwirkungen werden hierbei in der Regel obere und für die Widerstände untere Quantilwerte angenommen.

$$E_k = m_E - k_E \cdot \sigma_E = m_E \cdot (1 - k_E \cdot v_E) \quad R_k = m_R - k_R \cdot \sigma_R = m_R \cdot (1 - k_R \cdot v_R) \quad (3-7)$$

$$k_E = -\Phi^{-1}(q) \quad k_R = -\Phi^{-1}(q) \quad (3-8)$$

m_E, m_R : Mittelwerte der Basisvariablen

σ_E, σ_R : Standardabweichungen der Basisvariablen

v_E, v_R : Variationskoeffizienten der Basisvariablen

Probabilistisch hergeleitete Bemessungswerte müssen Unsicherheiten durch statistische Schwankungen der eingehenden Basisvariablen und auch Modellunsicherheiten berücksichtigen. Unter Ansatz der Sensitivitätsfaktoren α_i und des Zuverlässigkeitssindex β ist eine Berechnung der Bemessungswerte möglich:

$$E_d = m_E - \alpha_E \cdot \beta \cdot \sigma_E = m_E \cdot (1 - \alpha_E \cdot \beta \cdot v_E) \quad R_d = m_R - \alpha_R \cdot \beta \cdot \sigma_R = m_R \cdot (1 - \alpha_R \cdot \beta \cdot v_R) \quad (3-9)$$

Die Teilsicherheitsfaktoren γ_E, γ_R berechnen sich als Quotient aus dem charakteristischen Wert und dem Bemessungswert, Gleichung 3-10.

$$\gamma_E = \frac{E_d}{E_k} = \frac{1 - \alpha_{Ej} \cdot \beta \cdot v_E}{1 - k_E \cdot v_E} \quad \gamma_R = \frac{R_k}{R_d} = \frac{1 - k_R \cdot v_R}{1 - \alpha_{Rj} \cdot \beta \cdot v_R} \quad (3-10)$$

Der Nennsicherheitsbeiwert γ setzt sich zusammen aus einem Anteil für die Einwirkungsseite und einem für die Widerstandsseite, Gleichung 3-11. Das allgemeine Nachweisformat zeigt Gleichung 3-12. Eine Aufteilung des Sicherheitsfaktors auf die Einwirkungs- und Widerstandsseite ermöglicht auch die Beachtung einer günstigen und ungünstigen Wirkung einer Einwirkung.

$$\gamma = \gamma_E \cdot \gamma_R \quad (3-11)$$

$$\gamma_E \cdot E \leq \frac{R}{\gamma_R} \quad (3-12)$$

Der zentrale Sicherheitsbeiwert γ_{ges} bezieht sich auf die Mittelwerte der Basisvariablen, während der Nennsicherheitsbeiwert γ den Sicherheitsabstand der Quantilwerte beschreibt.

$$\gamma = \gamma_{ges} \cdot \frac{(1 - k_R \cdot v_R)}{(1 - k_E \cdot v_E)} = \frac{m_R}{m_E} \cdot \frac{(1 - k_R \cdot v_R)}{(1 - k_E \cdot v_E)} = \frac{(1 - k_R \cdot v_R) \cdot (1 - \beta \cdot \alpha_{Ej} \cdot v_E)}{(1 - \beta \cdot \alpha_{Rj} \cdot v_R) \cdot (1 - k_E \cdot v_E)} \quad (3-13)$$

$$\gamma_{ges} = \frac{m_R}{m_E} = \frac{1 - \beta \cdot \alpha_{Ej} \cdot v_E}{1 - \beta \cdot \alpha_{Rj} \cdot v_R} \quad (3-14)$$

v_E, v_R : Variationskoeffizienten der Basisvariablen

Für häufig im Rahmen von probabilistischen Analysen im Bauwesen angewendete Verteilungen sind die Formeln zur Berechnung der Teilsicherheitsfaktoren in Tabelle 3.3 angegeben. Für ständige Einwirkungen bietet sich der Ansatz einer Normalverteilung an, während die Gumbelverteilung (Extremwert Typ I) häufig für veränderliche Einwirkungen verwendet wird. Den Basisvariablen zur Beschreibung des Widerstands liegt meistens eine Normalverteilung oder eine logarithmische Normalverteilung zugrunde. Da die Widerstandsgrößen nicht negativ werden können, ist für große Variationskoeffizienten $V > 0,2$ eine logarithmische Normalverteilung zu bevorzugen.

Tabelle 3.3: Formeln zur Bestimmung des Teilsicherheitsfaktors für verschiedene Verteilungen.

Bemessungswert	charakteristischer Wert	Teilsicherheitsfaktor
Normalverteilung (z. B. für ständige Einwirkungen) *)		
$G_d = m_G \cdot (1 - \alpha_E \cdot \beta \cdot v_G)$	$G_k = m_G$	$\frac{G_d}{G_k} = \frac{1 - \alpha_E \cdot \beta \cdot v_G}{m_G}$
Gumbelverteilung (z. B. für veränderliche Einwirkungen)		
$Q_d = m_{Q,n} - \frac{0,5772 \cdot \sigma_Q \cdot \sqrt{6}}{\pi} - \frac{\sigma_Q \cdot \sqrt{6}}{\pi} \cdot \ln(-\ln(\Phi(-\alpha_E \cdot \beta)))$	$Q_k = m_{Q,n} - \frac{0,5772 \cdot \sigma_Q \cdot \sqrt{6}}{\pi} - \frac{\sigma_Q \cdot \sqrt{6}}{\pi} \cdot \ln(-\ln(q))$	$\frac{Q_d}{Q_k}$
logarithmische Normalverteilung (2-parametrig) (z. B. für Widerstandsseite)		
$R_d = m_R \cdot \exp(-0,5 \cdot \ln(1 + v_R^2) + \alpha_R \cdot \beta \cdot \sqrt{\ln(1 + v_R^2)})$	$R_k = m_R \cdot \exp(-0,5 \cdot \ln(1 + v_R^2) + \Phi^{-1}(q) \cdot \sqrt{\ln(1 + v_R^2)})$	$\frac{R_k}{R_d} = \exp\left((- \alpha_R \cdot \beta + \Phi^{-1}(q)) \cdot \underbrace{\sqrt{\ln(1 + v_R^2)}}_{\approx v_R \text{ für kleine } v_R}\right)$

Hinweis: ohne Berücksichtigung von Modellunsicherheiten

*) Bei den ständigen Einwirkungen beziehen sich die Teilsicherheitsbeiwerte nicht auf die Quantilwerte, sondern auf die Mittelwerte.

Zur Bestimmung der Teilsicherheitsfaktoren mit den Formeln nach Tabelle 3.3 werden die Sensitivitätsfaktoren α_i benötigt. Die Sensitivitätsfaktoren α_i können geschätzt oder durch eine probabilistische Analyse bestimmt werden. Für die Wichtungsfaktoren liegt eine Abhängigkeit von den Standardabweichungen der Einwirkungs- und Widerstandsseite vor, für eine Normalverteilung berechnen sich die Wichtungsfaktoren nach Gleichung 3-3. [Hosser-78] leitet für die Anwendung im Bauwesen eine vereinfachte Annahme für die Wichtungsfaktoren $\alpha_R = 0,8$ und $\alpha_E = -0,7$ her und weist nach, dass bei dieser Annahme die Zielzuverlässigkeit β nicht unterschritten wird. Nach [1055/100-01] darf dieser Ansatz für α_E und α_R unter der Annahme von $\beta = 3,8$ verwendet werden, wenn die Bedingung $0,16 < \sigma_E/\sigma_R < 7,60$ vorliegt. Die Herleitung gilt für den Fall, dass in der Analyse nur zwei Basisvariablen vorhanden sind. Bei mehr als einer Basisvariablen der Einwirkungen oder der Widerstände kommen zusätzliche Wichtungsfaktoren ($\alpha_{E,i} \cdot \alpha_E$ bzw. $\alpha_{R,i} \cdot \alpha_R$) hinzu, Gleichung 3-15 und 3-16.

$$\alpha_{R,1} = \alpha_{E,1} = 1,0 \quad \text{Leiteinwirkung} \quad (3-15)$$

$$\alpha_{R,j} = \alpha_{E,j} = 0,4 \quad \text{Begleiteinwirkung} \quad (3-16)$$

Damit wird berücksichtigt, dass ein gleichzeitiges Auftreten mehrerer veränderlicher, ungünstiger, extremer Einwirkungen unwahrscheinlich ist. Nach EN1990 [1990-02] wird das umgesetzt, indem die Teilsicherheitsbeiwerte mit Kombinationsbeiwerten ψ_i multipliziert werden. Die Bestimmung der Kombinationsbeiwerte ψ_i ist in [Hansen-04] dargestellt.

Sowohl für die Einwirkungen als auch für die Widerstände definieren [1055/100-01] [1054/1-05] und [1997/1-09] feste Teilsicherheitsbeiwerte, die unabhängig von den Variationskoeffizienten der Basisvariablen verwendet werden. Gleichwohl wird berücksichtigt, dass veränderliche Einwirkungen stärker streuen als ständige. Reagiert das Tragwerk empfindlich auf eine Änderung der ständigen Einwirkungen sind für die charakteristischen Einwirkungen das 0,05- und 0,95-Quantil zu verwenden. Hingegen sind für die veränderlichen Einwirkungen die 0,95-Quantile für Nutzlasten bei einem Bezugszeitraum von 50 Jahren und für die Einwirkungen aus Schnee und Wind die 0,98-Quantile anzusetzen. Auf der Widerstandsseite ist die 0,05-Quantile der Basisvariablen maßgebend.

3.3.2 Zielzuverlässigkeiten

Ein zentrales Problem der Sicherheitstheorie ist die Bestimmung des Zielwerts der Zuverlässigkeit baulicher Anlagen. Der Zielwert der Zuverlässigkeit stellt die Versagenswahrscheinlichkeit bei einem optimalen Verhältnis zwischen den bei einem Versagen des Bauwerks zu erwartenden Folgen und den Maßnahmen zur Einhaltung des gesellschaftlich akzeptierten Sicherheitslevels dar. Für die Bestimmung der optimalen Versagenswahrscheinlichkeit werden die Konsequenzen infolge eines Einsturzes und die Maßnahmen zur Verringerung der Versagenswahrscheinlichkeit in Geldeinheiten ausgedrückt. Die Folgen eines Einsturzes werden auch als erwartete Versagensfolgen bezeichnet. Sie berücksichtigen nicht nur direkte finanzielle Verluste, die aus den Schäden, der Reparatur und dem Wiederaufbau des Bauwerks entstehen, sondern auch sogenannte indirekte Kosten, die beispielsweise bei der Rettung von Menschenleben anfallen. Dieser Ansatz führte in den vergangenen Jahren zu moralisch-ethischen Diskussionen, welchen die Kritik an der Bewertung eines menschlichen Lebens in Geldeinheiten zugrunde lag [Rackwitz-06]. Diese Diskussion soll im Rahmen der hier vorliegenden Untersuchung nicht aufgegriffen werden. Es sei lediglich darauf verwiesen, dass für kein Bauwerk eine absolute Sicherheit garantiert werden kann und dass jede Investitionssumme für ein Bauwerk endlich ist. [Rackwitz-06] schreibt, dass „in neueren Überlegungen nicht direkt vom (monetären) Wert des Menschen sondern von den Kosten, um Leben zu retten oder genauer von den Kosten, das Lebensrisiko zu vermindern, gesprochen wird.“.

Grundlegende Kriterien für die Festlegung eines Zielwerts der Versagenswahrscheinlichkeit, an denen sich auch aktuelle Normen und Richtlinien orientieren, sind in Bild 3.4 zusammengefasst.

Zur Wahl eines Zielwerts für die Versagenswahrscheinlichkeit werden verschiedene Methoden verwendet. Neben der grundlegenden Einigung auf einen sinnvollen Wert aus der bisherigen Erfahrung (best practice) ist eine Anpassung an vorhandene Normwerte möglich. Eine weitere Methode ist die Kostenoptimierung über die Lebensdauer.

Bei dieser Optimierungsaufgabe können soziale und gesellschaftliche Aspekte ebenfalls berücksichtigt werden, wenn es möglich ist die Einflüsse in Kosteneinheiten auszudrücken. Das grundlegende Format der Optimierungsaufgabe ist in Gleichung 3-17 gegeben [Diamantidis-02].

Festlegung der Versagenswahrscheinlichkeit in Normen und Regelwerken			
Sicherheits-klasse (Versagenskonsequenzen)	Versagensart	Typ des Grenzzustands	Relative Kosten für die Steigerung der Tragwerkszuverlässigkeit
<ul style="list-style-type: none"> • sehr gering • gering • normal • hoch 	<ul style="list-style-type: none"> • duktiles Versagen mit Systemreserven • duktiles Versagen ohne Systemreserven • sprödes Versagen 	<ul style="list-style-type: none"> • Grenzzustand der Lebensdauer • Grenzzustand der Tragfähigkeit • Grenzzustand der Ermüdung • Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit 	<ul style="list-style-type: none"> • hoch • mittel • gering

Bild 3.4: Kriterien für die Wahl des Zielwerts der Versagenswahrscheinlichkeit nach [Oumeraci et al.-99].

$$\text{Min } [Z(p) = B(p) - C(p) - D(p)] \quad (3-17)$$

p: Vektor der Bemessungsparameter

Z(p): Gesamtkosten

B(p): Erwartungswert des Nutzens der baulichen Anlage; im Allgemeinen unabhängig von den Bemessungsparametern p

C(p): Erwartungswert der Investitionskosten mit minimalen Investitionskosten C_0 und weiteren Kosten zur Erhöhung der Sicherheit $\sum c_i \cdot p_i$

$$C(p) = C_0 + \sum c_i \cdot p_i \quad (3-18)$$

D(p): Produkt der Versagenskosten (inklusive Abbruch- und Abräumkosten) H(p) und der Versagenswahrscheinlichkeit p_f

In den direkten Versagenskosten $H(p)$ können die Kosten für den Verlust von Menschenleben oder für Verletzungen von Menschen einbezogen werden. Eine Erweiterung der Gleichung 3-17 durch zusätzliche Kosten wie Unterhaltungskosten und Inspektionskosten ist möglich.

Durch die grafische Darstellung der Zielfunktion in Abhängigkeit von den einzelnen Kostenanteilen wird ersichtlich, dass ein Optimum abgeleitet werden kann, Bild 3.5. Die Berechnung des Optimums ist möglich unter der Annahme, dass $C(p)$ und $D(p)$ nach p differenzierbar sind, $C(p)$ mit jeder Komponente p wächst und $D(p)$ mit jeder Komponente von p fällt. Aus diesem Optimum wird der Zielwert der Versagenswahrscheinlichkeit p_f bestimmt.

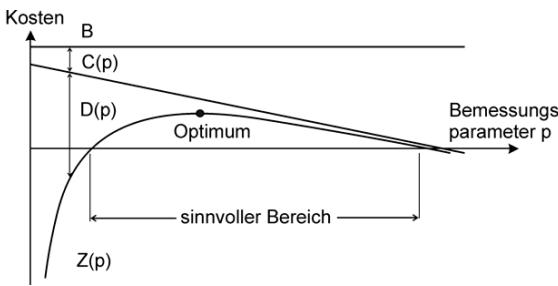


Bild 3.5: Erwartete Kostenanteile [Rackwitz-06].

Wird der Verlust von Menschenleben als eine der bedeutenden Versagensfolgen in die Analyse einbezogen, stehen grundsätzlich die folgenden Ansätze zur Betrachtung sozioökonomischer Aspekte zur Verfügung.

Über die Festlegung eines Kriteriums für die Risikoakzeptanz wird das Bauwerk als sicher angesehen, Gleichung 3-19. Für die Bestimmung des Grenzrisikos gibt es verschiedene Hilfsmittel wie Farmer-Diagramme oder Risikomatrizen. Allen diesen Verfahren ist gemein, dass sie eine Beziehung zwischen den Konsequenzen (Versagensfolgen) und der Versagenswahrscheinlichkeit bzw. der Wahrscheinlichkeit des Auftretens darstellen. Maßnahmen zur Reduktion des Risikos sind akzeptiert, solange ihre Kosten in einem vertretbaren Verhältnis zur gewonnenen Reduktion des Risikos stehen.

$$R = V_f \cdot p_f \leq R_{lim} \quad (3-19)$$

R: Risiko

p_f : Versagenswahrscheinlichkeit

V_f : Versagensfolge

Das Vorgehen der Berechnung eines Grenzrisikos kann mit den in [1990-02] und [Grünberg-07] definierten Zuverlässigkeitssklassen (RC) und den damit verknüpften Schadensfolgeklassen (CC) derart in Bezug gesetzt werden, dass als Grenzrisiko der Wert $R_{lim} = 10^{-6} / a$ berechnet wird [Grünberg et al.-08]. Der Grenzwert der Versagenswahrscheinlichkeit ergibt sich aus dem Quotienten des Grenzrisikos R_{lim} und der Versagensfolgen V_f nach Gleichung 3-20.

$$P_{f,lim} = R_{lim} / V_f \quad (3-20)$$

Die Ermittlung des Zielwerts der Versagenswahrscheinlichkeit durch eine Optimierung der Kosten über die Lebensdauer des Bauwerks ist eine äußerst komplexe Aufgabe, die in der Praxis in der Regel ungelöst bleibt.

Für eine Beurteilung der mit den Zuverlässigkeitssmethoden nach Stufe II und III (siehe 3.2 und 3.3) berechneten Zuverlässigkeiten sind Zielzuverlässigkeiten für Bauwerke abgeleitet und in verschiedenen Normen und Richtlinien veröffentlicht worden. Die Ableitung der Zielzuverlässigkeit wurde an bestehenden Bauwerken durchgeführt, deren Konstruktionen in der Regel eine langjährige Erfahrung zugrunde lag und bei denen von einer Einhaltung der Sicherheitsanforderungen und der Wirtschaftlichkeit ausgegangen werden konnte. In [NaBau-81] sind Zuverlässigkeitssindizes β für den Grenzzustand der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit definiert.

Die in [1990-02] übernommenen Zielwerte der Versagenswahrscheinlichkeit sind in Abhängigkeit von den Auswirkungen des Versagens oder der Funktionsbeeinträchtigung des Tragwerks angegeben und sind insoweit Grenzrisiko orientiert. In [1990-02] liegt eine Differenzierung nach drei Schadensfolgeklassen CC1, CC2 und CC3 vor, Tabelle 3.4. Außerdem sind drei Zuverlässigkeitssklassen RC1, RC2 und RC3 definiert, die den Schadensfolgeklassen zugeordnet werden und Empfehlungen für die einzuhaltenden Zuverlässigkeitssindizes β und somit für die Versagenswahrscheinlichkeiten p_f enthalten, Tabelle 3.6.

Für einzelne Bauteile eines Bauwerks können je nach Art des Tragwerks und der Bemessung unterschiedliche Schadensfolgeklassen angesetzt werden. Die dem Gesamttragwerk zugewiesene Schadensfolgeklasse entspricht nicht zwingend der Schadensfolgeklasse aller seiner einzelnen Bauteile. Die Zielzuverlässigkeit kann somit für einzelne Bauteile unterschiedlich gewählt werden und von der Zielzuverlässigkeit des Gesamttragwerks abweichen. In [1990-02] wird die Anpassung der Teilsicherheitsbeiwerte durch Faktoren zur Differenzierung nach den verschiedenen Schadensfolgeklassen mit ihren unterschiedlichen Zielzuverlässigkeiten gezeigt. Die angegebene Differenzierung gilt für die Grundkombination der Einwirkungen für ständige Bemessungssituationen. Empfohlen wird eine Änderung der Teilsicherheitsbeiwerte um einen Faktor K_{fi} , wobei von gleichen Überwachungs- und Prüfmaßnahmen bei der Planung und Ausführung ausgegangen wird, Tabelle 3.5.

Zielwerte für die Versagenswahrscheinlichkeit sind auch in anderen Regelwerken angegeben, die zum Teil von den Vorgaben in [1990-02] abweichen, Tabelle 3.6.

Tabelle 3.4: Schadensfolgeklassen [1990-02].

Schadensfolgeklasse	Merkmale	Beispiele
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 Gefahr 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)

Tabelle 3.5: K_{Fr} -Faktoren für Einwirkungen [1990-02].

K_{Fr} -Beiwert für Einwirkungen	Zuverlässigkeitsklasse		
	RC 1	RC 2	RC 3
K_{Fr}	0,9	1,0	1,1
ANMERKUNG Zur Erreichung der Zuverlässigkeitsklassen RC 3 werden in der Regel andere Maßnahmen als die Anwendung des K_{Fr} -Faktors vorgezogen. Der K_{Fr} -Faktor ist nur auf ungünstige Einwirkungen anzuwenden.			

Tabelle 3.6: Zuverlässigkeitsindex β für verschiedene Zuverlässigkeitsklassen [Hansen-04].

Grenzzustand	Bezugszeitraum	1 Jahr			50 Jahre			
		1	2	3	1	2	3	
Tragfähigkeit	Zuverlässigkeitsklasse (RC)	4,2 ^(2,5)	4,7 ^(1,2,5)	5,2 ^(2,4)	3,3 ^(2,4)	3,8 ^(1,2,4)	4,3 ^(2,4)	
			4,2 ⁽³⁾					
Gebrauchstauglichkeit		2,5 ⁽⁵⁾	3,0 ⁽¹⁾	3,5 ⁽⁴⁾	1,0 ⁽⁴⁾	1,5 ^(1,2,4)	3,0 ⁽⁴⁾	
			2,9 ⁽²⁾					
(1) [1055/100-01]		(2) [1990-02]		(3) [JCSS-01a]		(4) [JCSS-96]		
						(5) [NaBau-81]		

Die in Tabelle 3.6 angegebenen Zuverlässigkeitsindizes β_i beziehen sich auf einen definierten Bezugszeitraum. Als Bezugszeitraum wird die angestrebte Nutzungsdauer bzw. Lebensdauer des Gebäudes angesetzt. Sowohl die Variablen der Einwirkungen als auch des Widerstands (z. B. bei den Materialeigenschaften) sind zeitabhängig.

gig und müssen für den angesetzten Bezugszeitraum definiert werden. Somit ist auch die Versagenswahrscheinlichkeit abhängig von der Zeit und nimmt für ein Bauwerk im Allgemeinen mit der Lebensdauer zu. Die Formulierung eines Sicherheitsmaßes mit Hilfe eines Zielwerts der Versagenswahrscheinlichkeit p_f bzw. des Zuverlässigkeitssindex β ist somit nur unter Berücksichtigung eines festgelegten Bezugszeitraums möglich. Der Zuverlässigkeitssindex β kann auf einen anderen Bezugszeitraum mit Hilfe der Gleichung 3-21 umgerechnet werden, alle Eingangswerte der Einwirkungs- wie der Widerstandsseite müssen sich auf den gewählten Zeitraum beziehen.

$$\beta_n = \Phi^{-1} \left(\Phi(\beta_1)^n \right) \quad (3-21)$$

β_1 : Zuverlässigkeitssindex bezogen auf 1 Jahr

β_n : Zuverlässigkeitssindex bezogen auf n Jahre

Den in Tabelle 3.6 angegebenen Zielwerten des Zuverlässigkeitssindex liegen theoretische Versagenswahrscheinlichkeiten zugrunde. Sie werden auch als operative Versagenswahrscheinlichkeiten bezeichnet, da sie nicht die tatsächlich vorhandenen Versagenswahrscheinlichkeiten darstellen, sondern nur den Anteil der Gesamtversagenswahrscheinlichkeit, der rechnerisch durch die Basisvariablen berücksichtigt wird. Die tatsächlich vorhandenen Versagenswahrscheinlichkeiten können durch menschliche Fehlhandlungen erheblich beeinflusst werden, welche vorliegende, probabilistische Rechenmodelle in der Regel nicht erfassen. Somit kann die operative Versagenswahrscheinlichkeit nur als Vergleichs- und Entscheidungshilfe zur Abschätzung der Sicherheit eines Bauteils oder Bauwerks gegen strukturelles Versagen dienen. Gleichzeitig ist sie ein Hilfsmittel für die Wahl der Konstruktionsabmessungen, Baustoffgüten und Teilsicherheitsbeiwerte in den Bemessungsgrundlagen der Normen. Da insbesondere kleine Versagenswahrscheinlichkeiten empfindlich gegenüber Änderungen im stochastischen Modell reagieren, sollten operative Versagenswahrscheinlichkeiten nur dann verglichen werden, wenn sie aus Modellen mit vergleichbaren Annahmen entstanden sind. Somit ist die operative Versagenswahrscheinlichkeit an das theoretische Modell gebunden [Späthe-87].

Zur Bestimmung des Zielwerts der Versagenswahrscheinlichkeit von Kaimauern, insbesondere von Schlitzwänden aus Stahlbeton, ist eine Kostenoptimierung über die Lebensdauer durchaus sinnvoll. Es werden jedoch Informationen über Einstürze, Schäden etc. benötigt, die weitgehend unbekannt sind. Vereinfachend wird versucht, zunächst eine Einordnung der Kaimauern in eine der Schadensfolgeklassen vorzunehmen. [CUR-05] enthält Vorschläge zur Einordnung von Kaimauern in die jeweiligen Sicherheitsklassen nach der niederländischen Norm [NEN-6700-05]. Nach [NEN-6700-05] existieren drei Sicherheitsklassen, deren Zuverlässigkeitsebene analog zu [1990-02] jeweils durch einen bestimmten Zuverlässigkeitssindex gekennzeichnet ist.

net ist. Auch hier werden der Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit und der Tragfähigkeit unterschieden und der Ansatz des Zuverlässigkeitssindex in Abhängigkeit von einem bestimmten Bezugszeitraum festgelegt.

Bei einem Vergleich der Sicherheitsklassen nach [NEN-6700-05] und der Schadensfolgeklassen nach [1990-02] sowie der zugehörigen Zuverlässigkeitssindizes fällt auf, dass die Klassen 2 verschieden definiert werden. Beide Normen beschreiben als Merkmale für die Klasse 3 hohe wirtschaftliche Folgen oder eine hohe Gefahr für Menschenleben und entsprechend für Klasse 1 vernachlässigbare wirtschaftliche Folgen und eine niedrige Gefahr für Menschenleben. Für die Klassen 2 hingegen gehen beide Normen von beträchtlichen wirtschaftlichen Folgen aus, aber [1990-02] sieht für Menschenleben eine mittlere Gefahr während [NEN-6700-05] die Gefahr für Menschenleben als vernachlässigbar einstuft, vgl. [CUR-05].

Für Kaimauern wird in [CUR-05] davon ausgegangen, dass ein Versagen durchaus zu beachtlichen ökonomischen Schäden führt, das Risiko für den Verlust von Menschenleben jedoch vernachlässigbar ist. Nach [CUR-05] konnte kein Beispiel für einen Versagensfall von Kaimauer-Strukturen mit katastrophalen Folgen gefunden werden. Es kann also davon ausgegangen werden, dass kein plötzliches sprödes Versagen auftritt, sondern sich immer ein Versagen mit Vorankündigung einstellt. Aus diesem Grund stuft [NEN-6700-05] Kaimauern in die Sicherheitsklasse 2 ein. In dieser Sicherheitsklasse ist der Zuverlässigkeitssindex β für den Grenzzustand der Tragfähigkeit zu 3,4 für einen Bezugszeitraum von 50 Jahren festgelegt. Dies weicht von $\beta = 3,8$ nach [1990-02], Schadensfolgeklasse 2, Grenzzustand der Tragfähigkeit, Bezugszeitraum 50 Jahre um eine Differenz von 0,4 ab. Nach [1990-02] wird jedoch auch in der Klasse 2 eine höhere Gefahr für Menschenleben vorausgesetzt. Unter besonderen Umständen, z. B. wenn die Kaimauer die Funktion des Hochwasserschutzes übernimmt, ist das Bauwerk in den Niederlanden in Klasse 3 einzustufen [CUR-05]. In diesem Fall legt die Rijkswaterstaat (Behörde des Verkehrministeriums) abweichend zur [NEN-6700-05] einen Zuverlässigkeitssindex von 4,5 für einen Bezugszeitraum von 50 Jahren fest. Dieser übersteigt den nach [NEN-6700-05] geforderten Zuverlässigkeitssindex $\beta = 3,6$ für Sicherheitsklasse 3 beträchtlich. Ein Bezugszeitraum bzw. eine angenommene Lebensdauer von 50 Jahren wird in [CUR-05] als typischer Wert für die in Rotterdam errichteten Kaimauern angegeben. Die Funktionalität kann jedoch auch innerhalb kürzerer Perioden aufgrund der raschen Entwicklung im Bereich des Schiffs- und Hafenbaus überholt sein und einen Um- oder Neubau erforderlich machen.

Für die im Rahmen dieser Arbeit am Beispiel von Schlitzwänden untersuchten Ufereinfassungen wird ebenfalls davon ausgegangen, dass bei einem Versagen ein hoher ökonomischer Schaden entsteht, aber nur eine niedrige bis mittlere Gefahr für Menschenleben besteht. Im Allgemeinen sollte angestrebt werden, die Kaimauern so zu konstruieren, dass im Falle eines Versagens eine Vorankündigung z. B. durch

Verformungen eintritt, so dass das Risiko für einen Verlust von Menschenleben gering bleibt. Eine Einordnung in die Schadensklasse 2 nach [1990-02] mit einer mittleren Gefahr für den Verlust von Menschenleben und beträchtlichen wirtschaftlichen, sozialen oder umweltbeeinträchtigenden Folgen scheint also angemessen. Für den Grenzzustand der Tragfähigkeit bedeutet dies einen Zielwert des Zuverlässigkeitssindex von $\beta = 3,8$ und für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit von $\beta = 1,5$ bei einem Bezugszeitraum von 50 Jahren.

3.4 Sicherheitsformate in der Normung

Die [1054/100-96] war ursprünglich als nationales Anwendungsdokument zu [1997/1-09] geplant und ist eine Vorgängernorm von [1054/1-05]. In der letzten Bearbeitungsphase konnte jedoch in einigen wesentlichen Berechnungsgrundlagen keine Übereinstimmung gefunden werden, so dass [1997/1-09] und [1054/1-05] bis Dezember 2010 beide gleichzeitig gültig waren. Für [1997/1-09] waren bis Dezember 2010 ein nationales Anwendungsdokument [1997/1-09/NA] und eine weitere Ergänzungsnorm [1054/101-09] im Entwurf vorhanden. Die endgültige Umstellung wurde mit dem Rückzug von [1054/1-05] und Einführung der neuen Ergänzungsnormen zum Eurocode 7 [1054-10] [1997/1-10/NA] Ende 2010 vollzogen. Während der Fertigstellung der vorliegenden Arbeit lagen [1997/1-09] und [1997/1-09/NA] sowie [1054/1-05] parallel als aktuell gültige Normen vor. Die inzwischen neu eingeführten Normen [1054-10] und [1997/1-10/NA] entsprechen weitestgehend den zuvor im Entwurf eingeführten Normen [1054/101-09] und [1997/1-09/NA]. Eine Umstellung der vorliegenden Arbeit entsprechend den Vorgaben in [1054-10] und [1997/1-10/NA] war nicht mehr möglich, so dass sich die weiteren Ausführungen auf die Normen [1054/1-05] sowie [1997/1-09], [1054/101-09] und [1997/1-09/NA] beziehen.

In den Euronormen wird für die Bemessung das Teilsicherheitskonzept verwendet. Für die geotechnischen Nachweisverfahren liegen nach [1997/1-09] drei unterschiedliche Verfahren vor. Jede Nation regelt in ihrem nationalen Anwendungsdokument, welches Verfahren für den Nachweis eines bestimmten Grenzzustands angewendet werden darf. Grundsätzlich können sich die Teilsicherheitsbeiwerte auf die Einwirkungen (F_{rep}) selbst (Gleichung 3-24 a) oder auf die durch sie bewirkten Beanspruchungen (E) (Gleichung 3-24 b) beziehen. Ebenso ist eine Anwendung der Teilsicherheitsbeiwerte der Widerstandsseite entweder auf die Baugrundeigenschaften (X) (Gleichung 3-25 a), die Beanspruchbarkeit (R) (Gleichung 3-25 b) oder auf beide Bezugswerte (Gleichung 3-25 c) möglich [1997/1-09]. Die beiden grundlegenden Vorgehensweisen werden auch als Verfahren mit faktorisierten Scherparameter (VFS) und Verfahren mit faktorisierten Widerständen (VFW) bezeichnet [Witt-03]. Bei dem ersten Verfahren (VFS) werden die Bemessungseinwirkungen den Widerständen gegenübergestellt, die mit den Bemessungswerten der Scherfestigkeiten zu berechnen sind. Hingegen werden beim zweiten Verfahren (VFW) die Teilsicherheiten erst unmittelbar vor dem Nachweis auf die mit charakteristischen Kenngrößen berechne-

ten Beanspruchungen und die Beanspruchbarkeit bezogen. [Witt-03] weist darauf hin, dass mit dem Verfahren VFS sich andere, realitätsferne Belastungsfiguren für das Bauteil ergeben, so dass dieses Format ausschließlich für den Grenzzustand 1C nach [1054/1-05], dem Nachweis des Böschungs- und Geländebruchs, verwendet werden sollte.

Die Teilsicherheitsbeiwerte der Einwirkungen γ_F und der Bauteilwiderstände γ_M setzen sich nach den Gleichungen 3-22 und 3-23 zusammen [1997/1-09]:

$$\gamma_F = \gamma_{S,d} \cdot \gamma_f \quad [1997/1-09] \quad (3-22)$$

- $\gamma_{S,d}$: Teilsicherheitsbeiwert für die Modellunsicherheiten bei Einwirkungen und Beanspruchungen
 γ_f : Teilsicherheitsbeiwert für die Unsicherheiten der repräsentativen Werte der Einwirkungen

$$\gamma_M = \gamma_{R,d} \cdot \gamma_m \quad [1997/1-09] \quad (3-23)$$

- $\gamma_{R,d}$: Teilsicherheitsbeiwert für die Modellunsicherheiten bei den Bauteilwiderständen
 γ_m : Teilsicherheitsbeiwert für die Unsicherheiten der Baustoffeigenschaften

Einwirkungsseite:

$$(a) E_d = E \left\{ \gamma_F \times F_{rep}; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right\} \quad (b) E_d = \gamma_E \times E \left\{ F_{rep}; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right\} \quad [1997/1-09] \quad (3-24)$$

Widerstandsseite:

$$(a) R_d = R \left\{ \gamma_F \times F_{rep}; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right\} \quad (b) R_d = \frac{1}{\gamma_R} \times R \left\{ \gamma_F \times F_{rep}; X_k; a_d \right\} \quad [1997/1-09] \quad (3-25)$$

$$(c) R_d = \frac{1}{\gamma_R} \times R \left\{ \gamma_F \times F_{rep}; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right\}$$

E : Beanspruchungen

R : Widerstände

F_{rep} : repräsentativer Wert einer Einwirkungen

X_k : Baugrundeigenschaften

a_d : Bemessungswert einer geometrischen Angabe

Die in den Kapiteln 7 und 8 am Beispiel der Schlitzwand untersuchten Grenzzustände der Biege- und Querkrafttragfähigkeit werden nach [1054/1-05] in den Grenzzustand 1B eingeordnet, nach [1997/1-09] liegt ein so genannter Grenzzustand des Tragwerks, gekennzeichnet durch die Abkürzung STR, vor, Tabelle 3.7.

Tabelle 3.7: Definition und Abgrenzung der verschiedenen Grenzzustände der Tragfähigkeit [Witt-03]. Gegenüberstellung der Grenzzustände nach [1054/1-05] und [1997/1-09].

Grenzzustände der Tragfähigkeit	
DIN 1054 [1054/1-05]	EC 7 [1997/1-09]
GZ1A: Verlust der Lagesicherheit ohne Bruch im Boden <i>Auftrieb, Aufschwimmen, Abheben, Hydraulischer Grundbruch</i>	UPL: Versagen durch Auftrieb infolge vertikaler Kräfte <i>Auftrieb, Aufschwimmen</i> EQU: Versagen durch Verlust des statischen Gleichgewichts des als starrer Körper angesehenen Tragwerks oder des Baugrunds, ohne Einfluss der Festigkeit. <i>Kippen, Abheben durch Herausziehen</i> HYD: Baugrundversagen infolge hydraulischer Gradienten <i>Hydraulischer Grundbruch, innere Erosion, Röhrenbildung im Boden</i>
GZ1B: Versagen von Bauwerken und Bauteilen durch Bruch der Konstruktion oder des Bodens <i>Gründungskörper, Nachweis von Pfählen, Stützbauwerken, Schlitzwänden, Verankerungen, Boden- und Felsnägeln</i>	STR: Inneres Versagen oder sehr große Verformungen des Tragwerks oder seiner Bauteile einschließlich der Fundamente, Pfähle, Kellerwände usw. wobei die Festigkeit der Baustoffe entscheidend ist. <i>Tragelemente wie Gründungskörper, Stützbauwerke, Schlitzwände, Pfähle, Verankerungen ...</i> GEO-2: Versagen des Bodens <i>Ermittlung der Schnittgrößen, Nachweis eines ausreichenden Erdwiderstands, Sicherheit gegen Gleiten und Grundbruch, Nachweis der tiefen Gleitfuge ...</i>
GZ1C: Verlust der Gesamtsicherheit durch Bruch im Baugrund. <i>Böschungs-, Geländebruch ...</i>	GEO-3: Versagen oder sehr große Verformungen des Baugrunds, wobei die Festigkeit des Baugrunds entscheidend ist. <i>Gesamtstandsicherheit, Standsicherheit von konstruktiven Böschungssicherungen, Schnittgrößen zur Bemessung der Einzelteile ...</i>

GZ: Grenzzustand

Für die konstruktiven (STR) und geotechnischen (GEO) Grenzzustände nach Tabelle 3.7 werden in [1997/1-09] drei verschiedenen Nachweisverfahren vorgeschlagen. In Tabelle 3.8 ist eine Übersicht der Verfahren gegeben.

Verfahren 1:

Beim Verfahren 1 sind grundsätzlich zwei Nachweise zu führen, es sei denn einer dieser Nachweise ist offensichtlich nicht maßgebend. Die Teilsicherheitsbeiwerte werden bei beiden gegebenen Kombinationen 1 und 2 generell auf die Einwirkungen bezogen. Nur in Fällen, bei denen der Bezug auf die Einwirkungen unsinnig wäre, ist ein Ansatz der Teilsicherheitsbeiwerte auf die Beanspruchungen erlaubt. Auf der Widerstandsseite sind die Teilsicherheitsbeiwerte für Kombination 1 sowohl für die Bodenkenngroßen als auch für die Beanspruchbarkeit zu $\gamma = 1$ vorgegeben. Für Kombination 2 müssen die Teilsicherheitsbeiwerte $\gamma \neq 1$ direkt auf die Bodenkenngroßen bezogen werden.

Verfahren 2:

Die Teilsicherheitsbeiwerte sind entweder auf die Einwirkungen oder die Beanspruchungen und auf die berechnete Beanspruchbarkeit bezogen.

Verfahren 3:

Die Teilsicherheitsbeiwerte werden auf Einwirkungen oder Beanspruchungen und direkt auf die Bodenkenngroßen angewendet.

Tabelle 3.8: Nachweisverfahren für konstruktive (STR) und geotechnische (GEO) Grenzzustände nach [1997/1-09].

Verfahren 1	Verfahren 2	Verfahren 3
<i>allgemein:</i> A1 „+“ M1 „+“ R1 (Kombination 1)	A1 „+“ M1 „+“ R2	(A1 ⁺ oder A2 [†]) „+“ M2 „+“ R3 • bei Einwirkungen aus dem Tragwerk † bei geotechnischen Einwirkungen
A2 „+“ M2 „+“ R1 (Kombination 2)		
<i>Pfähle und Anker:</i>		
A1 „+“ M1 „+“ R1 (Kombination 1)		
A2 „+“ (M1 oder M2) „+“ R4 (Kombination 2)		

(Die Kennzeichnungen A, M, R beziehen sich auf Anhang A [1997/1-09].)
(A1 und A2: Lasteinwirkungen, M1 und M2: Bodenkenngroßen, R1 bis R4: Widerstände)

Die Kennzeichnungen A, M, R nach Tabelle 3.8 stehen für die Zuordnung der Teilsicherheitsbeiwerte zu den Lasteinwirkungen (A), den Bodenkenngroßen (M) und den Widerständen (R) nach [1997/1-09], Anhang A. Exemplarisch sind in den

Tabellen 3.9 bis 3.11 Teilsicherheitsbeiwerte für Einwirkungen, Beanspruchungen, Beanspruchbarkeiten und Bodenkenngrößen aufgeführt.

In Deutschland gibt die [1054/1-05] bei Tragfähigkeitsnachweisen für Bauteile das Verfahren 2 zur Bemessung vor, so dass die Teilsicherheiten auf die charakteristischen Beanspruchungen und Beanspruchbarkeiten bezogen werden. Das Nachweisverfahren 2 wird für die Untersuchung konstruktiver (STR) und geotechnischer (GEO-2) Grenzzustände nach [1054/101-09] (Ergänzungsnorm zu [1997/1-09]) verwendet. Unter der Kennzeichnung GEO-2 fasst [1054/101-09] die Nachweise eines ausreichenden Erdwiderstands, einer Sicherheit gegen Gleiten und Grundbruch, einer Tragfähigkeit von Pfählen und Ankern, einer Standsicherheit in der tiefen Gleitfläche und einer Standsicherheit von konstruktiven Böschungssicherungen zusammen. Somit ist eine Reduktion der Scherparameter nach deutscher Normung bei Tragfähigkeitsnachweisen für Bauteile, die auch geotechnische Einwirkungen und Bodenwiderstände beinhalten, nicht zulässig ([1990-10/NA] und [1997/1-09/NA]). Verfahren 3 darf nur zum Nachweis der Sicherheit gegen Böschungsbruch und Geländebruch sowie beim Nachweis der Standsicherheit von konstruktiven Böschungssicherungen verwendet werden (GEO-3) [1054/101-09]. Für die hier untersuchten Grenzzustände der Querkraft- und Biegetragfähigkeit gilt somit das Nachweisverfahren 2 für konstruktive Nachweise.

Tabelle 3.9: Teilsicherheitsbeiwerte für Einwirkungen (γ_F) oder Beanspruchungen (γ_E) [1997/1-09].

Einwirkung		Symbol	Werte	
Dauer	Bedingung		A1	A2
Ständig	ungünstig	γ_G	1,35	1,0
	günstig	γ_G	1,0	1,0
Veränderlich	ungünstig	γ_Q	1,5	1,3
	günstig	γ_Q	0	0

Hinweis: Teilsicherheitsbeiwerte in grau hinterlegten Feldern sind für Nachweisverfahren 2 relevant

Tabelle 3.10: Teilsicherheitsbeiwerte für Bodenkenngroßen (γ_M) [1997/1-09].

Bodenkenngroße	Symbol	Werte	
		M1	M2
Wirksamer Scherwinkel ^a	γ_φ	1,0	1,25
Wirksame Kohäsion	γ_c	1,0	1,25
Scherfestigkeit im undränierteren Zustand	γ_{cu}	1,0	1,4
Einaxiale Druckfestigkeit	γ_{qu}	1,0	1,4
Wichte	γ_t	1,0	1,0

a Dieser Beiwert wird auf tan φ angewandt

Hinweis: Teilsicherheitsbeiwerte in grau hinterlegten Feldern sind für Nachweisverfahren 2 relevant

Tabelle 3.11: Teilsicherheitsbeiwerte für Widerstände (γ_R) von Stützbauwerken [1997/1-09].

Widerstand	Symbol	Werte		
		R1	R2 ^(*)	R3
Grundbruch	$\gamma_{R;v}$	1,0	1,4	1,0
Gleiten	$\gamma_{R;h}$	1,0	1,1	1,0
Erdwiderstand	$\gamma_{R;e}$	1,0	1,4	1,0

Hinweis: Teilsicherheitsbeiwerte in grau hinterlegten Feldern sind für Nachweisverfahren 2 relevant

^(*) nach [1054-10] abhängig von der Bemessungssituation

Zwischen dem Eurocode 7 [1997/1-09] und der bisher im Bereich der Geotechnik gültigen deutschen Norm [1054/1-05] liegen folgende Unterschiede vor, vgl. [Grünberg et al.-09]:

- Bei der Einordnung der Versagensarten in die Grenzzustände werden die wesentlichen Nachweise für Gründungen z. B. Gleiten, Kippen, Grundbruch in [1054/1-05] dem Grenzzustand 1B zugeordnet. Nach [1997/1-09] gehören sie zu dem Grenzzustand GEO, zu dem auch noch weitere Nachweise wie der Böschungs- und Geländebruch zählen. Eine eindeutige Zuordnung des Grenzzustands GEO [1997/1-09] zu einem Grenzzustand nach [1054/1-05] ist nicht möglich, vgl. Tabelle 3.7. Der Entwurf der [1054/101-09] sieht eine Regelung zur Klärung dieses Unterschieds vor, indem er den Grenzzustand GEO in einen Anteil GEO-2 und GEO-3 aufteilt. Diese Lösung wird auch in [1054-10] übernommen.
- Nach [1054/1-05] wird traditionell zwischen drei Lastfällen unterschieden, hingegen wird in [1997/1-09] entsprechend dem Vorgehen in [1054/101-09] (Ergänzung zu [1997/1-09]) eine Wichtung durch Einwirkungskombinationen unter Verwendung von Teilsicherheits- und Kombinationsbeiwerten durchgeführt. Die drei Definitionen der Lastklassen (LF1, LF2 und LF3) aus [1054/1-05] sind vergleich-

bar mit den Bemessungssituationen in [1054/101-09]. Die ergänzenden Regelungen zu Eurocode 7 [1054/101-09] führen ebenfalls die bekannte ständige (BS-P), vorübergehende (BS-T) und außergewöhnliche (BS-A) Bemessungssituation ein. In [1054/1-05] ist die Verwendung von Kombinationsbeiwerten nicht vorgesehen, ihre Anwendung wird jedoch in den zum Zeitpunkt der Erstellung dieser Arbeit im Entwurf voliegenden Normen, die den Eurocode 7 ergänzen, übernommen [1997/1-09/NA], [1054/101-09]. Auch die endgültig eingeführten, nationalen Ergänzungsnormen zum Eurocode 7 enthalten ein Vorgehen zur Berechnung der Bemessungswerte unter Berücksichtigung von Teilsicherheitsbeiwerten und Kombinationsbeiwerten [1054-10].

- Im Grenzzustand der Tragfähigkeit werden in [1054/1-05] im Gegensatz zu den Vorgaben in [1997/1-09] für die ständigen Einwirkungen im Grenzzustand 1B stets ungünstige Bemessungswerte angesetzt. In einer Berichtigung zu [1054/1-05] vom April 2007 werden günstig wirkende ständige Einwirkungen mit dem Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_{G,inf} = 1,0$ eingeführt, jedoch nur für die Bemessung der Zugtragfähigkeit von Pfählen. Auch in den Ergänzungsnorm zum Eurocode 7 [1054/101-09] bzw. [1054-10] wird die Anwendung der Teilsicherheitsbeiwerte mit günstiger Wirkung wiederum auf die Bemessung von Pfählen beschränkt. Somit kann unter Verwendung der deutschen Anhänge zum Eurocode 7 für die ständigen Einwirkungen eine günstige Wirkung nur für Pfähle berücksichtigt werden.

Durch die beschriebenen Abweichungen treten im Bezug auf das Sicherheitsformat Inkonsistenzen an der Schnittstelle zwischen Gründungsbauteilen und angrenzendem Boden auf, da das Sicherheitsformat der Bemessungsnorm des Stahlbetonbaus [1045/1-01] von den Regelungen nach [1054/1-05] abweicht [Grünberg et al.-09].

4 Probabilistische Beschreibung der Einwirkungen

Die Einwirkungen auf Ufereinfassungen sind in [EAU-05] beschrieben und werden in den Regelwerken durch Quantilwerte (charakteristische Werte) vorgegeben. Für die zuverlässigkeitstheoretische Untersuchung sind jedoch weitere Informationen der Verteilung der Last, ihrer Mittelwerte und Variationskoeffizienten erforderlich. Zur statistisch abgesicherten Bestimmung dieser Kennwerte sind umfangreiche Messungen erforderlich. Da diese Messungen nicht immer im ausreichenden Umfang vorhanden sind, müssen Annahmen aus den vorliegenden Informationen abgeschätzt werden.

In Kapitel 4 werden die Einwirkungen zusammengefasst, gegliedert nach stochastisch unabhängig betrachteten Einwirkungen, und Annahmen aus der Literatur für ihre stochastischen Verteilungen vorgestellt.

4.1 Ständige Einwirkungen

Für die Bemessung von Ufereinfassungen resultieren die maßgebenden ständigen Einwirkungen aus dem Eigengewicht der Konstruktion und dem Erddruck infolge Eigenlast des Bodens. Nach [EAU-05] [1054/1-05] ist im Grenzzustand 1B (Grenzzustand des Versagens von Bauwerken und Bauteilen) auch der Wasserdruk als ständige Einwirkung definiert. In der Bemessung wird er als ständige Einwirkung angesetzt, obwohl seine Größe aufgrund von Wasserstandsschwankungen, insbesondere auch durch die Belastung infolge von Wellen, veränderlich ist.

4.1.1 Eigengewicht

Beim Eigengewicht kann eine Unterscheidung zwischen dem Eigengewicht der tragenden Konstruktion und der nichttragenden Bauteile (Ausbau) vorgenommen werden (stochastische Trennung). Das Eigengewicht ist über seine Lebensdauer relativ konstant, eine Änderung der Ausbaulasten während der Lebensdauer ist jedoch unter Umständen zu berücksichtigen.

Die Eigenlast setzt sich nach Gleichung 4-1 aus der Wichte des Baustoffs und dem Volumen zusammen, die beide als normal- oder logarithmisch normalverteilt angenommen werden. Entsprechend ergibt sich für das Eigengewicht als Produkt beider Variablen ebenfalls eine Normalverteilung oder eine logarithmische Normalverteilung [Hansen-04] [Späthe-87] [JCSS-01b]. Der Variationskoeffizient des Produkts G liegt nach [Späthe-87] allgemein für tragende Bauteile zwischen 0,05 und 0,1, während er für Ausbaulasten und andere nichttragende, ständig wirkende Lasten in der Regel $> 0,1$ angesetzt werden sollte.

$$G = \gamma_{av} \cdot V_c \quad (4-1)$$

γ_{av} : konstante Wichte des Baustoffs über das Volumen

V_c : Volumen des Bauteils

Allgemein gibt [Späthe-87] für Baustoffe einheitlicher Herkunft einen Variationskoeffizienten der Wichte im Bereich von 0,02 bis 0,07 an. Als Eingangswerte für die Wichten der Baustoffe Stahl und Beton in einer probabilistischen Analyse werden in [JCSS-01b] folgende Annahmen vorgestellt:

Tabelle 4.1: Wichte der Baustoffe Stahl und Beton, Mittelwert und Variationskoeffizient [JCSS-01b].

	Mittelwert μ [kN/m ³]	Variationskoeffizient V
Stahl	77	< 0,01
Normalbeton (unbewehrt)	24	0,04

Zur Bestimmung der Wichte von Stahlbeton unter Berücksichtigung der eingelegten Bewehrung wird in [CEB 112-76] der folgende Ansatz gegeben.

$$\text{Eigengewicht: } G = (\gamma_s + \gamma_c) \cdot V_c = (0,9 + 0,002 \cdot f_{ck,cube} + 2,25 \cdot \rho_s) \cdot 25 \text{ kN/m}^3 \cdot V_c \quad (4-2)$$

$$\gamma_c = (0,9 + 0,002 \cdot f_{ck,cube}) \cdot 25 \text{ kN/m}^3 = 22,5 + 0,05 \cdot f_{ck,cube} \quad (4-3)$$

$$\gamma_s = 2,25 \cdot \rho_s \cdot 25 \text{ kN/m}^3 \quad (4-4)$$

$\gamma_s + \gamma_c$ Wichte von Stahlbeton (mit Bewehrung)

ρ_s Bewehrungsgehalt

V_c Volumen des Bauteils

$f_{ck,cube}$ Würfeldruckfestigkeit

[Hansen-04] stellt weitere Ansätze zur Beschreibung der Wichte des Stahlbetons vor. Zusammenfassend schwanken die Mittelwerte der Wichte für Normalbeton in einem Bereich zwischen 23 kN/m³ und 26 kN/m³ in Abhängigkeit von der gewählten Betonfestigkeit. Die zugehörigen Variationskoeffizienten werden zwischen 3% und 4% angenommen.

Nach Gleichung 4-1 ist das Eigengewicht von der Wichte der Baustoffe und dem Volumen der Bauteile abhängig. Auch das Volumen bzw. seine Maßtoleranz wird als normal- oder logarithmisch normalverteilt angenommenen, Tabelle 4.2.

Tabelle 4.2: Mittelwert und Standardabweichung der Maßtoleranzen eines Bauteils [JCSS-01b].

	Mittelwert μ	Standardabweichung σ
<i>Gewalzter Stahl</i>		
Profile	0,01 A_{nom}	0,04 A_{nom}
Platten	0,01 t_{nom}	0,01 t_{nom}
<i>Betonbauteile (Ortbeton)</i>		
$a_{nom} < 1000$ mm	0,003 a_{nom}	$4 + 0,006 a_{nom}$
$a_{nom} > 1000$ mm	3 mm	10 mm

Alternativ sind Ansätze möglich, die sich direkt auf das Eigengewicht und somit nicht auf seine Eingangsvariablen Wichte und Volumen beziehen. An Stelle des Mittelwerts wird von [Elligwood et al.-80] die Verwendung eines 1,05-fachen Nominalwerts des Eigengewichts vorgeschlagen. Tendenziell drückt diese Annahme eine allgemein vorliegende, leichte Verschiebung des Mittelwerts zu einem größeren Eigengewicht aus (z. B. durch ein vergrößertes Volumen). Für den Variationskoeffizienten des Eigengewichts schlägt [Bach-92] 6%, [Neuenhofer et al.-93] 10% und [Rackwitz-97] einen nach der folgenden Gleichung 4-5 von den Bauteilabmessungen abhängigen Ansatz vor:

$$V_G = \left(\frac{6}{r} + 0,02 \right) \quad (4-5)$$

r: Formfaktor in mm nach Tabelle 4.3

Tabelle 4.3: Formfaktor r zur Bestimmung des Variationskoeffizienten der Eigenlast [CEB112-76].

Querschnitt				
Formfaktor r [mm]	$r = a$	$r = 0,5 \cdot a$	$r = 0,5 \cdot a$	$r = 0,875 \cdot a$

4.1.2 Erddruck

Die horizontale Belastung der untersuchten Konstruktion durch den Erddruck stellt eine der maßgebenden Einwirkungen dar, deren Größe in Abhängigkeit von den Bodenparametern schwankt. Für die probabilistische Analyse von Ufereinfassungen ist die zuverlässige Bestimmung der Bodenparameter eine der Hauptschwierigkeiten. Die Bodenparameter werden zum einen durch in-situ Feldversuche und Laboruntersuchungen bestimmt, zum anderen können die Ergebnisse durch bereits vorhandene Informationen ergänzt werden. Dieses Verfahren wird in der Geotechnik mit Hilfe des

so genannten „Bayesian Update“ durchgeführt. Die bereits vorhandenen Informationen können hierbei Ergebnisse früherer Feldversuche aus der näheren Umgebung des Untersuchungsgebiets sein. Weiterhin können Angaben aus der Literatur verwendet werden, wenn es möglich ist, den Boden eindeutig zu klassifizieren. Um gesicherte Aussagen über die Tragfähigkeit des Baugrunds treffen zu können, sind in der Bodenmechanik Bodenkennwerte für typische Bodenarten gesammelt worden. Bei geotechnischen Nachweisen gehen Bodenparameter nicht nur auf der Einwirkungs-, sondern auch auf der Widerstandsseite ein. Zusammenstellungen der Mittelwerte und Standardabweichungen von Basisvariablen typischer Bodenklassen sind z. B. [Alber et al.-83],[Hanisch et al.-02] und [Rackwitz-00] zu entnehmen.

Um die Streuung der Bodeneigenschaften zu berücksichtigen, kann jede Bodeneigenschaft durch ein Zufallsfeld modelliert werden. In Abhängigkeit von den Variablen ist es z. B. möglich, einen Trend der Mittelwerte anzunehmen, vgl. Gleichung 4-6. Meist kann von einem linearen Trend ausgegangen werden, Gleichung 4-7. Normalerweise kann nach [Rackwitz-00] der Trend der Varianz und der räumlichen Korrelation vernachlässigt werden.

$$X(z, \xi) = m_X(z) + \sigma_X(z) \cdot U(x, y, z) \quad (4-6)$$

$m_X(z)$: Funktion des Mittelwerts abhängig z. B. von der Tiefe z

$\sigma_X(z)$: Funktion der Standardabweichung abhängig z. B. von der Tiefe z

$U(x, y, z)$: Zufallsfeld zur Beschreibung der räumlichen Streuung

$$m_X(z) = a + b \cdot z \quad (4-7)$$

a, b : Konstanten zur Beschreibung des linearen Trends

Auf der Einwirkungsseite wird der Erddruck auf eine starre, unverschiebbliche Wand als Erdruhedruck angesetzt. Verschiebt sich die Wand bei der Belastung in Erddruckrichtung wird der Erddruck auf den aktiven Erddruck reduziert. Je nach vorliegendem Wandsystem und seiner Verformbarkeit ist eine Annahme zwischen diesen beiden Zuständen sinnvoll. Innerhalb der nach [4085-07] festgelegten Anwendungsgrenzen darf für den aktiven Erddruck von ebenen Gleitflächen ausgegangen werden. Im Gegensatz dazu sind für den passiven Erddruck der Widerstandsseite (Kapitel 5.3) in der Regel gekrümmte bzw. aus ebenen Gleitflächenabschnitten zusammengesetzte Gleitflächen anzunehmen. Im Sonderfall $\alpha = \beta = \delta_p = 0$ kann die Gleitfläche als Ebene mit dem Neigungswinkel $\vartheta_p = 45^\circ - \varphi/2$ angenommen werden.

Der Erddruck berechnet sich aus einem Anteil für die Eigenlast des Bodens, für die Kohäsion und für an der Oberfläche gleichmäßig verteilte Flächen-, Linien- und Streifenlasten. Die Erddruckanteile infolge von Lasten an der Geländeoberfläche werden für Ufereinfassungen in der Regel durch Verkehrslasten hervorgerufen (siehe veränderliche Einwirkungen, Kapitel 4.2.1).

Für eine Beschreibung des Erddrucks nach den Ansätzen aus [4085-07] werden in der probabilistischen Analyse die Basisvariablen Reibungswinkel des Bodens φ , Wichte des Bodens γ und Kohäsion c benötigt. Die Beschreibung des resultierenden Erddrucks in Abhängigkeit von den Variablen zeigen die Gleichungen 4-8 bis 4-23:

Aktiver Erddruck infolge der Eigenlast des Bodens:

$$e_{agh}(h) = \gamma \cdot h \cdot k_{agh} \quad (4-8)$$

$$E_{agh} = e_{agh}(h) \cdot \frac{h}{2} = \frac{\gamma \cdot h^2 \cdot k_{agh}}{2} \quad (4-9)$$

$$E_{agv} = E_{agh} \cdot \tan(\alpha + \delta) \quad (4-10)$$

$$k_{agh} = \left[\frac{\cos(\varphi - \alpha)}{\cos(\alpha) \cdot \left(1 + \sqrt{(\sin(\varphi + \delta_a) \cdot \sin(\varphi - \beta)) / (\cos(\alpha - \beta) \cdot \cos(\alpha + \delta_a))} \right)} \right]^2 \quad (4-11)$$

Sonderfall: $\alpha = \beta = \delta_a = 0$

$$k_{agh} = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \quad \theta_{ag} = 45^\circ + \frac{\varphi}{2} \quad (4-12)$$

Erddruckanteil infolge Kohäsion:

$$e_{ach} = -c \cdot k_{ach} \quad (4-13)$$

$$E_{ach} = -c \cdot h \cdot k_{ach} \quad (4-14)$$

$$k_{ach} = \frac{2 \cdot \cos(\alpha - \beta) \cdot \cos \varphi \cdot \cos(\alpha + \delta_a)}{\left[1 + \sin(\varphi + \alpha + \delta_a - \beta) \right] \cdot \cos \alpha} \quad (4-15)$$

Erdruhedruck:

$$e_{0gh}(h) = \gamma \cdot h \cdot k_{0gh} \quad (4-16)$$

$$E_{0gh} = \frac{\gamma \cdot h^2 \cdot k_{0gh}}{2} \quad (4-17)$$

$$E_{0gv} = E_{0gh} \cdot \tan(\alpha + \delta) \quad (4-18)$$

$$k_{0gh} = K_1 \cdot (1 - (\tan \alpha \cdot \tan \beta)) \cdot \frac{1 + \tan \alpha_1 \cdot \tan \beta}{1 + \tan \alpha_1 \cdot \tan \delta_0} \quad (4-19)$$

$$K_1 = \frac{\sin \varphi - \sin^2 \varphi}{\sin \varphi - \sin^2 \beta} \cdot \cos^2 \beta \quad (4-20)$$

$$\tan \alpha_1 = \sqrt{\frac{1}{1/K_1 + \tan^2 \beta}} \quad (4-21)$$

$$\text{Sonderfall: } \alpha = \beta = \delta_0 = 0 \quad k_{0gh} = 1 - \sin \varphi \quad (4-22)$$

Sind die Bewegungen zwischen Boden und Wand nicht groß genug um den Grenzzustand des aktiven Erddrucks auszulösen und über den Nutzungszeitraum des Bauwerks zu erhalten, so ist ein Erddruckansatz zu wählen, der zwischen dem Erdruhedruck und dem aktiven Erddruck liegt. Der Faktor μ zur Berechnung des erhöhten aktiven Erddrucks ist zwischen 0 und 1 in Abhängigkeit von der Nachgiebigkeit der Stützkonstruktion zu wählen.

$$E'_a = \mu \cdot E_{ag} + (1 - \mu) \cdot E_{0g} \quad (4-23)$$

Eine alternative Vorgehensweise, wie z. B. in [Castillo et al.-04], wählt für die probabilistische Analyse die Erddruckbeiwerte k_{agh} und k_{0gh} direkt als Eingangsvariablen und geht somit nicht von der Formulierung des Erddrucks in Abhängigkeit von den Parametern Reibungswinkel φ , Wichte γ und Kohäsion c aus. Für die Erddruckbeiwerte wird eine stochastische Verteilung mit Parametern angenommen. [Castillo et al.-04] setzen z. B. für den Erddruckbeiwert k_{agh} eine Normalverteilung mit Mittelwert $\mu = 0,5$ und Standardabweichung $\sigma = 0,05$ an. Es ist jedoch nicht ersichtlich, wie dieser Ansatz hergeleitet wurde.

[Glowienka-07] bestimmt durch eine Monte-Carlo-Analyse die statistischen Momente der Erddruckbeiwerte unter Verwendung der Basisvariablen Reibungswinkel des Bodens φ und Wichte des Bodens γ nach den Gleichungen 4-11 und 4-22. Zusätzlich führt er zwei Basisvariablen zur Berücksichtigung einer Streuung der Schätzung der Bodeneigenschaften und Unsicherheiten aus dem gewählten Modell zur Berechnung des Erddrucks ein. Dieses Vorgehen bietet den Vorteil, dass die untersuchten Grenzzustandsfunktionen erheblich vereinfacht werden, wenn ein direkter Ansatz der Erddruckbeiwerte als eingehende Basisvariablen möglich ist. Die vorliegende Verteilung ist jedoch schwierig zu bestimmen. [Glowienka-07] geht von einer Normalverteilung der Erddruckbeiwerte aus.

Das Vorgehen nach [Glowienka-07] wird für die weitere Analyse nicht verwendet, da nach Ansicht der Verfasserin der Ansatz einer Normalverteilung für die Erddruckbeiwerte fraglich ist. Die Art der Verteilung muss genauestens geprüft werden muss, da die Versagenswahrscheinlichkeit maßgeblich durch die Form der Verteilung insbesondere in den Randbereichen beeinflusst wird. Aufgrund der großen Sensitivität der Basisvariablen Reibungswinkel auf das Ergebnis der probabilistischen Analyse (vgl. Kapitel 7 und 8) erscheint eine genaue Modellierung ratsam. Da eine direkte Messung der Erddruckbeiwerte nicht möglich ist, wird eine Beschreibung des Erddrucks in Abhängigkeit von den Basisvariablen φ , γ und c und somit der messbaren Bodenparameter bevorzugt. Dieses Vorgehen erschwert einen Vergleich der normativ festgelegten Teilsicherheitsbeiwerte mit den aus der probabilistischen Analyse abgeleiteten Teilsicherheitsbeiwerten, da sich die Sicherheitselemente der nationalen Normen auf die Beanspruchungen und die Beanspruchbarkeit und somit nicht auf die Boden-

kenngrößen beziehen (vgl. Kapitel 3.4). Dennoch kann durch eine Übertragung der Sicherheitselemente ein Vergleich zu den normativen Teilsicherheitsbeiwerten gezogen werden (vgl. Kapitel 8).

4.1.2.1 Modellierung der Bodenparameter

Reibungswinkel

[Pottharst-80] erkennt anhand von Untersuchungen des Grundbruchs von Flachgründungen, dass der Reibungswinkel φ einen wesentlichen Einfluss auf das Sicherheitsniveau besitzt, so dass eine möglichst zutreffende Beschreibung seiner Kennwerte vorgenommen werden sollte. Eine deutliche Beeinflussung der Ergebnisse der probabilistischen Analyse durch den Reibungswinkel bestätigt sich auch für das untersuchte Beispiel der Schlitzwand aus Stahlbeton, Kapitel 7 und 8.

Es kann zwischen dem wirksamen Reibungswinkel φ für den Endzustand und dem totalen Reibungswinkel φ_u für den Anfangszustand unterschieden werden. [Pottharst-80] führt eine Anpassung von Ergebnissen aus ca. 300 Proben sandiger Böden an eine logarithmische Normalverteilung durch. Die beste Anpassung ergibt sich für diese Proben durch eine bei $\varphi = 20^\circ$ (unterer Grenzwert) begrenzte Verteilung. [Pottharst-80] begründet die Annahme damit, dass bei nichtbindigen Böden selbst bei lockerster Lagerung keine Reibungswinkel unter 20° auftreten. Als Bezug für die Verteilung und ihre Parameter wird der Reibungswinkel φ verwendet.

Für den Variationskoeffizienten des Reibungswinkels φ gibt [Schultze-79] einen Bereich von 0,05 bis 0,2 an. Er weist jedoch darauf hin, dass im Allgemeinen der Variationskoeffizient des Reibungswinkels unter 0,1 liegt. Die Mittelwerte der Reibungswinkel der nach Gebieten getrennt ausgewerteten ca. 300 Proben liegen zwischen $32,9^\circ$ und $42,2^\circ$ mit zugehörigen Variationskoeffizienten zwischen 5% und 14% [Pottharst-80]. Werden die 302 sandigen Proben insgesamt und unabhängig von ihrem Entnahmegericht ausgewertet, wird ein Mittelwert von $37,5^\circ$ und ein Variationskoeffizient von $V_\varphi = 11,5\%$ bestimmt. Der errechnete Variationskoeffizient von $V_\varphi = 11,5\%$ wird von [Pottharst-80] als eine Abschätzung zur sicheren Seite angesehen, da in den durch Versuche bestimmten Reibungswinkeln auch Streuungen enthalten sind, die aus der Versuchsdurchführung resultieren. Der Anteil dieser Streuungen konnte jedoch nicht abgeschätzt werden. [Pottharst-80] erkennt den wichtigen Einfluss der Autokorrelation des Reibungswinkels. Mit Hilfe einer Variablen des Abstands l_0 , für den die Korrelation der in diesen Punkten gemessenen Reibungswinkel gerade verschwindet, und einer Annahme für die Scherfugenlängen l zur Untersuchung des Grundbruchs berücksichtigt [Pottharst-80] den Einfluss der Autokorrelation über eine Korrelationsfunktion. Mit der Annahme eines oberen Grenzwerts von $l_0 = 30\text{m}$, eines unteren Grenzwerts von $l_0 = 10\text{m}$ und einer mittleren Scherfugenlänge von $4,5\text{m}$ bestimmt [Pottharst-80] für das in seinen Untersuchungen vorliegende

System die Grenzen von $0,053 \leq V_\varphi \leq 0,087$ für den Variationskoeffizienten des Reibungswinkels unter Beachtung einer Abminderung durch die Autokorrelation, vgl. 4.1.2.2.

Die stochastische Schwankung der Bodenkenngröße des Reibungswinkels wird auch in verschiedenen weiteren Veröffentlichungen abgeschätzt. Für die probabilistische Berechnung von durch den Erddruck beanspruchten Mauerwerkswänden nimmt [Glowienka-07] einen Variationskoeffizienten des Reibungswinkels von 7,5% an. Die Veröffentlichung von [Rackwitz et al.-81] gibt für den Reibungswinkel von Kies und Sand als a priori Information einen Variationskoeffizienten von $V_\varphi = 7,5\%$, für Schluff von $V_\varphi = 5\%$ und für Ton von $V = 10\%$ an. In [JCSS-06] wird allgemein für alle Bodentypen von $V_\varphi = 10\text{--}20\%$ mit Bezug des Variationskoeffizienten auf $\tan \varphi$ ausgegangen. Für die Bestimmung von Ankerlängen zweifach verankerter Stützwände mit probabilistischen Methoden nimmt [Belabed-07] eine stochastische Verteilung des Reibungswinkels als dreiparametrische logarithmische Normalverteilung mit einem Anfangswert von $0,5 \cdot \varphi$ und einem Variationskoeffizienten von 7,5% und 10% unter Bezug auf [Nottrottd-90] an. [Turner-01] geht von einem geringeren Variationskoeffizienten von $V_\varphi = 4\%$ aus. Die in [Rackwitz et al.-81] und [JCSS-06] angegebenen Kenngrößen sind a priori Informationen, die verwendet werden können, wenn keine weiteren Daten aus in situ Messungen vorliegen.

Tabelle 4.4: Statistische Kennwerte des Reibungswinkels nach verschiedenen Quellen.

Quelle	$m_\varphi [^\circ]$	$V_\varphi [\%]$	$V_\varphi [\%]$ unter Annahme einer Auto-korrelation	Verteilung	Quantile
[Pottharst-80]	37,5	11	7,5	LN (bei $\varphi=20^\circ$ begrenzt)	0,10
[Walz-87]	variabel	-	7,5	LN (bei $\varphi=0,5 m_\varphi$ begrenzt)	Mittelwert
[Belabed-07]	variabel	-	7,5 10	LN (bei $\varphi=0,5 m_\varphi$ begrenzt)	Mittelwert

LN: logarithmische Normalverteilung

Da im Rahmen dieser Arbeit exemplarische Szenarien des umgebenden Baugrunds angenommen werden und somit keine genauere Abschätzung der statistischen Parameter auf Grundlage von örtlichen Untersuchungen möglich ist, steht die gewählte Annahme einer dreiparametrischen logarithmischen Normalverteilung mit einem Anfangswert von $0,5 \cdot \varphi$ und einem Variationskoeffizienten des Reibungswinkels von 7,5% im Einklang mit den in Tabelle 4.4 genannten Literaturstellen.

Die charakteristischen Werte des Reibungswinkels sind in [1055/2-07] angegeben und als vorsichtige Schätzwerte des Mittelwerts bezeichnet. Diese Formulierung findet sich auch in [1054/1-05]. Sie ist aus wissenschaftlicher Sicht unbefriedigend, da

sie anschein einen Interpretationsspielraum belässt, wie die charakteristischen Werte festgelegt wurden. Aus Sicht der Verfasserin ist der Begriff Mittelwert jedoch mathematisch genau definiert. In den Normen sind somit aus Sicht der Verfasserin eindeutig Mittelwerte angegeben. Aus diesem Grund werden die gewählten charakteristischen Werte nach [1055/2-07] in der probabilistischen Analyse als Mittelwerte angesetzt. Diese Annahme wirkt sich auf die berechneten Teilsicherheitsbeiwerte aus.

Dieses Vorgehen wählt auch [Walz-87], der in seinen probabilistischen Analysen Mittelwerte als charakteristische Werte annimmt. Auch andere Vorgehensweisen sind in der Literatur zu finden, so bezieht [Potharst-80] in seinen Analysen die Teilsicherheitsbeiwerte nicht auf Mittelwerte, sondern auf Nennwerte der Basisvariablen. Es schlägt als charakteristischen Wert des Reibungswinkels die 0,1-Quantile vor.

Kohäsion

Als Anhaltswert wird in [Walz et al.-87] ein Bereich für den Variationskoeffizienten der Kohäsion für den Anfangszustand c_u von 0,1 – 0,5 angegeben. Es kann zwischen der Kohäsion für den Endzustand des vollkonsolidierten Bodens c und der Kohäsion für den Anfangszustand c_u unterschieden werden.

Bei bindigen Böden mit hohem Reibungswinkel liegt nach der Erfahrung von [Walz et al.-87] eine niedrige Kohäsion vor, während bei kleinen Reibungswinkeln bindiger Böden die Kohäsion höher ist. Diese aus der Erfahrung abgeleiteten Zusammenhänge unterstützen [Walz et al.-87] durch die in Bild 4.1 gezeigten Messwerte. Für den Variationskoeffizienten der Kohäsion nehmen [Walz et al.-87] in Anlehnung an [Rackwitz et al.-81] $V_c = 20\%$ an. Sie wählen als Verteilungsfunktion eine logarithmischen Normalverteilung. [JCSS-06] gibt eine Bandbreite des Variationskoeffizienten der Kohäsion von $V_c = 10\text{--}50\%$ an.

In der probabilistischen Analyse der Schlitzwand werden verschiedene Bodenparameter mit unterschiedlicher Kohäsion angenommen. In Anlehnung an die Literaturstellen nach Tabelle 4.5 wird von einer logarithmischen Normalverteilung mit einem Variationskoeffizienten von 20% ausgegangen. Eine Korrelation der Bodenparameter wie sie nach Bild 4.1 beobachtet werden kann, wird in der probabilistischen Analyse der Schlitzwand (Kapitel 7) nicht berücksichtigt. Die Bodenparameter werden unkorreliert angenommen. Dieses Vorgehen ist aufgrund der geringen Korrelation häufig in der Literatur zu finden z. B. auch bei [Belabed-07] und [Schultze-79].

Tabelle 4.5: Statistische Kennwerte der Kohäsion nach verschiedenen Quellen.

Quelle	m_c [kN/m ²]	V_c [%]	Verteilung	Quantile
[Walz-87]	variabel (0 bis 75)	20	LN	Mittelwert
[Belabed-07]	variabel	25	LN	Mittelwert

- Wertepaare für die probabilistische Analyse [Walz-87]
- ◆ Mittelwert aus Messungen
- Regressionskurve

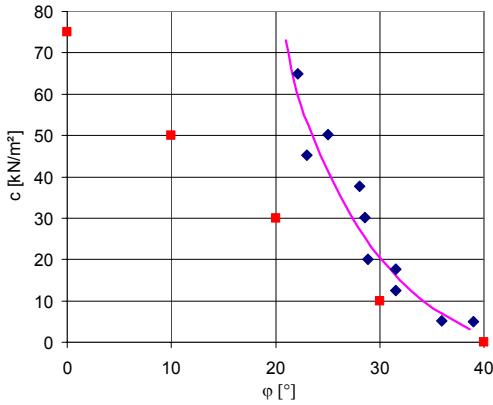


Bild 4.1: Zuordnung von Reibungswinkel und Kohäsionswert. [Walz-87]

Wichte des Bodens

Für den Variationskoeffizienten der Wichte des Bodens gibt [Schultze-79] einen allgemeinen Bereich zwischen $V_\gamma = 0,01$ und $V_\gamma = 0,1$ an und verweist auf einen üblichen Wert von $V_\gamma = 0,05$. Das Raumgewicht γ wird bei Betrachtungen zum Grundbruchversagen auch häufig deterministisch angesetzt. [Schultze-79] weist darauf hin, dass der Einfluss der Wichte des Bodens mit der Größe des Rutschkörpers zunimmt.

In [Schultze-77] wird für nichtbindige feuchte Böden in Aachen und Umgebung ein Mittelwert von $m_\gamma = 18,3 \text{ kN/m}^3$ und ein Variationskoeffizient von $V_\gamma = 0,11$ angesetzt. Diese Annahme wird auch in [Pottharst-80] verwendet, es wird von einer Normalverteilung ausgegangen.

Die Untersuchungen des Grundbruchs nach [Walz-87] hingegen führen zu dem Schluss, dass der Einfluss der Streuungen der Wichte auf das Sicherheitsniveau bei ausgelasteten Einzelfundamenten vernachlässigbar ist. Demzufolge wird die Wichte des Bodens in den Berechnungen nach [Walz-87] deterministisch angesetzt. Unabhängig vom untersuchten Grenzzustand gibt [JCSS-06] einen Variationskoeffizienten der Wichte des Bodens von $V = 5\text{--}10\%$ an. Für die Untersuchung der Verankerungslänge zweifach verankerter Stützwände nimmt [Belabed-07] eine normalverteilte Wichte mit einem Variationskoeffizienten von 5% an. Insgesamt kann in der Literatur somit ein Bereich des Variationskoeffizienten der Wichte des Bodens zwischen 5% und 11% entnommen werden, wenn sie in der probabilistischen Analyse nicht aufgrund ihres geringen Einflusses deterministisch angesetzt wird, Tabelle 4.6.

Tabelle 4.6: Statistische Kennwerte der Wichte des Bodens nach verschiedenen Quellen.

Quelle	m_γ [kN/m ³]	V_γ [%]	Verteilung	Quantile
[Pottharst-80]	18,3	11	N	Mittelwert
[Belabed-07]	20	5	N	Mittelwert

N: Normalverteilung

Modellfaktor

Die mechanischen Berechnungsmodelle für die Standsicherheitsnachweise der Geotechnik sind stets Vereinfachungen, die die Realität nicht genau abbilden können. Somit beinhalten die vorliegenden Modelle Modellunsicherheiten, die bei der probabilistischen Analyse ebenfalls beachtet werden müssen. Aus diesem Grund werden in die Bemessungsgleichungen Modellfaktoren eingeführt. Für den Grundbau werden in [JCSS-06] exemplarisch statistische Parameter (Mittelwert, Standardabweichung) für die Modellfaktoren der geotechnischen Nachweise aus verschiedenen Literaturstellen zusammengefasst. Die Festlegung der Modellfaktoren kann nach [JCSS-06] anhand umfangreicher experimenteller Versuche, eines Vergleichs mit genaueren, erweiterten Berechnungsmodellen oder einer ingeniermäßigen Abschätzung geschehen. Für die probabilistischen Analysen werden Modellfaktoren der Einwirkungs- und Widerstandsseite eingeführt. Bei der für die Untersuchung der Schlitzwand gewählten Modellierung werden die Modellfaktoren auf die Beanspruchungen bezogen. Die Erläuterung der gewählten Modellfaktoren wird aus diesem Grund bei der Beschreibung des stochastischen Modells in Kapitel 6.4 vorgenommen.

4.1.2.2 Korrelation der Bodenparameter

In der probabilistischen Analyse wird die räumliche Struktur der Bodenparameter durch den Ansatz von Autokorrelationen berücksichtigt. Während die Korrelation die Abhängigkeit von zwei unterschiedlichen Basisvariablen beschreibt, stellt die Autokorrelation die räumliche Streuung einer einzelnen Basisvariablen dar. Sie bildet die Abhängigkeit der streuenden bodenmechanischen Kenngröße für zwei Punkte im Raum ab. Maßgebend beeinflusst wird die Autokorrelation durch den Abstand der betrachteten Punkte im Raum. Bedingt durch den Entstehungsprozess ändern sich die Bodeneigenschaften nicht sprunghaft, sondern innerhalb geringer Abstände weichen die Eigenschaften der entnommenen Probe weniger ab, als bei weiter entfernt entnommenen Proben. Ab einer gewissen Größe des Abstands korrelieren die Eigenschaften nicht mehr. Formal wird die Autokorrelation durch eine Autokorrelationsfunktion ausgedrückt, Tabelle 4.7 und Bild 4.2. Die am häufigsten verwendeten Ansätze zur Beschreibung der Autokorrelation von Bodenparametern für eindimensionale Felder sind der exponentielle Ansatz (Tabelle 4.7, Typ-Nr. 1) und der quadratisch exponentielle Ansatz (Tabelle 4.7, Typ-Nr. 3), z. B. [Hanisch et al.-02].

Der in der Tabelle 4.7 angegebene Korrelationsparameter D wird auch Bezugslänge genannt. Er unterscheidet sich je nach untersuchtem Bodenkennwert und vorliegendem Bodentyp.

Die in Tabelle 4.7 dargestellten Ansätze der Autokorrelationsfunktion stellen eindimensionale Felder dar. Für viele Bodenparameter sind jedoch zwei- oder dreidimensionale Ansätze sinnvoll, da ihre Streuungen in die verschiedenen Richtungen sehr unterschiedlich ausfallen. Es ist insbesondere erwiesen, dass einige Bodenparameter in die Tiefe ein anderes Streuungsverhalten aufweisen als in der horizontalen Ebene. [Soulié et al.-90] ermitteln einen vertikalen Korrelationsradius von 3 m für die Scherfestigkeit ihres untersuchten Bodens, während sie in horizontaler Richtung von 30 m ausgehen. In horizontaler Richtung nimmt [Rackwitz-00] einen 5 bis 50fach größeren Korrelationsradius als in vertikaler Richtung an. Hierbei gibt der Korrelationsradius die Entfernung an, in der von einer ausgeprägten Autokorrelation der betrachteten Basisvariablen ausgegangen werden kann. Für den exponentiellen Ansatz (Tabelle 4.7, Typ.-Nr. 1) und quadratisch exponentiellen Ansatz (Tabelle 4.7, Typ.-Nr. 3) ergeben sich die Formeln nach Tabelle 4.8 für die Autokorrelationsfunktionen bei zwei- und dreidimensionalen Feldern. Horizontal isotrope Ansätze sind ebenfalls angegeben, da sie in der Bodenmechanik häufig von Bedeutung sind. Nach [Nottrodt-90] verhalten sich z. B. Lockergesteine bezüglich der Autokorrelation isotrop.

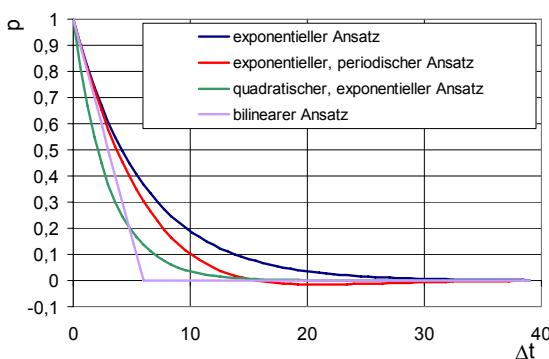


Bild 4.2: Autokorrelationsfunktionen p nach Tabelle 4.7.

Tabelle 4.7: Normalisierte Korrelationsfunktionen für eindimensionale Felder [JCSS-06].

Typ-Nr.	Dimension	Typ	Normalisierte Autokorrelationsfunktion p
1	ein-dimensional	exponentiell	$\exp\left(-\frac{ \Delta t }{D}\right)$
2	ein-dimensional	exponentiell, periodisch	$\exp\left(-\frac{ \Delta t }{D}\right) \cdot \cos(b \cdot \Delta t)$
3	ein-dimensional	quadratisch, exponentiell	$\exp\left(-\left(\frac{\Delta t}{D}\right)^2\right)$
4	ein-dimensional	quadratisch, exponentiell, periodisch	$\exp\left(-\left(\frac{\Delta t}{D}\right)^2\right) \cdot J_0(b \cdot \Delta t)$
5	ein-dimensional	bilinear	$\begin{cases} 1 - \frac{ \Delta t }{D} & \text{für } \Delta t \leq D \\ 0 & \text{für } \Delta t > D \end{cases}$

Hinweise: $J_0(\cdot)$: Bessel Funktion

D, b: Korrelationsparameter

 Δt : Entfernung der beiden Punkte im Raum, deren Autokorrelation bestimmt wird

Tabelle 4.8: Normalisierte Korrelationsfunktionen für zwei- und dreidimensionale Felder [JCSS-06].

Typ-Nr.	Dimension	Typ	Normalisierte Autokorrelationsfunktion p ($\Delta x, \Delta y, \Delta z$)
1	drei-dimensional	exponentiell	$p(\Delta x, \Delta y, \Delta z) = \exp\left(-\frac{ \Delta x }{D_x} - \frac{ \Delta y }{D_y} - \frac{ \Delta z }{D_z}\right)$
1	drei-dimensional	exponentiell, horizontal isotrop	$p(\Delta x, \Delta y, \Delta z) = \exp\left(-\frac{\sqrt{\Delta x^2 + \Delta y^2}}{D_h} - \frac{ \Delta z }{D_z}\right)$
3	drei-dimensional	quadratisch, exponentiell	$p(\Delta x, \Delta y, \Delta z) = \exp\left(-\left(\frac{ \Delta x }{D_x}\right)^2 - \left(\frac{ \Delta y }{D_y}\right)^2 - \left(\frac{ \Delta z }{D_z}\right)^2\right)$
3	drei-dimensional	quadratisch, exponentiell, horizontal isotrop	$p(\Delta x, \Delta y, \Delta z) = \exp\left(-\left(\frac{\sqrt{\Delta x^2 + \Delta y^2}}{D_h}\right)^2 - \left(\frac{ \Delta z }{D_z}\right)^2\right)$

Die Korrelationsfunktion und die Bezugslänge D können mit Hilfe von Bodenproben nach dem in Bild 4.3 dargestellten Schema ermittelt werden, vgl. [Nottrottd-90].

Für einen bestimmten Abstand $jx\Delta l$ der Probenentnahme ermittelt sich nach Gleichung 4-24 jeweils eine Stützstelle der Korrelationsfunktion $p(\Delta l)$ zum Abzissen-Wert $jx\Delta l$. Die Bezugslänge D ist diejenige Länge bei der der Quotient $\Delta l/D$ zu 1 wird. Für die Ansätze (1) und (3) nach Tabelle 4.7 ergibt sich bei einer Entfernung der betrachteten Punkte vom Abstand der Bezugslänge D ein Korrelationskoeffizient von $1/e = 0,368$.

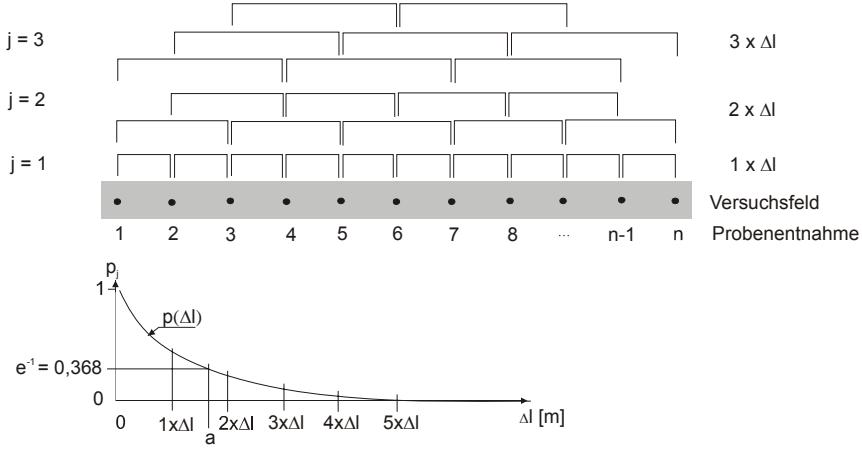


Bild 4.3: Ein dimensionales Untersuchungsfeld mit gleichen Abständen (mit Bezugslänge $D = a$) [Hanisch et al.-02].

$$\text{Stützstelle } p_{fp}(j) \text{ zum Abstand } jx\Delta l: \quad p_j = \frac{\sum_{i=1}^{n-j} (x_i - m_x) \cdot (x_{i+j} - m_x)}{(n-j) \cdot \sigma_x^2} \quad (4-24)$$

σ_x : Standardabweichung der untersuchten Eigenschaft aller Proben

m_x : Mittelwert der untersuchten Eigenschaft aller Proben

Mit Hilfe der Korrelationsfunktion p kann der Parameter Korrelationsradius δ mit den Gleichungen 4-25 bis 4-28 berechnet werden, Tabelle 4.9. Er kann als Maß für den räumlichen Abstand interpretiert werden, innerhalb dessen eine ausgeprägte Auto-korrelation einer Basisvariablen vorliegt. Die Gleichungen 4-25 bis 4-28 geben auch die Erweiterung auf den zwei- bzw. dreidimensionalen Zustand wieder. Die Parameter $\sqrt{\alpha_2}$ (zweidimensional) und $\sqrt[3]{\alpha_3}$ (dreidimensional) können anschaulich als Radius eines Kreises (2-dimensionales Feld) bzw. einer Kugel (3-dimensionales Feld) interpretiert werden.

Tabelle 4.9: Korrelationsradius [JCSS-06].

Typ-Nr.	Dimension	Typ	Korrelationsradius
1	ein-dimensional	exponentiell	$\delta = 2D$
2	ein-dimensional	exponentiell, periodisch	$\delta = \frac{2D}{1+b^2D^2}$
3	ein-dimensional	quadratisch, exponentiell	$\delta = D \cdot \sqrt{\pi}$
4	ein-dimensional	quadratisch, exponentiell, periodisch	$\delta = D \cdot \sqrt{\pi} \cdot \exp\left(\frac{1}{8} \cdot b^2 D^2\right) \cdot I_0\left(\frac{1}{8} \cdot b^2 D^2\right)$
5	ein-dimensional	bilinear	$\delta = D$

Hinweise: $I_0()$ Bessel Funktion
 D, b Korrelationsparameter

Berechnung des Korrelationsradius für ein- und mehrdimensionale Felder:

$$\alpha_n = 2^n \cdot \int_0^\infty \int_0^\infty \cdots \int_0^\infty p(\Delta t_1, \Delta t_2, \dots, \Delta t_n) d\Delta t_1 d\Delta t_2 \dots d\Delta t_n \quad (4-25)$$

n: n = 1,2,3 (n-dimensional)

$$1\text{-dimensionales Feld:} \quad \delta = \alpha_1 \quad (4-26)$$

$$2\text{-dimensionales Feld:} \quad \delta = \sqrt{\frac{\alpha_2}{\pi}} \quad (4-27)$$

$$3\text{-dimensionales Feld:} \quad \delta = \sqrt[3]{\frac{3 \cdot \alpha_3}{4 \cdot \pi}} \quad (4-28)$$

In geotechnischen Analysen werden normalerweise Mittelwerte über bestimmte Längen, z. B. Gleitflächen, angesetzt. Wenn bei den gewählten Abmessungen von einer räumlichen Schwankung ausgegangen werden kann, ist die Autokorrelation nach dem oben dargestellten Verfahren zu beachten. Im Vergleich zur mittleren Varianz / Standardabweichung des gesamten Untersuchungsfeldes wird dadurch die anzusetzende Varianz über die betrachtete Länge (bzw. Fläche oder Volumen) in Abhängigkeit von dem Verhältnis τ/D der betrachteten Punkte im Raum erheblich verringert, siehe Bild 4.4. Unter Verwendung der Autokorrelationsfunktion berechnet sich die

Varianz für ein n-dimensionales Feld nach Gleichung 4-29, der Faktor zur Reduzierung der Varianz ergibt sich aus Gleichung 4-30, vgl. [Vanmarke-77].

$$\begin{aligned} \text{Var}[l] &= \frac{2^n \cdot \sigma_f^2}{L_1 \cdot L_2 \cdot \dots \cdot L_n} \cdot \int_0^{L_1} \int_0^{L_2} \dots \int_0^{L_n} \left(1 - \frac{\Delta t_1}{L_1}\right) \cdot \left(1 - \frac{\Delta t_2}{L_2}\right) \cdot \dots \cdot \left(1 - \frac{\Delta t_n}{L_n}\right) \cdot p_f(\Delta t_1, \dots, \Delta t_n) d\Delta t_1 d\Delta t_2 \dots d\Delta t_n \\ &= \sigma_f^2 \cdot \Gamma^2(L_1, L_2, \dots, L_n) \\ &= \sigma_f^2 \cdot \Gamma^2(L_1) \cdot \Gamma^2(L_2) \cdot \dots \cdot \Gamma^2(L_n) \end{aligned} \quad (4-29)$$

mit: $\Gamma^2(L_1) \dots \Gamma^2(L_n)$ Varianzreduktionsfunktion
 $p_f(\Delta t_1, \Delta t_2, \dots, \Delta t_n)$ Autokorrelationsfunktion
 σ_f^2 Varianz des Feldes

$$\Gamma^2(L_n) = \frac{2}{L_n} \cdot \int_0^{L_n} \left(1 - \frac{\Delta t_n}{L_n}\right) \cdot p(\Delta t_n) d\Delta t_n \quad (4-30)$$

Bemerkung: Richtungen unabhängig voneinander

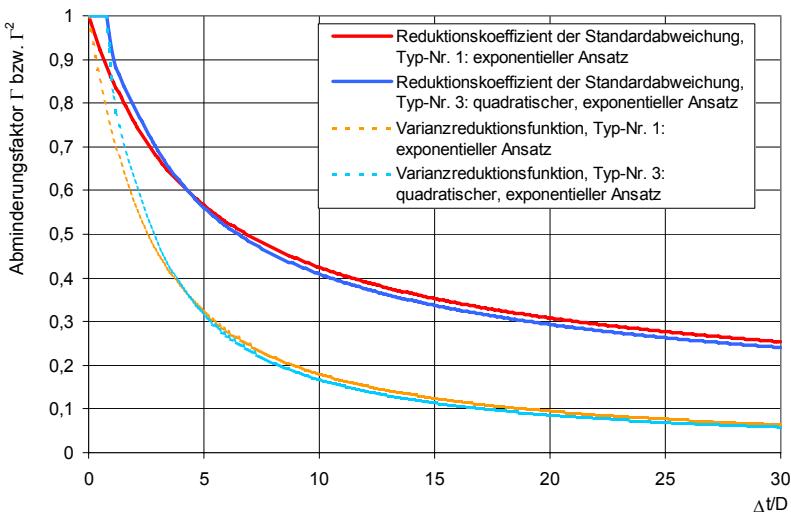


Bild 4.4: Abminderungsfaktoren der Varianz bzw. der Standardabweichung für den ein-dimensionalen Fall.

Die Untersuchungsgebiete innerhalb derer die räumliche Schwankung für die Varianz durch einen Varianzreduktionsfaktor in die probabilistische Bemessung eingeht, liegen meistens nicht parallel zu den Koordinatenachsen (z. B. Bruchflächen beim Grundbruch eines Streifenfundaments). Mit Hilfe von Oberflächenintegralen wird eine

Anpassung der Formeln an beliebig im Raum liegende Flächen vorgenommen. Die Gleichungen des Integrationsweges können explizit [JCSS-06], [Rackwitz-00] oder in Parameterform [Puša-02] angegeben werden. Exemplarisch werden in den Gleichungen 4-31 und 4-32 die Integrale für die Berechnung der Varianz und der Kovarianz einer geneigten Fläche S gegeben. Die Oberflächenintegrale sind nur numerisch lösbar. Der zuvor beschriebene Varianzreduktionsfaktor, der die Autokorrelation einer Basisvariablen im Bereich einer gewählten Bezugseinheit ausdrückt, berechnet sich für beliebig im Raum liegende Linien/Flächen oder Volumina nach Gleichung 4-33. Des Weiteren korrelieren die reduzierten Varianzen der verschiedenen Bezugsflächen einer Basisvariable untereinander, wie formal durch Gleichung 4-34 dargestellt.

Varianz für die gegebene Fläche $\xi_3 = h(\xi_1, \xi_2)$

$$\text{Var}(M(S)) = \frac{\sigma_f^2}{A(S)^2} \cdot \int p(\xi_1, \xi_2, h(\xi_1, \xi_2)) \cdot \sqrt{1 + \left(\frac{\partial h(\xi_1, \xi_2)}{\partial \xi_1} \right)^2 + \left(\frac{\partial h(\xi_1, \xi_2)}{\partial \xi_2} \right)^2} d\xi_1 d\xi_2 \quad (4-31)$$

$$\text{Cov}(M_j(S_j), M_k(S_k)) = \frac{\sigma_f^2}{A(S_j) \cdot A(S_k)} \cdot \int \int_{B_j B_k} p(\xi_{j,1}, \xi_{j,2}, h_j(\xi_{j,1}, \xi_{j,2}), \xi_{k,1}, \xi_{k,2}, h_k(\xi_{k,1}, \xi_{k,2})) \cdot \sqrt{1 + \left(\frac{\partial h_j(\xi_{j,1}, \xi_{j,2})}{\partial \xi_{j,1}} \right)^2 + \left(\frac{\partial h_j(\xi_{j,1}, \xi_{j,2})}{\partial \xi_{j,2}} \right)^2} \cdot \sqrt{1 + \left(\frac{\partial h_k(\xi_{k,1}, \xi_{k,2})}{\partial \xi_{k,1}} \right)^2 + \left(\frac{\partial h_k(\xi_{k,1}, \xi_{k,2})}{\partial \xi_{k,2}} \right)^2} d\xi_{j,1} d\xi_{j,2} d\xi_{k,1} d\xi_{k,2} \quad (4-32)$$

$$\text{Varianzreduktionsfaktor} \quad \Gamma^2(S) = \frac{\text{Var}(M(S))}{\sigma_f^2} \quad (4-33)$$

Korrelation der reduzierten Varianzen einer Basisvariablen zwischen zwei Bezugsflächen S_j und S_k

$$p(M_j(S_j), M_k(S_k)) = \frac{\text{Cov}(M_j(S_j), M_k(S_k))}{\Gamma(S_j) \cdot \Gamma(S_k) \cdot \sigma_f^2} \quad (4-34)$$

Die Beachtung der Autokorrelation hat somit Einfluss auf die Ergebnisse der probabilistischen Analyse. Dieser Einfluss kann vereinfachend durch eine Anpassung der Varianz bzw. der Standardabweichung des Bodenparameters mit dem Varianzreduktionsfaktor berücksichtigt werden. Zusätzlich kann mit Hilfe der Kovarianz eine Korrelation eines Bodenparameters an verschiedenen Bezugsflächen/Orten beachtet werden. Zwischen den verschiedenen Bodenparametern können jedoch je nach Bodenart auch direkte Korrelationen festgestellt werden. So gibt [Rackwitz-00] für den Korrelationskoeffizienten zwischen Bodenwichte und Reibungswinkel einen Wert von 0 bis 0,5 und zwischen dem Reibungswinkel und der Kohäsion von etwa -0,5 an. Insgesamt werden die Korrelationen zwischen verschiedenen Basisvariablen bei Nach-

weisen des Grundbaus häufig nicht beachtet, wie z. B. bei [Belabed-07]. So weist auch [Schultze-79] darauf hin, dass bei den geotechnischen Nachweisen von Böschungen die Korrelationen einzelner Basisvariablen wegen ihrer geringen Größe meist vernachlässigt werden. In der probabilistischen Analyse der Schlitzwand (Kapitel 7) werden die Korrelationen ebenfalls vernachlässigt.

4.1.3 Wasserdruck

Eine weitere maßgebende Einwirkung ist der Wasserdruck, da er in Abhängigkeit von der Wasserstandsdifferenz ebenfalls hohe Beanspruchungen der Ufereinfassungen erzeugt. Da viele Ufereinfassungen in tidebeeinflussten Gebieten liegen, wird ein Verfahren vorgestellt, das die Wasserstandsdifferenz aus dem Tideverlauf ableitet.

4.1.3.1 Zeitlicher Verlauf der Pegelganglinie

Infolge unterschiedlicher Wasserstände vor und hinter einer Kaimauer entstehen Wasserüberdrücke auf das Bauwerk, die eine maßgebende Belastung darstellen. Der theoretische Verlauf der Pegelganglinien an der Außen- und Innenseite des Bauwerks wird anschaulich in Bild 4.5 wiedergegeben. Zunächst wird von einem homogenen und durchlässigen Boden ausgegangen. In der Phase 1 herrscht Tidehochwasser. Auf der Innenseite liegt ein geringerer Grundwasserstand vor, so dass ein Gefälle vom Außenwasserspiegel zum Grundwasserspiegel auf der Innenseite entsteht. Aufgrund dieses Gefälles steigt der Grundwasserspiegel an. Gleichzeitig sinkt in Phase 2 der Außenwasserspiegel durch die Tide ab. Das Potenzialgefälle des Wasserstands von der Außenseite zur Innenseite wird geringer bis in Phase 3 ein ausgeglichener Zustand vorliegt. Der Außenwasserspiegel sinkt in Phase 4 weiter bis zum Tideniedrigwasser und liegt somit unterhalb des Grundwasserspiegels. Dadurch entsteht nun ein nach außen gerichtetes Gefälle, welches in Phase 4 ebenfalls eine Senkung des inneren Grundwasserspiegels bewirkt. In Phase 5 beginnt der äußere Wasserspiegel wieder zu steigen, der Grundwasserstand sinkt jedoch solange weiter, bis sich die Wasserstände in Phase 6 erneut ausgleichen. In Phase 7 richtet sich das Gefälle dann wieder nach innen, da der Außenwasserspiegel nun oberhalb des Grundwasserspiegels liegt. Die Wasserspiegel vor und hinter der Wand steigen an. Ist das Tidehochwasser in Phase 8 erreicht, beginnt der Kreislauf mit der Phase 1 von Neuem. Der zeitliche Verlauf der Pegelganglinien mit Kennzeichnung der beschriebenen Phasen ist in Bild 4.6 gezeigt.

Durch die in [Gattermann-98] vorgestellten Messungen an verschiedenen Kaimauern im Hamburger Hafen konnte die vorgestellte Annahme des nachlaufenden inneren Grundwasserpegels zum Teil widerlegt werden. Anhand mehrerer Messungen wird gezeigt, dass sich der Innen- und Außenwasserstand nahezu gleichzeitig verändern.

Durch den parallelen Verlauf der Wasserstände ergibt sich somit, dass die Kaimauer keiner Beanspruchung durch Wasserdruk unterliegt. Somit herrscht unter Vernachlässigung der Verkehrslasten eine konstante Gesamtbelastung durch den Erddruck auf die Wand, welche nahezu unabhängig von der Tide ist. Das Phänomen des Gleichlaufens und seine Einflussfaktoren konnten jedoch von [Gattermann-98] nicht wissenschaftlich erklärt werden, so dass er von einem Ansatz der Erkenntnis bei der Wandbemessung abrät. In [EAU-05] wird weiterhin ein Ansatz für den Wasserüberdruck gegeben, welcher auf der oben beschriebenen Modellvorstellung des nachlaufenden Grundwasserstands beruht und Grundlage der im Folgenden beschriebenen Modelle ist.

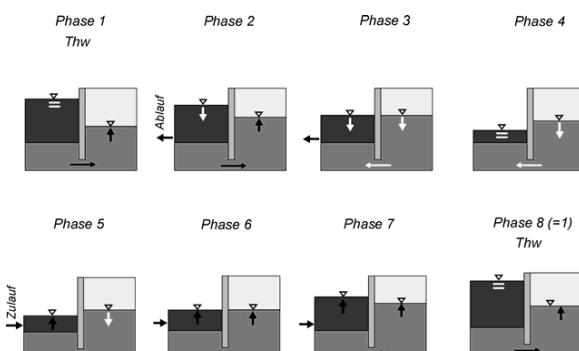


Bild 4.5: Phasen der verschiedenen Wasserstände infolge Tidewechsel [Gattermann-98].

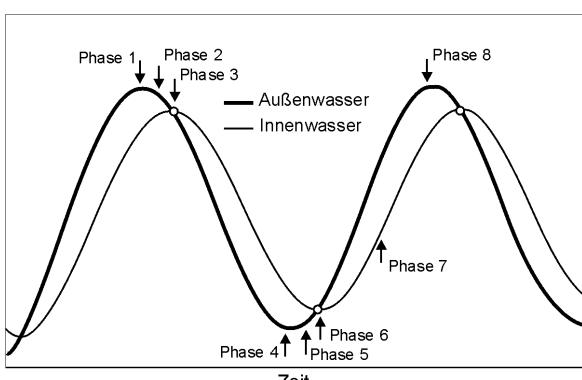


Bild 4.6: Zeitlicher Verlauf der Pegelganglinie des Wasserstands vor und hinter einer Kaimauer mit Kennzeichnung der Phasen nach Bild 4.5 [Gattermann-98].

4.1.3.2 Näherungsansatz zur Bestimmung des Wasserüberdrucks nach [EAU-05]

Der auf das Bauwerk wirkende Wasserüberdruck ist von den geologischen und hydrologischen Verhältnissen des Gebiets abhängig. Für eine Ausführungsplanung sind die Grundwasser- und Strömungsverhältnisse genau zu untersuchen. Es ist zu prüfen, ob langjährige Beobachtungsreihen zur Auswertung vorliegen, so dass die Sinkgeschwindigkeit der Wasserstände möglichst gut eingeschätzt werden kann. Für einen Vorentwurf kann der Grundwasserstand zu 0,3 m über dem Tidehalbwasser (T1/2w) angenommen werden. Die Größe des tatsächlich auftretenden Wasserüberdrucks ist jedoch nach [EAU-05] von den folgenden Bedingungen abhängig:

- Außenwasserspiegelschwankung
- Lage des Bauwerks
- Grundwasserzustrom
- Durchlässigkeit des Gründungsbodens
- Durchlässigkeit des Bauwerks
- Leistungsfähigkeit der Entwässerung (Hinterfüllung)

Zur Bestimmung des Wasserüberdrucks werden in [EAU-05] Näherungsansätze vorgegeben. Die vereinfachten Ansätze nach Tabelle 4.10 dürfen nach [EAU-05] verwendet werden, wenn ein Bauwerk mit vorhandener Durchlaufentwässerung oder durchlässigem Boden mit unbehinderter Fußumströmung vorliegt. Zusätzlich sollte ein lang gestrecktes Uferbauwerk, also ein ebener Strömungsfall, und kein nennenswerter Welleneinfluss vorhanden sein. Die in der Tabelle 4.10 angegebenen Wasserstände sind nach [EAU-05] Nennwerte. Nach [1990-02] und [EAU-08] beruhen Nennwerte auf Erfahrung und gehen als charakteristische Werte in die Bemessung ein. Der Wasserüberdruck ergibt sich mit der Höhendifferenz des äußeren und inneren Wasserspiegels, also als Differenz zweier Nennwerte, zu:

$$w_0 = \gamma_w \cdot \Delta h \quad (4-35)$$

Bei Wellenhöhen über 0,5 m ist für den Außenwasserspiegel die Kote des Wellentals anzusetzen.

Die Wasserüberdrücke gehen je nach Lastfall in die Bemessung ein. Es wird nach [EAU-05] zwischen drei Lastfällen unterschieden, die den Lastfällen nach [1054/1-05] entsprechen. Bereits in Abschnitt 3.4 wurde aufgezeigt, dass die Lastfälle mit den Bemessungssituationen der [1055/100-01] vergleichbar sind. [EAU-05] kann entnommen werden, welche Lasten für die jeweilige Lastfälle anzusetzen sind.

Tabelle 4.10: Wasserüberdruck auf Ufereinfassungen bei durchlässigem Boden, Tidegebiet [EAU-05].

Tidegebiet				
Situation	Bild	Lastfälle		
		1	2	3
3a Große Wasserstands-schwankungen ohne Entwässerung - Normalfall		$\Delta h = a + 0,30m + d$ $a = \frac{MThw - MTnw}{2}$ $d = MTnw - MSpTnw$	-	-
3b Große Wasserstands-schwankungen ohne Entwässerung – Grenzfall extremer Niedrigwasserstand		-	-	$\Delta h = a + 2b + d$ $a = \frac{MThw - MTnw}{2}$ $b = \frac{MSpTnw - NNTnw}{2}$ $d = MTnw - MSpTnw$
3c Große Wasserstands-schwankungen ohne Entwässerung – Grenzfall abfließendes Hochwasser		-	-	$\Delta h = 0,30m + 2a$
3d Große Wasserstands-schwankungen mit Entwässerung		$\Delta h = 1,0m \text{ bei Außenwasserstand in MSpTnw}$	$\Delta h = 0,30m + b + d$	-

4.1.3.3 Beurteilung der säkularen Veränderung der Scheitelwasserstände für den Hamburger Hafen

Die Verteilung der Höhendifferenz des Wasserstands und ihre Parameter werden in den folgenden Kapiteln 4.1.3.3 bis 4.1.3.6 für den Pegel Hamburg, St. Pauli untersucht. Um aus vorliegenden Messwerten eine Verteilung der Wasserstandsdifferenz mit ihren Parametern für die probabilistische Analyse abzuleiten, ist eine Beurteilung der säkularen Veränderung der Scheitelwasserstände notwendig. Zum Vergleich wird der Pegel Cuxhaven herangezogen, da gute Informationen zur Änderung der Scheitelwasserstände vorliegen. Die Entwicklung der Scheitelwasserstände des küstennahen Pegels Cuxhaven im Mündungsgebiet der Elbe wird hauptsächlich durch natürliche Einflüsse ausgelöst. Weniger deutlich wirken sich antropogene Einflüsse aus, z. B. resultieren aus der Elbvertiefung größere Strömungsgeschwindigkeiten in der Außenelbe. Bei den Pegeln in Hamburg liegt eine deutliche Überlagerung von natürlichen und anthropogenen Einflüssen vor. Aus diesem Grund kann am Pegel Hamburg, Sankt Pauli in den letzten 100 Jahren nicht wie beim Pegel Cuxhaven ein gleichmäßiger Anstieg bzw. Abfall des mittleren Tidehoch- und Tideniedrigwassers beobachtet werden. Der säkulare Anstieg des mittleren Tidehochwassers wird am Pegel Cuxhaven nach [Fickert et al.-07] zu 26,6 cm / Jahrhundert festgelegt. Damit steigt das mittlere Tidehochwasser erheblich stärker an, als dass das mittlere Tideniedrigwasser mit ~10 cm / Jahrhundert abfällt. Diese Annahmen für die säkularen Veränderungen des mittleren Tidehochwassers und des mittleren Tideniedrigwassers werden durch [Gönnert et al.-04] bestätigt. Die Entwicklung der säkularen Veränderungen der Scheitelwasserstände des Standorts Cuxhaven wird im Wesentlichen auf den globalen Anstieg des Meeresspiegels zurückgeführt. In [Fickert et al.-07] wird die Entwicklung des Wasserstands des Pegels Hamburg, St. Pauli über die vergangenen 136 Jahre dargestellt. Im Vergleich zum Pegel Cuxhaven können wesentlich größere Änderungen der Scheitelwasserstände beobachtet werden. Für die Änderung der mittleren Scheitelwerte am Pegel Hamburg, St. Pauli gibt [Fickert et al.-07] zwei Hauptgründe an:

- die Entwicklung der Wasserstände an der Nordsee,
- die Variabilität des Oberwasserabflusses mit den anthropogenen Einflüssen in das natürliche Gleichgewicht der Tide der Elbe.

Verschiedene Ausbaurbeiten der Elbe führten zu einem signifikanten Absinken des mittleren Tideniedrigwassers. Beispielhaft sei die Vertiefung der Elbe nach dem 2. Weltkrieg in zwei Ausbaustufen genannt. Die Vertiefung der Elbe auf -11 m SKN (Seekartennull) wurde nach [Fickert et al.-07] begleitet von einer Absenkung des mittleren Tideniedrigwassers in einer Größenordnung von 0,45 cm / a.

Weiterhin folgten umfangreiche Hochwasserschutzmaßnahmen in den sechziger und siebziger Jahren. Das MThw am Pegel St. Pauli ist seit Beginn des vergangenen Jahrhunderts um rd. 50 cm gestiegen. Von diesem Anstieg wurden nach [Fickert et

al.-07] 80% durch die Eingriffe in den sechziger und siebziger Jahren hervorgerufen. Der starke Anstieg ist nach [Fickert et al.-07] seit Beginn der neunziger Jahre nicht mehr zu beobachten, seit diesem Zeitraum wird nur noch ein Trend von 0,1 cm /Jahr festgestellt. Da dieser 2. Beobachtungszeitraum jedoch relativ kurz ist, wird in der hier vorliegenden Analyse für den säkularen Trend des MThw am Pegel Hamburg St. Pauli ab 1990 von einem Anstieg von 0,3 cm / Jahr ausgegangen. Diese Annahme entspricht den gängigen Prognosen von 25 – 30 cm / Jahrhundert für die Bemessungswerte des Hochwasserschutzes an der deutschen Nordseeküste. Der Trend des mittleren Tideniedrigwassers hat sich seit 1990 ebenfalls deutlich verringert. In der weiteren Analyse wird aus diesem Grund ab 1990 ein mittlerer Trend von 0,1 cm / Jahr angenommen, welcher mit der für Cuxhaven festgestellten säkularen Veränderung des mittleren Tideniedrigwassers übereinstimmt.

Für die Festlegung der Verteilung und ihrer Parameter werden die Messwerte auf ein bestimmtes Bezugsjahr beschickt bzw. homogenisiert. Durch die Homogenisierung wird der mittlere säkulare Anstieg des MThw bzw. der Abfall des MTnw berücksichtigt. Das Bezugsjahr ist an die geplante Lebensdauer zu knüpfen, im vorliegenden Beispiel wird von einer Lebensdauer von 50 Jahren ausgegangen. So ergibt sich bei dem Bau einer Ufereinfassung im Jahre 2010 das Bezugsjahr 2060. Sollten für diesen Zeitraum bereits umfangreiche Ausbaumaßnahmen im Hafenbereich oder des Flussbetts bekannt sein, ist der säkulare Trend entsprechend anzupassen.

Zur Ableitung der anzusetzenden Wasserstandsdifferenzen wird ein Ansatz in Anlehnung an [CUR-05] verwendet. Da für die Bestimmung der anzusetzenden Wasserdifferenzen das mittlere Tidehochwasser und das mittlere Tideniedrigwasser maßgebend werden, ergeben sich für die Homogenisierung die folgenden Formeln, vgl. [Führböter et al.-87].

$$BMThw_i = MThw_i + (j - i) \cdot s_{T,MThw} \quad (4-36)$$

$$BMTnw_i = MTnw_i + (j - i) \cdot s_{T,MTnw} \quad (4-37)$$

BMThw, BMTnw: beschickter Wert für das mittlere Tidehoch- bzw. Tideniedrigwasser
MThw, MTnw: jährliches, mittleres Tidehoch- bzw. Tideniedrigwasser

$s_{T,MThw}$: Säkulartrend des mittleren Tidehochwassers

$s_{T,MTnw}$: Säkulartrend des mittleren Tideniedrigwassers

j: Bezugsjahr

i: Jahre über die Lebensdauer

Aufgrund des veränderten säkularen Trends im Hamburger Hafen seit den '90er Jahren wird der Trend wie in Bild 4.7 dargestellt durch zwei unterschiedliche Steigungen beschrieben, Tabelle 4.11. In den Jahren 1955 – 1990 wird eine Regressionsgerade für die jährlichen mittleren Messwerte des Tidehoch- und Tideniedrigwassers bestimmt und der Säkulartrend $s_{T,MThw}$ bzw. $s_{T,MTnw}$ über die Steigung festgelegt. Insbe-

sondere für das mittlere Tideniedrigwasser deutet das große Gefälle der Regressionsgeraden auf einen deutlichen, antropogen bedingten Abfall in den Jahren 1955 – 1990 hin. Für den Pegel Hamburg St. Pauli werden folgende Gleichungen zur Bestimmung der auf das Jahr 2060 bezogenen Tidewasserstände angenommen.

Tidehochwasser:

$$\begin{aligned} i < 1990 \quad & \text{BMThw}_i = \text{MThw}_i + (2060 - i) \cdot s_{T, \text{MThw}, 1955-1989} + (2060 - 1990) \cdot s_{T, \text{MThw}, \text{ab}1990} \\ i \geq 1990 \quad & \text{BMThw}_i = \text{MThw}_i + (2060 - i) \cdot s_{T, \text{MThw}, \text{ab}1990} \end{aligned} \quad (4-38)$$

Tideniedrigwasser:

$$\begin{aligned} i < 1990 \quad & \text{BMTnw}_i = \text{MTnw}_i + (2060 - i) \cdot s_{T, \text{MTnw}, 1955-1989} + (2060 - 1990) \cdot s_{T, \text{MTnw}, \text{ab}1990} \\ i \geq 1990 \quad & \text{BMTnw}_i = \text{MTnw}_i + (2060 - i) \cdot s_{T, \text{MTnw}, \text{ab}1990} \end{aligned} \quad (4-39)$$

Tabelle 4.11: Annahmen für den Trend des Pegels Hamburg, St. Pauli.

	Jahre 1955 - 1990	Jahre ab 1990
$s_{T, \text{MThw}}$	~ 1,1 cm / Jahr	0,3 cm / Jahr
$s_{T, \text{MTnw}}$	~ -2,4 cm / Jahr	-0,1 cm / Jahr

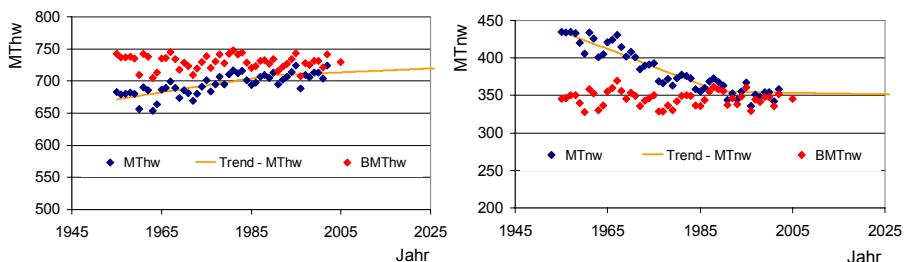


Bild 4.7: Jährliche, mittlere Tidehoch- und Tideniedrigwasser mit ihren homogenisierten Werten.

4.1.3.4 Bestimmung der Verteilung und ihrer Parameter für die Wasserstandsdifferenz

Das Ziel der folgenden Auswertung ist die Bestimmung einer Verteilung der Wasserstandsdifferenz Δh und ihrer Parameter als Eingangsparameter für eine probabilistische Analyse. Die in den folgenden Kapiteln vorgenommenen probabilistischen Analysen werden für den Lastfall 1 nach [EAU-05] durchgeführt. Diesem Lastfall liegt die

Annahme einer Normaltide zugrunde. Somit werden keine extremen Wasserstands-differenzen, wie sie z. B. bei einem ablaufenden Hochwasser entstehen, untersucht.

In [CUR-05] wird ein Verfahren zur Festlegung der Wasserstände für die Berechnung des Wasserüberdrucks vorgestellt, welches den Bemessungswert der Höhendifferenz zwischen dem inneren und äußeren Wasserspiegel aus den Tidekurven ableitet.

Für die hier dargestellte Analyse werden tägliche Messungen über die fünf Jahrgänge 1998-2002 aus den gewässerkundlichen Jahrbüchern [Ham-02] verwendet und auf das Jahr 2060 beschickt um den säkularen Trend zu eliminieren, vgl. Bild 4.8. Aus der Unterschreitungshäufigkeit des beschickten Tideniedrigwassers (BTnw) und der Überschreitungshäufigkeit des beschickten Tidehochwassers (BThw) pro Jahr (Bild 4.9) kann die Verteilung des BTnw und des BThw errechnet werden, Bild 4.11 und Bild 4.12. Diese Verteilungen der Messwerte sollen durch Verteilungsfunktionen möglichst gut angenähert werden. Da es sich um tägliche, mittlere Messwerte handelt, bietet sich der Ansatz einer Normal- oder logarithmischen Normalverteilung an. Aus den Daten ergeben sich folgende Kennwerte für die Normalverteilungen des Tidehoch- und Tideniedrigwassers:

$$\text{Thw: } \mu_{\text{Thw}} = 730,63 \quad \sigma_{\text{Thw}} = 46,72$$

$$\text{Tnw: } \mu_{\text{Tnw}} = 345,23 \quad \sigma_{\text{Tnw}} = 42,14$$

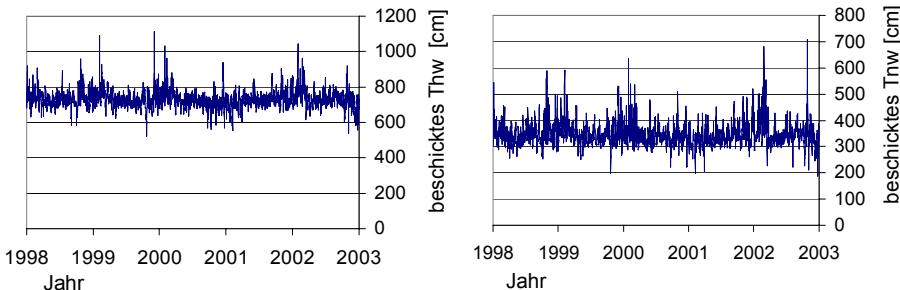


Bild 4.8: Tägliche Tidehoch- und Tideniedrigwasser von 1998 bis 2002, Hamburg St. Pauli.

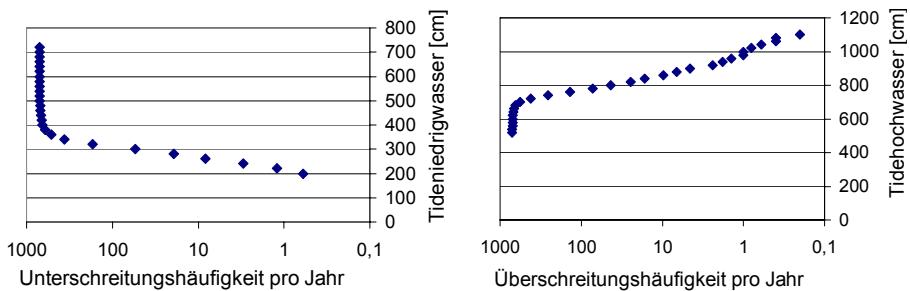


Bild 4.9: Unterschreitungshäufigkeit des Tideniedrigwassers und Überschreitungshäufigkeit des Tidehochwassers pro Jahr (Analysegrundlage: tägliche Messwerte 1998-2002, Hamburg St. Pauli).

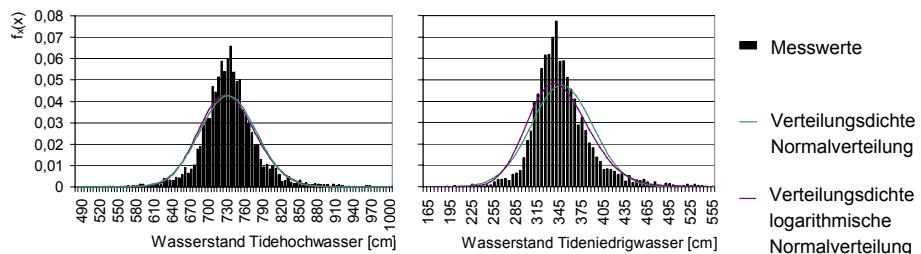


Bild 4.10: Verteilungsfunktion des Tideniedrig- und Tidehochwassers (Analysegrundlage: tägliche Messwerte 1998-2002).

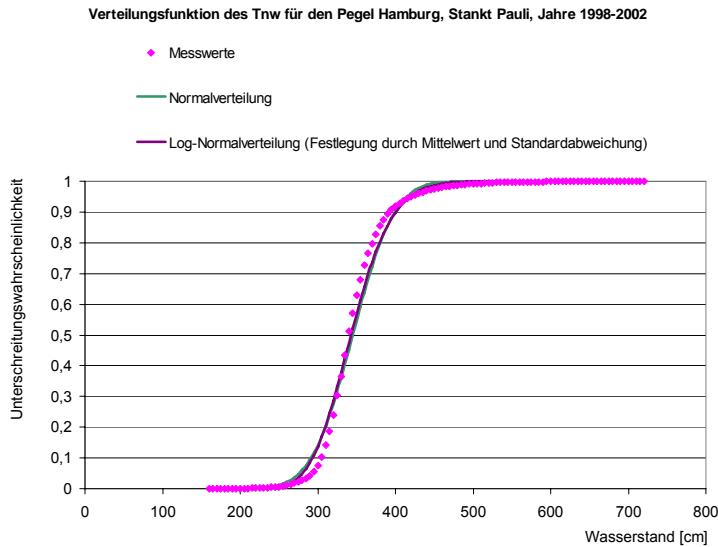


Bild 4.11: Messwerte und Verteilungsfunktionen des täglichen Tide niedrigwassers für den Pegel Hamburg, St. Pauli (Analysegrundlage: tägliche Messwerte 1998-2002).

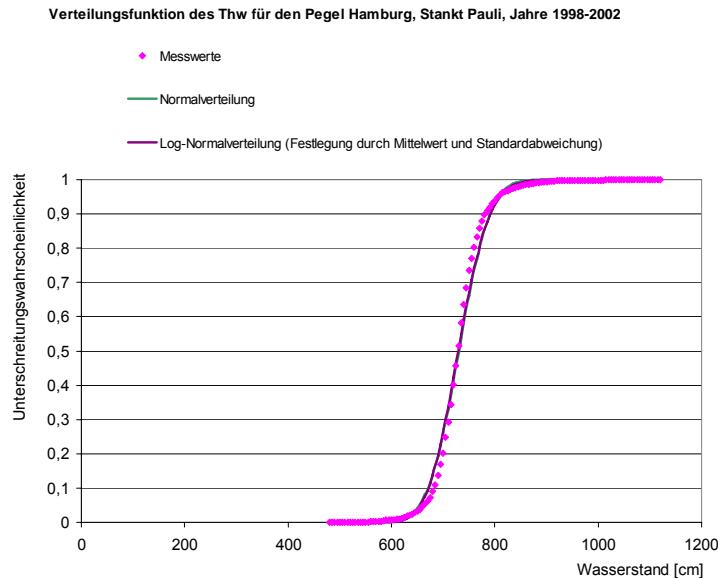


Bild 4.12: Messwerte und Verteilungsfunktionen des täglichen Tide hochwassers für den Pegel Hamburg, St. Pauli (Analysegrundlage: tägliche Messwerte 1998-2002).

Im Gegensatz zur [EAU-05] wird nach [CUR-05] ein Bemessungswert der Wasserstandsdifferenz durch den Ansatz von Teilsicherheitsbeiwerten bestimmt, während [EAU-05] von einem Nennwert nach Tabelle 4.10 ausgeht. Die Teilsicherheitsbeiwerte werden nach [EAU-05] auf die Beanspruchungen bezogen, die für den Wasserdruck mit dem Nennwert der Wasserstandsdifferenz berechnet werden.

[CUR-05] geht von einer Beschreibung der Tidekurve durch die Mittelwerte des Tidehoch- und Niedrigwassers nach Gleichung 4-40 aus, Bild 4.13 (gemittelte Tidekurve).

$$z_t(t) = z_{t,0} + \hat{z}_t \cdot \sin\left(\frac{2\pi}{p} \cdot t\right) \quad p = \text{Dauer der Tide, } 745 \text{ min} \quad (4-40)$$

$$z_{t,0} = \frac{(\mu_{t,HW} + \mu_{t,LW})}{2} \quad (4-41)$$

$$\hat{z}_t = \frac{(\mu_{t,HW} - \mu_{t,LW})}{2} \quad (4-42)$$

Für die Verzögerung des Grundwasserstands im Vergleich zur Tidekurve ist je nach den vorliegenden Strömungsverhältnissen und zusätzlich eingebauten Entwässerungen eine Annahme zu treffen. Beispielhaft wird hier für die Analyse eine Verzögerung $\Delta t = 2$ Stunden gewählt. Die Pegelganglinie des Grundwassers wird durch Gleichung 4-43 beschrieben.

$$z_g(t) = z_{g,0} + \hat{z}_g \cdot \sin\left(\frac{2\pi}{p} \cdot (t - \Delta t)\right) \quad (4-43)$$

$$z_{g,0} = z_{t,0} \quad (4-44)$$

Da die Grundwasserkurve zu fallen beginnt, wenn der Außenwasserstand unterhalb des Grundwasserstands sinkt (Bild 4.6, Kennpunkt Phase 3), ist der Schnittpunkt zwischen der Pegelganglinie der Tidekurve und der Grundwasserkurve zugleich der Scheitelpunkt der Grundwasserkurve, vgl. Bild 4.13.

Zum Zeitpunkt des maximalen Grundwasserstands ($t_{\max} = p/4 + \Delta t$) ergibt sich die maximale Amplitude der Grundwasserkurve aus den Gleichungen 4-40 und 4-43 nach [CUR-05] zu:

$$\hat{z}_g = \hat{z}_t \cdot \frac{\sin\left(\frac{2\pi}{p} \cdot t_{\max}\right)}{\sin\left(\frac{2\pi}{p} \cdot (t_{\max} - \Delta t)\right)} \quad (4-45)$$

$$- \text{ mit Mittelwerten des Grundwassers: } \mu_{g,HW} = z_{g,0} + \hat{z}_g \quad (4-46)$$

$$\mu_{g,LW} = z_{g,0} - \hat{z}_g \quad (4-47)$$

Der Bemessungswert der Wasserstandsdifferenz ist abhängig von den Standardabweichungen der Scheitelwasserstände des Grundwassers. Die obere Standardabweichung berechnet sich aus der Annahme, dass der Wasserstand des mittleren Tidehochwassers zum Zeitpunkt $t_{\max} = p/4 + \Delta t$ mit dem Grundwasserstand übereinstimmt, Bild 4.13 und Gleichung 4-48.

$$\sigma_{g,HW} = \frac{\frac{1}{2} \cdot \sigma_{t,HW} + \left(\frac{1}{2} \cdot \sigma_{t,HW} + \hat{z}_t \right) \cdot \sin\left(\frac{2\pi}{p} \cdot t\right) - \hat{z}_g \cdot \sin\left(\frac{2\pi}{p} \cdot (t - \Delta t)\right)}{\frac{1}{2} + \frac{1}{2} \cdot \sin\left(\frac{2\pi}{p} \cdot (t - \Delta t)\right)} \quad (4-48)$$

Analog kann die Standardabweichung des unteren Scheitelwasserstands des Grundwassers abgeleitet werden:

$$\sigma_{g,LW} = \frac{-\frac{1}{2} \cdot \sigma_{t,HW} + \left(\frac{1}{2} \cdot \sigma_{t,HW} + \hat{z}_t \right) \cdot \sin\left(\frac{2\pi}{p} \cdot t\right) - \hat{z}_g \cdot \sin\left(\frac{2\pi}{p} \cdot (t - \Delta t)\right)}{-\frac{1}{2} + \frac{1}{2} \cdot \sin\left(\frac{2\pi}{p} \cdot (t - \Delta t)\right)}$$

mit: $t = 3 * p / 4 + \Delta t$ (4-49)

Die Sicherheitszuschläge werden in [CUR-05] durch additive Sicherheitselemente berechnet, die zusätzlich durch Teilsicherheitsbeiwerte ergänzt werden. Als Teilsicherheitsfaktoren für die Bestimmung des Bemessungswerts der Wasserstandsdifferenz einer Spundwandkonstruktion aus Stahl werden in [CUR-05] die folgenden Werte verwendet.

Bemessungskurve des äußeren Tidewassers:

Tideniedrigwasser: $\mu_{60,t,LW} - \gamma_{t,LW} \cdot \sigma_{t,LW}$ mit $\gamma_{t,LW} = 0,6$ (4-50)

Tidehochwasser: $\mu_{t,HW} + \gamma_{t,HW} \cdot \sigma_{t,HW}$ mit $\gamma_{t,HW} = 2,0$ (4-51)

Bemessungskurve des Grundwassers:

Niedrigwasser: $\mu_{g,LW}$ (4-52)

Hochwasser: $\mu_{g,HW} + \gamma \cdot \sigma_{g,HW}$ mit $\gamma_{g,HW} = 2,0$ (4-53)

Die Bemessungswerte des äußeren Tidewassers und des inneren Grundwassers werden zu dem Zeitpunkt berechnet, an dem die größte, hydraulische Differenz zwischen den beiden Wasserständen vorliegt. In Bild 4.13 werden hierfür drei Bereiche unterschieden, in denen die maßgebenden Wasserstandsdifferenzen durch unterschiedliche Kennwerte beschrieben werden:

Bereich 1:

- obere Standardabweichung des oberen Scheitelpunkts des Grundwassers
- untere Standardabweichung des Tidehochwassers

Bereich 2:

- obere Standardabweichung des oberen Scheitelpunkts des Grundwassers
- untere Standardabweichung des Tideniedrigwassers

Bereich 3:

- obere Standardabweichung des unteren Scheitelpunkts des Grundwassers
- untere Standardabweichung des Tidehochwassers

Für den Pegel Hamburg, St. Pauli liegt die maximale Wasserstandsdifferenz bei der angenommenen Verzögerung des Grundwasserstands von $\Delta t = 2$ Stunden (Annahme) nach ca. 8,0 Stunden nach Mittelwasser bei steigender Tide vor. Zu diesem Zeitpunkt berechnet sich die Wasserstandsdifferenz in Abhängigkeit von den angenommenen Mittelwerten des Tidewasserstands und unter der Voraussetzung, dass der Grundwasserstand zum Tidewasserstand voll korreliert ist, zu:

Tidewasserstand:

$$z_t(480\text{min}) = z_{t,0} + \hat{z}_t \cdot \sin\left(\frac{2\pi}{p} \cdot t\right) = 0,894 \cdot \mu_{t,LW} + 0,107 \cdot \mu_{t,HW} \\ = 0,894 \cdot 345,2 + 0,107 \cdot 730,6 = 386,8 \text{ cm} \quad (4-54)$$

Grundwasserstand:

$$z_g(480\text{min}) = z_{g,0} + \hat{z}_g \cdot \sin\left(\frac{2\pi}{p} \cdot (t - \Delta t)\right) = 0,472 \cdot \mu_{t,LW} + 0,528 \cdot \mu_{t,HW} \\ = 0,472 \cdot 345,2 + 0,528 \cdot 730,6 = 548,7 \text{ cm} \quad (4-55)$$

Differenz der Ausgangskurven (ohne Beachtung der Standardabweichung):

$$\Delta h = 0,421 \cdot \mu_{t,HW} - 0,422 \cdot \mu_{t,LW} \\ = 0,421 \cdot 730,6 - 0,422 \cdot 345,2 = 161,9 \text{ cm} \quad (4-56)$$

Unter Beachtung der Standardabweichungen des Tidewassers und des nachlaufenden Grundwassers berechnet sich die maximale Wasserstandsdifferenz zu ~221 cm, vgl. Bild 4.13.

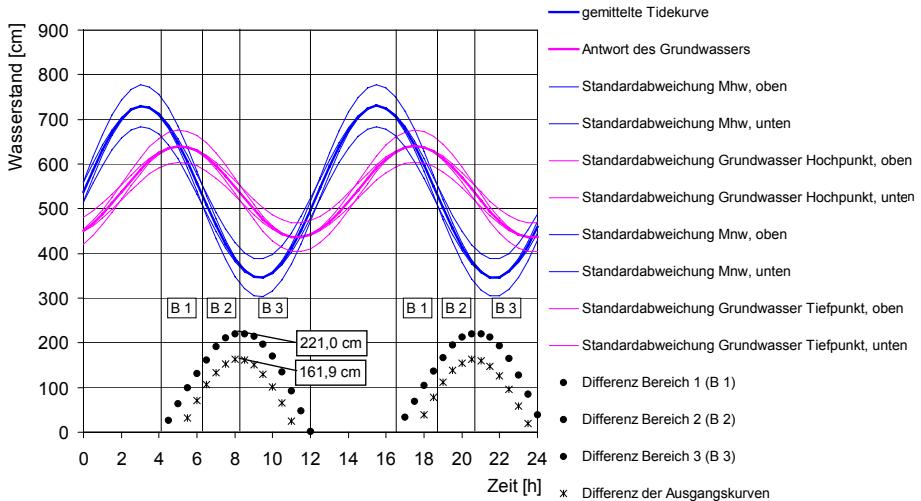


Bild 4.13: Ganglinie der Tide und des Grundwassers mit ihren Standardabweichungen (Analysegrundlage: Pegel Hamburg, St. Pauli, tägliche Messwerte 1998-2002).

Das Verfahren nach [CUR-05] liefert einen guten Ansatz um die mittlere auftretende Wasserstandsdifferenz abzuschätzen. Die hier durchgeführte probabilistische Analyse wird vorerst für den Lastfall 1 der [EAU-05] für die Annahme einer Normaltide durchgeführt. Somit handelt es sich nicht um eine Untersuchung von Extremwerten z. B. maximal auftretende Wasserstände wie sie für außergewöhnliche Ereignisse in dem Lastfall 3 nach [EAU-05] untersucht werden. Aus diesem Grund ist eine wahrscheinlichkeitstheoretische Untersuchung unter der einfachen Annahme der Wasserstandsdifferenz als Normal- oder logarithmische Normalverteilung sinnvoll. Dennoch ist eine Berücksichtigung der zeitlichen Entwicklung der Wasserstände notwendig, eine Verschiebung des Mittelwerts wird durch die Beschickung der Daten auf das Jahr 2060 vorgenommen. Die Verschiebungen der Mittelwerte durch die Homogenisierung der Messwerte können anhand Tabelle 4.12 abgelesen werden. Die Mittelwerte des Tidehoch- und Tideniedrigwassers für die beschickten täglichen Messwerte der Jahre 1998-2003 und für die beschickten jährlichen Mittelwerte der Jahre 1955-2003 sind sehr ähnlich.

Tabelle 4.12: Vergleich der Mittelwerte und Standardabweichungen der beschickten Messwerte mit den Kennwerten der Ausgangsdaten.

	Tidehochwasser		Tideniedrigwasser	
	μ [cm]	σ [cm]	μ [cm]	σ [cm]
tägliche Messwerte 1998 - 2003	712,6	46,7	351,2	42,1
beschickte tägliche Messwerte 1998-2003	730,6	46,7	345,2	42,1
mittlere jährliche Messwerte 1955 - 2003	695,0	16,4	383,6	30,0
beschickte mittlere jährliche Messwerte 1955 - 2003	729,9	10,7	345,8	9,9

Bei Annahme einer Normalverteilung ist die Zusammenfassung der Basisparameter zu einer Variable mit dem Mittelwert $\mu = 161,9$ cm möglich. Zwischen den Wasserständen des Tidehoch- und Tideniedrigwassers konnte eine ausgeprägte Korrelation der aufeinander folgenden Ereignisse für die täglichen Messwerte von $\rho = 0,72$ festgestellt werden. Diese Beobachtung kann dadurch begründet werden, dass die relativ kurzfristigen Wasserstandsschwankungen durch den Tidehub überlagert sind mit längerfristigen Schwankungen des Wasserstands, die z. B. durch Strömungen und Winde ausgelöst werden. Für die Berechnung der Standardabweichung werden die täglichen Einzelmesswerte zugrunde gelegt.

Standardabweichung / Variationskoeffizient ohne Berücksichtigung der Korrelation:

$$\sigma_{\Delta h} = \sqrt{(0,421 \cdot \sigma_{t,HW})^2 + (-0,422 \cdot \sigma_{t,LW})^2} = \sqrt{(0,421 \cdot 46,72)^2 + (-0,422 \cdot 42,14)^2} = 26,52 \text{ cm}$$

$$V_{\Delta h} = \frac{26,52 \text{ cm}}{161,9 \text{ cm}} = 16,4\% \quad (4-57)$$

Standardabweichung / Variationskoeffizient mit Berücksichtigung der Korrelation:

$$\sigma_{\Delta h} = \sqrt{(0,421 \cdot \sigma_{t,HW})^2 + (-0,422 \cdot \sigma_{t,LW})^2 - 2 \cdot \rho \cdot (0,421 \cdot \sigma_{t,HW}) \cdot (0,422 \cdot \sigma_{t,LW})} = 14,12 \text{ cm}$$

$$V_{\Delta h} = \frac{14,12 \text{ cm}}{161,9 \text{ cm}} = 8,7\% \quad (4-58)$$

Um die Anzahl der eingehenden Basisvariablen in der probabilistischen Analyse zu begrenzen, wird die Wasserstandsdifferenz als eine normalverteilte Basisvariable modelliert, vgl. Kapitel 6.4.3.

4.1.3.5 Einflüsse von Grundwasserströmungen

Für den Hamburger Hafen werden maßgebende Wasserstände zur Berechnung des Wasserüberdrucks in [HochwSchRL-07] gegeben, Tabelle 4.15. Der Bemessungswasserstand variiert für den Hamburger Elbbereich zwischen 7,20 m (Othmarschen) und 7,50 m (Ochsenwerder). Für St. Pauli wird ein Bemessungswasserstand von 7,30 m maßgebend [HochwSchRL-07]. Eine Zuordnung der Hoch- und Niedrigwasserlastfälle nach [HochwSchRL-07] zu den Lastfällen der [EAU-05] zeigen Tabelle 4.13 und Tabelle 4.14.

Die Grundwasserströmung übt einen Einfluss auf den aktiven und passiven Erddruck aus. Durch den Strömungsdruck auf die Bodenmassen wird bei einer Strömung von der Land- zur Wasserseite der aktive Erddruck vergrößert und der passive Erddruck verringert. Rechnerisch kann dies durch einen Näherungsansatz unter Verwendung geänderter wirksamer Wichten des Bodens auf der Erddruck- und Erdwiderstandsseite berücksichtigt werden [EAU-05]. Liegt ein homogener Boden mit einer hauptsächlich vertikalen Umströmung der Spundwand vor, können die Wichten nach dem Ansatz von [Brinch Hansen-53] berechnet werden, Gleichungen 4-59 und 4-60.

Weiterhin bewirkt die Umströmung der Wand einen Potenzialabbau auf der aktiven Seite und eine Potenzialzunahme auf der passiven Seite. Dies kann nach [EAU-05] durch eine Verminderung bzw. Erhöhung der Wichte des Wassers berücksichtigt werden, indem die $\Delta \gamma_w$ -Werte mit den Formeln nach den Gleichungen 4-59 und 4-60 berechnet werden.

Für den Hamburger Hafen werden in [HochwSchRL-07] Wasserüberdruckflächen und anzusetzende Wichteänderungen des Bodens in Form einer hydraulischen Falldefinition angegeben. In [EAU-05] wird darauf hingewiesen, dass in den meisten Fällen auf eine differenzierte Betrachtung des Wasserüberdrucks verzichtet werden kann. Liegen größere Wasserdrücke vor, ist jedoch ein Einfluss möglich. Im Rahmen der probabilistischen Analyse werden die Auswirkungen vernachlässigt.

Vergrößerung des Erddrucks $\Delta \gamma'$ auf der Erddruckseite und Verminderung der Wichte des Wassers $\Delta \gamma_w$ durch die Umströmung der Wand nach [Brinch Hansen-53]:

$$\Delta \gamma' = \frac{0,7 \cdot \Delta h}{h_{so} + \sqrt{h_{so} \cdot h_{su}}} \cdot \gamma_w \quad \Delta \gamma_w = - \frac{0,7 \cdot \Delta h}{h_{so} + \sqrt{h_{so} \cdot h_{su}}} \cdot \gamma_w \quad (4-59)$$

Verringerung des Erddrucks auf der Erdwiderstandsseite und Vergrößerung der Wichte des Wassers $\Delta \gamma_w$ durch die Umströmung der Wand:

$$\Delta \gamma' = - \frac{0,7 \cdot \Delta h}{h_{su} + \sqrt{h_{so} \cdot h_{su}}} \cdot \gamma_w \quad \Delta \gamma_w = \frac{0,7 \cdot \Delta h}{h_{su} + \sqrt{h_{so} \cdot h_{su}}} \cdot \gamma_w \quad (4-60)$$

- Δh : Wasserspiegel-Höhenunterschied (Potenzialdifferenz)
 h_{so} : durchströmte Bodenhöhe auf der Landseite der Spundwand bis zum Spundwandfußpunkt, in der ein Potenzialabbau stattfindet
 h_{su} : Rammtiefe bzw. Bodenschicht auf der Wasserseite der Spundwand, in der ein Potenzialabbau stattfindet
 γ' : Wichte des Bodens unter Auftrieb
 γ_w : Wichte des Wassers

Tabelle 4.13: Hochwasserlastfälle [HochwSchRL-07].

Wände auf der Luv-Seite	Wände auf der Lee-Seite	Lastfall gemäß EAU
AW + halber Wellendruck (nach [HochwSchRL-07])	AW + halber Wellendruck (nach [HochwSchRL-07])	2
AW + Wellendruck (stehende bzw. gebrochene Welle, (nach [HochwSchRL-07])	-	3
AW + Wellendruck (stehende bzw. gebrochene Welle, (nach [HochwSchRL-07]) + Treibgutstoß	-	Extremfall
AW + Wellendruck (Sturzbrecher)	-	Extremfall

AW: Außenwasserstand

Tabelle 4.14: Niedrigwasserlastfälle [HochwSchRL-07].

Hochwasserschutzwände und Uferbauwerke auf der LUV- und LEE- Seite	Lastfall gemäß EAU
Sunk 1: Normaltie	1
Sunk 2: Extremes Niedrigwasser	2
Sunk 3: Ablaufendes Hochwasser	3

Tabelle 4.15: Maßgebende Wasserstände für den Hamburger Hafen [HochwSchRL-07].

Lastfall	Außenwasserstand	Innenwasserstand
Hochwasser	BW ¹⁾	Allgemein GOK
Sunk 1: Normaltie	NN -1,70 m	NN + 1,00 m
Sunk 2: Extremes Niedrigwasser	NN -3,70 m	NN ± 0,00 m
Sunk 3: Ablaufendes Hochwasser	siehe Ausführung Sunk 3 (in [HochwSchRL-07])	siehe Ausführung Sunk 3 (in [HochwSchRL-07])

1) Für Bauwerke mit einer langen Lebensdauer wird empfohlen, eine Ausbaureserve mit einzurechnen.

2) Bemessungswasserstand BW

4.1.3.6 Wellenbelastung

Für die Bestimmung der Wellenbelastung ist der Seegang im Planungsgebiet aufgrund von Messungen und Beobachtungen zu analysieren. Es werden die Verteilungen der Wellenhöhen, -perioden und -richtungen bestimmt. In küstennahem Gebieten werden die Wellen durch Effekte wie die Diffraction, die Refraktion, das Shoaling und Brechen beeinflusst. Für den Wellendruck auf senkrechte Uferwände werden nach [EAU-05] drei Belastungsarten unterschieden und ihre Lastansätze vorgestellt.

- Belastung der Wand durch nicht brechende Wellen
- Belastung der Wand durch am Bauwerk brechende Wellen
- Belastung der Wand durch Wellen, die bereits vor dem Bauwerk gebrochen sind

Nach [EAU-05] ist im Lastfall 1 nur der Wasserdruck infolge häufig auftretender ungünstiger Außen- und Innenwasserstände zu beachten. Bei Wellenhöhen über 0,5 m ist für den Außenwasserspiegel die Höhe des Wellentals anzusetzen. Hingegen sind im Lastfall 2 Wasserüberdrücke mit Wellenlasten aus häufig auftretenden Wellen zu beachten, selten auftretende Wellen sind im Lastfall 3 anzusetzen.

Die auftretenden Wellen im Hafengebiet sind von der Lage und Ausführung der Hafenschutzbauwerke z. B. Wellenbrecher und Molen abhängig. Der Standort im Hafengebiet wird möglichst so gewählt, dass keine Belastung der Kaimauer durch am Bauwerk brechende Wellen vorhanden ist. Für nicht brechende Wellen wird die Kaimauer von der Wasserseite durch einen Wasserüberdruck beim Wellenberg und von der Landseite durch einen Wasserüberdruck beim Wellental beansprucht. Die Wellenhöhen verdoppeln sich infolge der Reflexion an der senkrechten Kaimauerwand. Die Berechnung des Wasserüberdrucks kann nach dem Verfahren von [Sainflou-28] durchgeführt werden, vgl. [EAU-05].

Die zu berechnenden Wasserüberdrücke sind von den Eingangsvariablen der Höhe der anlaufenden Welle H , der Länge der anlaufenden Welle L , der Höhe des Ruhewasserspiegels d und der Höhe des Grundwasserspiegels d_s abhängig. Sie sind durch eine Analyse des Seegangs im Hafengebiet zu ermitteln.

Alternativ wird für den Hamburger Hafen in [HochwSchRL-07] eine Wellenersatzlast in Abhängigkeit von der Wellenhöhe an der Wand gegeben. Es werden sowohl Ersatzlasten für stehende bzw. bereits gebrochene Wellen als auch für Sturzbrecher definiert.

Die probabilistischen Analysen, die in den Kapiteln 7 und 8 präsentiert werden, berücksichtigen nur eine Wasserstandsdifferenz, für die Wellenbelastung wird kein gesonderter Ansatz in die probabilistischen Berechnungen integriert.

4.2 Veränderliche Einwirkungen

Veränderliche Einwirkungen sind zufällige Funktionen des Ortes und der Zeit und können deshalb statistisch durch den Ansatz eines stochastischen Prozesses $X(t)$ modelliert werden. Der Einsatz von zeitinvarianten Modellen ist möglich, wenn in ihrer Formulierung die Maximallisten während des Bezugszeitraums berücksichtigt werden.

Für Ufereinfassungen sind veränderliche Nutzlasten z. B. infolge von Schwer- und Bauverkehr, der Lagerung von Umschlaggütern oder Containern und durch den Kranbetrieb auf an die Konstruktion anschließenden Plattformen vorhanden. Ebenso ist eine Belastung des neben der Konstruktion anstehenden Bodens möglich. Zusätzlich treten weitere veränderliche Belastungen infolge von Wellenbelastung, Trossenzuglasten, Anlegedrücke der Schiffe und Eislasten auf.

4.2.1 Nutzlasten / Erddruck infolge von Nutzlasten

Für Ufereinfassungen resultieren die lotrechten Nutzlasten im Wesentlichen aus den Belastungen durch Lagergut und Verkehrsmittel. Insbesondere sind für Ufereinfassungen im Hafenbereich, die als Kaikonstruktion dienen, Ansätze zur Berücksichtigung von Beanspruchungen aus Kranen auf Schienen oder Straßen notwendig. In Seehäfen werden zunehmend auch Mobilkrane neben schienengebundenen Kranen eingesetzt. Die Mobilkrane werden nicht nur für den allgemeinen Umschlag sondern auch für den Umschlag von Schwerlasten verwendet. Zusätzlich ist eine dynamische Belastung durch Schienenverkehr möglich. Die Lastannahmen zur Beschreibung des Schienenverkehrs sind von der vorliegenden Konstruktion abhängig, wobei zwischen drei Grundtypen unterschieden wird. Erstens können die Tragglieder des Bauwerks direkt befahren werden. Als zweite Alternative ist eine Anordnung der Lasten auf einer Bettungsschicht möglich, welche die Lasten gleichmäßig verteilt bevor sie in die Baukonstruktion eingeleitet werden. Drittens kann ausschließlich der Erdkörper hinter der Kaimauer belastet sein. In diesem Fall sind die Nutzlasten infolge des Schienenverkehrs durch einen erhöhten Erddruck zu berücksichtigen.

Die Funktion der Einwirkung der Nutzlast ist sowohl orts- als auch zeitabhängig. Die räumliche Ausbreitung wird durch eine geometrische Annahme für die Verteilung der Lasten des Modells berücksichtigt. Es wird ein Bereich unmittelbar hinter dem Kopf der Ufereinfassung vorgesehen, in dem schwere straßengebundene Krane und ähnliche schwere Fahrzeuge und Baugeräte betrieben werden. Für die Bemessung des obersten Teils des Uferbauwerks ist nach [EAU-05] eine Nutzlast anzunehmen von:

- Nutzlast = 60 kN/m^2 von Hinterkante Wandkopf landeinwärts auf 2,00 m Breite oder
- Nutzlast = 40 kN/m^2 von Hinterkante Wandkopf landeinwärts auf 3,50 m Breite

Bei der Verwendung dieses Ansatzes ist zu prüfen, dass die maximal erfasste Pratzenlast von $P = 2600$ kN nicht überschritten wird und der Abstand zwischen der Achse des Uferbauwerks und der Pratze nicht größer ist als zwei Meter. Falls eine dieser beiden Bedingungen nicht erfüllt ist, müssen die Schwerlastfahrzeuge wie Schwerlaststapler, Portalstapler und Rolltrailer durch einen zusätzlichen Ansatz erfasst werden.

Außerhalb des Verkehrsbandes werden weitere Nutzlasten angeordnet, welche für 40'-Container eine Containerlast von 300 kN Bruttolast und für 20'-Container eine Containerlast von 200 kN berücksichtigen [EAU-05].

Lastangaben nach [EAU-05]:

Leichter Verkehr (PKW)	5 kN/m ²
Allgemeiner Verkehr (LKW)	10 kN/m ²
Stückgut	20 kN/m ²
Container:	
• leer, in 4 Lagen gestapelt	15 kN/m ²
• gefüllt, in 2 Lagen gestapelt	35 kN/m ²
• gefüllt, in 4 Lagen gestapelt	55 kN/m ²
Ro-Ro-Belastung	30 - 50 kN/m ²
Mehrzweckanlagen	50 kN/m ²
Offshore Nachschubbasen	50 - 150 kN/m ²
Papier, Holzprodukte, Stahl	abhängig von der Stapelhöhe, Wichten nach DIN 1055
Kohle, Erz	

Für Krane sind gesonderte Lastansätze zu verwenden. Stückguthafenkrane werden in Deutschland in der Regel als Vollportal-Wipptrehkrane über 1, 2 oder 3 Eisenbahngleise ausgebildet, zum Teil werden auch Halbportalkrane verwendet. Containerkrane sind Vollportalkrane mit Kragarmen und Laufkatze mit Spurweiten der Krane von 15,24 oder 18 m, bei neueren Anlagen auch 30,45 m. Der lichte Stützenabstand beträgt in der Regel zwischen 17 und 18,5 m und die Puffer eines Krans liegen ca. 27,5 m auseinander [EAU-05]. Für die Festlegung der Planungs- und Berechnungsgrundlagen für neue Anlagen sind genaue Angaben des Terminalbetreibers bezüglich der eingesetzten Krananlage einzuholen. Eine allgemeine Übersicht der Maße und charakteristischen Lasten von Dreh- und Containerkrane gibt Tabelle 4.16.

Tabelle 4.16: Maße und charakteristische Lasten von Dreh- und Containerkranen [EAU-05].

	Drehkrane	Containerkranen / Umschlaggeräte
Tragfähigkeit [t]	7 - 50	10 - 80
Eigengewicht [t]	180 - 350	200 - 2000
Portalspannweite [m]	6 - 19	9 - 45
Lichte Portalhöhe [m]	5 - 7	5 - 13
Max. vertikale Ecklast [kN]	800 - 3000	1200 - 9000
Max. vertikale Radaufstandslast [kN/m]	250 - 600	250 - 750
Horizontale Radlast quer zur Schienenrichtung in Schienenrichtung		bis etwa 10 % der Vertikallast bis etwa 15 % der Vertikallast der abgebremsten Räder
Pratzenlast ¹⁾ [kN]	Mobilkrane bis 4800	

1) Voraussetzung ist eine lastfreie Zone von 40 m²; die Pratzenlast kann auf 10 m² verteilt angesetzt werden.

Da für die Nutzlasten auf Ufereinfassungen keine Messungen und statistischen Auswertungen bezüglich der tatsächlich vorhandenen Lasten vorliegen, ist die Verwendung von vereinfachten Ansätzen sinnvoll. Die Erfahrung aus den probabilistischen Analysen z. B. von Stahlbeton-Hochbaukonstruktionen zeigt, dass die Streuung der Verkehrslasten einen entscheidenden Einfluss auf die Versagenswahrscheinlichkeit vieler Versagensmechanismen hat. Zusätzlich kann den statistischen Analysen für Nutzlasten im Bereich des Hochbaus entnommen werden, dass diese in einem hohen Maße streuen und somit im Vergleich zu anderen Eingangsvariablen große Variationskoeffizienten vorliegen. Die Anzahl der vorliegenden Lastmessungen für die statistische Analyse der Belastungen im Hochbau ist relativ gering und vorhandene Messungen wurden unter Vorgabe verschiedener Zielsetzungen mit unterschiedlichen Messverfahren durchgeführt [Hansen-04]. Die hohen Variationskoeffizienten der Nutzlasten im Hochbau sind somit neben der tatsächlich vorhandenen starken Streuung auch von der bisher schlechten Analysegrundlage abhängig. Die Variationskoeffizienten sind aufgrund ihrer Unsicherheiten bei der probabilistischen Analyse zu variieren. [Hansen-04] nimmt für die probabilistische Untersuchung des Normal-, Querkraft- und Biegeversagens von Stützen, Balken und Decken die Variationskoeffizienten der Nutzlasten in einem Bereich von 0,2 bis 1,5 an. Als Verteilungstyp wird eine Normal-, logarithmische Normal- oder Gumbelverteilung verwendet. Die Wahl einer logarithmischen Normalverteilung für die Nutzlasten bietet im Vergleich zur Normalverteilung den Vorteil, dass physikalisch unsinnige negative Werte ausgeschlossen werden.

Für die Nutzlasten von Kaimauerkonstruktionen sollte ebenfalls von einem hohen Variationskoeffizienten ausgegangen werden. Die Auswirkung seiner Änderung ist im Rahmen der probabilistischen Analyse zu untersuchen.

In der Regel wird für den charakteristischen Wert der veränderlichen Nutzlasten nach [1990-02] und [1055/100-01] die 0,95-Quantile für den Bezugszeitraum 50 Jahre zugrunde gelegt. Mit dieser Annahme können die in der [EAU-05] gegebenen charakteristischen Werte auf Mittelwerte umgerechnet werden. [Östlund-91] gibt für eine Normalverteilung die nach Gleichung 4-61 beschriebene Umformung an, wobei er von einem 0,98-Quantilwert der charakteristischen veränderlichen Lasten ausgeht. Die Umrechnung der charakteristischen Werte auf den Mittelwert der Einwirkung kann analog für die Annahme einer anderen Verteilung wie z. B. logarithmische Normalverteilung oder Gumbelverteilung durchgeführt werden. Dabei kann auch ein 0,95-Quantilwert der charakteristischen Lasten angenommen werden, wie er den aktuellen Normen nach [1055/100-01] zugrunde liegt.

Normalverteilung:

$$m_Q = \frac{Q_k}{1 + \Phi(q) \cdot V_Q} = \frac{Q_k}{1 + 2,06 \cdot V_Q} \quad \text{mit } q = 0,98 \quad (4-61)$$

Für die Verteilung einer gleichmäßigen Nutzlast auf einer Kaikonstruktion wird in [Ozaki et al.-05] eine Normalverteilung mit einem Variationskoeffizienten von 0,4 angenommen. Für die in Kapitel 7 durchgeführte probabilistische Analysen von Ufereinfassungen werden unterschiedliche Verteilungstypen untersucht und der Variationskoeffizient der Nutzlasten in einem Bereich von 0,2 bis 1,0 variiert.

Die aufgeführten Verkehrslasten können das Bauwerk direkt belasten oder eine Erhöhung des Erddrucks bewirken. Der Zusatzerddruck berechnet sich unter Berücksichtigung der Wandreibung δ_a zu [4085-07]:

Erddruck aus unbegrenzten Oberflächenlasten p :

$$e_{aph}(h) = p \cdot k_{agh} \quad k_{agh} \text{ nach Gleichung 4-11} \quad (4-62)$$

$$E_{agh} = e_{aph} \cdot h \quad (4-63)$$

Erddruck aus Streifen- und Linienlasten V :

$$\text{im Sonderfall: } \alpha = \beta = 0 \quad E_{avh} = V \cdot \frac{\sin(\vartheta_{ag} - \varphi) \cdot \cos \delta_a}{\cos(\vartheta_{ag} - \delta_a - \varphi)} \quad (4-64)$$

$$\vartheta_{ag} = \varphi + \arctan \left(\frac{\cos \varphi}{\sin \varphi + \sqrt{(\sin(\varphi + \delta_a)) / (\sin \varphi \cdot \cos \delta_a)}} \right) \quad (4-65)$$

In der probabilistischen Analyse werden die Grenzzustandsgleichungen in Abhängigkeit von den Basisvariablen der Lasten V und p modelliert.

4.2.2 Zusatzlasten

Anlegedruck- und Trossenzuglast

Für die Bemessung der Ufermauern bei einer Belastung durch den Anlegedruck eines Schiffes wird in [EAU-05] empfohlen, an jeder Stelle eines Baublocks eine Einzeldrucklast in der Größe der maßgebenden Trossenzuglast anzusetzen. Diese Last ist entsprechend der Fenderung zu verteilen oder als quadratische Fläche anzusetzen.

Die Trossenzuglasten werden nach [EAU-05] vorgegeben. Falls bei Großschiffsliegeplätzen eine starke Strömung auftritt, sind für eine Wasserverdrängung ab 50000 t die Pollerzuglasten um 25 % zu erhöhen. Für die Berechnung der Kaimauer wird die Pollerzugkraft waagerecht angesetzt, Schrägneigungen werden vernachlässigt.

In der probabilistischen Analyse der Schlitzwand wird die Trossenzuglast nicht berücksichtigt. Es wird davon ausgegangen, dass die Poller so angeordnet werden, dass ihre Lasten direkt in eine Verankerung eingeleitet werden können.

Eislasten

Es können waagerecht und vertikal wirkende Eislasten auftreten, die nach [EAU-05] in der Bemessung zu berücksichtigen sind. Die durchgeführten Analysen beziehen sich jedoch auf den Lastfall 1 nach [EAU-05], für den Eislasten nicht zu berücksichtigen sind.

5 Widerstandsmodelle

Die Versagenswahrscheinlichkeit p_f eines Bauteils ist unmittelbar abhängig von den gewählten Widerstandsgrößen. Vorgestellt werden im folgenden Kapitel die in der Literatur vorhandenen Widerstandsmodelle für Biegung und Querkraft, da diese Versagensarten für die Beurteilung der Versagenswahrscheinlichkeit von Schlitzwänden entscheidend sind. Das vorgestellte Modell zur Berechnung der Versagenswahrscheinlichkeit im Grenzzustand der Biegetragfähigkeit wird im Kapitel 5.1.2 für die probabilistische Analyse der Biegetragfähigkeit unter gleichzeitiger Berücksichtigung einer Normalkraft erweitert.

5.1 Widerstandsmodell Biegung

Der Widerstand im Grenzzustand der Biegetragfähigkeit wird in der probabilistischen Analyse durch Gleichung 5-1 beschrieben. Diese aus zahlreichen Veröffentlichungen (z. B. [Hansen-04], [Braml-09]) bekannte Grenzzustandsgleichung zur Untersuchung der Biegetragfähigkeit ist für Biegung ohne Normalkraft gültig.

$$M^R = \left(1 - k \cdot \frac{A_s \cdot f_y}{b \cdot d \cdot f_c} \right) \cdot d \cdot A_s \cdot f_y \quad k = \frac{k_a}{\alpha_R} = \text{konstant} \quad (5-1)$$

Das durch Gleichung 5-1 gegebene Widerstandsmodell für die Biegetragfähigkeit wird in der Regel zur Beschreibung des Grenzzustands im Rahmen einer probabilistischen Analyse verwendet. Es besitzt jedoch zwei bedeutende Nachteile. Mit diesem Modell ist es erstens nicht möglich, eine einwirkende Normalkraft zu berücksichtigen. Zweitens werden die Parameter zur Beschreibung des Angriffspunkts der Betondruckkraft k_a und der Völligkeitsbeiwert α_R vereinfacht konstant angenommen, unabhängig vom vorhandenen Dehnungszustand, vgl. Kapitel 5.1.1.

Eine allgemeingültige Darstellung der Grenzzustandsgleichung zur Modellierung des Widerstands für die Biegetragfähigkeit unter Berücksichtigung von Längskräften ist der Autorin nicht bekannt.

Eine Erweiterung des bestehenden Modells, um die beschriebenen Defizite zu verbessern, zeigt Kapitel 5.1.2. Zuvor wird im folgenden Kapitel 5.1.1 auf die Wahl der Basisvariablen eingegangen.

5.1.1 Modellierung der Basisvariablen für den Grenzzustand Biegung

Kennwert der Betondruckzone k

Zur Abschätzung des Biegetragverhaltens ist eine geeignete Modellierung der Betondruckzone notwendig. In [Hansen-04] und [1045/1-01] werden verschiedene Möglichkeiten zur Modellierung der Betondruckzone vorgestellt. In [1045/1-01] ist das Parabel-Rechteck-Diagramm für die Querschnittsbemessung aufgenommen. Um Langzeitwirkungen zu berücksichtigen, wurde in der äußeren Randfaser die Dehnung zu $\varepsilon_{c2u} = 3,5\%$ angenommen.

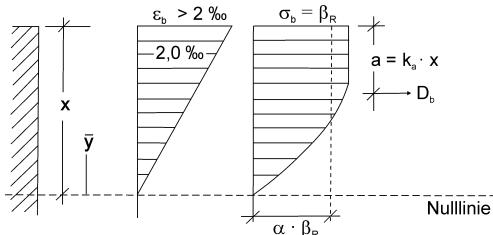
In der probabilistischen Analyse der Biegetragfähigkeit wird das Parabel-Rechteck-Diagramm durch den Kennwert der Betondruckzone k modelliert. Bereits [Rüsch-55] verwendet das Parabel-Rechteck-Diagramm um das Spannungs-Dehnungs-Verhalten in der Druckzone bei einem biegebeanspruchten Balken zu beschreiben. Für eine probabilistische Analyse bietet sich die in [Rüsch-55] vorgestellte Modellierung der Betondruckzone mit Kennzahlen für den Völligkeitsbeiwert α_R und den Höhenbeiwert k_a an. Die Kennwerte k_a und α_R ermittelt [Rüsch-55] vorerst experimentell. Die Formulierung des Parabel-Rechteck-Diagramms mit Hilfe der Kennwerte k_a und α_R wird durch [Leonhardt et al.-73] verdeutlicht, Bild 5.1.

$$D_b = b \cdot \int_0^x \sigma(\bar{y}) \, d\bar{y} \quad (5-2)$$

$$a = x - \frac{1}{D_b} \cdot b \cdot \int_0^x \sigma(\bar{y}) \cdot \bar{y} \, d\bar{y} \quad (5-3)$$

$$D_b = b \cdot x \cdot \alpha_R \cdot \beta_R \quad (5-4)$$

$$a = k_a \cdot x \quad (5-5)$$



α_R : Völligkeitsbeiwert

k_a : Beiwert für den Abstand des Schwerpunkts der Betondruckzone

Bild 5.1: Modellierung der Betondruckzone nach [Leonhardt et al.-73].

Nach [Hansen-04] ist bei einer wirtschaftlichen Bemessung ein hoher Bewehrungsgrad und damit ein Versagen des Betons durch Überbeanspruchung ausgeschlossen

und somit die genaue Modellierung der Betondruckzone bei üblichen Bewehrungsgehalten und Querschnittsausnutzungen entbehrlich. Für die probabilistischen Analysen im Bereich des Hochbaus führt [Hansen-04] dies zu dem Schluss, dass in Ermangelung entsprechender Kennwerte für die stochastische Beschreibung des Spannungs-Dehnungs-Verhaltens die Betondruckzone durch eine Spannungsverteilung mit einem festen Wert k für $\varepsilon_{c2} = 3,5\%$ modelliert wird. Aus diesem Grund wird in Gleichung 5-6 die Lösung des Integrals 5-2 für eine Dehnung in der Randfaser $\varepsilon_{c2} > 2\%$ dargestellt. Der Kennwert der Betondruckzone k für die Grenzzustandsgleichung 5-1 berechnet sich nach Gleichung 5-8.

$$\varepsilon_{c2} \geq 2\% \quad \alpha = \frac{3 \cdot \varepsilon_{c2} - 2}{3 \cdot \varepsilon_{c2}} \quad (5-6)$$

$$k_a = \frac{\varepsilon_{c2} \cdot (3 \cdot \varepsilon_{c2} - 4) + 2}{2 \cdot \varepsilon_{c2} \cdot (3 \cdot \varepsilon_{c2} - 2)} \quad (5-7)$$

$$k = \frac{k_a}{\alpha_R} \quad (5-8)$$

Bei einer Randdehnung von $\varepsilon_{c2} = 3,5\%$ ergibt sich nach den Gleichungen 5-6 bis 5-8 das Verhältnis $k \approx 0,51$ mit einem Völligkeitsbeiwert $\alpha_R \approx 0,81$ und einem Beiwert für den Abstand des Schwerpunkts der Betondruckzone $k_a \approx 0,42$. In der probabilistischen Analyse wird für das Widerstandsmodell der Biegetragfähigkeit im Allgemeinen von dem in den Gleichungen 5-1 und 5-8 dargestellten Modell ausgegangen [Petschacher-93] [Hansen-04]. Als Verteilung der Variablen k wird eine logarithmische Normalverteilung verwendet. [Petschacher-93] nimmt für den Mittelwert der Variablen k einen Wert von 0,55 an. Der Variationskoeffizient der Variablen k wird in [Petschacher-93] zu 0,05 gewählt. [Hansen-04] modelliert die Kennwerte k_a und α_R als einzelne Basisvariablen und geht von einem Variationskoeffizienten von 0,1 aus. Aus den Sensitivitätsanalysen von [Hansen-04] wird jedoch deutlich, dass der Einfluss dieser Basisvariablen gering ist. In [JCSS-02b] wird der Beiwert k für die probabilistische Analyse einer Stahlbetondecke deterministisch zu 0,5 angenommen.

Bewehrungsquerschnitt A_s

Der Bewehrungsquerschnitt A_s wird in der probabilistischen Analyse häufig deterministisch angenommen. [Baker-76] bestätigt, dass die Bewehrungsquerschnitte A_s häufig mit ihren Sollwerten übereinstimmen. In [Hansen-04] wird unabhängig von dem betrachteten Stabdurchmesser von einer Abweichung der Stabdicke von 0,25 mm ausgegangen. Aus dieser Annahme kann für geringe Stabdurchmesser eine Standardabweichung von 4% bis 8% errechnet werden. Mit zunehmendem Stabdurchmesser nimmt die Standardabweichung aufgrund dieser Annahme ab. In [JCSS-02a] wird eine Normalverteilung mit einem Mittelwert als nomineller Wert und ein Variationskoeffizient von 2% angenommen.

Streckgrenze f_y

Für die Streckgrenze des Bewehrungsstahls sind eine Vielzahl von Prüfserien zur Auswertung vorhanden. Als Verteilungsfunktion kommen sehr unterschiedliche Ansätze zum Einsatz wie Normalverteilungen [König et al.-72], gestutzte Normalverteilungen, logarithmische Normalverteilungen [JCSS-02b] und Weibull-Verteilungen. Die überwiegende Mehrzahl der Stichproben zeigt eine positive Schiefe, die [Späthe-76] auf Qualitätskontrollen, wodurch Mindergüten aussortiert oder in niedrigere Güteklassen eingruppiert werden, zurückführt. Die Wahl einer Verteilung, welche auch negative Werte für die Streckgrenze zulässt, ist somit nicht sinnvoll. [Späthe-76] empfiehlt einen Verteilungstyp mit Minimalwert zu verwenden.

Je nach Art der Stichproben und der Qualitätskontrolle des Herstellers liegen in der Literatur Variationskoeffizienten zwischen 2 und 12% vor [Hansen-04]. Die relativ großen Verteilungskoeffizienten führt [Hansen-04] auf eine Stichprobenwahl verschiedener Stabdurchmesser zurück, da sowohl [Baker-76] als auch [König et al.-72] eine Abnahme der Streckgrenze mit zunehmendem Stabdurchmesser beschreiben. Werden Stichproben mit einheitlichem Stabdurchmesser vom gleichen Herstellerwerk untersucht, wird nach [Späthe-87] von einem Variationskoeffizienten zwischen 1% und 4% ausgegangen.

Sowohl in [Petschacher-93], [Hansen-04] als auch in der Beispielsammlung [JCSS-02b] wird eine Standardabweichung der Streckgrenze des Betonstahls von $\sigma_{s1} = 30 \text{ N/mm}^2$ verwendet. Der Mittelwert wird in [JCSS-02b] und [Hansen-04] für einen BSt 500 zu $\mu = f_{yk} + 2 \cdot \sigma_{s1}$ festgelegt. Mit diesen Annahmen für den Mittelwert und die Standardabweichung berechnet sich der Variationskoeffizient zu $30 / 560 = 5,3\%$.

Geometrie

Bei der probabilistischen Analyse des Widerstandmodells der Biegetragfähigkeit gehen die Querschnittswerte in den Untersuchungen aus dem Bereich des Hochbaus als entscheidende Elemente in die Bemessung ein. Neben der Breite b wirkt sich insbesondere die Annahme für die statische Nutzhöhe d auf die Versagenswahrscheinlichkeit des betrachteten Systems aus, negative Abweichungen des Sollwerts haben eine ungünstige Wirkung. Nach [JCSS-02a] werden die Abweichungen der Geometrie nicht beeinflusst durch die Konstruktionsart (unbewehrt, bewehrt, vorgespannt), die Form des Querschnitts, die Festigkeitsklasse des verwendeten Betons, die Ausrichtung des Bauteils (horizontal, vertikal) und die Lage des Bauteils im Bauwerk. Nach [Hansen-04] und [Maaß et al.-80] ist die Standardabweichung auch von der absoluten Größe des Bauteils weitgehend unabhängig, so dass insbesondere Abweichungen bei kleineren Abmessungen eine stärkere Gewichtung erhalten. Die Herstellungsart des Bauteils (Fertigteil, Ortbeton) wirkt sich nach [JCSS-02a] auf die

Größe der Abweichungen der Geometrie aus. [Mirza et al.-79] unterscheiden bei ihren Untersuchungen zur Geometrie nach Fertig- und Ortbetonbauteilen und stellen eine 40% geringere Abweichung der Standardabweichungen von Fertigteilen im Vergleich zu Ortbetonkonstruktionen fest.

Als Mittelwert der Abmessung (z.B. Betondeckung) wird in [JCSS-02a] der nominelle Wert (z.B. c_{nom}) angenommen. Für Fertig- und Ortbetonbauteile bis zu einem Sollwert von einem Meter wird für den Mittelwert und die Standardabweichung der Abweichung der Geometrie ein Wertebereich angegeben [JCSS-02a].

$$\text{Mittelwert} \quad 0 \leq \mu_y = 0,003 \cdot X_{nom} \leq 3 \text{mm} \quad (5-9)$$

$$\text{Standardabweichung} \quad \sigma_y = 4 \text{mm} + 0,006 X_{nom} \leq 10 \text{mm} \quad (5-10)$$

Die geometrischen Abweichungen vom Sollwert und somit größere Standardabweichungen unterliegen weiterhin Einflüssen wie Schwierigkeiten beim Einbau der Bewehrung an Stellen konzentrierter Bewehrungsanordnung oder Ungenauigkeiten z. B. bei der Herstellung der Bewehrungskörbe.

Bei der Modellierung der geometrischen Abweichungen kann unterschieden werden in die äußeren Systemabmessungen, die statische Nutzhöhe d und die Betonüberdeckung c . Für die Formulierung der statischen Nutzhöhe d liegen unterschiedliche Ansätze vor. Während [Östlund-91] und [Hansen-04] die statische Nutzhöhe d als unabhängige Zufallsvariable modellieren, kann sie auch als Funktion der Zufallsvariablen Bauteilhöhe h und Betondeckung c angenommen werden. [Hansen-04] gibt für eine Modellierung der statischen Nutzhöhe durch die stochastisch unabhängigen Größen Bauteilhöhe h und Betondeckung c den folgenden formellen Zusammenhang an, Gleichung 5-11.

$$\sigma_d = \sqrt{\sigma_h^2 + \sigma_c^2} \quad (5-11)$$

Die Schwankung der Geometrie wird im Allgemeinen durch eine Normalverteilung beschrieben [Hansen-04] [Bach-92] [Maaß-78] [Mirza et al.-79]. Für eine verfeinerte Beschreibung der Betondeckung bei kleinen Werten empfiehlt [Maaß et al.-80] eine logarithmische Normalverteilung.

Die vorgestellten stochastischen Modellparameter der geometrischen Kennwerte beziehen sich vorwiegend auf Bauteile des Hochbaus. Aus den für den Hochbau vorliegenden Daten ist eine Abschätzung für die untersuchten Schlitzwand-Systeme abzuleiten. Aufgrund der relativ großen Abmessungen der Schlitzwand-Systeme und der Annahme, dass die Standardabweichung von Stahlbetonbauteilen von der absoluten Größe des Bauteils weitgehend unabhängig ist, kann von einem geringen Variationskoeffizienten ausgegangen werden. Auf der anderen Seite sind die Maßtoleranzen aufgrund des Bauverfahrens schwierig zu überprüfen und es ist zu erwarten, dass durchaus Abweichungen zu den geplanten geometrischen Abmessungen vorliegen,

z. B. bei der Einbaugenaugigkeit der Bewehrungskörbe. Die Beeinflussung der Ergebnisse der probabilistischen Analyse durch die stochastische Modellierung der geometrischen Parameter ist zu überprüfen.

Festigkeit des Betons f_c

Die Basisvariable der Betondruckfestigkeit wird in Abhängigkeit von der experimentell ermittelten 28-Tage Zylinderdruckfestigkeit formuliert. Aufgrund der ausgeprägten Korrelation zu den Basisvariablen Betonzugfestigkeit, Elastizitätsmodul und Bruchdehnung können auch diese wichtigen Eigenschaften in der probabilistischen Analyse durch eine Beschreibung mit Hilfe der 28-Tage Druckfestigkeit berücksichtigt werden. Die Betondruckfestigkeit wird an definierten Prüfkörpern mit Herstellungs- und Lagerungsbedingungen festgestellt. Die stochastische Formulierung der Betondruckfestigkeit lautet in [JCSS-02a] folgendermaßen:

$$f_{c,ij} = \alpha(t, \tau) \cdot (f_{c0,ij})^\lambda \cdot Y_{1,j} \quad (5-12)$$

$$f_{c0,ij} = \exp(U_{ij} \cdot \Sigma_j + M_j) \quad (5-13)$$

$\alpha(t, \tau)$: deterministische Funktion, die das Alter des Betons bei Belastungsbeginn t und Dauer der Belastung τ berücksichtigt

$f_{c0,ij}$: logarithmisch-normalverteilte Variable mit Mittelwert M_j und Standardabweichung Σ_j

λ : logarithmisch-normalverteilte Variable mit dem Mittelwert 0,96 und dem Variationskoeffizienten 0,005; normalerweise wird λ deterministisch angenommen

$Y_{1,j}$: logarithmisch-normalverteilte Variable zur Beschreibung verschiedener Herstellungs- und Nachbehandlungsbedingungen

U_{ij} : Standardnormalverteilte Variable zur Repräsentation der räumlichen Streuung

Für die nach Gleichung 5-12 beschriebene Modellierung der Betondruckfestigkeit in [JCSS-02a] wird für die Variable Y_{kj} zur Beschreibung der Herstellungs- und Erhärtingsbedingungen eine logarithmische Normalverteilung mit einem Mittelwert von 1,2 und einer Standardabweichung von 0,06 angenommen, wenn keine direkten Messungen vorgenommen werden. In [JCSS-02a] wird außerdem für die Betondruckfestigkeit f_{c0} eine Student-Verteilung nach der folgenden Formel 5-14 angenommen.

$$f_{c0,ij} = \exp\left(m'' + t_{v''} \cdot s'' \cdot \left(1 + \frac{1}{n''}\right)^{0.5}\right) \quad (5-14)$$

Die Parameter m'' , s'' , n'' und v'' sind abhängig von den vorhandenen Informationen. Diese setzen sich aus Vorinformationen (a priori-Parameter) und Auswertungen von Stichproben zusammen. Das Vorgehen wird als Bayes'sches Update bezeichnet. Die Vorinformationen für die Verteilung der Betonfestigkeit sind in Tabelle 5.1

angegeben. Die Parameter können auch verwendet werden, wenn keine genaueren Angaben für die Materialien vorliegen.

Häufig wird die in Gleichung 5-12 gegebene Formulierung vereinfacht. Die Betondruckfestigkeit wird durch eine logarithmische Normalverteilung mit Mittelwert und Standardabweichung beschrieben. Die allgemeine Normalverteilung ist nach [Rüsch et al-69] am besten an die Verteilungsfunktion der Betonfestigkeit angepasst, durch die Wahl einer logarithmischen Normalverteilung können physikalisch unsinnige negative Werte ausgeschlossen werden. Die logarithmische Normalverteilung besitzt ebenfalls eine hohe Anpassungsgüte und weicht nur im Bereich der Mittelwerte geringfügig von der Normalverteilung ab. Außerdem ermöglicht die logarithmische Normalverteilung eine Berücksichtigung einer häufig vorhandenen leichten Schiefe der Verteilung der Betondruckfestigkeiten. Bei einer Verteilung mit großen Standardabweichungen liegt oft eine Verteilung mit positiver Schiefe vor, da eine untere Festigkeitsgrenze vorhanden ist. Bei einer kleinen Streuung der Verteilung kann eine negative Schiefe vorhanden sein, da Fehler und Mängel beim Herstellungsprozess festigkeitsmindernd wirken. Verschiedene Literaturquellen weisen für die Standardabweichung bei einer mittleren Festigkeit über 30 N/mm^2 einen Wert von $\sim 5 \text{ N/mm}^2$ auf [Rüsch et al- 69] [Schickert et al.-77] [Reinsdorf-78]. Bei geringeren Festigkeiten liegen kleinere Standardabweichungen vor. Die Annahme einer Standardabweichung von $\sim 5 \text{ N/mm}^2$ entspricht auch den in [1045/1-01] angenommenen Werten für die Betondruckfestigkeit. Die Betondruckfestigkeit wird auf die charakteristische Zylinderdruckfestigkeit $f_{ck,cyl}$ bezogen und der charakteristische Wert der Betondruckfestigkeit wird in [1045/1-01] als 0,05-Quantile definiert. Die mittlere Druckfestigkeit wird zu $f_{cm} = f_{ck} + 8$ berechnet, so dass eine konstante Standardabweichung von $\sigma = 8 / 1,645 = 4,86 \approx 5,0$ abgeleitet werden kann.

Tabelle 5.1: A priori Parameter für die Verteilung der Betondruckfestigkeit (f_{ck} in MPa) [JCSS-02a].

Herstellung	Betonfestigkeit	Parameter			
		m'	n'	s'	v'
Transportbeton	C15	3,40	3,0	0,14	10
	C25	3,65	3,0	0,12	10
	C35	3,85	3,0	0,09	10
	C45	3,98	3,0	0,07	10
	C55	-	-	-	-
Fertigteile	C15	-	-	-	-
	C25	3,80	3,0	0,09	10
	C35	3,95	3,0	0,08	10
	C45	4,08	4,0	0,07	10
	C55	4,15	4,0	0,05	10

5.1.2 Grenzzustand der Biegetragfähigkeit unter gleichzeitiger Wirkung von Längskräften

Der Grenzzustand der Biegetragfähigkeit kann unter Verwendung der in Gleichung 5-1 gegebenen Grenzzustandsgleichung analysiert werden. Diese aus zahlreichen Veröffentlichungen (z. B. [Hansen-04], [Braml-09]) bekannte Grenzzustandsgleichung zur Untersuchung der Biegetragfähigkeit ist für Biegung ohne Normalkraft gültig.

Das untersuchte System der Schlitzwand ist vorwiegend durch Biegung beansprucht. Die Normalkraft resultiert aus dem Eigengewicht der Konstruktion, den vertikalen Anteilen des Erddrucks und dem vertikalen Kraftanteil der Verankerung. Zusätzlich können Verkehrslasten auf den Kopf der Kaimauer einwirken. Eine Grenzzustandsgleichung für die Biegetragfähigkeit unter Berücksichtigung einer Normalkraft ist der Verfasserin nicht bekannt. Um die Auswirkung der vorhandenen Normalkraft auf das Ergebnis abschätzen zu können, wird die Widerstandsgleichung der Biegetragfähigkeit unter Annahme einer Längskraft für die probabilistische Berechnung hergeleitet.

Bei der Bemessung eines Stahlbetonbauteils für eine Beanspruchung durch Biegung mit Längskraft ist nachzuweisen, dass der Querschnitt im Grenzzustand der Tragfähigkeit die äußeren Schnittgrößen Moment M_{Ed} und Normalkraft N_{Ed} aufnehmen kann.

$$N_{Ed} \leq N_{Rd} \quad M_{Ed} \leq M_{Rd} \quad (5-15)$$

Somit setzt sich der Bauteilwiderstand aus zwei Schnittgrößen N_{Rd} und M_{Rd} zusammen. Aus der Gleichgewichtsbedingung zwischen Einwirkung und Widerstand können zwei Grenzzustandsgleichungen hergeleitet werden, welche im Grenzzustand der Tragfähigkeit beide erfüllt sein müssen:

$$G = R - E \quad G(N_R, N_E) = N_R - N_E \quad G(M_R, M_E) = M_R - M_E \quad (5-16)$$

Der Bauteilwiderstand berechnet sich aus der Integration der inneren Spannungen, die aus den Beanspruchungen entstehen.

$$N_R = \int_{A_c} \sigma_c dA + \int_{A_s} \sigma_s dA = F_c + F_s \quad (5-17)$$

$$M_R = \int_{A_c} \sigma_c \cdot z_c dA + \int_{A_s} \sigma_s \cdot z_s dA = F_c \cdot z_c + F_s \cdot z_s \quad (5-18)$$

F_c : Resultierende der Betonspannungen

F_s : Resultierende der Stahlspannungen

Bei einem ideal elastischen, ungerissenen Querschnitt ist eine entkoppelte Berechnung der Spannungsanteile aus den unterschiedlichen Beanspruchungen der Längskräfte und der Biegemomente möglich. Die Spannungsanteile aus den Beanspruchungen durch Längskräfte und Biegemomente können uneingeschränkt nach dem Superpositionsge setz überlagert werden.

Für den Verbundbaustoff Stahlbeton ist der Zusammenhang zwischen äußer en Schnittgrößen und inneren Spannungen nichtlinear. Das nichtlineare Verhalten resultiert aus der Rissbildung im Beton und den nichtlinearen Zusammenhängen der Spannungs-Dehnungs-Linien des Betonstahls und des druckbeanspruchten Betons. Eine Superposition der Spannungsverteilungen infolge reiner Biegung und infolge einer Längskraft ist nicht möglich, da die Rissbildung im Querschnitt zu berücksichtigen ist. Bei der Beanspruchung eines gerissenen Stahlbetonquerschnitts durch Biegung mit Normalkraft führt eine Aufteilung in zwei Grenzzustandsbedingungen nach Gleichung 5-16 somit zu falschen Ergebnissen.

Das Versagen eines durch Biegung mit Normalkraft beanspruchten Bauteils kann durch ein Versagen des Betons auf Druck oder ein Versagen der Bewehrung auf Zug eintreten. Für die Bemessung wird Querschnittsversagen unterstellt, wenn entweder die Grenzdehnung des Stahls ε_{su} oder die Betonstauchung ε_{cu} überschritten wird. Die Grenzdehnungen werden durch idealisierte Spannungs-Dehnungs-Linien für das Verhalten des Stahlbetons unter Zug- und Druckbeanspruchung und für das Verhalten des Betons unter Druckbeanspruchung festgelegt. Für den Betonstahl wird in [1045/1-08] eine vereinfachte, idealisierte, bilineare Spannungs-Dehnungs-Linie angegeben, mit der eine Berechnung mit oder ohne Verfestigung möglich ist, Bild 5.2. Für einen Betonstahl der Güte BSt 500 wird in [1045/1-08] eine charakteristische Streckgrenze von $f_{ck} = 500 \text{ N/mm}^2$ festgelegt, der Elastizitätsmodul E_s beträgt 200000 N/mm^2 und die Grenzdehnung wird zu 25 % bestimmt. Für das Werkstoffverhalten des Betonstahls wird in der probabilistischen Analyse die in Bild 5.2 dargestellte bilineare Spannungs-Dehnungs-Linie ohne Berücksichtigung der Verfestigung verwendet.

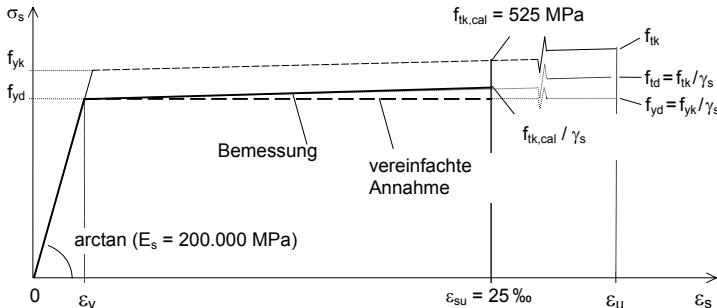


Bild 5.2: Spannungs-Dehnungs-Linie des Betonstahls nach [1045/1-08].

In Abhängigkeit von der erforderlichen Genauigkeit und von unterschiedlichen Herstellungsverfahren sind verschiedene Spannungs-Dehnungs-Linien zur Beschreibung des Werkstoffverhaltens des Betons in der Praxis anzutreffen, eine Übersicht geben [Graubner-89] [Mehlhorn-98]. In den durchgeföhrten probabilistischen Analysen wird für den Beton das in [1045/1-08] gegebene Parabel-Rechteckdiagramm verwendet, Gleichung 5-19. Dieses Werkstoffgesetz ist für die Beschreibung normalfester Betone hinreichend genau.

$$\begin{aligned} \sigma_c &= -f_{cd} \cdot \left[1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c2}} \right)^n \right] && \text{für } 0 \geq \varepsilon_c > \varepsilon_{c2} \\ \sigma_c &= -f_{cd} && \text{für } \varepsilon_{c2} \geq \varepsilon_c > \varepsilon_{c2u} \end{aligned} \quad (5-19)$$

- n: Exponent der Parabel, für Normalbetone bis zu einer Betongüte C50/60 n = 2
 ε_{c2} : Dehnung beim Erreichen der Festigkeitsgrenze, für Normalbetone bis zu einer Betongüte C50/60 $\varepsilon_{c2} = -2,0\%$
 ε_{c2u} : maximale Dehnung, für Normalbetone (bis Betongüte C50/60) $\varepsilon_{c2u} = -3,5\%$

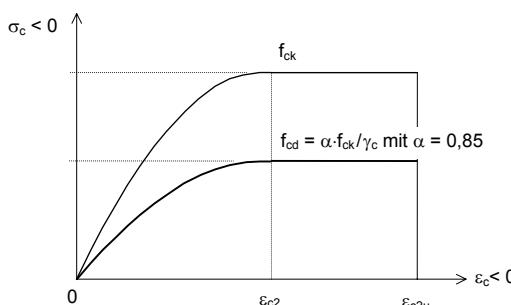


Bild 5.3: Parabel-Rechteckdiagramm nach [1045/1-08].

Der Exponent n ermöglicht eine Zuordnung des Diagramms zu einer beliebigen Tangentensteigung E_{cm} im Ursprung des Parabel-Rechteck-Diagramms. Für die im Rahmen dieser Arbeit betrachteten Normalbetone bis zu einer Betongüte C50/60 wird der Exponent n zu 2 gewählt. Durch die Integration der Betonspannungen und die Bestimmung des Schwerpunkts der Betonspannungen erhält man die Kennwerte der Betondruckzone Völligkeitsbeiwert α_R und Höhenbeiwert k_a . Die Kennwerte berechnen sich für einen Normalbeton und unter Annahme einer rechteckigen Betondruckzone bei einem überdrückten Querschnitt zu:

$$\alpha_R = \frac{1}{189} \cdot (125 + 64 \cdot |\varepsilon_{c2d}| - 16 \cdot |\varepsilon_{c2d}|^2) \quad (5-20)$$

$$k_a = \frac{555 + 768 \cdot |\varepsilon_{c2d}| - 192 \cdot |\varepsilon_{c2d}|^2}{14 \cdot (125 + 64 \cdot |\varepsilon_{c2d}| - 16 \cdot |\varepsilon_{c2d}|^2)} \quad (5-21)$$

Liegt die Dehnungslinie innerhalb des Querschnitts gilt:

$$\alpha_R = \frac{6 \cdot |\varepsilon_{c2d}| - |\varepsilon_{c2d}|^2}{12} \quad \text{für } 0 \leq |\varepsilon_{c2d}| \leq 2 \% \quad (5-22)$$

$$\alpha_R = \frac{3 \cdot |\varepsilon_{c2d}| - 2}{3 \cdot |\varepsilon_{c2d}|} \quad \text{für } 2 \% \leq |\varepsilon_{c2d}| \leq 3,5 \% \quad (5-22)$$

$$k_a = \frac{8 - |\varepsilon_{c2d}|}{24 - 4 \cdot |\varepsilon_{c2d}|} \quad \text{für } 0 \leq |\varepsilon_{c2d}| \leq 2 \% \quad (5-23)$$

$$k_a = \frac{3 \cdot |\varepsilon_{c2d}|^2 - 4 \cdot |\varepsilon_{c2d}| + 2}{6 \cdot |\varepsilon_{c2d}|^2 - 4 \cdot |\varepsilon_{c2d}|} \quad \text{für } 2 \% \leq |\varepsilon_{c2d}| \leq 3,5 \% \quad (5-23)$$

Die in den Spannungs-Dehnungs-Linien für den Betonstahl und den Beton angegebenen Dehnungsgrenzen führen im Grenzzustand der Tragfähigkeit zu unterschiedlichen Dehnungsebenen, so dass fünf Bereiche mit unterschiedlichen Beanspruchungsarten unterschieden werden können, Bild 5.4.

Bereich 1: Zug und Zug mit kleiner Lastaußermittigkeit $e = M/N$, Ausnutzung der maximal zulässigen Stahldehnung, Versagen des Querschnitts durch Zugbruch der Bewehrung

Bereich 2: Reine Biegung und Biegung mit Längskraft, Betonstauchung größer Null und maximal Erreichen der Grenzdehnung ε_{c2u} , Ausnutzung der maximal zulässigen Stahldehnung, Versagen des Querschnitts durch plastische Dehnung der Bewehrung

Bereich 3: Reine Biegung und Biegung mit Längskraft, Randdehnung der Druckzone erreicht die Grenzdehnung ε_{c2u} , Streckgrenze der Zugbewehrung erreicht oder überschritten, Versagen durch Dehnung der Bewehrung angekündigt, Versagen der Druckzone

Bereich 4: Reine Biegung und Biegung mit Längskraft, Druckbeanspruchungen mit kleiner bis mittlerer Lastaußermittigkeit, Beton ist vollständig ausgenutzt ($\varepsilon_{c2} = \varepsilon_{c2u}$), Zugbewehrung erreicht die Streckgrenze nicht, schlagartiges Versagen der Druckzone

Bereich 5: Druckkraft mit geringer Ausmitte und mittige Druckkraft, Drehpunkt für die Dehnungsgerade liegt bei $\varepsilon_{c2} / \varepsilon_{c2u} \cdot h$ vom weniger gedrückten Querschnittsrand, beide Bewehrungslagen auf Druck beansprucht, Versagen des druckbeanspruchten Betons

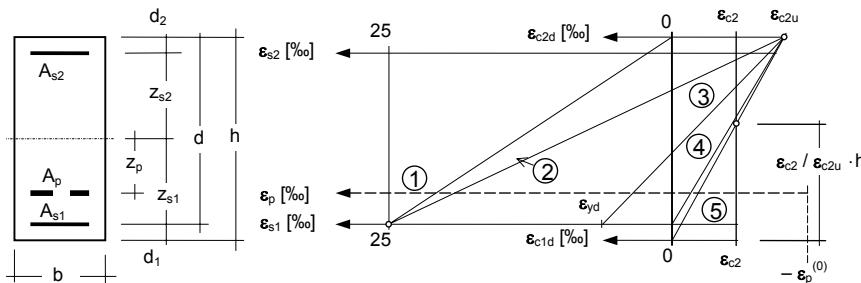


Bild 5.4: Dehnungszustände.

Die inneren Schnittgrößen bilden den gesuchten Querschnittswiderstand. Die Grenzzustandsgleichung beschreibt den Zustand des Gleichgewichts zwischen äußeren und inneren Schnittgrößen. Eine geschlossene Lösung zur Berechnung der Dehnungsverteilung, die sich infolge der äußeren Schnittgrößen einstellt, ist aufgrund der abschnittsweisen Definition der Spannungs-Dehnungs-Linien von Beton und Bewehrung nicht möglich. Die Dehnungsverteilung ist iterativ zu bestimmen. Somit ist für den allgemeinen Fall bei der probabilistischen Analyse der Biegetragfähigkeit unter gleichzeitiger Wirkung von Normalkräften keine geschlossene Lösung vorhanden. Aus diesem Grund ist für die probabilistische Analyse die Verwendung der First and Second Order Reliability Methode (FORM und SORM) bei einer allgemeingültigen Betrachtung ausgeschlossen. Bei einer impliziten Vorgabe der Grenzzustandsfunktion, so dass der Grenzzustand nur durch eine numerisch iterative Berechnung bestimmt werden kann, sind Monte-Carlo-Methoden, Response Surface Methoden oder Lösungen z. B. mit stochastischen Finiten Elementen notwendig. Im Rahmen der vorliegenden Untersuchungen kommen die „direkte“ Monte-Carlo Methode und die

„gewichtete“ Monte-Carlo-Methode (vgl. Kapitel 3.2), auch Monte-Carlo Methode mit Importance Sampling genannt, zum Einsatz.

Unter bestimmten Voraussetzungen ist auch die Verwendung von FORM und SORM für die probabilistische Analyse möglich. Unter der Annahme, dass die Nulllinie im Querschnitt liegt und die Grenzdehnung des Betons $\varepsilon_{c2} = -3,5\%$ erreicht wird, berechnet sich der Völligkeitsbeiwert nach Gleichung 5-22 konstant zu $\alpha_R = 0,81$. Der Lagebeiwert zur Bestimmung der Lage des Schwerpunkts der Betondruckzone kann bei einer vollständig ausgenutzten Betondruckzone zu $k_a = 0,42$ festgelegt werden, Gleichung 5-23. Es stellt sich somit eine Dehnungsverteilung der Bereiche 3 oder 4 nach Bild 5.4 ein. Liegt die Dehnungsverteilung im Bereich 3 und wird die nach Bild 5.2 gegebene Spannungs-Dehnungs-Linie ohne Verfestigung für den Betonstahl verwendet, so sind alle zur Bestimmung des inneren Gleichgewichts benötigten Variablen Völligkeitsbeiwert α_R , Höhenfaktor k_a und Spannung in der Bewehrung f_y bekannt. Die Grenzzustandsfunktion kann nach Gleichung 5-1 geschlossen formuliert werden. Auch unter Berücksichtigung einer Normalkraft ist die Herleitung einer geschlossenen Formulierung für den Querschnittswiderstand unter diesen Voraussetzungen nach den Gleichungen 5-32, 5-37 oder 5-45 (mit $\sigma_s = f_y$) möglich.

Für eine Dehnungsverteilung im Bereich 2 wird in der Bewehrung ebenfalls die Streckgrenze erreicht, aber die Kennwerte zur Beschreibung der Betondruckzone k_a und α_R sind anzupassen. Durch eine einfache Herleitung kann für den Bereich 2 gezeigt werden, dass mit den konstanten Kennwerten $\alpha_R = 0,81$ und $k_a = 0,42$ ebenfalls eine gute Näherung des Querschnittswiderstands berechnet werden kann. Bei der Annahme eines Völligkeitsbeiwerts $\alpha_R = 0,81$ wird die Völligkeit der Druckspannungsverteilung überschätzt, so dass sich die Betondruckzonenhöhe verkleinert. Da die Druckzonenhöhe im Dehnungsbereich 2 generell relativ klein ist, folgt nur eine geringfügige Vergrößerung des inneren Hebelarms im Vergleich zur exakten Lösung, Bild 5.5.

Unter Vernachlässigung der Druckbewehrung A_{s2} berechnet sich das Momentengleichgewicht zu:

$$M_{Eds} = F_{cd} \cdot z = \alpha_R \cdot b \cdot x \cdot f_{cd} \cdot z = \alpha_R \cdot b \cdot x \cdot f_{cd} \cdot (d - k_a \cdot x) \quad (5-24)$$

mit $\alpha_R = 0,81$ und $k_a = 0,416$ folgt:

$$\begin{aligned}\mu_{Eds} &= \frac{M_{Eds}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{\alpha_R \cdot b \cdot x \cdot f_{cd} \cdot (d - k_a \cdot x)}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \\ &= \alpha_R \cdot \frac{x}{d} \cdot \left(1 - k_a \cdot x \cdot \frac{1}{d}\right) \\ &= \alpha_R \cdot \xi \cdot (1 - k_a \cdot \xi)\end{aligned}\quad (5-25)$$

$$\xi = \frac{1}{2 \cdot k_a} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{4 \cdot k_a}{\alpha_R} \cdot \mu_{Eds}}\right) \approx 1,202 \cdot \left(1 - \sqrt{1 - 2,054 \cdot \mu_{Eds}}\right) \quad (5-26)$$

Hebelarm der inneren Kräfte:

$$\begin{aligned}\zeta &= \frac{z}{d} = \frac{d - k_a \cdot x}{d} = 1 - k_a \cdot \xi \\ &= 1 - 0,416 \cdot \xi \\ &= 1 - 0,416 \cdot \frac{1}{2 \cdot k_a} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{4 \cdot k_a}{\alpha_R} \cdot \mu_{Eds}}\right) \\ &= 1 - 0,416 \cdot 1,202 \cdot \left(1 - \sqrt{1 - 2,054 \cdot \mu_{Eds}}\right) \\ &= 0,5 \cdot \left(1 + \sqrt{1 - 2,054 \cdot \mu_{Eds}}\right)\end{aligned}\quad (5-27)$$

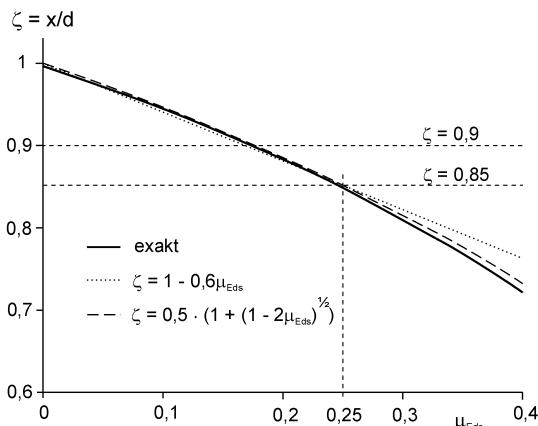


Bild 5.5: Querschnitte mit rechteckiger Druckzone ohne Druckbewehrung – Näherungsbeziehung für den Hebelarm der inneren Kräfte, Vergleich zur exakten Lösung [Zilch et al.-06].

Liegen die maßgebenden Dehnungsverteilungen hingegen im Bereich 4, so ist die Dehnungsverteilung im Querschnitt genau zu bestimmen. Während der Beton vollständig ausgenutzt ist, so dass die Kennwerte der Betondruckzone konstant sind,

erreicht die Zugbewehrung die Streckgrenze nicht. Um das Tragverhalten hinreichend zu bestimmen, ist die Spannung in der Bewehrung aus der genauen Dehnungsverteilung abzuleiten. Hierzu ist eine iterative Bestimmung der Dehnungsverteilung, so dass sich ein Gleichgewicht zwischen äußeren und inneren Schnittgrößen einstellt, auch in der probabilistischen Analyse erforderlich.

Für den Grenzzustand der Biegetragfähigkeit, bei dem sich eine Dehnungsverteilung im Bereich 4 einstellt, liegt bei einer Überschreitung des Grenzzustands ein schlagartiges Versagen der Betondruckzone vor. Solche Grenzzustände sollten bei der Bemessung vorwiegend auf Biegung beanspruchter Bauteile vermieden werden. In Kapitel 7.1.5 wird gezeigt, dass aus den genannten Gründen dieser Bereich für die Bemessung der hier berechneten Schlitzwände auch unter Beanspruchung durch höhere Normalkräfte, z. B. durch eine direkt auf den Wandkopf einwirkende Kranlast, eine untergeordnete Rolle spielt. In der probabilistischen Analyse kann nicht ausgeschlossen werden, dass Realisationen in einer Monte-Carlo Analyse auftreten, für die ein Gleichgewichtszustand zwischen Einwirkungen und Widerstand nur unter Berücksichtigung des Dehnungsbereichs 4 gefunden werden kann.

Der Dehnungsbereich 1 wird für die Bemessung und für die probabilistische Analyse der Schlitzwand nicht benötigt, da auch bei unterschiedlichen Realisationen der Basisvariablen ausgeschlossen werden kann, dass im Querschnitt ausschließlich Zugdehnungen auftreten. Ein vollständig überdrückter Querschnitt, wie er bei den Dehnungsverteilungen im Bereich 5 vorliegt, wird sich ebenfalls nicht einstellen, vgl. Kapitel 7.

Bei der Berücksichtigung einer Druckbewehrung wird die genaue Bestimmung der Dehnungsverteilung erforderlich, da auch für Dehnungsverteilungen aus den Bereichen 2 und 3 die Druckbewehrung häufig die Streckgrenze nicht erreicht, vgl. Kapitel 7.

5.1.2.1 Allgemeingültige Grenzzustandsfunktion für die Biegetragfähigkeit

Für die Grenzzustandsgleichung der Biegetragfähigkeit unter gleichzeitiger Wirkung von Längskräften werden Modelle zur Berechnung des Querschnittwiderstands vorgestellt, Gleichungen 5-28 bis 5-45. Die einwirkenden Schnittgrößen resultieren z. B. aus dem Erddruck, dem Wasserdruk, den Verkehrslasten und dem Eigengewicht der Konstruktion. Es werden Grenzzustandsfunktionen unter Verwendung von drei unterschiedlichen Ansätzen hergeleitet.

Ansatz (1) Bei der Aufstellung der Grenzzustandsgleichung wird ausgenutzt, dass bei einer einwirkenden vorhandenen Normalkraft und einer fest gewählten, im Querschnitt vorhandenen Bewehrung sich genau eine Dehnungsverteilung im Querschnitt einstellen kann, durch die das aufnehmbare Moment des Querschnitts und damit der Querschnittswiderstand für die Biegetragfähigkeit festge-

legt wird. Das aufnehmbare Moment wird in der Grenzzustandsgleichung mit dem einwirkenden Moment verglichen. Im Ansatz (1) werden die Schnittgrößen auf die Bewehrungslage bezogen, Gleichungen 5-28 bis 5-32. Dabei ist das durch die Exzentrizität der Normalkraft hervorgerufene Moment mit zu berücksichtigen.

Ansatz (2) Bei der Bemessung eines Querschnitts können die Schnittgrößen auf beliebige Wirkungslinien, die parallel zur Schwerachse verlaufen, umgerechnet werden. Eine Umrechnung auf eine andere Wirkungslinie sollte auch bei der probabilistischen Analyse zu den gleichen Ergebnissen führen. Im Ansatz (2) werden die Schnittgrößen auf die Schwerachse des ungerissenen Bruttoquerschnitts bezogen, Gleichungen 5-33 bis 5-37.

Ansatz (3) Eine eindeutige Trennung zwischen Einwirkungs- und Widerstandsseite ist bei der Bestimmung der Grenzzustandsgleichung für die Biegeträgfähigkeit unter gleichzeitiger Wirkung einer Normalkraft nicht möglich, siehe Gleichung 5-32 und 5-37. Der Biegewiderstand ist bei beiden Ansätzen (1) und (2) von der einwirkenden Normalkraft abhängig. Die Normalkraft geht sowohl auf der Einwirkungs- als auch auf der Widerstandsseite in die Bemessung ein. Dieser Zusammenhang wird auch anhand der in der Literatur für Biegung mit Normalkraft vorhandenen Bemessungsdiagramme ersichtlich. Bei der Bemessung werden aus diesem Grund keine Schnittgrößen verglichen, sondern die unter einer M-N-Beanspruchung erforderliche Bewehrung wird der vorhandenen Bewehrung gegenüber gestellt. Dieser Vergleich wird nach den Gleichungen 5-38 bis 5-45 in eine Grenzzustandsgleichung für die Biegeträgfähigkeit überführt. Für eine Realisation der Eingangsvariablen entstehen Beanspruchungen im Querschnitt zu deren Aufnahme eine bestimmte Bewehrungsmenge erforderlich ist, die mit der vorhandenen Bewehrung verglichen wird.

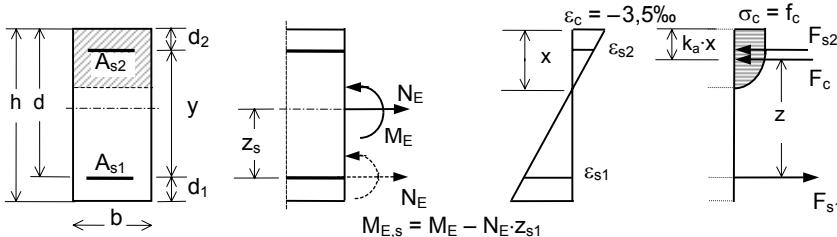


Bild 5.6: Inneres Gleichgewicht der Kräfte.

Ansatz (1): Herleitung der Grenzzustandsgleichung für den Querschnittswiderstand, Querschnittswiderstand durch Biegewiderstand beschrieben, Wirkungslinie in der unteren Bewehrungslage des Feldquerschnitts (Bild 5.6):

$$\begin{aligned} M_{R,s} &= M_{E,s} = F_c \cdot ((h - d_1) - k_a \cdot x) + F_{s2} \cdot ((h - d_1) - d_2) \\ &= \alpha_R \cdot b \cdot x \cdot f_c \cdot ((h - d_1) - k_a \cdot x) + A_{s2} \cdot \sigma_{s2} \cdot ((h - d_1) - d_2) \end{aligned} \quad (5-28)$$

$$\begin{aligned} N_R &= N_E = -F_c - F_{s2} + F_{s1} \\ &= -\alpha_R \cdot b \cdot x \cdot f_c - A_{s2} \cdot \sigma_{s2} + A_{s1} \cdot \sigma_{s1} \end{aligned} \quad (5-29)$$

$$x = \frac{-N_E - A_{s2} \cdot \sigma_{s2} + A_{s1} \cdot \sigma_{s1}}{\alpha_R \cdot b \cdot f_c} \quad (5-30)$$

$$\begin{aligned} M_{R,s} &= \alpha_R \cdot b \cdot \left(\frac{-N_E - A_{s2} \cdot \sigma_{s2} + A_{s1} \cdot \sigma_{s1}}{\alpha_R \cdot b \cdot f_c} \right) \cdot f_c \cdot \left((h - d_1) - k_a \cdot \left(\frac{-N_E - A_{s2} \cdot \sigma_{s2} + A_{s1} \cdot \sigma_{s1}}{\alpha_R \cdot b \cdot f_c} \right) \right) \\ &\quad + A_{s2} \cdot \sigma_{s2} \cdot ((h - d_1) - d_2) \\ &= (-N_E - A_{s2} \cdot \sigma_{s2} + A_{s1} \cdot \sigma_{s1}) \cdot (h - d_1) \cdot \left(1 - k_a \cdot \left(\frac{-N_E - A_{s2} \cdot \sigma_{s2} + A_{s1} \cdot \sigma_{s1}}{\alpha_R \cdot b \cdot f_c \cdot (h - d_1)} \right) \right) \\ &\quad + A_{s2} \cdot \sigma_{s2} \cdot ((h - d_1) - d_2) \end{aligned} \quad (5-31)$$

ohne Druckbewehrung, $A_{s2} = 0$:

$$M_{R,s} = (-N_E + A_{s1} \cdot \sigma_{s1}) \cdot (h - d_1) \cdot \left[1 - k_a \cdot \frac{(-N_E + A_{s1} \cdot \sigma_{s1})}{\alpha_R \cdot f_{cd} \cdot b \cdot (h - d_1)} \right] \quad (5-32)$$

mit: $\sigma_s = E_s \cdot \varepsilon_s \leq f_y$

Ansatz (2): Herleitung der Grenzzustandsgleichung für den Querschnittswiderstand, Querschnittswiderstand durch Biegewiderstand beschrieben, Wirkungslinie im Schwerpunkt des Bruttoquerschnitts (Bild 5.6):

$$\begin{aligned} M_R &= M_E = F_c \cdot \left(\frac{h}{2} - k_a \cdot x \right) + F_{s2} \cdot \left(\frac{h}{2} - d_2 \right) + F_{s1} \cdot \left(\frac{h}{2} - d_1 \right) \\ &= \alpha_R \cdot b \cdot x \cdot f_c \cdot \left(\frac{h}{2} - k_a \cdot x \right) + A_{s2} \cdot \sigma_{s2} \cdot \left(\frac{h}{2} - d_2 \right) + A_{s1} \cdot \sigma_{s1} \cdot \left(\frac{h}{2} - d_1 \right) \end{aligned} \quad (5-33)$$

$$\begin{aligned} N_R &= N_E = -F_{s2} + F_{s1} \\ &= -\alpha_R \cdot b \cdot x \cdot f_c - A_{s2} \cdot \sigma_{s2} + A_{s1} \cdot \sigma_{s1} \end{aligned} \quad (5-34)$$

$$x = \frac{-N_E - A_{s2} \cdot \sigma_{s2} + A_{s1} \cdot \sigma_{s1}}{\alpha_R \cdot b \cdot f_c} \quad (5-35)$$

$$\begin{aligned} M_R &= \alpha_R \cdot b \cdot \left(\frac{-N_E - A_{s2} \cdot \sigma_{s2} + A_{s1} \cdot \sigma_{s1}}{\alpha_R \cdot b \cdot f_c} \right) \cdot f_c \cdot \left(\frac{h}{2} - k_a \cdot \left(\frac{-N_E - A_{s2} \cdot \sigma_{s2} + A_{s1} \cdot \sigma_{s1}}{\alpha_R \cdot b \cdot f_c} \right) \right) \\ &\quad + A_{s2} \cdot \sigma_{s2} \cdot \left(\frac{h}{2} - d_2 \right) + A_{s1} \cdot \sigma_{s1} \cdot \left(\frac{h}{2} - d_1 \right) \\ &= (-N_E - A_{s2} \cdot \sigma_{s2} + A_{s1} \cdot \sigma_{s1}) \cdot \frac{h}{2} \cdot \left(1 - k_a \cdot \frac{2}{h} \cdot \left(\frac{-N_E - A_{s2} \cdot \sigma_{s2} + A_{s1} \cdot \sigma_{s1}}{\alpha_R \cdot b \cdot f_c} \right) \right) \\ &\quad + A_{s2} \cdot \sigma_{s2} \cdot \left(\frac{h}{2} - d_2 \right) + A_{s1} \cdot \sigma_{s1} \cdot \left(\frac{h}{2} - d_1 \right) \end{aligned} \quad (5-36)$$

ohne Druckbewehrung, $A_{s2} = 0$:

$$M_R = (-N_E + A_{s1} \cdot \sigma_{s1}) \cdot \frac{h}{2} \cdot \left(1 - k_a \cdot \frac{2}{h} \cdot \left(\frac{-N_E + A_{s1} \cdot \sigma_{s1}}{\alpha_R \cdot b \cdot f_c} \right) \right) + A_{s1} \cdot \sigma_{s1} \cdot \left(\frac{h}{2} - d_1 \right) \quad (5-37)$$

mit: $\sigma_s = E_s \cdot \varepsilon_s \leq f_y$

Ansatz (3): Herleitung der Grenzzustandsgleichung für den Querschnittswiderstand, Querschnittswiderstand durch Bewehrungsmenge beschrieben, Wirkungslinie in der unteren Bewehrungslage des Feldquerschnitts (Bild 5.6):

Hinweise: Bei der Herleitung des Ansatzes (3) werden A_{s1} und A_{s2} für einen symmetrisch bewehrten Querschnitt zu einer Variable zusammengefasst $A_{s1} = A_{s2}$. Dies bedeutet, dass im Gegensatz zum Vorgehen in den Ansätzen 1 und 2 beide Variablen voll korreliert sind.

$M_{E,s}$ ist eine auf die Bewehrungslage bezogene, einwirkende Schnittgröße, vgl. Bild 5.6.

$$\begin{aligned} M_{R,s} = M_{E,s} &= F_c \cdot ((h - d_1) - k_a \cdot x) + F_{s2} \cdot ((h - d_1) - d_2) \\ &= \alpha_R \cdot b \cdot x \cdot f_c \cdot ((h - d_1) - k_a \cdot x) + A_{s2} \cdot \sigma_{s2} \cdot ((h - d_1) - d_2) \end{aligned} \quad (5-38)$$

$$\begin{aligned} N_R = N_E &= -F_c - F_{s2} + F_{s1} \\ &= -\alpha_R \cdot b \cdot x \cdot f_c - A_{s2} \cdot \sigma_{s2} + A_{s1} \cdot \sigma_{s1} \end{aligned} \quad (5-39)$$

mit $A_{s1} = A_{s2}$:

$$N_E = -\alpha_R \cdot b \cdot x \cdot f_c + A_{s1} \cdot (-\sigma_{s2} + \sigma_{s1}) \quad (5-40)$$

$$x = \frac{-N_E + A_{s1} \cdot (-\sigma_{s2} + \sigma_{s1})}{\alpha_R \cdot b \cdot f_c} \quad (5-41)$$

$$\begin{aligned} M_{E,s} &= \alpha_R \cdot b \cdot \left(\frac{-N_E + A_{s1} \cdot (\sigma_{s1} - \sigma_{s2})}{\alpha_R \cdot b \cdot f_c} \right) \cdot f_c \cdot \left((h - d_1) - k_a \cdot \left(\frac{-N_E + A_{s1} \cdot (\sigma_{s1} - \sigma_{s2})}{\alpha_R \cdot b \cdot f_c} \right) \right) \\ &\quad + A_{s1} \cdot \sigma_{s2} \cdot ((h - d_1) - d_2) \end{aligned} \quad (5-42)$$

$$\begin{aligned} A_{s1} &= \frac{1}{2 \cdot (-\sigma_{s2} + \sigma_{s1})^2} \cdot \left(\frac{\alpha_R \cdot b \cdot f_c}{k_a} \cdot \sigma_{s1} \cdot (h - d_1) - \frac{\alpha_R \cdot b \cdot f_c}{k_a} \cdot \sigma_{s2} \cdot d_2 - 2 \cdot (-N_E) \cdot (-\sigma_{s2} + \sigma_{s1}) \right) \\ &\quad - \left(\frac{1}{2^2 \cdot (-\sigma_{s2} + \sigma_{s1})^4} \cdot \left(\frac{\alpha_R \cdot b \cdot f_c}{k_a} \cdot \sigma_{s1} \cdot (h - d_1) - \frac{\alpha_R \cdot b \cdot f_c}{k_a} \cdot \sigma_{s2} \cdot d_2 - 2 \cdot (-N_E) \cdot (-\sigma_{s2} + \sigma_{s1}) \right)^2 \right. \\ &\quad \left. - \frac{\alpha_R \cdot b \cdot f_c}{k_a} \cdot \frac{M_{E,s}}{(-\sigma_{s2} + \sigma_{s1})^2} + \frac{\alpha_R \cdot b \cdot f_c}{k_a} \cdot \frac{(-N_E) \cdot (h - d_1)}{(-\sigma_{s2} + \sigma_{s1})^2} - \frac{(-N_E)^2}{(-\sigma_{s2} + \sigma_{s1})^2} \right)^{0.5} \end{aligned} \quad (5-43)$$

wenn $\sigma_{s1} = \sigma_{s2} = f_y$

$$A_{s1} = \left(M_{E,s} + N_E \cdot (h - d_1) + \frac{k_a \cdot N_E^2}{\alpha_R \cdot b \cdot f_c} \right) \cdot \frac{1}{f_y \cdot ((h - d_1) - d_2)} \quad (5-44)$$

ohne Druckbewehrung $A_{s2} = 0$:

$$\begin{aligned} A_{s1} &= \frac{\alpha_R \cdot b \cdot f_c}{2 \cdot k_a \cdot \sigma_{s1}} \cdot (h - d_1) - \frac{(-N_E)}{\sigma_{s1}} \\ &\quad - \sqrt{\left(\frac{\alpha_R \cdot b \cdot f_c}{2 \cdot k_a \cdot \sigma_{s1}} \cdot (h - d_1) + \frac{-N_E}{\sigma_{s1}} \right)^2 - \frac{\alpha_R \cdot b \cdot f_c}{k_a \cdot \sigma_{s1}^2} \cdot (M_{E,s} + N_E \cdot (h - d_1)) - \frac{(-N_E)^2}{\sigma_{s1}^2}} \end{aligned} \quad (5-45)$$

mit $\sigma_s = E_s \cdot \varepsilon_s \leq f_y$

Eine vereinfachte Darstellung der Modellierung der gesamten Grenzzustandsfunktion unter Berücksichtigung der Einwirkungs- und Widerstandsseite am Beispiel der Stahlbeton-Schlitzwand wird im Kapitel 6 im Rahmen der stochastischen Modellbildung vorgestellt. Für eine allgemeingültige Formulierung sind die Kennwerte der Betondruckzone Lagebeiwert k_a und Völligkeitsbeiwert α_R iterativ in Abhängigkeit von der Dehnungsverteilung im Querschnitt zu bestimmen.

5.2 Widerstandsmodell Querkraft

Für das Querkraftversagen von Stahlbetonquerschnitten werden in [1045/1-08] aufbauend auf den in Versuchen beobachteten Versagensarten drei unterschiedliche Ansätze zur Berechnung der Bemessungswerte der Querkrafttragfähigkeit im Grenzzustand der Tragfähigkeit vorgestellt. Für Bauteile ohne rechnerisch erforderliche Querkraftbewehrung wird eine empirisch hergeleitete Beziehung mit mechanischem Hintergrund für gerissene Bauteile angegeben. Für Bauteile mit rechnerisch erforderlicher Querkraftbewehrung geht die Beschreibung des Grenzzustands der Querkrafttragfähigkeit von einem parallelgurtigen Fachwerkmodell aus. Die Nachweise untersuchen ein Versagen der Betondruckstrebe und der Zugstrebe.

5.2.1 Grenzzustand der Querkrafttragfähigkeit biegebewehrter Bauteile ohne Querkraftbewehrung

Der Bemessungswert der Querkrafttragfähigkeit biegebewehrter Bauteile ohne Querkraftbewehrung ist nach [1045/1-01] mit Gleichung 5-46 zu berechnen. Nach [1045/1-08] darf zusätzlich ein Mindestwert der Querkrafttragfähigkeit $V_{Rd,ct,min}$ biegebewehrter Bauteile ohne Querkraftbewehrung nach Gleichung 5-47 angesetzt werden.

$$V_{Rd,ct} = \left[\frac{0,15}{\gamma_c} \cdot \kappa \cdot \eta_1 \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} - 0,12 \cdot \sigma_{cd} \right] \cdot b_w \cdot d \quad (5-46)$$

$$V_{Rd,ct,min} = [\eta_1 \cdot v_{min} - 0,12 \cdot \sigma_{cd}] \cdot b_w \cdot d \quad (5-47)$$

$$v_{min} = \left[\frac{\kappa_1}{\gamma_c} \cdot \sqrt{\kappa^3 \cdot f_{ck}} \right] \quad (5-48)$$

γ_c : Teilsicherheitsbeiwert für bewehrten Beton

κ : Maßstabsfaktor $\kappa = 1 + \sqrt{200/d} \leq 2,0$

η_1 = 1,0 für Normalbeton

ρ_l : Längsbewehrungsgrad mit $\rho_l = A_{sl} / (b_w \cdot d) \leq 0,02$

A_{sl} : Fläche der Zugbewehrung, die mindestens um das Maß d über den betrachteten Querschnitt hinaus geführt und dort wirksam verankert wird. Bei Vorspannung mit sofortigen Verbund darf die Spannstahlfläche voll auf A_{sl} angerechnet werden.

b_w : kleinste Querschnittsbreite innerhalb der Zugzone des Querschnitts in mm

d : statische Nutzhöhe der Biegebewehrung im betrachteten Querschnitt in mm

f_{ck} : charakteristische Werte der Betondruckfestigkeit in N/mm²

σ_{cd} : Bemessungswert der Betonlängsspannung in Höhe des Schwerpunkts des Querschnitts mit $\sigma_{cd} = N_{Ed}/A_c$ in N/mm²

N_{Ed} : Bemessungswert der Längskraft im Querschnitt infolge äußerer Einwirkungen oder Vorspannung ($N_{Ed} < 0$ als Längsdruckkraft)

κ_1 : = 0,0525 für $d \leq 600$ mm

= 0,0375 für $d \geq 800$ mm

Im Bereich $600 \text{ mm} < d < 800 \text{ mm}$ darf κ_1 linear interpoliert werden

Aus diesen Gleichungen kann die Grenzzustandsgleichung der Querkrafttragfähigkeit ohne rechnerisch erforderliche Querkraftbewehrung für Normalbeton bei Ansatz der ständigen und vorübergehenden Bemessungssituation unter Vernachlässigung der Längskraft entsprechend Gleichung 5-49 abgeleitet werden [Brehm et al.-08] [Braml et al.-09b]. Ein Ansatz unter Berücksichtigung der Normalkraft N_E wird in Absatz 5.2.5 vorgestellt.

$$V_{ct}^R = m_{R,ct} \cdot \left[0,20 \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right) \cdot \left(100 \cdot \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \cdot f_c \right)^{1/3} \right] \cdot b_w \cdot d \quad (5-49)$$

$$V_{ct}^R \leq m_{R,ct} \cdot \left[\kappa_1 \cdot \sqrt{\left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right)^3 \cdot f_c} \right] \cdot b_w \cdot d \quad (5-50)$$

$m_{R,ct}$: Modellfaktor des Widerstands der Querkrafttragfähigkeit biegebewehrter Bauteile ohne Querkraftbewehrung

Der Mindestwert der Querkrafttragfähigkeit $V_{Rd,ct,min}$ für Bauteile ohne Querkraftbewehrung stellt nach [Braml et al.-09b] keinen Versagenszustand dar und ist deshalb für die probabilistische Analyse nicht weiter zu betrachten. Da die Gleichung 5-47, sofern sie maßgebend wird, nach [1045/1-08] durchaus den Grenzzustand beschreibt, wird sie in den mit der Monte-Carlo-Analyse berechneten probabilistischen Analysen ebenfalls nach Gleichung 5-50 berücksichtigt. Für die Berechnung mit FORM und SORM wird die geschlossene Formulierung der Grenzzustandsgleichung nach Gleichung 5-49 verwendet.

Der nach [1045/1-08] für den Grenzzustand der Querkrafttragfähigkeit ohne Querkraftbewehrung empirisch bestimmte Vorfaktor $0,15/\gamma_c$ nach Gleichung 5-46 kann für zuverlässigkeitstheoretische Untersuchungen angepasst werden zu einem Vorfaktor von 0,2 (Gleichung 5-49), da die Auswertung verschiedener Versuche nach [DAfStb-10] einen mittleren Vorfaktor von $c_m = 0,2$ liefert. Für die Bemessung im Grenzzustand der Tragfähigkeit wird der Vorfaktor als 0,05-Quantilwert zu 0,15 angesetzt, Gleichung 5-46 [DAfStb-10]. [Braml et al.-09b] gibt eine Übersicht der in der Literatur genannten Werte der empirischen Vorfaktoren an, die auf unterschiedliche Auswerteverfahren der Versuchsdatenbanken basieren.

5.2.2 Grenzzustand der Querkrafttragfähigkeit für Bauteile mit Querkraftbewehrung - Nachweis Zugstrebe

Der Bemessungswert für Bauteile mit Querkraftbewehrung $V_{Rd,sy}$ berechnet sich rechtwinkelig zur Bauteilachse nach Gleichung 5-51.

$$V_{Rd,sy} = \frac{A_{sw}}{s_w} \cdot f_{yd} \cdot z \cdot \cot \theta \quad (5-51)$$

$$0,58 \leq \cot \theta \leq \frac{1,2 - 1,4 \cdot \sigma_{cd}/f_{cd}}{1 - V_{Rd,c}/V_E} \quad (5-52)$$

s_w : Abstand der zur Bauteilachse rechtwinkeligen Bewehrung in Richtung der Bauteilachse

Nach [1045/1-08] ist eine Vereinfachung des inneren Hebelarms der Kräfte nach Gleichung 5-53 zulässig, wenn die Bügel in der Druckzone verankert sind. Für vorgespannte Bauteile wird außerdem vorausgesetzt, dass bei geneigten Spanngliedern in der vorgedrückten Zugzone Längsbewehrung aus Betonstahl vorhanden ist, die zur Aufnahme der Längszugkräfte infolge Querkraft ausreichend ist. Mit dieser Annahme für den Hebelarm der inneren Kräfte wird der Grenzzustand des Querkraftwiderstands für Bauteile mit Querkraftbewehrung und ohne einwirkende Normalkräfte in der probabilistischen Analyse nach Gleichung 5-54 beschrieben, vgl. auch Absatz 5.2.5.

$$z = 0,9 \cdot d \leq (d - 2 \cdot c_{vj} \geq d - c_{vj} - 30\text{mm}) \quad (5-53)$$

$$V_{sy}^R = m_{R,sy} \cdot \left(\frac{A_{sw}}{s_w} \cdot f_y \cdot 0,9 \cdot d \cdot \cot \theta \right) \quad (5-54)$$

mit:

$$\cot \theta = \frac{1,2}{1 - V_{R,c}/V_E} = \frac{1,2}{1 - (0,425 \cdot f_c^{1/3} \cdot b_w \cdot d)/V_E} \quad (5-55)$$

$m_{R,sy}$: Modellfaktor des Widerstands der Querkrafttragfähigkeit für Bauteile mit Querkraftbewehrung

Die Neigung der Druckstrebe θ darf in Gleichung 5-54 für reine Biegung und Biegung mit Längsdruckkraft vereinfacht werden zu $\cot \theta = 1,2$ und für Biegung mit Längszugkraft zu $\cot \theta = 1,0$. Bei einer Berechnung des Druckstrebewinkels nach Gleichung 5-55 ist es nicht möglich, die Einwirkungs- und Widerstandsseite strikt zu trennen, da die einwirkende Querkraft V_E in die Berechnung des Widerstands eingeht. V_E ist in Abhängigkeit von dem gewählten Berechnungssystem und den vorhandenen Lasten

wiederum von verschiedenen Basisvariablen abhängig. Für die Neigung des Druckstrebewinkels sind die Grenzen $0,58 \leq \cot \theta \leq 3,0$ für Normalbeton zu beachten.

Für den Vorfaktor 0,425 nach Gleichung 5-55 wird in [1045/1-08] der Term $c_j \cdot 0,48$ mit $c_j = 0,5$ angegeben. Nach [Braml et al.-09b] stellt auch dieser Wert einen Bemessungswert dar, welcher einen Teilsicherheitsbeiwert von $\gamma_c = 1,5$ beinhaltet. [Braml et al.-09b] nimmt den Vorfaktor $\gamma_c \cdot c_j \cdot 0,48$ als 0,05-Quantile an und geht weiterhin von einer logarithmischen Normalverteilung sowie einem Variationskoeffizienten von 10% aus, so dass sich der mittlere Vorfaktor für die probabilistische Analyse zu 0,425 berechnet. Andere Ansätze, z. B. [Hansen-04], hingegen nehmen die in [1045/1-08] bzw. [1045/1-01] vorhandenen Variablen als Mittelwerte in der probabilistischen Analyse an.

5.2.3 Grenzzustand der Querkrafttragfähigkeit für Bauteile mit Querkraftbewehrung - Nachweis Druckstrebe

Der Bemessungswert der maximalen Querkrafttragfähigkeit $V_{Rd,max}$ infolge Erreichens der Betondruckstrebefestigkeit wird unter Berücksichtigung des Neigungswinkels der Querkraftbewehrung α nach Gleichung 5-56 bestimmt.

$$V_{Rd,max} = b_w \cdot z \cdot \alpha_c \cdot f_{cd} \cdot \frac{(\cot \theta + \cot \alpha)}{1 + \cot^2 \theta} \quad (5-56)$$

α : Neigungswinkel der Querkraftbewehrung

α_c : Abminderungsbeiwert für die Druckstrebefestigkeit infolge Querzugbeanspruchung aus der Rissverzahnung und der Bewehrung; $\alpha_c = 0,75 \cdot \eta_1$ ($\eta_1 = 1,0$ für Normalbeton)

Unter der Annahme von Normalbeton und einer Verwendung von senkrechten Bügeln ohne Schrägstäbe kann der Grenzzustand für die probabilistische Bemessung nach Gleichung 5-57 dargestellt werden.

$$V_{max}^R = m_{R,max} \cdot \left(\frac{b_w \cdot 0,9 \cdot d \cdot 0,8 \cdot f_c}{\cot \theta + \tan \theta} \right) \quad (5-57)$$

$m_{R,max}$: Modellfaktor des Widerstands der Querkrafttragfähigkeit
Nachweis Betondruckstrebe

Für die Druckstrebefestigkeit wird in Gleichung 5-56 ein Abminderungsbeiwert α_c eingeführt. Die Abminderung der Druckstrebefestigkeit entsteht durch den Querzug,

der durch die im Verbund liegenden Bügel eingetragen wird [DAfStb-10]. Verschiedene Literaturstellen weisen auf eine Abminderung auf ca. 80% hin [Kollegger et al.-90] [Eibl et al.-88]. Der in [1045/1-08] verwendete Beiwert wird vorsichtig etwas geringer zu $\alpha_c = 0,75$ angesetzt [DAfStb-10]. In der probabilistischen Analyse wird in Übereinstimmung mit [Braml et al.-09b] von $\alpha_c = 0,8$ ausgegangen.

Für die untersuchten Ufereinfassungen wird in Kapitel 7 jedoch auch gezeigt, dass der Grenzzustand der Tragfähigkeit der Druckstrebe keinen entscheidenden Einfluss besitzt und eine niedrige Versagenswahrscheinlichkeit aufweist.

5.2.4 Basisvariablen für die Grenzzustände der Querkrafttragfähigkeit

Für die Grenzzustandsgleichungen der Querkrafttragfähigkeit ohne und mit Querkraftbewehrung (Gleichungen 5-49 und 5-54) und für die Überprüfung der Druckstrebe (Gleichung 5-57) werden als Basisvariablen zusätzlich zum Modelfaktor die Bewehrungsquerschnitte (A_{sl} , A_{sw}), die Betonfestigkeit f_c , die Streckgrenze f_y und die geometrischen Größen (b_w , d) benötigt. Die grundlegenden, in der Literatur vorhandenen Ansätze zur Bestimmung dieser Basisvariablen wurden in Kapitel 5.1.1 für die Berechnung der Grenzzustände der Biegetragfähigkeit erläutert und können für die Berechnung der Grenzzustände der Querkraftwiderstände übernommen werden. Auf die verwendeten Modelfaktoren wird in Kapitel 6.4.2 bei der Beschreibung der Modellbildung eingegangen.

5.2.5 Grenzzustand der Querkrafttragfähigkeit unter gleichzeitiger Wirkung von Längskräften

Die probabilistischen Analysen des Grenzzustands der Querkrafttragfähigkeit beziehen sich in der Regel auf Bauteile, die nur durch Querkraft bzw. Biegung beansprucht werden. Eine Berücksichtigung der auftretenden Normalkräfte wird im Allgemeinen in den vorliegenden Literaturstellen vernachlässigt. Die Normalkräfte gehen in das Nachweisformat für den Querkraftwiderstand ohne Querkraftbewehrung $V_{R,ct}$ direkt und zur Berechnung der Querkrafttragfähigkeit mit Schubbewehrung $V_{R,sy}$ und $V_{R,max}$ über den Neigungswinkel der Druckstreben $\cot \theta$ ein [1045/1-08]. Zusätzlich ist die Gleichung 5-55 zur Berechnung des Druckstrebewinkels $\cot \theta$ von der einwirkenden Querkraft V_E abhängig. Der Neigungswinkel der Druckstreben $\cot \theta$ wird in den vorliegenden Bemessungen und probabilistischen Analysen vereinfachend zu $\cot \theta = 1,2$ angenommen und für den inneren Hebelarm $z = 0,9d$ angesetzt. Für die probabilistischen Nachweise der Querkrafttragfähigkeit der Druckstreben $V_{R,max}$ und der Zugstreben $V_{R,sy}$ schubbewehrter Bauteile bedeutet dies eine Entkopplung der Widerstandsseite von der Einwirkungsseite. Die zuverlässigkeitstheoretische Untersuchung der Grenzzustände der Querkrafttragfähigkeit $V_{R,sy}$ und $V_{R,max}$ wird unter Ansatz der Gleichungen 5-54 und 5-57 durchgeführt. Dieses Vorgehen zur Entkopplung

lung der Einwirkungs- und Widerstandsseite wird auch von anderen Autoren zur probabilistischen Untersuchung der Grenzzustände der Querkrafttragfähigkeit verwendet [Hansen-04] [Braml et al.-09b]. Somit liegt nur noch für die Analyse der Querkrafttragfähigkeit ohne rechnerisch erforderliche Querkraftbewehrung eine Kopplung der Einwirkung und des Widerstands vor, wenn nach Gleichung 5-58 die einwirkende Normalkraft bei der Bestimmung des Querkraftwiderstands angesetzt wird.

$$V_{R,ct} = m_{R,ct} \cdot \left[0,2 \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{200}{(h - d_1)}} \right) \cdot \left(100 \cdot \frac{A_{sl}}{b_w \cdot (h - d_1)} \cdot f_c \right)^{1/3} - 0,12 \cdot \frac{N_E}{b_w \cdot h} \right] \cdot b_w \cdot (h - d_1) \quad (5-58)$$

Eine Berücksichtigung der einwirkenden Normalkräfte bei der probabilistischen Analyse des Grenzzustands der Querkrafttragfähigkeit ohne Bewehrung ist der Verfasserin nicht bekannt.

5.3 Widerstandsmodell Baugrund

Für geotechnische Konstruktionen, insbesondere für Ufereinfassungen, ist die strikte Trennung von Widerstands- und Einwirkungsseite häufig nicht möglich, da der umgebende Baugrund einen Anteil zu beiden Komponenten liefert. Auf der Widerstandsseite entsteht die Verspannung des Bodens durch die Verschiebung der Konstruktion entgegen den anstehenden Boden, so dass sich maximal der passive Erdwiderstand einstellt. Für die Mobilisierung des Erdwiderstands sind die erforderlichen Verschiebungen zu beachten. Liegen zu geringe Verschiebungen vor, kann gegebenenfalls der Ausnutzungsgrad des Erdwiderstands am Wandfuß verringert werden, um eine Anpassung des Erddrucks an die Verschiebungen vorzunehmen. Die Kopplung zwischen Verformung und Mobilisierung des Erdwiderstands kann auch durch eine horizontale Bettung berücksichtigt werden. Dieses Vorgehen wurde im Rahmen der durchgeführten probabilistischen Berechnungen nicht verwendet. Die Erweiterung der durchgeführten Analysen durch die Berücksichtigung verformungsabhängiger Tragwerkszustände ist eine der wichtigsten Aufgaben für weiterführende, wissenschaftliche Untersuchungen.

Für eine realistische Abschätzung des passiven Erddrucks ist der Erdwiderstand mit gekrümmten oder gebrochenen Gleitkörpern zu berechnen. Für die Berechnung wird das Vorgehen nach Sokolowski/Pregl entsprechend der Vorgaben in [4085-07] gewählt. Dieser Ansatz beruht nicht auf einem kinematischen, sondern auf dem Charakteristiken-Verfahren.

Durch den Ansatz der Kohäsion vergrößert sich der Erdwiderstand um einen über die Tiefe konstanten Anteil. Ohne den Ansatz von Verkehrslasten gilt:

$$E_p = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot h^2 \cdot k_{pgh} + c \cdot h \cdot k_{pch} \quad (5-59)$$

für vertikale Wände, waagerechte Geländeoberfläche und $\delta_p \leq 0$:

Bodeneigengewicht: $k_{pgh} = \cos \delta_p \cdot \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \cdot (1 - 0,53 \cdot \delta_p)^{0,26+5,96 \cdot \varphi} \quad (5-60)$

Kohäsion: $k_{pch} = \cos \delta_p \cdot \left(\frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} - 1 \right) \cdot \cot \varphi \cdot (1 - 1,33 \cdot \delta_p)^{0,08+2,37 \cdot \varphi} \quad (5-61)$

δ_p und φ sind überall dort, wo keine Winkelfunktionen angegeben sind, im Bogenmaß einzusetzen

Die Größe und Verteilung des passiven Erddrucks ist abhängig von der Art der Wandbewegung. Jedoch darf nach [Hettler-08] aufgrund der folgenden Anmerkung aus [4085-07] häufig auf eine Abminderung des Erddrucks verzichtet und ein dreiecksförmiger Verlauf für den Anteil des Bodeneigengewichts angenommen werden. Nach [4085-07] darf bei einer Kombination der Wandbewegung aus Fußpunktverdrehung und Parallelverschiebung dennoch von einer Größe und Verteilung der Erddruckkraft wie bei einer Parallelverschiebung der Wand ausgegangen werden, wenn der Fuß der Wand sich um einen Betrag verschiebt, der bei einer Parallelverschiebung den passiven Erddruck erzeugt. Für geringere Verformungen werden Interpolationsansätze gegeben. Für die untersuchten Stahlbeton-Schlitzwände ist die Voraussetzung zum Ansatz einer dreiecksförmigen Verteilung in der Regel gegeben. Für die Anwendung der Gleichungen 5-59 bis 5-61 in der probabilistischen Analyse werden die Basisvariablen Reibungswinkel φ , Bodenwichte γ und Kohäsion c benötigt. Ihre stochastische Formulierung wurde bereits für die Modellierung des einwirkenden Erddrucks im Kapitel 4.1.2.1 vorgestellt.

6 Modellbildung für eine Stahlbeton-Schlitzwand

Die vorgestellten probabilistischen Verfahren sind allgemein im Hochbau und im Grundbau zur Bestimmung der Zuverlässigkeit von Bauwerken anwendbar. Auch die dargestellten Annahmen für die stochastische Modellierung einzelner Basisvariablen in einer probabilistischen Analyse sind allgemeingültig. Die Anwendung der Verfahren soll am Beispiel einer Ufereinfassung präsentiert werden, die als einfach verankerte Schlitzwand hergestellt wird.

Die Einführung des Teilsicherheitskonzepts in [1054/1-05] führte bei der praktischen Umsetzung in den letzten Jahren zu kontroversen Diskussionen wie z. B. [Weißenbach et al.-03], [Winkler-07] und [Morgen-04] zeigen. Ergänzende bauwerksspezifische Erläuterungen zur Berechnung nach [1054/1-05] wurden in [EAB-06] und [EAU-05] aufgenommen. Dennoch halten die Diskussionen um eine sinnvolle und einfache Bemessung von nicht gestützten und einfach gestützten Wänden an [Hettler-09] [ThyssenKrupp-07].

Auch für die probabilistische Analyse sind Annahmen bezüglich der Berechnung des Bauwerks zu treffen, die im Einklang mit den vorhandenen Normen [1054/1-05] [1054/100-96] [4085-07] und Empfehlungen [EAB-06] [EAU-05] stehen sollen. Jedoch sind einige in der geotechnischen Bemessungs-Praxis verwendeten Berechnungsschritte nicht direkt in eine probabilistische Analyse übertragbar. Aus diesem Grund werden in den Kapiteln 6.1 bis 6.2 die für die probabilistische Analyse gewählten Berechnungsannahmen allgemein vorgestellt und mit den derzeit verwendeten Berechnungswegen verglichen.

Im Anschluss wird das gewählte mechanische Modell zur Untersuchung einer einfach verankerten Schlitzwand beschrieben (Kapitel 6.3). Für die probabilistische Berechnung wird in Kapitel 6.4 das stochastische Modell präsentiert. Insbesondere die Festlegung der eingehenden Basisvariablen mit ihren Verteilungen und Kenngrößen hat einen entscheidenden Einfluss auf die Versagenswahrscheinlichkeit.

6.1 Gesamtmodell Tragwerk und Baugrund

Die Schlitzwand wird vereinfachend als einfach gestützte Wand mit Fußauflagerung idealisiert, Bild 6.1. Bevor die probabilistische Analyse durchgeführt werden kann, wird das Bauwerk im ersten Schritt nach den gültigen Normen und Vorschriften bemessen [1054/1-05]. Die Einbindetiefe des Bauwerks ist bei dieser Bemessung eindeutig festzulegen. Sie ist abhängig von den vorhandenen Bodenparametern, den einwirkenden Lasten und dem angenommenen Einspanngrad.

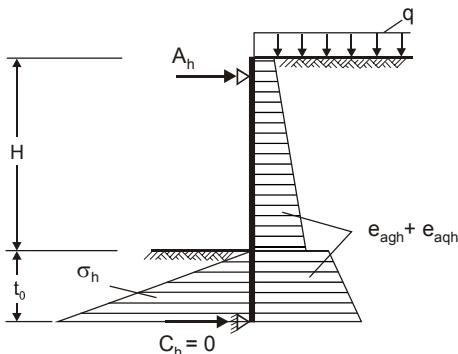


Bild 6.1: Auflagerbedingungen einer einmal gestützten Wand mit beliebiger Fußauflagerung.

Für die probabilistische Analyse ist die Wahl eines einheitlichen statischen Systems erforderlich, eine Änderung des statischen Systems in Abhängigkeit von den zufällig gewählten Realisationen der Basisvariablen z. B. während einer Monte-Carlo-Analyse sollte vermieden werden. Aus diesem Grund ist die Wahl einer Fußauflagerung notwendig, die sowohl für eine freie Auflagerung, für eine Teileinspannung beliebigen Einspanngrads als auch für eine volle Einspannung gültig ist. Ein Lösungsvorschlag für ein Modell, das alle Arten der Fußauflagerung für einfach gestützte Wände umfasst, ist in [ThyssenKrupp-07] und [Hettler-09] vorgestellt. Beide Literaturstellen geben für das einheitliche statische System die Anordnung eines unverschieblichen Auflagers im Fußpunkt bzw. im theoretischen Fußpunkt an, siehe Bild 6.1.

In [ThyssenKrupp-07] und [Hettler-09] werden für die Bestimmung der Einbindetiefe die Bemessungswerte der Erddrücke getrennt nach ständigen und veränderlichen Einwirkungen als Belastung aufgebracht und für die Bodenreaktionen der Bemessungswert des Erdwiderstands angesetzt. Dieses Vorgehen scheint im Widerspruch zu den gültigen Normen zu stehen, die eine Berechnung mit charakteristischen Werten empfehlen [Hettler-09]. Der Berechnungsvorgang nach [1054/1-05] wird exemplarisch für eine einfach gestützte, frei aufgelagerte Schlitzwand in Bild 6.2 gezeigt

und im Folgenden erläutert. [1054/1-05], 4.3.2 (2) geht zunächst von einer vorgegebenen Einbindetiefe der Schlitzwand aus, Bild 6.2(a). Danach wird die charakteristische Auflagerkraft $B_{h,k}$ am gewählten System mit charakteristischen ständigen und veränderlichen Einwirkungen berechnet. Für die Bestimmung der Auflagerkraft $B_{h,k}$ wird z. B. bei einer einfach gestützten, im Boden frei aufgelagerten Wand ein drehbares und verschiebliches Auflager im Schwerpunkt der Bodenreaktion angesetzt, Bild 6.2(b). Mit dem gewählten Ansatz wird der Nachweis des Erdauflagers mit Bemessungswerten für die Horizontalkomponente der resultierenden Auflagerkraft und die Horizontalkomponente des Erdwiderstands geführt, Gleichung 6-1. Der Bemessungswert der Horizontalkomponente der resultierenden Auflagerkraft wird mit den ständigen und veränderlichen Teilsicherheitsbeiwerten γ_Q, γ_G berechnet, der Bemessungswert der Horizontalkomponente des Erdwiderstands wird mit dem Teilsicherheitsbeiwert des Erdwiderstands γ_{E_p} bestimmt, Gleichung 6-2. Kann der Nachweis des Erdwiderlagers nicht erbracht werden, folgt eine iterative Anpassung der Einbindetiefe.

Nach der Festlegung der erforderlichen Einbindetiefe wird die Auflagerkraft $B_{h,k}$ durch eine statisch äquivalente Bodenreaktion σ_k ersetzt, Bild 6.2(c). Es wird ein Anteil für die ständigen äquivalenten Bodenreaktionen $\sigma_{pgh,k}$ und ein Anteil für die veränderlichen äquivalenten Bodenreaktionen $\sigma_{pqh,k}$ berechnet. Die Bemessungswerte der Schnittgrößen werden mit den charakteristischen Schnittgrößen, die sich aus den Einwirkungen und dem charakteristischen mobilisierten Erdwiderstand ergeben, multipliziert mit den Teilsicherheitsbeiwerten für veränderliche und ständige Einwirkungen γ_Q, γ_G bestimmt. Der Teilsicherheitsbeiwert für den Erdwiderstand γ_{E_p} wird nach diesem Vorgehen für die Bestimmung der Bemessungswerte der Schnittgrößen nicht mehr benötigt, Bild 6.2(d).

Das zur Berechnung der Auflagerkraft $B_{h,k}$ gewählte statische System nach Bild 6.2 b)-d) ist abhängig von dem angenommenen Einspanngrad der Fußauflagerung. Das dargestellte System kann nur für eine freie Auflagerung des Fußpunkts verwendet werden. Insgesamt führt der aus den Vorgaben nach [1054/1-05] entwickelte Lösungsweg zu einem iterativen Vorgehen, welches für die probabilistische Analyse nicht zielführend ist. Nach [1054/1-05] sind jedoch auch andere Lösungswege zulässig. So weist auch [Hettler-09] darauf hin, dass sich in [1054/1-05] 4.3.2. (2) der Hinweis „sofern nicht im Einzelfall etwas anderes zweckmäßig ist“ befindet, welcher die Möglichkeit alternativer Berechnungswege eröffnet. Aus den angeführten Gründen wird für die probabilistische Analyse unabhängig vom Einspanngrad der Wand eine feste Auflagerung am Wandfuß bzw. im theoretischen Fußpunkt der Wand angenommen, Bild 6.1. Für den Fall der vollen Fußbeanspannung wird die Verdrehung am Fußpunkt zu Null. Die feste Lagerung entspricht somit dem statischen System einer vollen Einspannung mit einem Moment $M = 0$ im theoretischen Fußpunkt. Liegt eine gelenkige Lagerung vor, so ist die Auflagerkraft am Fußpunkt $C = 0$ und der Widerstand für eine Verschiebung der Wand im Bereich des Erdlagers wird nur durch die

Bodenreaktion gebildet. Bei einer teilweisen Einspannung stellt sich eine Verdrehung des Fußpunkts zwischen Null (volle Einspannung) und der maximalen Verdrehung ε_{\max} (gelenkige Lagerung) ein. Die Berechnung des genauen Einspanngrads kann nach den Gleichungen 6-14 bis 6-17 durchgeführt werden.

Nachweis des Erdwiderlagers:

$$B_{h,d} \leq E_{ph,d} \quad (6-1)$$

$$\gamma_G \cdot B_{gh,k} + \gamma_Q \cdot B_{qh,k} \leq \frac{E_{ph,k}}{\gamma_{Ep}} \quad (6-2)$$

$B_{h,d}$: Bemessungswert der Horizontalkomponente der resultierenden Auflagerkraft

$E_{ph,d}$: Bemessungswert der Horizontalkomponente des Erdwiderstands

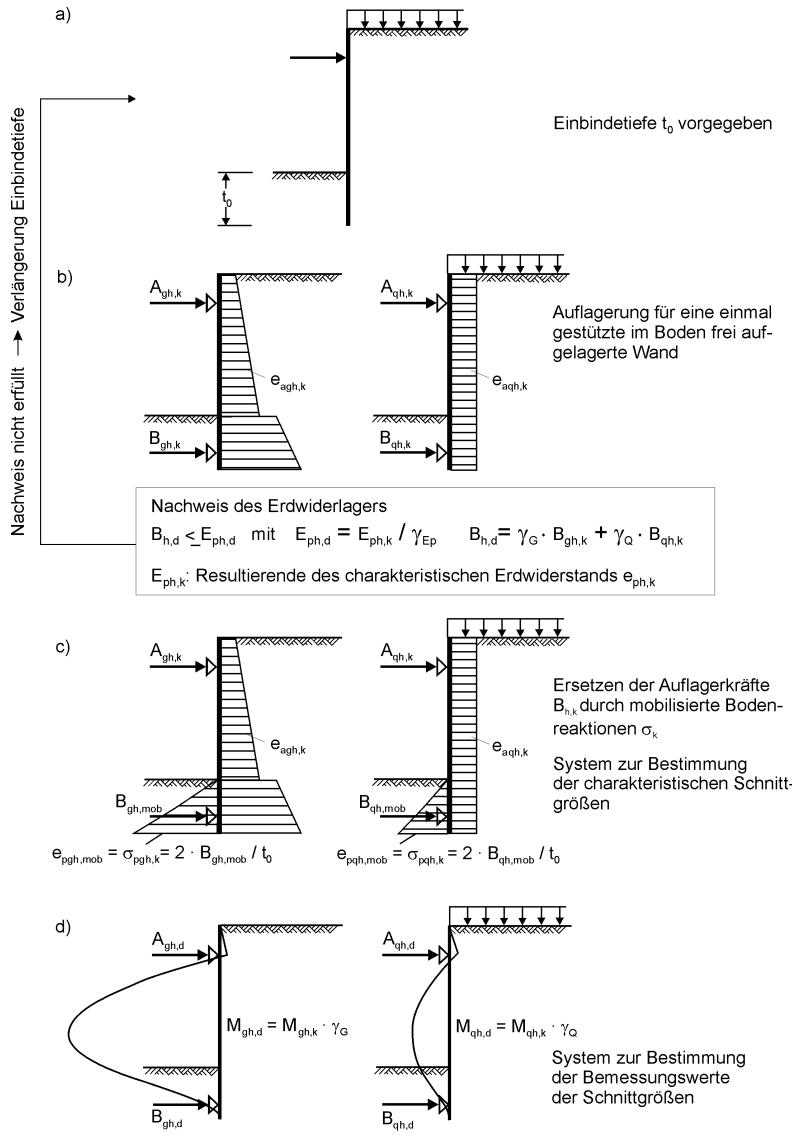


Bild 6.2: Auflagerbedingungen einer einmal gestützten, frei aufgelagerten Wand [1054/1-05].

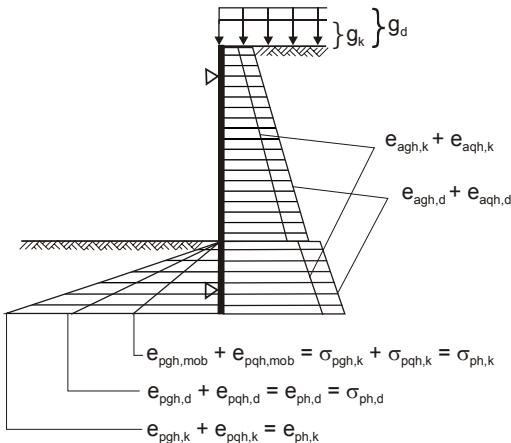
- Vorgabe der Einbindetiefe.
- Nachweis des Erdwiderlagers mit statischem Ersatzsystem für die freie Auflagerung.
- Statisches System zur Bestimmung der charakteristischen Schnittgrößen.
- Statisches System zur Bestimmung der Bemessungswerte der Schnittgrößen.

6.2 Partialmodell Tragwerk mit Einwirkungen und Reaktionen des Baugrunds

Bei dem beschriebenen Vorgehen zur Bestimmung der Einbindetiefe und der Bemessungswerte der Schnittgrößen wird nach [1054/1-05] und den aktuell veröffentlichten Berechnungsansätzen für den Erdwiderstand unterschieden zwischen einem charakteristischen Erdwiderstand $e_{ph,k}$, einem Bemessungswert des Erdwiderstands $e_{ph,d}$ und einer mobilisierten Bodenreaktion $e_{ph,mob} = \sigma_{ph,k}$, vgl. Bild 6.2 und Bild 6.3. Hierbei ist der charakteristische Erdwiderstand immer größer als der Bemessungswert des Erdwiderstands und die mobilisierte Bodenreaktion immer kleiner oder gleich dem Bemessungswert des Erdwiderstands.

Für den Nachweis der Gebrauchstauglichkeit und auch zum Nachweis der inneren Vertikalkräfte werden die charakteristischen Schnittgrößen und Auflagerkräfte benötigt. Für den Erdwiderstand werden zur Berechnung der charakteristischen Auflagerkräfte und Schnittgrößen nach [1054/1-05] die mobilisierten Bodenreaktionen $e_{ph,mob} = \sigma_{ph,k}$ angesetzt.

In der Literatur wird aus diesem Grund die mobilisierte Bodenreaktion häufig als charakteristische Bodenreaktion bezeichnet [Hettler-09]. Diese Unterscheidung zwischen dem charakteristischen Erdwiderstand $e_{ph,k}$ und der mobilisierten charakteristischen Bodenreaktion $\sigma_{ph,k}$ ist nach Ansicht der Autorin für ein unter probabilistischen Ansätzen hergeleitetes Sicherheitskonzept verwirrend. Aufgrund der nicht eindeutig getroffenen Definition der charakteristischen Werte des Erdwiderstands sind weitere Überlegungen zum Ansatz der Bodenreaktion σ_{ph} notwendig.



$$\text{mit: } \mu = 1: \quad e_{ph,d} = \frac{e_{ph,k}}{\gamma_{Ep}}$$

$$e_{ph,d} = \gamma_G \cdot \sigma_{pgh,k} + \gamma_Q \cdot \sigma_{pqh,k}$$

Bild 6.3: Unterscheidung zwischen charakteristischem Wert des Erdwiderstands, Bemessungswert des Erdwiderstands und mobilisierter Bodenreaktion an einer einfach gestützten, frei aufgelagerten Wand.

Nach [1054/1-05] ist die Bodenreaktion $\sigma_{ph,d}$ so zu wählen, dass der Bemessungswert ihrer Resultierenden, die Auflagerkraft $B_{h,d}$ nicht den Bemessungswert des Erdwiderstands $E_{ph,d}$ übersteigt, Gleichung 6-1. Das Verhältnis des Bemessungswerts der Horizontalkomponente der resultierenden Auflagerkraft $B_{h,d}$ zum Bemessungswert der Horizontalkomponente des Erdwiderstands $E_{ph,d}$ ist der sogenannte Ausnutzungsgrad μ , Gleichung 6-3.

$$\mu = \frac{B_{h,d}}{E_{ph,d}} \quad (6-3)$$

Wird von einem Ausnutzungsgrad $\mu = 1$ ausgegangen, so ist die Grenzzustandsbedingung (Gleichung 6-1) für das Versagen des Erdwiderlagers gerade erfüllt: $B_{h,d} = E_{h,d}$. Für die Wahl einer Einbindetiefe bedeutet der Ansatz eines Ausnutzungsgrads von $\mu = 1$, dass dem vorgegebenem Einspanngrad stets die kleinstmögliche Einbindetiefe zugeordnet wird. Wird ein höherer Einspanngrad gewählt, ist somit eine größere Einbindetiefe erforderlich. Bei einer Verlängerung des Wandsystems über die Einbindetiefe für eine volle Einspannung hinaus findet keine Veränderung des Tragverhaltens mehr statt, da unterhalb des theoretischen Fußpunktes zu beiden Seiten der Wand der Erdruhedorck angenommen wird.

Ist die Einbindetiefe hingegen vorgegeben und der Ausnutzungsgrad zu $\mu = 1$ angesetzt, wird von einem voll mobilisierten Erdwiderstand und somit dem maximal möglichen Einspanngrad ausgegangen. Bei einer längeren Einbindetiefe liegt ein höherer Einspanngrad vor, solange die Einbindetiefe zwischen der Einbindetiefe t_0 für eine gelenkige und t_1 für eine voll eingespannte Lagerung angenommen wird.

Für einen Ausnutzungsgrad von $\mu = 1$ ergibt sich der Bemessungswert der Bodenreaktion zu $B_{h,d} = E_{ph,d}$, so dass für die Bodenreaktion $\sigma_{ph,d}$ der Erdwiderstand $e_{ph,d}$ angesetzt werden kann. Diese Annahme kann auch aus den in [ThyssenKrupp-07] gegebenen Nachweisgleichungen hergeleitet werden. Für die Bestimmung der Einbindetiefe wird in [ThyssenKrupp-07] das in Bild 6.1 gegebene System unter Ansatz der Bemessungswerte des Erddrucks und des Erdwiderstands verwendet. Für den Nachweis des Erdwiderlagers erfolgt eine Berechnung der mobilisierten Bodenreaktionen und eine Aufteilung entsprechend der jeweiligen ständigen und veränderlichen Einwirkungen. Die Aufteilung wird über die anteilige Fußpunktverdrehung ω'_i der Wand unter den einzelnen charakteristischen Lasten für die Einbindetiefe, die einer freien Auflagerung im Boden entspricht, berechnet. Der Nachweis des Erdwiderlagers wird entsprechend der Gleichungen 6-4 bis 6-8 geführt. Durch einfaches Ersetzen der Ausdrücke in Gleichung 6-8 kann mit Gleichung 6-9 nachgewiesen werden, dass auch hier für die Berechnung der Bemessungsschnittgrößen die Annahme $B_{h,d} = E_{ph,d}$ getroffen wird, immer ein Ausnutzungsgrad $\mu = 1$ vorliegt und somit $\sigma_{ph,d} = e_{ph,d}$ gilt.

$$\omega'_{a,ges} = \omega'_{G,k} \cdot \gamma_G + \omega'_{Q,k} \cdot \gamma_Q = \omega'_{G,d} + \omega'_{Q,d} \quad (6-4)$$

$$\varepsilon_{G,k} = \frac{\omega'_{G,k}}{\omega'_{a,ges}} \quad \varepsilon_{Q,k} = \frac{\omega'_{Q,k}}{\omega'_{a,ges}} \quad (6-5)$$

$$B_{h,G,k} = E_{ph,d} \cdot \varepsilon_{G,k} = E_{ph,d} \cdot \frac{\omega'_{G,k}}{\omega'_{G,k} \cdot \gamma_G + \omega'_{Q,k} \cdot \gamma_Q} \quad (6-6)$$

$$B_{h,Q,k} = E_{ph,d} \cdot \varepsilon_{Q,k} = E_{ph,d} \cdot \frac{\omega'_{Q,k}}{\omega'_{G,k} \cdot \gamma_G + \omega'_{Q,k} \cdot \gamma_Q} \quad (6-7)$$

$$B_{h,d} = B_{h,G,d} + B_{h,Q,d} = B_{h,G,d} \cdot \gamma_G + B_{h,Q,d} \cdot \gamma_Q \leq E_{ph,d} \quad (6-8)$$

$$B_{h,d} = E_{ph,d} \cdot \frac{\omega'_{G,k} \cdot \gamma_G}{\omega'_{G,k} \cdot \gamma_G + \omega'_{Q,k} \cdot \gamma_Q} + E_{ph,d} \cdot \frac{\omega'_{Q,k} \cdot \gamma_Q}{\omega'_{G,k} \cdot \gamma_G + \omega'_{Q,k} \cdot \gamma_Q} = E_{ph,d} \quad (6-9)$$

- $\omega'_{a,ges}$: Summe aller Bemessungswerte der Fußpunktverdrehungen
 $\omega'_{i,k}$: nach Einwirkungen getrennte, charakteristische Fußpunktverdrehungen für die Einbindetiefe, die einer freien Auflagerung im Boden entspricht
 $E_{ph,d}$: Bemessungswert des Erdwiderstands
 $B_{h,i}$: Erdwiderstand, der aus den ständigen und veränderlichen Einwirkungen getrennt mobilisiert wird

In der probabilistischen Analyse wird von einem fertiggestellten Bauwerk ausgegangen, so dass sich die Einbindetiefe nicht mehr verändert. Die Streuung der Basisvariablen, insbesondere der Bodenparameter, führt im Rahmen der probabilistischen Analyse zu unterschiedlichen Einspanngraden der Schlitzwand.

Für die probabilistische Analyse wird immer von einem Ausnutzungsgrad von $\mu = 1$ ausgegangen. Die Bodenreaktion wird als Erdwiderstand e_{ph} angesetzt. Wie in Kapitel 5 beschrieben wird davon ausgegangen, dass für die Basisvariablen zur Beschreibung des Erdwiderstands (Bodenwichte γ , Reibungswinkel φ und Kohäsion c), die charakteristischen Werte als Mittelwerte angenommen werden. Der charakteristische Erdwiderstand $e_{pgh,k}$ entspricht somit dem in der probabilistischen Analyse mit Mittelwerten berechneten Erdwiderstand e_{pgh} .

Die Basisvariablen der Bodenkenngroßen Reibungswinkel, Wichte und Kohäsion werden für das probabilistische Modell zu beiden Seiten der Schlitzwand jeweils als eine einheitliche Variable angenommen. Somit sind die Bodenparameter zu beiden Seiten der Schlitzwand voll korreliert. Eine volle Korrelation ist sinnvoll, da die auftretenden Erddrücke zu beiden Seiten der Wand durch die Wandverformung miteinander gekoppelt sind. Örtlich begrenzte Ansätze der Bodenparameter für die Bereiche zur einen und zur anderen Seite der Schlitzwand werden nicht betrachtet, da aufgrund des Herstellungsverfahrens von einheitlichen Bodenschichten zu beiden Seiten der Wand ausgegangen wird. Lokal begrenzte Inhomogenitäten des Bodens werden in der probabilistischen Analyse nicht explizit betrachtet.

Die in Kapitel 7 dargestellten Ergebnisse der probabilistischen Analyse zeigen, dass der Reibungswinkel die Basisvariable der Bodenparameter mit dem größten Einfluss auf die Versagenswahrscheinlichkeit ist. Die Veränderung des aktiven und passiven Erddrucks in Abhängigkeit vom Reibungswinkel unter der Annahme, dass die Verformungen der Wand für eine volle Mobilisierung der Erddrücke ausreichen, zeigen die Bilder 6.4 und 6.5. Die Erddruckbeiwerte wurden nach [4085-07] mit dem Ansatz von Müller-Breslau berechnet, die Bestimmung des passiven Erddrucks wurde nach Sokolowsky/Pregl [4085-07] vorgenommen.

Mit einer Reduktion des Reibungswinkels steigt der aktive Erddruck an und der passive Erddruck wird geringer. In den in Kapitel 7 durchgeföhrten probabilistischen Analysen für den Grenzzustand der Biegetragfähigkeit im Feldbereich wird in Übereinstimmung mit diesen Beobachtungen (Bild 6.5) als Bemessungswert des Reibungswinkels ein Wert geringer als der Mittelwert berechnet. Dieses Ergebnis steht im Einklang mit den in [1054/1-05] gegebenen Teilsicherheitsbeiwerten γ_Q, γ_G zur Vergrößerung des einwirkenden Erddrucks und dem Teilsicherheitsbeiwert γ_{Ep} zur Verringerung des Erdwiderstands.

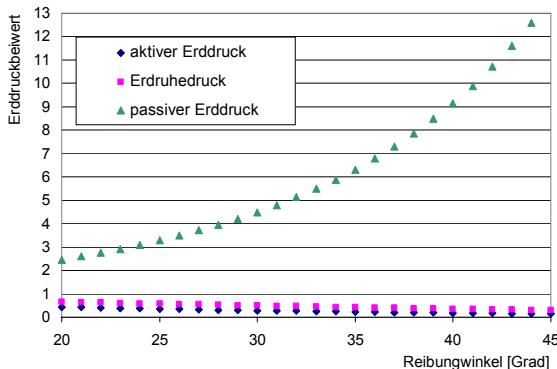


Bild 6.4: Aktiver und passiver Erddruckbeiwert in Abhangigkeit vom Reibungswinkel.

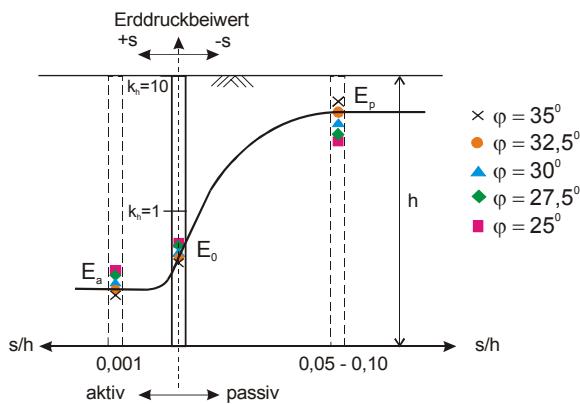


Bild 6.5: Mobilisierung des aktiven und passiven Erddrucks in Abhangigkeit vom Reibungswinkel.

Für die Berechnung unter charakteristischen Einwirkungen wird auf der Erdwiderstandsseite bei dem Vorgehen nach [1054/1-05] die mobilisierte charakteristische Bodenreaktion $e_{ph,mob} = \sigma_{ph,k}$ angesetzt, Bild 6.6.

Bei dem probabilistisch hergeleiteten Ansatz wird von den Basisvariablen Reibungswinkel des Bodens φ , Bodenwichte γ und Kohäsion c zur Beschreibung des Erddrucks und des Erdwiderstands ausgegangen. Wie in Kapitel 5 beschrieben, werden ihre charakteristischen Werte als Mittelwerte angenommen. Für die Berechnung des charakteristischen Erdwiderstands wird bei dem probabilistisch hergeleiteten Ansatz auf der Widerstandsseite $e_{ph,k}$ nach Bild 6.7 verwendet. Damit ist der Ansatz für den

charakteristischen Erdwiderstand beider Verfahren ($\sigma_{ph,k}$ nach [1054/1-05], $e_{ph,k}$ für Vorgehen nach probabilistischem Ansatz) sehr unterschiedlich, vgl. auch Bild 6.3.

Für einen Vergleich der Sicherheitselemente aus der probabilistischen Analyse mit den Teilsicherheitsbeiwerten der Normen, werden aus der probabilistischen Analyse Teilsicherheitsbeiwerte hergeleitet, die sich auf die Beanspruchungen beziehen, Kapitel 8. Aus der Analyse ergeben sich Teilsicherheitsbeiwerte der ständigen Beanspruchungen γ_G , der veränderlichen Beanspruchungen γ_Q und des Erdwiderstands γ_{E_p} .

Mit diesen Teilsicherheitsbeiwerten ist nach beiden Verfahren (Vorgehen nach [1054/1-05], Bild 6.6; Vorgehen nach probabilistischem Ansatz, Bild 6.7) eine Berechnung der Bemessungswerte der Schnittgrößen aus den charakteristischen Schnittgrößen möglich. Die Berechnung ist für [1054/1-05] in Bild 6.6 unter Verwendung der Teilsicherheitsbeiwerte für die ständigen und veränderlichen Einwirkungen dargestellt. Für die Berechnung nach dem probabilistischen Ansatz wird zusätzlich zu den Teilsicherheitsbeiwerten der ständigen und veränderlichen Einwirkungen, der Teilsicherheitsbeiwert für den Erdwiderstand benötigt, Bild 6.7.

Während das in Bild 6.6 gewählte statische System nur für eine freie Auflagerung gültig ist, kann das statische System nach Bild 6.7 unabhängig vom Einspanngrad verwendet werden. Die für die freie Auflagerung mit einem Ausnutzungsgrad $\mu = 1$ berechneten Bemessungswerte der Schnittgrößen sind bei Ansatz gleicher Teilsicherheitsbeiwerte, z. B. aus den Normen, bei beiden Vorgehen gleich.

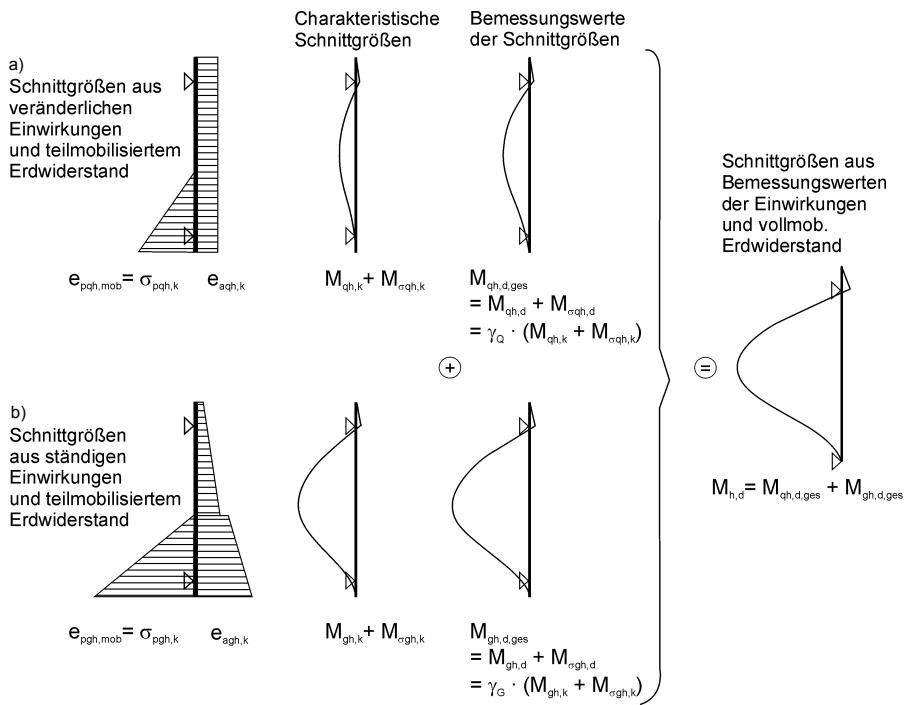


Bild 6.6: Berechnung der Bemessungswerte der Schnittgrößen aus den charakteristischen Schnittgrößen nach [1054/1-05] unter Verwendung:
a) des Teilsicherheitsbeiwerts für veränderliche Einwirkungen γ_Q
b) des Teilsicherheitsbeiwerts für ständige Einwirkungen γ_G

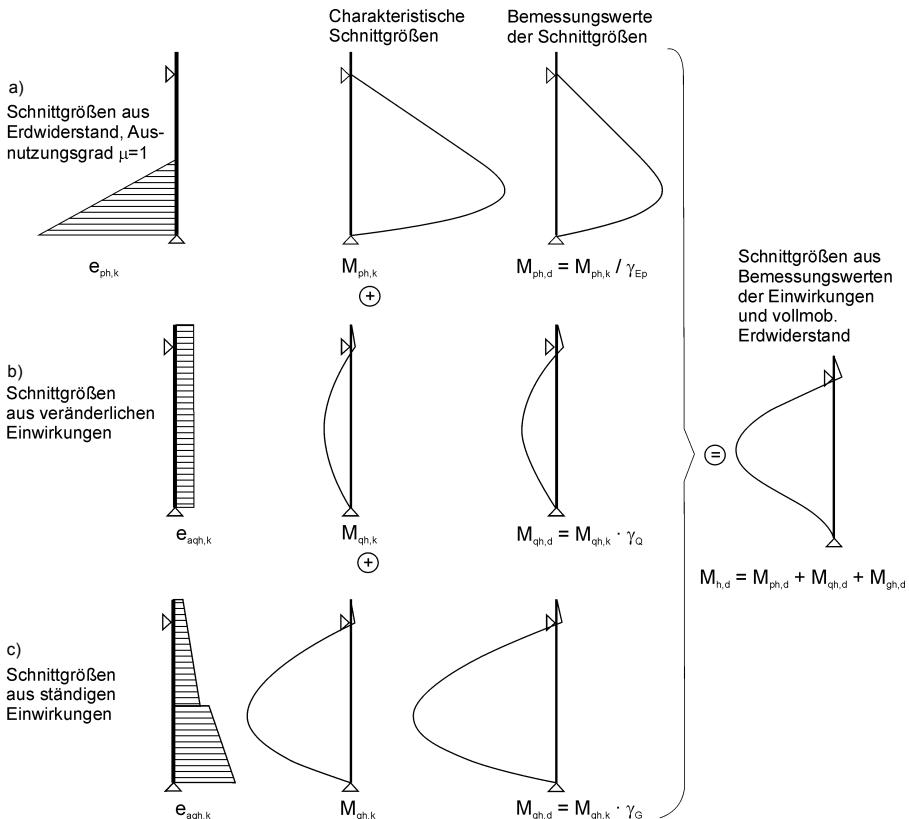


Bild 6.7: Berechnung der Bemessungswerte der Schnittgrößen aus den charakteristischen Schnittgrößen unter Verwendung (Ausnutzungsgrad $\mu = 1$ nach Gleichung 6-3):

- des Teilsicherheitsbeiwerts für den Erdwiderstand γ_p
- des Teilsicherheitsbeiwerts für veränderliche Einwirkungen γ_q
- des Teilsicherheitsbeiwerts für ständige Einwirkungen γ_G

Zur Verdeutlichung, dass in der probabilistischen Analyse, in die Mittelwerte eingehen, nicht von einer mobilisierten Bodenreaktion ausgegangen werden kann, wird ein Zusammenhang nach Gleichung 6-12 für einen Ausnutzungsgrad $\mu = 1$ zwischen dem charakteristischen Erdwiderstand und der mobilisierten Bodenreaktion hergeleitet. Bei Wänden, die nur durch ständige Einwirkungen beansprucht werden, kann die mobilisierte Bodenreaktion mit Gleichung 6-13 aus dem charakteristischen Bodenwiderstand berechnet werden. Gleichung 6-13 zeigt deutlich, dass die mobilisierte Bodenreaktion, die nach [1054/1-05] zur Berechnung der charakteristischen Schnittgrößen und Auflagerkräfte verwendet wird, im Rahmen eines probabilistisch hergeleiteten Konzepts keine charakteristische Einwirkung darstellt, sondern einen Bemessungswert.

$$\mu = 1 \quad e_{ph,d} = \frac{e_{p,k}}{\gamma_{Ep}} \quad (6-10)$$

$$e_{ph,d} = \gamma_G \cdot \sigma_{pgh,k} + \gamma_Q \cdot \sigma_{pqh,k} \quad (6-11)$$

$$\frac{e_{p,k}}{\gamma_{Ep}} = \gamma_G \cdot \sigma_{pgh,k} + \gamma_Q \cdot \sigma_{pqh,k} \quad (6-12)$$

$$\text{für } \sigma_{pqh,k} = 0: \quad \sigma_{pgh,k} = \frac{e_{p,k}}{\gamma_{Ep} \cdot \gamma_G} \quad (6-13)$$

Wird von einer Variation der Eingangsvariablen und hier insbesondere des Reibungswinkels des Bodens ausgegangen, so vergrößert sich der einwirkende Erddruck bei einer Verringerung des Reibungswinkels, Bild 6.4. Gleichzeitig wird aufgrund des Verformungsverhaltens der Wand der passive Erddruck reduziert. Dieses Prinzip wird nach dem Vorgehen nach [1054/1-05], Bild 6.6 nicht eingehalten. Unter charakteristischen Einwirkungen ist die berechnete resultierende mobilisierte charakteristische Bodenreaktion niedriger als der angesetzte mobilisierte Bemessungswert des Erdwiderstands ($\sigma_{pgh,d} = \gamma_Q \cdot \sigma_{pqh,k}$; $\sigma_{pgh,d} = \gamma_G \cdot \sigma_{pgh,k}$). Dieses Ergebnis stimmt nicht mit den Modellvorstellungen nach Bild 6.4 und Bild 6.5 überein. Eine Reduktion des mobilisierten Erdwiderstands unter Bemessungslasten gegenüber einer Belastung durch charakteristische Lasten ist zu erwarten.

Das Vorgehen nach [1054/1-05] bietet jedoch den Vorteil (Bild 6.6), dass die charakteristischen Schnittgrößen durch die Anpassung des Erdwiderstands so berechnet werden, dass unter charakteristischen Lasten und Bemessungslasten immer der gleiche Einspanngrad vorliegt. Hingegen muss bei dem probabilistisch hergeleiteten Vorgehen der Einspanngrad für charakteristische Lasten und Bemessungslasten verschieden sein, Bild 6.7. Bei dem probabilistisch hergeleiteten Vorgehen wird unter charakteristischen Lasten und damit einem hoch angesetzten charakteristischen Erdwiderstand die vorgegebene Einbindetiefe häufig so groß sein, dass sie größer ist als für eine volle Einspannung erforderlich. Somit muss die angesetzte theoretische Einbindetiefe zur Berechnung von Schnittgrößen reduziert werden. In der Monte-

Carlo-Analyse werden zufällige Realisationen der Variablen verwendet. Die Auswirkungen der Anpassung der theoretischen Einbindetiefe, wenn eine größere Einbindetiefe als für eine feste Einspannung erforderlich vorliegt, werden für die probabilistische Analyse in Kapitel 7 untersucht.

6.3 Mechanisches Modell der Schlitzwand

Für die Schlitzwand werden verschiedene Versagenszustände untersucht. Die statische und geotechnische Bemessung wird nach den zurzeit gültigen Normen z. B. [1045/1-08] und [1054/1-05] vorgenommen. Es werden nur Grenzzustände der Tragfähigkeit betrachtet. Die Bemessung wird für den Lastfall 1 nach [EAU-05], Absatz 5.4.1 unter dem Ansatz der ungünstigen Außen- und Innenwasserstände durchgeführt.

Vereinfachend wird eine einfach verankerte Schlitzwand ohne anschließende Plattform untersucht. Zwischen beiden Ausführungsformen einer einfach verankerten Schlitzwand und einer Pfahlrostkonstruktion mit vorgesetzter Schlitzwand bestehen Unterschiede, die auf die Versagenswahrscheinlichkeit einen Einfluss besitzen. So wird bei einer biegesteifen/monolithischen Ausführung der Eckverbindung Wand/Platte das System statisch unbestimmt und besitzt somit zusätzliche Tragserven durch die Möglichkeit der Umlagerung. Außerdem wird der Erddruck auf die Spundwand durch eine tiefer liegende lastabschirmende Platte verringert.

Das für die probabilistische Analyse gewählte System ist in Bild 6.10 dargestellt. Folgende Annahmen werden für die Bemessung getroffen:

Belastung

- Als veränderliche Verkehrslast wird eine gleichmäßig verteilte, charakteristische Flächenlast von 30 kN/m^2 angenommen.
- Streifenlasten bzw. Einzellasten z. B. infolge einer Kranlast werden zusätzlich angesetzt und probabilistisch analysiert.
- Für den Erddruck werden zwei Ansätze untersucht. Im ersten Ansatz wird davon ausgegangen, dass bei der Höhe des gewählten Geländesprungs der Ansatz des aktiven Erddrucks vertreten werden kann, da durch eine ausreichende Nachgiebigkeit des Wandfußes, der Stützungen sowie der horizontalen Durchbiegung der erforderliche Verschiebungsweg für eine volle Aktivierung der Scherspannungen in der Gleitfuge vorhanden ist [EAU-05] [Maybaum-96]. Im zweiten Ansatz wird die Bemessung mit dem für Schlitzwände üblichen erhöhten aktiven Erddruck aufgrund der hohen Biegesteifigkeit und dem geringen Verformungsvermögen der Wand durchgeführt.

- Der Erddruck wird nach [EAU-05] über die Höhe H_E umgelagert. Der Umlagerungsbereich H_E ist die Höhe oberhalb der Berechnungssohle bzw. der Trennschicht. Die anzusetzende Umlagerung ist abhängig von dem Abstand a des Ankerkopfs vom oberen Beginn der Umlagerungshöhe H_E . Nach [EAU-05] ist zu prüfen, ob bei einer großen Biegesteifigkeit die Stützwand die für eine Gewölbebildung erforderliche Wanddurchbiegung aufweist. Nur wenn die Verschiebung des Fußauflagers infolge der Mobilisierung des Erdwiderstands ausreicht, darf eine Erddruckumlagerung nach dem Verfahren „Abgrabung“ angesetzt werden. Ist die Umlagerung nach dem Verfahren „Abgrabung“ nicht zulässig, darf der zu dem vorliegenden a/H_E -Wert gehörende Fall des Herstellverfahrens „Hinterfüllte Wand“ verwendet werden. Da Schlitzwände grundsätzlich eine höhere Biegesteifigkeit besitzen, wird für die Umlagerung von dem Herstellverfahren „Hinterfüllte Wand“ ausgegangen.
- Der Wasserdruck wird nach [EAU-05] Lastfall 1 als Wasserüberdruck in Richtung Wasserseite entsprechend Tabelle 4.10 und Kapitel 4.1.3. angesetzt. Es wird davon ausgegangen, dass die Bedingungen zur Anwendung der vereinfachten Ansätze zur Berücksichtigung des Wasserüberdrucks nach Tabelle 4.10 vorliegen. Nach [EAU-05] ist der Ansatz des Wasserüberdrucks nach Tabelle 4.10 zulässig, wenn eine vorhandene Durchlaufentwässerung oder ein durchlässiger Boden mit ungehinderter Fußumströmung vorliegt. Außerdem muss es sich um ein langgestrecktes Uferbauwerk und somit um einen ebenen Strömungsfall, bei dem kein nennenswerter Welleneinfluss vorliegt, handeln.

Baugrund

- Unter Ansatz eines homogenen Baugrunds variieren die Bodenkennwerte entsprechend der Tabelle 6.1. Die gewählten Parameter entsprechen den in [1055/2-07] gegebenen Kennwerten für locker bis mitteldicht gelagerte Sande bzw. leicht bis mittelplastische Schluffe. Die Wandreibungswinkel werden zu $\delta_0 = 0$, $\delta_a = 0,5 \varphi$ bzw. $\delta_p = -0,5 \varphi$ angenommen [EAU-05].

Statisches System

- Als statisches System wird ein Trägermodell mit unverschieblichen Auflagern gewählt, Kapitel 6.1. Die Berechnung der Schnittgrößen wird nach [ThyssenKrupp-07] durchgeführt.
- Der gewählte zu überwindende Geländesprung wird zu 17 m angenommen.
- Um den Nachweis der tiefen Gleitfuge führen zu können, wird eine Schrägstellung der Verankerung benötigt.
- Die Berechnung der Einbindetiefe erfolgt mit dem in [ThyssenKrupp-07] vorgestellten analytischen Verfahren. Nach [EAU-05] ist eine volle Einspannung des Wandfußes im Boden bei einer oberen Verankerung oder Abstützung wegen der

hohen Biegesteifigkeit der Wand im Allgemeinen nicht erreichbar. Es ist deshalb zweckmäßig, bei der Wandberechnung mit dem Ansatz von [Blum-31] eine teilweise Einspannung zu berücksichtigen oder mit elastischer Fußeinspannung nach dem Bettungs- oder Steifemodulverfahren zu rechnen [EAU-05]. Hier wird die statische Berechnung der Einspannung im Boden durch das Verfahren nach [Blum-31] berücksichtigt. [Blum-31] idealisiert im Bereich der Einbindetiefe die Spannungsflächen durch eine dreiecksförmige Erdwiderstandsfigur und eine Ersatzkraft im theoretischen Fußpunkt. Ein Zuschlag zur rechnerisch ermittelten Einbindetiefe wird zur Berücksichtigung der flächenhaften Verteilung der angreifenden Ersatzkraft C unterhalb des theoretischen Fußpunkts benötigt. Die Wahl einer vollen Einspannung wurde nicht untersucht, da in [EAU-05] für Schlitzwände darauf verwiesen wird, dass eine volle Einspannung der Wand aufgrund der hohen Biegesteifigkeit in der Regel nicht erreicht werden kann, aber eine Teileinspannung nach [Blum-31] berücksichtigt werden darf. Die Variation der angesetzten Einspanngrade ermöglicht eine Aussage, ob die Ergebnisse der probabilistischen Analyse durch die Einbindetiefen beeinflusst werden.

Die Wandverdrehung am theoretischen Fußauflager ergibt sich nach [ThyssenKrupp-07] in Abhängigkeit von der Lage der angreifenden Last entsprechend der Gleichungen 6-14 und 6-15. Für die Berechnung der Wandverdrehung werden Bemessungswerte der Einwirkungen verwendet. In der probabilistischen Analyse wird von festgelegten, konstanten Einbindetiefen ausgegangen. Die Untersuchungen werden für drei unterschiedliche Einbindetiefen durchgeführt. Die Einbindetiefen werden bei der Bemessung so bestimmt, dass eine 25%ige, 50%ige oder 75%ige Einspannung der Wand vorliegt. Aufgrund der großen Biegesteifigkeit der Wand erscheint der Ansatz der kleineren Einspanngrade wahrscheinlicher.

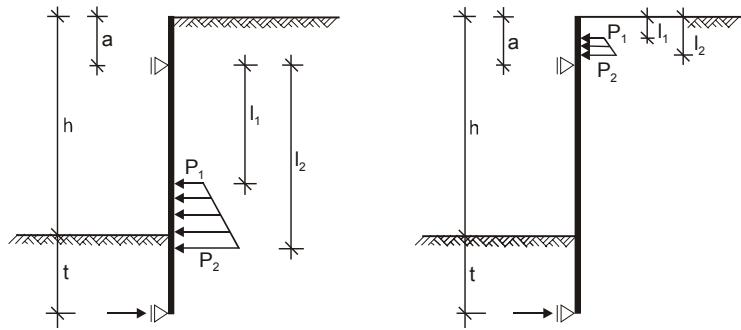


Bild 6.8: Laststellung unterhalb (links) und oberhalb (rechts) der Verankerung [ThyssenKrupp-07].

Trapezlast im Feld zwischen Ankerangriffspunkt und Fußauflager, vgl. Bild 6.8 (links):

$$\begin{aligned}
 EI \cdot \delta_{10} = & \frac{l_1 - l_2}{360 \cdot (a - t - h)} \cdot \left[20 \cdot P_1 \cdot \left[l_1 \cdot (t^2 + h^2 + a^2) + l_2 \cdot (h \cdot t - a \cdot t - a \cdot h) \right] \right. \\
 & + 10 \cdot P_1 \cdot \left[4 \cdot l_1 \cdot (t \cdot h - t \cdot a - h \cdot a) + l_2 \cdot (h^2 + a^2 + t^2) \right] \\
 & - 3 \cdot P_1 \cdot \left(4 \cdot l_1^3 + 3 \cdot l_1^2 \cdot l_2 + 2 \cdot l_2^2 \cdot l_1 + l_2^3 \right) \\
 & + 20 \cdot P_2 \cdot \left[l_1 \cdot (t \cdot h - t \cdot a - h \cdot a) + l_2 \cdot (t^2 + h^2 + a^2) \right] \\
 & + 10 \cdot P_2 \cdot \left[l_1 \cdot (h^2 + t^2 + a^2) + 4l_2 \cdot (t \cdot h - t \cdot a - h \cdot a) \right] \\
 & \left. - 3 \cdot P_2 \cdot \left(4 \cdot l_2^3 + 3 \cdot l_2^2 \cdot l_1 + 2 \cdot l_1^2 \cdot l_2 + l_1^3 \right) \right] \quad (6-14)
 \end{aligned}$$

Trapezlast oberhalb des Ankerangriffspunktes, vgl. Bild 6.8 (rechts):

$$EI \cdot \delta_{10} = \frac{(l_1 - l_2) \cdot (a - h - t)}{36} \cdot \left[P_1 \cdot (3 \cdot a - 2 \cdot l_1 - l_2) + P_2 \cdot (3 \cdot a - l_1 - 2 \cdot l_2) \right] \quad (6-15)$$

EI = konstant, vereinfachte Annahme im Zustand I

Für eine volle Einspannung führt die Bedingung, dass die Neigung der Tangente ω^F an die Spundwand im theoretischen Fußpunkt zu Null wird, auf die erforderliche Einbindelänge der Wand [ThyssenKrupp-07]:

$$\omega^F(t) = \sum EI \cdot \delta_{10j} = 0 \quad (6-16)$$

Der Einspanngrad τ kann mit Hilfe der maximalen Fußpunktverdrehung bei der Einbindetiefe der frei im Boden aufgelagerten Wand ε_{\max} im Verhältnis zu der bei der vorhandene Einbindetiefe auftretenden Verdrehung des Fußpunkts ε berechnet werden.

Die erforderliche Einbindetiefe für die verwendeten, teileingespannten Wände kann in Abhängigkeit vom gewählten Einspanngrad τ mit Hilfe der auftretenden Verdrehung des Fußpunkts ε berechnet werden zu:

$$\tau = 1 - \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{\max}} = \sum EI \cdot \delta_{10j} \quad (6-17)$$

Zusätzlich ist für teileingespannte Wände ein erforderlicher Zuschlag der Einbindetiefe zur Aufnahme der Ersatzkraft C zu berücksichtigen.

Bemessung

- Die statische Bemessung des Schlitzwandtragwerks wird nach [1045/1-08] durchgeführt, die geotechnischen Nachweise werden entsprechend [1054/1-05] und [EAU-05] erbracht. Wie in [4126-04] empfohlen, wird für die Biegebemessung der Schlitzwand keine Druckbewehrung angesetzt. Der Einfluss einer Berücksichtigung der Druckbewehrung in der probabilistischen Analyse wird zusätzlich untersucht.

Untersuchte Grenzzustände für die Schlitzwand

- Die wesentlichen für die Schlitzwand maßgebenden Grenzzustände der Tragfähigkeit und geotechnischen Grenzzustände sind in Bild 6.9 dargestellt. Die probabilistischen Analysen werden für die Grenzzustände der Biege- und Querkrafttragfähigkeit durchgeführt.



Bild 6.9: Grenzzustände der Tragfähigkeit und geotechnische Grenzzustände für die Schlitzwand.

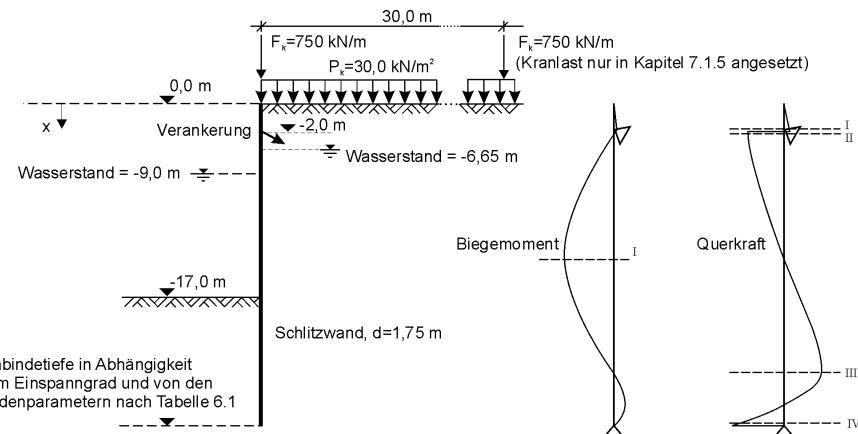


Bild 6.10: System Schlitzwand. (Weitere Eingangsparameter in der Anlage.)

Tabelle 6.1: Bodenkennwerte für das gewählte System.

		Boden 1	Boden 2	Boden 3
Reibungswinkel	φ	32,5	30	27,5
Kohäsion	c	0	5	10

Lage des theoretischen Fußpunkts

- Für einen Einspanngrad größer als Null liegt eine Teil- oder Volleinspannung der Wand vor. Die rechnerisch ermittelte Einbindetiefe der Schlitzwand ist um den Rammtiefenzuschlag zu erhöhen, der die Berücksichtigung des flächenhaften Angriffs der Ersatzauflagerkraft C am Wandfuß ermöglicht. Vereinfachend kann der Rammtiefenzuschlag für eingespannte Wände berechnet werden [EAU-05]:

$$\Delta t = \frac{t_{1-0}}{5} \quad (6-18)$$

t_{1-0} : rechnerische Einbindetiefe

- Eine genauere Bestimmung des Rammtiefenzuschlags ist mit der Weiterentwicklung des Ansatzes nach [Lackner-50] möglich:

$$\Delta t \geq \frac{C_{hd} \cdot \gamma_{Ep}}{2 \cdot e_{phC,k}} > \Delta t_{MIN} \quad (6-19)$$

$$\Delta t_{\text{MIN}} = \frac{\tau_{1-0} \cdot t_{1-0}}{10} \quad (6-20)$$

- $C_{h,d}$: Bemessungswert der Ersatzkraft nach [Blum-31]
 γ_{Ep} : Teilsicherheitsbeiwert des Erdwiderstands
 $e_{phC,k}$: Charakteristischer Wert des passiven Erddrucks in der Tiefe des Angriffspunkts der Ersatzkraft C
 τ_{1-0} : Einspanngrad der Spundwand am Fußlager
 t_{1-0} : rechnerisch ermittelte Einbindetiefe

- Bevor die probabilistische Analyse durchgeführt werden kann, werden die untersuchten Schlitzwände bemessen und die erforderliche Einbindetiefe bestimmt. Innerhalb der probabilistischen Analyse wird der theoretische Fußpunkt unabhängig von der Realisation der Basisvariablen in der Regel nicht verändert, siehe Kapitel 6.4. Der bei der Bemessung durch die rechnerisch erforderliche Einbindetiefe bestimmte theoretische Fußpunkt wird als Fußpunkt des statischen Systems zugrunde gelegt. Eine Variation des Rammtiefenzuschlags in Abhängigkeit vom Einspanngrad wird nicht berücksichtigt, sondern es wird konstant von dem durch Gleichung 6-18 gegebenen Zuschlag ausgegangen, um welchen die theoretische Einbindelänge verlängert wird.

6.4 Stochastisches Modell

Die in der Literatur vorhandenen Grenzzustandsgleichungen zur probabilistischen Analyse der Biege- und Querkrafttragfähigkeit werden in Kapitel 5 vorgestellt. Zusätzlich wird die Grenzzustandsgleichung der Biegetragfähigkeit erweitert, so dass eine gleichzeitig einwirkende Normalkraft beachtet werden kann. Kapitel 4 zeigt die Einwirkungen und ihre stochastische Modellierung. Die in den Kapiteln 4 und 5 gewählten Annahmen werden im Folgenden für das stochastische Gesamtmodell der Stahlbeton-Schlitzwand verwendet.

6.4.1 Stochastisches Modell für die Biegetragfähigkeit

Für die probabilistische Analyse der Biegetragfähigkeit unter gleichzeitiger Einwirkung einer Normalkraft können die Einwirkungs- und Widerstandsseite nicht vollständig entkoppelt werden. Anhand eines vereinfachten Beispiels wird die Formulierung des Grenzzustands für die maximale Momentenbeanspruchung im Feldbereich gezeigt und der Ansatz für die verwendeten Modellfaktoren erläutert, 6.4.1.1.

6.4.1.1 Maximales Moment im Feldbereich

Um das Vorgehen zur Berechnung der Einwirkungsseite zu verdeutlichen, werden exemplarisch in den Gleichungen 6-21 bis 6-32 die Schnittgrößen im Feldbereich für ein vereinfachtes Beispiel der Schlitzwand nach Bild 6.11 berechnet. Die resultierenden Grenzzustandsgleichungen für Biegung mit Normalkraft zeigen die Gleichungen 6-34 bis 6-39 in Abhängigkeit von den gewählten Ansätzen 1 bis 3 für den Querschnittswiderstand nach Absatz 5.1.2.1.

Für alle untersuchten Systeme wird, wie in Kapitel 6.1 bis 6.3 erläutert, von einer konstanten Einbindetiefe der Schlitzwand ausgegangen. Aufgrund der unterschiedlichen Realisationen der Basisvariablen in einer Monte-Carlo-Analyse liegen bei gleicher Einbindetiefe verschiedene Einspanngrade vor. Somit sind Realisationen der Basisvariablen möglich, bei denen die Schlitzwand eine so geringe Einbindetiefe hat, dass bei einem Ausnutzungsgrad $\mu = 1$ noch keine gelenkige Lagerung erreicht wird. Für die in den Gleichungen 6-35, 6-37 und 6-39 gegebenen Grenzzustandsfunktionen wird eine solche Realisation als Versagensfall $G < 0$ angesehen.

Ein weiterer Ausnahmefall ist gegeben, wenn eine Realisation der Basisvariablen vorliegt, bei der die vorhandene Einbindetiefe größer ist als die für eine volle Einspannung notwendige Einbindetiefe. Um diesen Ausnahmefall im Rahmen der probabilistischen Analyse zu bestimmen, ist für das in Bild 6.10 gegebene System eine Berechnung der Verdrehung im Fußpunkt notwendig. Liegt eine Einbindetiefe größer

als für eine volle Einspannung erforderlich vor, wird eine unsinnige Verdrehung des Fußpunkts vom Erdwiderstand weg in Richtung des Erddrucks berechnet. Der theoretische Fußpunkt ist in diesem Fall so zu verschieben, dass eine volle Einspannung vorliegt. Es ist eine Systemlänge geringer als die vorhandene Systemlänge für die Berechnung zu verwenden. Diese Ausnahmefälle werden zusätzlich in die Grenzzustandsgleichungen implementiert. Die Ergebnisse der probabilistischen Analysen, für die bei Beachtung dieser Fälle Monte-Carlo-Methoden eingesetzt werden, zeigt Kapitel 7.

Für das Beispiel der Schlitzwand nach Bild 6.11 werden die Grenzzustandsgleichungen unter Annahme der folgenden Vereinfachungen dargestellt:

- Für den Erddruck wird von einer ausreichenden Verformung des Bauwerks zur Mobilisierung des aktiven Erddrucks ausgegangen, auf dessen Umlagerung im vereinfachten Beispiel zur Darstellung des allgemeinen Vorgehens nicht eingegangen wird.
- Die Schnittgrößen werden für eine horizontale Verankerung berechnet.
- Als Belastung tritt nur Erddruck aus dem Eigengewicht des Bodens auf. Sowohl das Eigengewicht der Konstruktion als auch die Verkehrslasten werden vernachlässigt.
- Es steht kein Wasser im Bereich der Wand an, der Grundwasserspiegel liegt unterhalb der Konstruktion.
- Für den Querschnittswiderstand wird in Übereinstimmung mit [4126-04] für die Bemessung keine Druckbewehrung berücksichtigt.
- Eine Iteration zur Bestimmung der Druckzonenhöhe ist nicht dargestellt.
- Eine Anpassung der rechnerisch angesetzten Einbindetiefe für Realisationen der Basisvariablen, bei denen die vorhandene Einbindetiefe die erforderliche Tiefe für eine volle Einspannung überschreitet, wird in den Gleichungen 6-21 bis 6-39 ebenfalls nicht berücksichtigt.

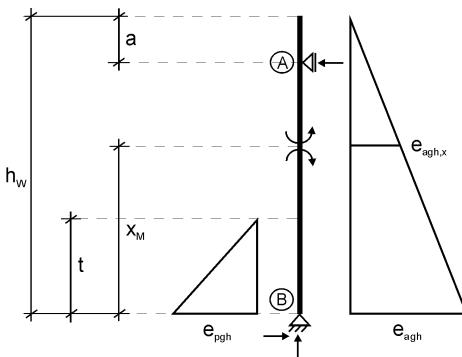


Bild 6.11: Vereinfachtes System der Schlitzwand.

aktiver Erddruck e_{agh} :
$$k_{agh} = \left[\frac{\cos \varphi}{1 + \sqrt{\sin(\varphi + \delta_a) \cdot \sin(\varphi) / \cos(\delta_a)}} \right]^2 \quad (6-21)$$

mit $\delta_a = 0,5 \cdot \varphi$

$$e_{agh} = \gamma \cdot h_w \cdot k_{agh} \quad (6-22)$$

passiver Erddruck e_{pgh} :
$$k_{pgh} = \left(\frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \cdot (1 - 0,53 \cdot \delta_p)^{0,26+5,96 \cdot \varphi} \right) \cdot \cos \delta_p \quad (6-23)$$

mit $\delta_p = -0,5 \cdot \varphi$

$$e_{pgh} = \gamma \cdot t \cdot k_{pgh} \quad (6-24)$$

Auflagerkraft B:

$$E_{agh} = e_{agh} \cdot \frac{1}{2} \cdot h_w \quad s_{eagh} = \frac{2}{3} \cdot h_w - a \quad B_{eagh} = (E_{agh} \cdot s_{eagh}) / (h_w - a) \quad (6-25)$$

$$E_{pgh} = e_{pgh} \cdot \frac{1}{2} \cdot t \quad s_{epgh} = h_w - \frac{1}{3} \cdot t - a \quad B_{epgh} = -(E_{pgh} \cdot s_{epgh}) / (h_w - a) \quad (6-26)$$

Erddruck im Schnitt x_M (Schnittrichtung oberhalb der Sohle):

$$e_{agh,x} = \gamma \cdot (h_w - x_M) \cdot k_{agh} \quad (6-27)$$

Moment im Schnitt x_M :

$$M_{eagh,x} = e_{agh,x} \cdot x_M^2 \cdot \frac{1}{2} + (e_{agh} - e_{agh,x}) \cdot \frac{1}{2} \cdot x_M^2 \cdot \frac{2}{3} - B_{eagh} \cdot x_M \quad (6-28)$$

$$M_{epgh,x} = -e_{pgh} \cdot \frac{1}{2} \cdot t \cdot \left(x_M - \frac{1}{3} \cdot t \right) - B_{epgh} \cdot x_M \quad (6-29)$$

$$M_{egh,x} = M_{eagh,x} + M_{epgh,x} \quad (6-30)$$

$$N_{egh,x} = (e_{agh,x} + e_{agh}) \cdot \tan \delta_a \cdot \frac{1}{2} \cdot x_M - e_{agh} \cdot \tan \delta_a \cdot \frac{1}{2} \cdot h_w \quad (6-31)$$

$$M_{egh,x,s} = M_{egh,x} - N_{egh,x} \cdot \left(\frac{h}{2} - d_1 \right) \quad (6-32)$$

h: Dicke der Schlitzwand

d_1 : Abstand Bewehrungsschwerpunkt/Querschnittsrand

Iteration über die Druckzonenhöhe x oder die Betondehnung ε_{c2} solange bis folgendes horizontales Gleichgewicht eingehalten wird:

$$\Sigma H = 0: -F_c + F_{s1} - N_{egh,x} = -\alpha_R \cdot b \cdot x \cdot f_c + A_{s1} \cdot \sigma_{s1} - N_{egh,x} = 0 \quad (6-33)$$

mit: $\sigma_s = E \cdot \varepsilon_s \leq f_y$

Aus der Iteration wird die Dehnungsverteilung im Querschnitt bestimmt. Mit den Dehnungen können die Kennwerte der Betondruckzone Völligkeitsbeiwert α_R , Höhenbeiwert k_a und die Spannung in der Bewehrung σ_s (unter Verwendung des Elastizitätsmoduls E_s) berechnet werden. Nur in Ausnahmefällen kann auf die Iteration verzichtet werden, so dass eine Formulierung der stochastischen Ansätze direkt für die Variablen k_a , α_R und f_y bzw. σ_s möglich ist, vgl. Kapitel 5.1.2 und 7.

Ansatz 1:

Berechnung des Querschnittswiderstands unter Beachtung der Normalkraft nach Ansatz 1, Gleichung 5-32:

$$M_{R,s}(x_M, A_{s1}, f_{y1}, E_s, k_a, \alpha_R, f_c, b, \gamma, \varphi, h, d, h_W) = (A_{s1} \cdot \sigma_{s1} - N_{egh,x}(\gamma, \varphi, h_W, x_M)) \cdot (h - d_1) \cdot \left[1 - k_a \cdot \frac{A_{s1} \cdot \sigma_{s1} - N_{egh,x}(\gamma, \varphi, h_W, x_M)}{\alpha_R \cdot f_c \cdot b \cdot (h - d_1)} \right] \quad (6-34)$$

mit: $\sigma_s = E_s \cdot \varepsilon_s \leq f_y$

Grenzzustandsgleichung für Biegung mit Normalkraft nach Ansatz 1:

$$G(x_M, A_{s1}, f_{y1}, E_s, k_a, \alpha_R, f_c, b, \gamma, \varphi, h, d, t, a, h_W, m_{r,Ansatz1}, m_{e,Ansatz1}) = m_{r,Ansatz1} \cdot M_{R,s}(x_M, A_{s1}, f_{y1}, E_s, k_a, \alpha_R, f_c, b, \gamma, \varphi, h, d, h_W) - m_{e,Ansatz1} \cdot M_{egh,x,s}(x_M, \gamma, \varphi, h, d, t, a, h_W) \quad (6-35)$$

Ansatz 2:

Berechnung des Querschnittswiderstands unter Beachtung der Normalkraft nach Ansatz 2, Gleichung 5-37:

$$M_R(x_M, A_{s1}, f_{y1}, E_s, k_a, \alpha_R, f_c, b, \gamma, \varphi, h, d, h_W) = (A_{s1} \cdot \sigma_{s1} - N_{egh,x}(\gamma, \varphi, h_W, x_M)) \cdot \frac{h}{2} \cdot \left(1 - k_a \cdot \frac{2}{h} \cdot \left(\frac{A_{s1} \cdot \sigma_{s1} - N_{egh,x}(\gamma, \varphi, h_W, x_M)}{\alpha_R \cdot b \cdot f_c} \right) \right) + A_{s1} \cdot \sigma_{s1} \cdot \left(\frac{h}{2} - d_1 \right) \quad (6-36)$$

mit: $\sigma_s = E_s \cdot \varepsilon_s \leq f_y$

Grenzzustandsgleichung für Biegung mit Normalkraft nach Ansatz 2:

$$G(x_M, A_{s1}, f_{y1}, E_s, k_a, \alpha_R, f_c, b, \gamma, \varphi, h, d, t, a, h_W, m_{r,Ansatz2}, m_{e,Ansatz2}) = m_{r,Ansatz2} \cdot M_R(x_M, A_{s1}, f_{y1}, E_s, k_a, \alpha_R, f_c, b, \gamma, \varphi, h, d, h_W) - m_{e,Ansatz2} \cdot M_{egh,x}(x_M, \gamma, \varphi, t, a, h_W) \quad (6-37)$$

Ansatz 3:

Berechnung des Querschnittswiderstands unter Beachtung der Normalkraft nach Ansatz 3, Gleichung 5-45:

$$A_{\text{erf},s1}(x_M, f_{y1}, E_s, k_a, \alpha_R, f_c, b, \gamma, \phi, h, d_1, t, a, h_w) = \frac{\alpha_R \cdot b \cdot f_c}{2 \cdot k_a \cdot \sigma_{s1}} \cdot (h - d_1) - \frac{(-N_{\text{egh},x}(\gamma, \phi, h_w, x_M))}{\sigma_{s1}} - \left(\left(\frac{\alpha_R \cdot b \cdot f_c}{2 \cdot k_a \cdot \sigma_{s1}} \cdot (h - d_1) + \frac{-N_{\text{egh},x}(\gamma, \phi, h_w, x_M)}{\sigma_{s1}} \right)^2 - \frac{\alpha_R \cdot b \cdot f_c}{k_a \cdot \sigma_{s1}^2} \cdot (M_{\text{egh},x,s}(x_M, \gamma, \phi, h, d_1, t, a, h_w) + N_{\text{egh},x}(\gamma, \phi, h_w, x_M) \cdot (h - d_1) - \frac{(-N_{\text{egh},x}(\gamma, \phi, h_w, x_M))^2}{\sigma_{s1}^2}) \right)^{0.5} \quad (6-38)$$

mit: $\sigma_s = E_s \cdot \varepsilon_s \leq f_y$

Grenzzustandsgleichung für Biegung mit Normalkraft nach Ansatz 3:

$$G(x_M, A_{s1}, f_{y1}, E_s, k_a, \alpha_R, f_c, b, \gamma, \phi, h, d_1, t, a, h_w, m_{\text{Ansatz3}}) = A_{s1} - m_{\text{Ansatz3}} \cdot A_{\text{erf},s1}(x_M, f_{y1}, E_s, k_a, \alpha_R, f_c, b, \gamma, \phi, h, d_1, t, a, h_w) \quad (6-39)$$

Bei den mit den Gleichungen 6-35, 6-37 und 6-39 gegebenen Grenzzustandsgleichungen werden zusätzlich zu den vorhandenen Basisvariablen Modellfaktoren eingeführt, die die Ungenauigkeit der verwendeten Modelle beschreiben. Hierbei wird unterschieden nach Modellfaktoren der Beanspruchungsgrößen m_e und Ungenauigkeiten bei der Modellierung der Widerstände m_r . Die Modellfaktoren $m_{r, \text{Ansatz1}}$ in Gleichung 6-35 (Ansatz 1) und $m_{r, \text{Ansatz2}}$ in Gleichung 6-37 (Ansatz 2) beziehen sich auf den Querschnittswiderstand. Für die Einwirkungsseite wird ein Modellfaktor m_e angenommen, der als multiplikatives Element der Schnittgrößen aus den ständigen und veränderlichen Einwirkungen eingeht, Gleichungen 6-35 und 6-37. Da der einwirkende Erddruck und der dabei durch die Wandbewegung hervorgerufene Erdwiderstand voneinander abhängen, wird für Ansatz 1 und 2 auf die resultierenden Schnittgrößen aus Erddruck und Erdwiderstand ein gemeinsamer Modellfaktor m_e angesetzt, vgl. Gleichung 6-35 und 6-37.

Beim Ansatz 3 wird die vorhandene Bewehrung mit der erforderlichen Bewehrung verglichen. Ansätze zur stochastischen Beschreibung der vorhandenen Bewehrung sind in Kapitel 5.1.1 vorgestellt. In die Berechnung der erforderlichen Bewehrung gehen sowohl die Schnittgrößen der Einwirkungsseite als auch die Materialmodelle zur Beschreibung des Widerstands ein. Es wird ein Modellfaktor m_{Ansatz3} in Gleichung 6-39 (Ansatz 3) eingeführt, der sich insgesamt auf die Variable der erforderlichen Bewehrung bezieht.

Modellunsicherheiten bei der Schnittgrößenberechnung

Die Modellunsicherheiten bei der Berechnung der Schnittgrößen resultieren aus Vereinfachungen zur Beschreibung der Einwirkungen und für die Berechnung der Beanspruchungen, z. B. Wahl des statischen Systems. Die Festlegung statistisch gesicherter Kennwerte der Modellunsicherheiten ist nicht möglich, da eine ausreichende Datenbasis vorliegen muss. Die Problematik, dass die Abweichungen der real auftretenden zu den berechneten Schnittgrößen bei komplexen Bauwerken nur abgeschätzt werden können, trifft jedoch auch auf andere probabilistische Analysen z. B. von Brücken [Braml et al.-09a] oder Mauerwerkswänden [Glowienka-07] zu. Zum Vergleich können auch genauere FE-Berechnungen herangezogen werden. Jedoch ist auch die Güte dieser Ergebnisse von der realistischen Modellierung und insbesondere den Annahmen für die Werkstoffmodelle abhängig.

Eine Abschätzung der stochastischen Parameter der Modelfaktoren ist somit vorerst nur in Anlehnung an andere probabilistische Analysen möglich. Für die Beschreibung der Unsicherheiten der Schnittgrößen wird unabhängig vom Bauwerkstyp meist von einem normal- oder logarithmisch normalverteilten Modelfaktor ausgegangen, dessen Variationskoeffizient zwischen 5% und 20% schwankt. So gehen sowohl [Hansen-04] als auch [Braml et al.-09b] von einem Variationskoeffizienten der Modellunsicherheit der Beanspruchungen von 10% für Tragelemente des Hochbaus aus. Für die probabilistische Analyse von Brückenbauwerken setzt [Braml et al.-09a] ebenfalls auf der Einwirkungsseite einen Modelfaktor von 10% an. [Glowienka-07] nimmt für die wahrscheinlichkeitstheoretische Untersuchung von Mauerwerkswänden, die auch durch einen Erddruck beansprucht werden, der durch Ansätze nach [4085-07] in die probabilistische Analyse eingeht, auf der Einwirkungsseite für den Modelfaktor der Schnittgrößen einen Variationskoeffizienten von 5% an.

Für die probabilistische Analyse der Stahlbeton-Schlitzwände werden Modelfaktoren $m_{e,Ansatz1}$ bzw. $m_{e,Ansatz2}$ der Einwirkungen mit einer Normalverteilung, einem Mittelwert $\mu = 1$ und einem Variationskoeffizienten von 10% angesetzt. Eine Änderung des Variationskoeffizienten in einem Bereich von 2 - 20% wird zusätzlich untersucht.

Modellunsicherheiten bei der Berechnung des Querschnittwiderstands

In [Hansen-04] wurden 65 Versuche zur Bestimmung des Modelfaktors für den Querschnittswiderstand der Biegetragfähigkeit ausgewertet. Getestet wurden Balken mit unbewehrter Biegedruckzone unter konstanter Momentenbeanspruchung im mittleren Balkenbereich. Die Auswertung wurde nach [1990-02] durchgeführt. Der Variationskoeffizient wird bei Beachtung aller Versuche zu 19,8% bestimmt, kann aber durch Einschränkung der Versuchsanzahl nach sinnvollen Kriterien erheblich reduziert werden, Tabelle 6.2.

Tabelle 6.2: Variationskoeffizienten des Modellfaktors für das Widerstandsmodell der Biegeträgfähigkeit [Hansen-04].

Kriterium	V [%]	Anzahl der Versuche
keine Einschränkung	19,8	64
$28 \text{ N/mm}^2 < f_{cm} < 38 \text{ N/mm}^2$	4,9	25
$d > 300 \text{ mm}$	8,7	41
$b > 200 \text{ mm}$	9,5	30
$\sigma_s < 450 \text{ N/mm}^2$	8,2	47

In Übereinstimmung mit den Untersuchungen von [Bach-92] verwendet [Hansen-04] für die probabilistische Analyse von Ein- und Zweifeldbalken einen Mittelwert von 1,025 und einen Variationskoeffizienten von 7%. Für Brückenbauwerke setzen [Braml et al.-09] einen Wert $M_R = 1,025$ und einen Variationskoeffizienten von 7,2% an.

Die Versagenswahrscheinlichkeit sinkt mit einem steigenden Mittelwert des Modellfaktors. [Bach-92], [Hansen-04] und [Braml et al.-09] nehmen in ihren Analysen einen Mittelwert > 1 an. In [JCSS-02a] ist für das Widerstandsmodell der Biegeträgfähigkeit von Beton- bzw. Stahlbetonbauteilen ein Mittelwert von $\mu = 1,2$ angegeben. Für den Variationskoeffizienten der Modellunsicherheit wird in [JCSS-02a] allgemein für die Biegeträgfähigkeit unabhängig vom Bauwerkstyp bei Bauteilen aus Beton ein Wert von 15% vorgeschlagen.

Eine Auswertung von Versuchsdaten zur Bestimmung des Modellfaktors des Querschnittswiderstands der Biegeträgfähigkeit in Bezug auf Schlitzwände bzw. für Bauteile ähnlicher Abmessungen konnte nicht gefunden werden, da keine ausreichende Datenbasis zur Verfügung steht. Die dargestellten Literaturbeispiele zeigen, dass die Modellunsicherheiten der Widerstandsseite für verschiedene Bauwerkstypen mit unterschiedlichen Querschnittsabmessungen in der Regel ähnlich angenommen werden.

Die in der Literatur vorhandenen Auswertungen zur Bestimmung des Modellfaktors beziehen sich auf Versuche unter reiner Biegebeanspruchung. Versuche unter mehrkomponentiger Einwirkung (M-N-Interaktion) liegen hauptsächlich für exzentrisch gedrückte Stützen vor. Nach [Hansen-04] ist eine statistische Auswertung dieser Daten jedoch nach [1990-02] nicht möglich, da nur geschlossene Nachweisgleichungen für Widerstandsmodelle ausgewertet werden können.

Für die probabilistische Untersuchung der Stahlbeton-Schlitzwände, die vorwiegend auf Biegung beansprucht werden, wird angenommen, dass die Modellfaktoren aus der Literatur für die Beanspruchung durch reine Biegung in erster Näherung übernommen werden können. Der Modellfaktor des Querschnittswiderstands für die probabilistische Analyse der Stahlbeton-Schlitzwände $m_{r,Ansatz1}$ bzw. $m_{r,Ansatz2}$ wird zu

$\mu = 1,0$ mit einem Variationskoeffizienten $V = 8\%$ gewählt. Eine Variation des Koeffizienten wird in einem Bereich von 2 - 15% untersucht.

Der Ansatz 3 kann nur im Vergleich zu den Ansätzen 1 und 2 beurteilt werden. Eine Abschätzung seiner Modellunsicherheit ist nicht möglich, weil keine vergleichbaren Vorgehen vorliegen. Da bei der Berechnung der erforderlichen Bewehrung sowohl Basisvariablen der Einwirkungs- und Widerstandsseite eingehen, wird von einem normalverteilten Modellfaktor m_{Ansatz3} mit einem relativ großen Variationskoeffizienten von 20% ausgegangen.

Für das vereinfachte System nach Bild 6.11 sind mit den Gleichungen 6-35, 6-37 und 6-39 Grenzzustandsgleichungen für die Biegetragfähigkeit unter gleichzeitiger Wirkung von Normalkräften gegeben. Die Grenzzustandsgleichungen für das im Rahmen der probabilistischen Analyse in den Kapiteln 7 und 8 untersuchte und in Bild 6.10 gezeigte System werden analog hergeleitet. Aufgrund veränderter Lastannahmen, Berücksichtigung einer Umlagerung etc. gehen verschiedene weitere Parameter in die probabilistische Analyse ein.

Dieses vereinfachte Beispiel erläutert die Vorgehensweise zur Beschreibung des Grenzzustands und zeigt deutlich, dass für die Beschreibung des Grenzzustands der Biegetragfähigkeit für das System nach Bild 6.10 eine komplexe Formulierung mit vielen eingehenden Basisvariablen benötigt wird.

6.4.1.2 Minimales Moment im Bereich der Einbindetiefe

Für ein voll- bzw. teileingespanntes System kehrt sich das Vorzeichen des Biegemoments im Bereich der Einbindetiefe um. Bei einer Streuung des Reibungswinkels kann sich der Betrag des minimalen Moments im Bereich der Einbindetiefe vergrößern. Bei Verwendung der im Kapitel 6 gegebenen Ansätze werden in einer probabilistischen Analyse des minimalen Moments Bemessungswerte der Eingangsvariablen berechnet, die eine Verringerung des aktiven Erddrucks und eine Vergrößerung des Erdwiderstands bedeuten. Dabei wird ein Designwert des Reibungswinkels berechnet, der größer als sein Mittelwert ist, vgl. Bild 6.5. Um dieses Ergebnis der probabilistischen Analyse in einen Ansatz für das semiprobabilistische Sicherheitskonzept zu überführen, sind die Teilsicherheitsbeiwerte für den Erdwiderstand und für den einwirkenden Erddruck anzupassen. Für den einwirkenden Erddruck sind Teilsicherheitsbeiwerte für die günstige Wirkung der Einwirkungen einzuführen.

Dieses Vorgehen ist mit den in der derzeit gültigen Norm [1054/1-05] gegebenen Teilsicherheitsbeiwerten nicht möglich, da eine günstige Wirkung des Erddrucks nur in einem Ausnahmefall für die Bemessung von Pfählen ermöglicht wird. In allen anderen Fällen ist stets eine ungünstige Wirkung des einwirkenden Erddrucks anzunehmen. Teilsicherheitsbeiwerte zur Berücksichtigung der günstigen Wirkung sind nicht vorhanden. Nach dem nationalen Anhang zum Eurocode 7 [1997/1-09/NA], An-

hang A sind die Teilsicherheitsbeiwerte entsprechend [1054/101-09] zu wählen. Wiederum werden nur für die Bemessung von Pfählen Teilsicherheitsbeiwerte angegeben, die eine günstige Wirkung des Erddrucks berücksichtigen.

Ein Nachweis des Grenzzustands der Biegetragfähigkeit des minimalen Moments durch den Vergleich des Zuverlässigkeitssindex β aus einer probabilistischen Analyse mit dem Zielwert des Zuverlässigkeitssindex kann somit bei Anwendung der derzeit gültigen Normen nicht erbracht werden. Eine Einführung von Teilsicherheitsbeiwerten mit günstiger Wirkung der Erddruckbeanspruchungen analog zu [1055/100-01] mit z. B. $\gamma_G = 1,0$, $\gamma_Q = 0,0$ und $\gamma_{Ep} = 1,0$ ist zur Bemessung der Konstruktion für das Moment im Bereich der Einbindetiefe zu prüfen. Auch unter Ansatz der vorgeschlagenen Teilsicherheitsbeiwerte wird in der probabilistischen Analyse der Nachweis des Zielwerts des Zuverlässigkeitssindex $\beta = 3,8$ nicht erreicht, da die Bemessung bei Ansatz von Teilsicherheitsbeiwerten von 1,0 für die meisten eingehenden Basisvariablen von Mittelwerten ausgeht. Nur für einige einzelne Basisvariablen werden Quantilwerte angenommen z. B. für die Stahlspannung f_y . Die in der probabilistischen Analyse berechneten Bemessungswerte liegen aufgrund dieser Annahmen nahe bei ihren Mittelwerten, so dass ein relativ geringer Zuverlässigkeitssindex β berechnet wird. Diese Problematik tritt jedoch auch im Hochbau auf, wenn der seltene Fall eines hohen Anteils günstig wirkender Einwirkungen eintritt. Dennoch wird auch im Bereich des Hochbaus in der Regel nicht von geringeren Teilsicherheitsbeiwerten für ständige Lasten mit günstiger Wirkung als $\gamma = 1,0$ ausgegangen.

Im Vergleich zum maximalen Feldmoment ist der Betrag des minimalen Moments im Bereich der Einspannung im Regelfall geringer und somit nicht bemessungsrelevant. Dieser Hinweis wird in [EAB-06] 6.4.4 auch für gestützte Baugrubenwände aus Orthobeton gegeben. So ist bei gestützten Baugrubenwänden das Einspannmoment nicht für die Bemessung maßgebend.

Bei Schlitzwänden mit großen Bauhöhen hingegen sollte die Bewehrung gestaffelt werden. Es kann nicht von einer beidseitig gleichmäßig und über die Höhe konstant bewehrten Wand ausgegangen werden. Für das Einspannmoment wird eine Anpassung der Teilsicherheitsbeiwerte empfohlen. Für eine Änderung der Teilsicherheitsbeiwerte sind jedoch weitere Untersuchungen notwendig, um eine an das semiprobablistische Sicherheitskonzept angepasste aber auch wirtschaftliche Bemessung zu ermöglichen. Die Abschätzung der real auftretenden Schnittgrößen insbesondere im Bereich der Einbindetiefe kann nur durch Insitu-Messungen geschehen, die in weiteren Forschungsvorhaben durchzuführen sind.

Eine sinnvolle probabilistische Analyse ist aus den genannten Gründen nur für das maximale Feldmoment und nicht für das minimale Moment im Bereich der Einbindetiefe möglich.

6.4.1.3 Minimales Moment im Bereich der Verankerung

Der Grenzzustand der Biegetragfähigkeit für das Stützmoment wird im Rahmen der hier durchgeführten probabilistischen Analyse nicht weiter untersucht, da es vergleichsweise gering ist. Es kann davon ausgegangen werden, dass die Zielzuverlässigkeit erreicht werden.

6.4.2 Grenzzustand der Querkrafttragfähigkeit

Am Tragsystem Schlitzwand ergeben sich für die Querkraftbeanspruchung die in Bild 6.10 dargestellten Nachweisschnitte. Für die Schnittstellen werden in Abhängigkeit vom vorliegenden Einspanngrad und von den verwendeten Bodenparametern die Grenzzustände der Querkrafttragfähigkeit unter Ansatz der Bewehrung $V_{R,sy}$ und $V_{R,max}$ maßgebend.

6.4.2.1 Querkraftbeanspruchung im Bereich der Verankerung und im Feldbereich (Schnitt I-III)

Die Schnittgröße der Querkraft wird in Abhängigkeit von den Basisvariablen in den Schnitten II und III nach Bild 6.10 berechnet. Analog zum Vorgehen bei der Biegetragfähigkeit wird je ein Modellfaktor für die Beschreibung der Modellunsicherheit der Beanspruchung und des Querschnittswiderstands mit bzw. ohne Schubbewehrung eingeführt. Für das vereinfachte Beispiel nach Bild 6.11 stellen die Gleichungen 6-40 bis 6-42 die resultierenden Grenzzustandsgleichungen dar unter der Voraussetzung, dass die Schnittgrößen $V_{e,Schnitt\ i}$ analog zur Berechnung der Momentenschnittgröße nach Gleichung 6-35 in Abhängigkeit von ihren Basisvariablen durch Gleichgewichtsbetrachtungen bestimmt werden.

Auf der Einwirkungsseite geht wie bei der Untersuchung der Biegetragfähigkeit ein Modellfaktor m_e mit Normalverteilung und Mittelwert $\mu_e = 1,0$ sowie einem Variationskoeffizienten von $V_e = 0,1$ ein.

Grenzzustandsgleichung für die Querkrafttragfähigkeit $V_{R,ct}$ (vgl. Gleichung 5-58):

$$G(x_M, A_{s1}, f_c, b_w, \gamma, \varphi, h, d_1, t, a, h_w, m_{R,ct}, m_e) = m_{R,ct} \cdot \left[0,2 \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{200}{(h - d_1)}} \right) \cdot \left(100 \cdot \frac{A_{s1}}{b_w \cdot (h - d_1)} \cdot f_c \right)^{1/3} - 0,12 \cdot \frac{N_{egh,x}(\gamma, \varphi, h_w, x_M)}{b_w \cdot h} \right] \cdot b_w \cdot (h - d_1) - m_e \cdot V_{e,Schnitt\ i}(x_M, \gamma, \varphi, t, a, h_w) \quad (6-40)$$

Verschiedene Literaturstellen (z. B. [Zink-00] und [Brehm et al.-08]) zeigen, dass der Tragwiderstand von Stahlbetonbauteilen ohne Querkraftbewehrung mit den Gleichungen 5-49 und 5-50 nach [1045/1-08] geringfügig überschätzt wird, so dass z. B. in [Brehm et al.-08] entsprechend Modelfaktoren $m_{R,ct}$ für den Querschnittswiderstand $V_{R,ct}$ geringer als 1,0 bestimmt werden. Für die Modellunsicherheit des Querschnittswiderstands ohne Querkraftbewehrung werden in der Literatur Mittelwerte des Modelfaktors zwischen 0,93 [Melchers-99] und 1,4 [JCSS-02a] und Variationskoeffizienten im Bereich von 10% [Faber-08] [Hansen-04] bis 25% [JCSS-02a] genannt.

Eine umfangreiche Sammlung von Versuchen zur Querkrafttragfähigkeit ist in [Specht et al.-95] gegeben. Aus den beschriebenen Versuchen wurde in [Hansen-04] eine Datenbasis erstellt, dabei reduziert [Hansen-04] die vorhandenen Daten auf nicht vorgespannte Balken und Platten. Zusätzlich entwickelte [Hansen-04] Kriterien für eine sinnvolle Einteilung der Datenbasis, diese Einteilung ist auf die untersuchten Systeme abzustimmen. Durch die Einschränkung der Versuchsanzahl konnte der Variationskoeffizient des Modelfaktors reduziert werden.

Zur Bewertung des Modelfaktors sind aufgrund seiner großen in der Literatur vorhandenen Variationsbreite weitere wissenschaftliche Untersuchungen notwendig, insbesondere da sich die Auswertungen meistens auf Bauteile beziehen, die von den bei Ufereinfassungen vorliegenden Randbedingungen abweichen. [Hansen-04] zeigt mit seinen Auswertungen der Querkraftversuche, dass die Kennwerte des Modelfaktors für alle Anteile der Querkrafttragfähigkeit von den zugrunde gelegten Randbedingungen wie z. B. Abmessungen und Art der Beanspruchung abhängen.

In den vorliegenden Analysen wird der Modelfaktor im Rahmen der in der Literatur vorhandenen Bandbreite seiner Kennwerte variiert ($\mu = 0,93 - 1,4$; $V = 10 - 25\%$), um die Sensitivität der Ergebnisse auf eine Änderung seiner Kennwerte abschätzen zu können.

Grenzzustandsgleichung für die Querkrafttragfähigkeit mit Querkraftbewehrung, Nachweis Zugstrebe $V_{R,sy}$:

$$G(x_M, A_{sw}, s_w, \theta, f_y, \gamma, \phi, h, d_1, t, a, h_w, m_{R,sy}, m_e) = m_{R,sy} \cdot \left(\frac{A_{sw}}{s_w} \cdot f_y \cdot 0,9 \cdot (h - d_1) \cdot \cot \theta \right) - m_e \cdot V_{e,Schnitt}(x_M, \gamma, \phi, t, a, h_w) \quad (6-41)$$

Auch für den Querkraftwiderstand der Zugstrebe streuen die in der Literatur vorhandenen Mittelwerte des Modelfaktors deutlich zwischen 1,0 [Melchers-99] und 1,4 [JCSS-02a] mit Variationskoeffizienten zwischen 10% [Hansen-04] und 25% [JCSS-02a]. Nur in wenigen Literaturstellen werden die Modelfaktoren für die verschiedenen Querkraftwiderstände $V_{R,ct}$, $V_{R,sy}$ und $V_{R,max}$ differenziert [Melchers-99], meistens

wird von einheitlichen Modellfaktoren für alle drei Grenzzustände ausgegangen [Hansen-04] [JCSS-02a].

Grenzzustandsgleichung für die Querkrafttragfähigkeit mit Querkraftbewehrung, Nachweis Druckstrebe $V_{R,max}$:

$$G(x_m, 0, f_c, b_w, \gamma, \varphi, h, d_1, t, a, h_w, m_{R,max}, m_e) = m_{R,max} \cdot \left(\frac{b_w \cdot 0,9 \cdot (h - d_1) \cdot 0,8 \cdot f_c}{\cot \varphi + \tan \theta} \right) - m_e \cdot V_{e,Schnitt}(x_m, \gamma, \varphi, t, a, h_w) \quad (6-42)$$

Die Modellfaktoren aus unterschiedlichen Literaturstellen variieren für den Querkraftwiderstand der Betondruckstrebe $V_{R,max}$ in derselben Bandbreite wie die Modellfaktoren des Querkraftwiderstands der Zugstrebe.

Für die aus der Tragfähigkeit der Druck- und Zugstrebe berechneten Widerstände $V_{R,sy}$ und $V_{R,max}$ werden normalverteilte Modellfaktoren $m_{R,sy}$ bzw. $m_{R,max}$ mit einem Mittelwert $\mu_{R,sy} = \mu_{R,max} = 1,1$ und einem Variationskoeffizienten von $V_{R,sy} = V_{R,max} = 0,1$ gewählt. Eine Variation der Kennwerte der Modellfaktoren wird in Parameterstudien untersucht.

Im Bereich der Einbindetiefe tritt ebenfalls eine maximale Querkraftbeanspruchung im Feldbereich (Schnitt III, Bild 6.10) auf. Bei einer Streuung des Reibungswinkels schneiden sich die Querkraftverläufe im Feldbereich. Unter der Annahme, dass noch weitere Basisvariablen variieren, liegt ein komplexes System mit mehreren Versagensgebieten vor. Erste probabilistische Analysen zeigten, dass eine Berechnung mit FORM/SORM für diesen Grenzzustand der Querkrafttragfähigkeit im Bereich der Einbindetiefe aus den genannten Gründen nicht möglich ist. Die Ergebnisse der durchgeführten Monte-Carlo-Analysen zeigt Kapitel 7.

6.4.2.2 Querkraftbeanspruchung im Einbindebereich der Schlitzwand (Schnitt IV)

Unter Annahme streuender Basisvariablen ist eine Vergrößerung des Betrags der Querkraft am Fußpunkt (Schnitt IV, Bild 6.10) im Vergleich zur Berechnung mit Mittelwerten möglich. Einen maßgebenden Einfluss hat hierbei die Basisvariable des Reibungswinkels. Die am Fußpunkt einwirkende Querkraft wird betragsmäßig größer, wenn der Designwert des Reibungswinkels größer wird als sein Mittelwert. Nach Bild 6.4 bedeutet dies eine Erhöhung des Erdwiderstands und eine Verringerung des einwirkenden Erddrucks. Die Berücksichtigung einer günstigen Wirkung der einwirkenden Erddrücke ist jedoch weder nach [1054/1-05] noch nach [1997/1-09/NA] für die Bemessung der vorliegenden Bauwerke im untersuchten Grenzzustand vorgese-

hen. Analog zur probabilistischen Betrachtung des minimalen Moments im Bereich der Einbindetiefe nach Kapitel 6.4.1.2 bedeutet dies, dass der probabilistische Nachweis des Grenzzustands der Querkrafttragfähigkeit und somit ein Erreichen des Zielwerts $\beta = 3,8$ ausgeschlossen ist. Auch für diesen Grenzzustand sollten günstige Teilsicherheitsbeiwerte eingeführt werden, analog zur Empfehlung für die Bemessung des minimalen Moments im Bereich der Einbindetiefe nach Absatz 6.4.1.2. Die mit den aktuellen Normen für die Querkraftbeanspruchung bemessenen Systeme überschreiten für den Querkraftwiderstand im Fußpunkt in einer probabilistischen Analyse mit der Monte-Carlo-Methode die Zielwerte der Versagenswahrscheinlichkeit.

Eine Bemessung mit dem gewählten statischen System unter Ansatz von Teilsicherheitsbeiwerten zur Beschreibung der günstigen Wirkung der Einwirkungen würde zu einer deutlichen Erhöhung der erforderlichen Querkraftbewehrung führen. Für die Änderung des Bemessungskonzepts im Sinne einer probabilistischen Betrachtung und gleichzeitig einer möglichst guten Anpassung des Bemessungskonzepts an die real auftretenden Beanspruchungen, besteht weiterer Forschungsbedarf.

6.4.3 Basisvariablen der Grenzzustandsgleichungen

Das maßgebende Bemessungsmoment der Schlitzwand ist in einem hohen Maße von dem vorhandenen Einspanngrad der Konstruktion abhängig. Dieser variiert mit der vorhandenen Einbindetiefe und den angesetzten Bodenparametern. Die Einbindetiefe kann in der probabilistischen Analyse als Basisvariable mit einer Verteilung und statistischen Kennwerten angesetzt werden. Aufgrund der großen Anzahl an Basisvariablen wird diese Eingangsvariable jedoch als fester Wert unter Ansatz unterschiedlicher Einspanngrade von 25%, 50% und 75% aus der deterministischen Bemessung gewählt. Dies bedeutet, dass die Einspanngrade der Schlitzwandsysteme unter Zugrundelegung der Bemessungswerte aus der probabilistischen Analyse variieren.

Die Lage des maßgebenden Bemessungsmoments innerhalb der probabilistischen Berechnung kann nicht vorausgesagt werden. Für eine probabilistische Analyse der Biegetragfähigkeit wird das Tragwerk in regelmäßigen Abständen von ~25 cm im Bereich zwischen der Verankerung und der Hafensohle unterteilt. Analog wird für die probabilistische Untersuchung der Querkrafttragfähigkeit im Feldbereich nach Bild 6.10 verfahren. Für die Untersuchungsstelle mit der größten Versagenswahrscheinlichkeit werden anschließend weitere Variationen der Basisvariablen, ihrer Verteilungen und Kennwerte analysiert.

Die Kennwerte der Betondruckzone Völligkeitsbeiwert α_R und Höhenbeiwert des Angriffspunkts der Betondruckkraft k_a sowie die Streckgrenze des Stahls f_y werden nur

bei den probabilistischen Analysen mit FORM/SORM, bei denen eine geschlossene Grenzzustandsgleichung vorliegt, als Basisvariablen nach Tabelle 6.3 verwendet. Wie in Kapitel 5.1.2 und 7 beschrieben, ist für den allgemein gültigen Fall der probabilistischen Analyse der Biegetragfähigkeit unter gleichzeitiger Wirkung von Längskräften keine geschlossene Lösung vorhanden. Im Rahmen der Monte-Carlo-Analysen werden die Kennwerte der Betondruckzone und die Spannung in der Bewehrung aus der Iteration über die Druckzonenhöhe x zur Bestimmung des inneren Gleichgewichts als abhängige Größen berechnet, Kapitel 6.4.1.1, Gleichung 6-33. Für die Bestimmung der Spannung in der Bewehrung wird der Elastizitätsmodul des Betonstahls benötigt. Die Streuung des Elastizitätsmoduls ist sehr gering und wird im Allgemeinen vernachlässigt [Six-03]. In den probabilistischen Analysen wird von einem konstanten mittleren Elastizitätsmodul von 200000 N/mm² ausgegangen.

Anhand der in Kapitel 4 für die Einwirkungsseite und Kapitel 5 für die Widerstandsseite vorgestellten Literaturstudie werden die in Tabelle 6.3 gegebenen Basisvariablen bestimmt. Die in Klammern angegebenen Intervalle kennzeichnen die untersuchten Veränderungen der Variationskoeffizienten und Mittelwerte.

Die geometrischen Abmessungen wie Querschnittswerte der Schlitzwand h , Abstand der Bewehrung zum Querschnittsrand d_1/d_2 , Einbindetiefe der Schlitzwand t und Lage der Verankerung a sind in den probabilistischen Analysen in der Regel deterministisch angenommen. Erste eigene Untersuchungen zeigten, dass ihr Einfluss auf die Versagenswahrscheinlichkeit gering ist im Vergleich zu anderen Eingangsvariablen.

Für die Festlegung der Mittelwerte der Verkehrslasten werden die folgenden Ansätze verwendet, Tabelle 6.3:

logarithmische Normalverteilung:

$$m_Q = \frac{Q_k}{\exp\left(-0,5 \cdot \ln(1+v^2) + \Phi^{-1}(q) \cdot \sqrt{\ln(1+v^2)}\right)} \quad (6-43)$$

Gumbel-Verteilung:

$$m_Q = \frac{Q_k}{1 - 0,45 \cdot v - 0,7797 \cdot v \cdot \ln(-\ln(q))} \quad (6-44)$$

Die Grenzzustandsgleichungen für die Untersuchung der Biegetragfähigkeit und der Querkrafttragfähigkeit sind durch die zahlreich eingehenden Basisvariablen und auch durch die Berücksichtigung der gleichzeitig wirkenden Normalkräfte komplex.

Tabelle 6.3: Stochastisches Modell der Einwirkungs- und Widerstandsgrößen.

Basisvariable			Ver- teilung	Mittelwert	Variations- koeffizient	siehe Kapitel	
Wichte des Betons		γ_B	N	24 kN/m ³	0,04	4.1.1	
Verkehrslast	P (Flächen- last)	LN	Gl. 6-43	0,40 (0,1-1,0)	4.2.1		
		T1L	Gl. 6-44	0,40 (0,1-1,0)	4.2.1		
	V (Kranlast)	LN	Gl. 6-43	0,40	4.2.1		
		T1L	Gl. 6-44	0,40	4.2.1		
Wichte des Bodens		γ	N	20 kN/m ³	0,05	4.1.2.1	
Wichte des Bodens, unter Auftrieb		γ'	N	12 kN/m ³	0,05	4.1.2.1	
Reibungswinkel		φ	LN bei $\varphi=0,5 m_0$ begrenzt	Tabelle 6.1	0,075 (0,02-0,2)	4.1.2.1	
Kohäsion		c	LN	Tabelle 6.1	0,25	4.1.2.1	
Wasserstandsdifferenz		Δh	N	2,35 m	0,12	4.1.3	
Modell- faktor Biegung r: Widerstand e: Einwirkung	Ansatz 1	m_r ,Ansatz 1	N	1,0	0,08 (0,02-0,20)	6.4.1.1	
		m_e ,Ansatz 1	N	1,0	0,10 (0,02-0,20)	6.4.1.1	
	Ansatz 2	m_r ,Ansatz 2	N	1,0	0,08	6.4.1.1	
		m_e ,Ansatz 2	N	1,0	0,10	6.4.1.1	
	Ansatz 3	$m_{Ansatz 3}$	N	1,0	0,20	6.4.1.1	
Modell- faktor Querkraft	$V_{Rd,ct}$	$m_{R,ct}$	N / LN	1,0 (0,93-1,4)	0,10 (0,10-0,25)	6.4.2.1	
	$V_{Rd,sy}$	$m_{R,sy}$	N / LN	1,1 (1,0-1,4)	0,10 (0,05-0,25)	6.4.2.1	
	$V_{Rd,max}$	$m_{R,max}$	N / LN	1,1 (1,0-1,4)	0,10 (0,05-0,25)	6.4.2.1	
	V_e	m_e	N / LN	1,0 (0,9-1,1)	0,10 (0,02-0,20)	6.4.2.1	
Betonfestigkeit		f_c	LN	$f_{ck}+8$ N/mm ²	0,13	5.1.1	
Streckgrenze Stahl		$\sigma_s \leq f_y$	LN	560 N/mm ²	0,053	5.1.1	
Volligkeitsbeiwert		α_R	N	0,8095	0,1	5.1.1 (nur für FORM / SORM)	
Angriffspunkt Beton- druckkraft		k_a	N	0,416	0,1	5.1.1 (nur für FORM / SORM)	
Bewehrung		A_{s1}, A_{s2}	N	$A_{s,nom}$	0,025	5.1.1	
		a_{sw}	N	$a_{s,nom}$	0,025	5.1.1	
Geometrie	Breite, Hö- he etc.	a	N	a_{nom}	0,02	–	
	Abstand Bewehrung	d_1, d_2	N	$d_{1,nom}, d_{2,nom}$	0,125	–	

N –Normalverteilung; LN –Logarithmische Normalverteilung; T1L: Gumbel-Verteilung

7 Probabilistische Analyse von Stahlbeton-Schlitzwänden

In diesem Kapitel werden die Grenzzustände des Tragwerkversagens nach [1045/1-08] für eine Schlitzwandkonstruktion (Bild 6.10) probabilistisch untersucht. Die Grenzzustandsfunktionen wurden auf Grundlage der normativen Nachweisgleichungen hergeleitet, Kapitel 5.

Die Zuverlässigkeitstheoretischen Analysen wurden mit dem Programm "Variables Processor 2.3" (VAP) [PSP-07] durchgeführt. Es ermöglicht, neben anderen kommerziell verfügbaren Programmen (z. B. „Strurel“ [RCP]), die probabilistischen Untersuchungen mit unterschiedlichen Lösungsverfahren wie Monte-Carlo Analysen (MC) sowie First oder Second Order Reliability Method (FORM, SORM). Weiterhin können in VAP durch die Beschreibung des Grenzzustands mit Hilfe von Skripten nicht geschlossene Grenzzustandsfunktionen formuliert werden, für deren Lösung höherwertige Zuverlässigkeitstheoretische Methoden benötigt werden.

In den Kapiteln 7.1.1 bis 7.1.5 wird für die Bemessung und die probabilistische Analyse der aktive Erddruck entsprechend den Ergebnissen aus [Maybaum-96] angesetzt. Aufgrund der beachtlichen gewählten Schlitzwanddicke (Bild 6.10) und die dadurch hohe vorhandene Steifigkeit wird alternativ die Annahme eines erhöhten aktiven Erddrucks im Kapitel 7.1.6 untersucht. In den probabilistischen Analysen wird dabei von festgelegten, konstanten Einbindetiefen ausgegangen.

7.1 Grenzzustand der Biegetragfähigkeit unter gleichzeitiger Wirkung von Längskräften

In Kapitel 5.1.2 wird die Grenzzustandsgleichung für die Biegetragfähigkeit unter Berücksichtigung einer gleichzeitig einwirkenden Normalkraft entwickelt. Die probabilistische Formulierung der Grenzzustandsgleichung wird in drei Variationen angegeben. Alle Ansätze basieren auf einer linearen Gleichgewichtsbetrachtung in Abhängigkeit von den Einwirkungen und dem Bauteilwiderstand. Unter der vereinfachten Annahme eines konstanten Völligkeitsbeiwerts α_R und Lagebeiwerts der Betondruckkraft k_a sowie der Voraussetzung, dass die Streckgrenze des Betonstahls $\sigma_s = f_y$ erreicht wird, ist eine geschlossene Formulierung der Grenzzustandsgleichung nach den in Kapitel 5.1.2 vorgestellten Ansätzen möglich. Die geschlossene Grenzzustandsgleichung kann mit den Zuverlässigkeitstheoretischen Methoden FORM und SORM analysiert werden. Dieses Vorgehen wird im Folgenden als probabilistische Analyse mit „vereinfachtem Ansatz“ bezeichnet. Wird hingegen von einer Abhängigkeit der drei Variablen α_R , k_a und $\sigma_s \leq f_y$ von der Dehnungsverteilung im Querschnitt ausgegangen

und somit eine iterative Bestimmung des inneren Gleichgewichts notwendig, stellen die in Kapitel 5.1.2 vorgestellten Grenzzustandsgleichungen keine geschlossenen Formulierungen mehr dar. Es sind alternative Zuverlässigkeitsmethoden wie z. B. die Monte-Carlo-Analyse zu verwenden. Die probabilistische Analyse mit iterativer Bestimmung der Dehnungsverteilung wird im Folgenden „genauer Ansatz“ genannt.

Die Verwendung unterschiedlicher Zuverlässigkeitsmethoden sowie die Auswirkungen der Variation der Basisvariablen, ihrer Verteilungen, Mittelwerte und Variationskoeffizienten wird untersucht.

In den Kapiteln 7.1.1 bis 7.1.3 wird bei der probabilistischen Analyse entsprechend der Vorgaben in [4126-04], vgl. auch Absatz 6.3, vorerst keine Druckbewehrung berücksichtigt. Die Kranlast wird in den Abschnitten 7.1.1 bis 7.1.4 nicht angesetzt und erst im Kapitel 7.1.5 in der probabilistischen Untersuchung beachtet.

7.1.1 Wertung der Grenzzustandsgleichung für Biegung mit Normalkraft

Für den Grenzzustand der Biegetragfähigkeit unter gleichzeitiger Wirkung von Normalkräften stellt Ansatz 1 für die Einwirkungen und Widerstände auf die Bewehrungslage bezogene Momente gegenüber, während sich die Einwirkungs- und Widerstandsmomente des Ansatzes 2 auf den Schwerpunkt des Bruttoquerschnitts beziehen, Kapitel 5.1.2. In Ansatz 3 wird die Grenzzustandsgleichung durch die Subtraktion der erforderlichen von der vorhandenen Bewehrung formuliert.

Ein Vergleich der Ergebnisse der Zuverlässigkeitssindizes für alle drei Ansätze ist in Bild 7.1. für die Berechnung mit den vereinfachten Ansätzen unter Verwendung der First Order Reliability Method (FORM) gezeigt. Da die Modelfaktoren nach Tabelle 6.3 entsprechend der drei Ansätze unterschiedlichen Bezugsgrößen zugeordnet sind (Bewehrung A_s oder Schnittgröße Moment, vgl. Gleichungen 6-35, 6-37 und 6-39), werden sie zum besseren Vergleich der Ansätze vorerst deterministisch angenommen. Die Ergebnisse nach Bild 7.1 belegen die Gleichwertigkeit aller drei Ansätze für die probabilistische Analyse unabhängig von den verwendeten Bodenparametern nach Tabelle 6.1 und den bei der Bemessung angenommenen Einspanngrad eindeutig, da die Versagenswahrscheinlichkeiten und die Zuverlässigkeitssindizes bei den probabilistischen Analysen mit allen drei Ansätzen gleich sind (Bild 7.1 exemplarisch für eine 25%ige Einspannung und Boden 1).

Eine Analyse unter Verwendung der in Tabelle 6.3 gegebenen, normalverteilten Modelfaktoren zeigt, dass die Modelfaktoren die Versagenswahrscheinlichkeiten beeinflussen. Die Zuverlässigkeitssindizes variieren für die Grenzzustandsfunktion im maximal beanspruchten Feldquerschnitt mit den Ansätzen 1 bis 3 um etwa $\Delta\beta = 0,25$, wenn die Modelfaktoren entsprechend Tabelle 6.3 normalverteilt angesetzt werden, Bild 7.1. Untersuchungen zur Wahl der Modelfaktoren der Einwirkungen z. B. für

ständige Lasten, Nutzlasten etc. sind in der Literatur vorhanden, beziehen sich jedoch meist auf Tragwerke des Hochbaus. Auf der Widerstandsseite liegen Untersuchungen der Modellunsicherheiten für unterschiedliche Prüfkörper mit verschiedenen Geometrien und Materialparametern vor. Die Auswahl an Versuchsergebnissen für Untersuchungen der Biegetragfähigkeiten an Prüfkörpern, deren Eigenschaften (z. B. Geometrie) den vorliegenden Bedingungen am Schlitzwandbauwerk ähneln, ist jedoch begrenzt. Für die probabilistische Untersuchung von Schlitzwänden können somit die Modellfaktoren ebenso wie z. B. bei den probabilistischen Analysen von Brücken [Braml et al.-09] oder Mauerwerkswänden [Glowienka-07] nur abgeschätzt werden, vgl. Kapitel 6.4.1.1. Eine genauere Bestimmung der Modellfaktoren in Abhängigkeit von den verwendeten Ansätzen 1-3 war somit nicht möglich. Für die weiteren probabilistischen Analysen wird der Ansatz 1 verwendet (Gleichungen 5-32 und 6-35), mit welchem etwas größere Versagenswahrscheinlichkeiten bestimmt werden (Bild 7.1).

Die probabilistische Analyse für die in Bild 7.1 dargestellten Ergebnisse wird unter der vereinfachten Annahme durchgeführt, dass eine Dehnungsverteilung im Querschnitt vorliegt, bei der die Annahme eines konstanten Werts des Völligkeitsbeiwerts α_R , des Lagebeiwerts k_a und der Stahlspannung $\sigma_s = f_y$ gilt. Der Nachweis, dass eine Verwendung dieser vereinfachten Annahmen gerechtfertigt ist, kann durch probabilistische Analysen mit Bestimmung der genauen Dehnungsverteilung geführt werden. Hierfür wird die Zuverlässigkeitssmethode der direkten Monte-Carlo-Analyse verwendet.

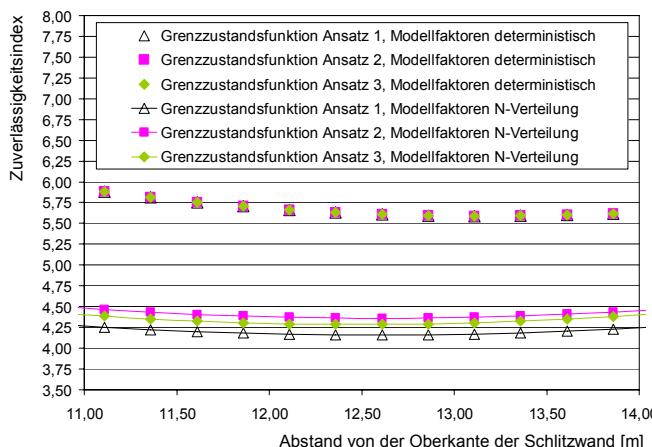


Bild 7.1: Zuverlässigkeitssindex für den Grenzzustand der Biegetragfähigkeit für die drei verschiedenen Ansätze der Grenzzustandsgleichung (vgl. Kapitel 5.1.2.1, 6.4.1.1) und unter Annahme verschiedener Verteilungen der Modellfaktoren (Boden 1 nach Tabelle 6.1, Einbindetiefe für 25% Einspannung).

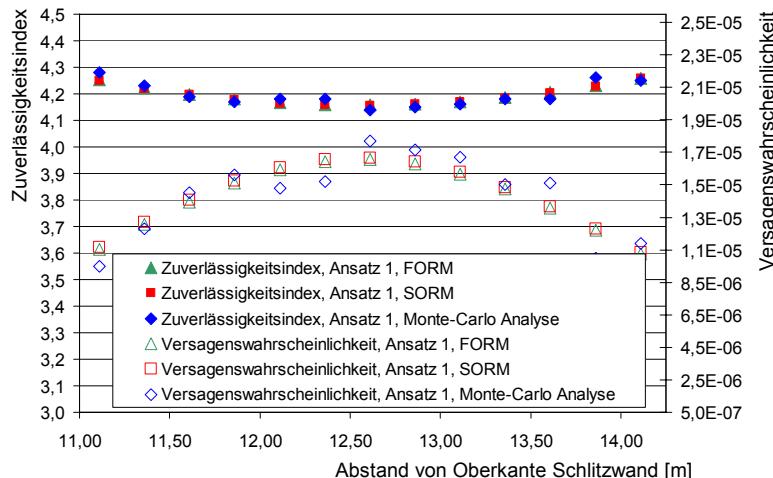


Bild 7.2: Zuverlässigkeit für den Grenzzustand der Biegetragfähigkeit, Vergleich verschiedener Zuverlässigkeitsmethoden (Boden 1 nach Tabelle 6.1, Einbindetiefe für 25% Einspannung).

Einen Vergleich der Zuverlässigkeitsmethoden First Order Reliability Method (FORM), Second Order Reliability Method (SORM) und Monte-Carlo-Analyse (MC) zeigt Bild 7.2. Für die Analyse mit FORM und SORM werden die vereinfachten Ansätzen verwendet, während für den genaueren Ansatz mit iterativer Bestimmung der Dehnungsverteilung die Monte-Carlo Analyse genutzt wird. Die Versagenswahrscheinlichkeiten und Zuverlässigkeiten aller drei Analyseverfahren stimmen gut überein. Da die Ergebnisse aller Methoden sehr ähnlich sind, wird davon ausgegangen, dass die Annahme einer Dehnungsverteilung des Bereichs 2 oder 3 nach Bild 5.4 in der Berechnung mit FORM/SORM berechtigt ist und somit die Stahlspannung die Streckgrenze unter den gegebenen Bedingungen erreicht. Die Beiwerte der Betondruckzone k_a und α_R werden nur einen geringen Einfluss ausüben, da sich die Druckzonenhöhe im Dehnungsbereich 2 (Bild 5.4) entsprechend anpasst, vgl. Kapitel 5.1.2.

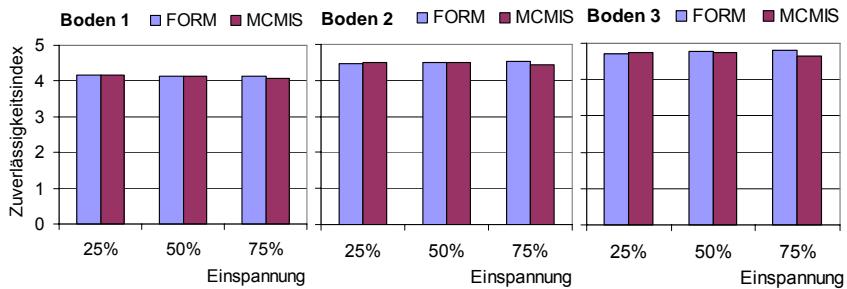


Bild 7.3: Zuverlässigkeit für den Grenzzustand der Biegetragfähigkeit, Vergleich verschiedener Zuverlässigkeitsmethoden (verschiedene Böden nach Tabelle 6.1, verschiedene Einbindetiefen unter Festlegung der Einspanngrade bzw. -tiefen in der deterministischen Bemessung).

Außerdem wird ein Vergleich der Zuverlässigkeitssindizes unter Verwendung der Zuverlässigkeitsmethoden FORM und Monte Carlo mit Importance Sampling (MCMIS) für alle Böden und untersuchten Einbindetiefen vorgestellt, Bild 7.3. Bei der Berechnung mit FORM wird wiederum der vereinfachte Ansatz verwendet. Hingegen wird bei der Analyse mit der Methode MCMIS die genaue Dehnungsverteilung im Querschnitt berücksichtigt. Die Analysen werden für die Lage des Untersuchungsschnitts im Feldbereich der Schlitzwand mit den geringsten Zuverlässigkeitssindizes dargestellt. Für alle Böden und Einbindetiefen sind die Ergebnisse der Analysen mit den verschiedenen Zuverlässigkeitsmethoden FORM und MCMIS sehr ähnlich. Unter Ansatz höherer Einspanngrade in der Bemessung weichen die berechneten Zuverlässigkeitssindizes gering voneinander ab. Dies kann darauf zurückgeführt werden, dass unter Verwendung des genauen Ansatzes auch die rechnerische Einbindetiefe angepasst wird, wenn Realisationen vorliegen, für die die vorhandene Einbindetiefe größer ist als für eine volle Einspannung erforderlich.

7.1.2 Auswirkungen einer Variation der Parameter auf die Zuverlässigkeit

Die probabilistische Analyse der nach DIN 1045-1 bemessenen Schlitzwand unter Annahme einer 25%igen, 50%igen und 75%igen Einspannung und unter Ansatz aller drei untersuchten Bodenparameter nach Tabelle 6.1 zeigt, dass der Zielwert des Zuverlässigkeitssindex $\beta = 3,8$ (vgl. Kapitel 3.3.2) für alle Analysen erreicht wird. Während der Zuverlässigkeitssindex anscheinend nur gering von den unterschiedlichen Einbindetiefen und damit von den bei der Bemessung der Schlitzwand angesetzten Einspanngraden beeinflusst wird, wirken sich die unterschiedlichen Bodenparameter

(Tabelle 6.1) deutlich auf das berechnete Zuverlässigkeitseiveau aus, Bild 7.4. Der Zuverlässigkeitseindex steigt mit zunehmender Kohäsion und gleichzeitig abnehmendem Reibungswinkel des Bodens an. Die Basisvariable des Reibungswinkels besitzt dabei einen deutlichen Einfluss wie Bild 7.5 bei der Variation einer der Bodenparameter zeigt. Die übrigen Basisvariablen wurden hierbei entsprechend der Bemessung nach den aktuellen Normen [1045/1-08], [1054/1-05] angepasst, z. B. Bewehrung A_s .

Die Unabhängigkeit der Ergebnisse von der Einbindetiefe bzw. von der Wahl der Einspannung bei der Bemessung können jedoch durch die in Bild 7.6 dargestellten Berechnungen mit deterministischen Modellfaktoren und variierender Einbindetiefe nicht bestätigt werden. Für deterministisch angenommene Modellfaktoren variieren die Zuverlässigkeitseindizes bei einer Änderung der Einbindetiefe entsprechend einer 25-75%igen Einspannung um $\sim \Delta\beta = 0,5$ während unter Annahme normalverteilter Modellfaktoren unabhängig vom Einspanngrad ein sehr gleiches, angepasstes Zuverlässigkeitseiveau vorliegt. Die Sensitivität der Grenzzustandsgleichung bezüglich der Modellfaktoren wird in Absatz 7.1.3 untersucht.

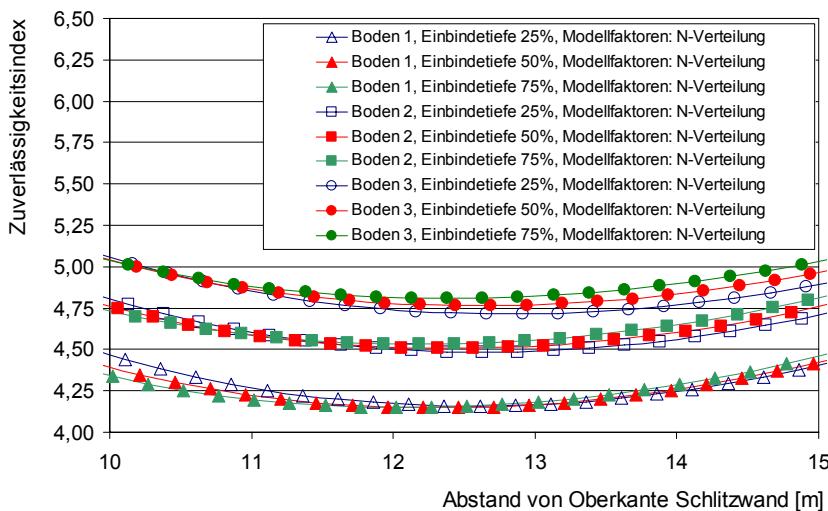


Bild 7.4: Zuverlässigkeitseindex für den Grenzzustand der Biegeträgfähigkeit in Abhängigkeit von der Lage des untersuchten Schnitts unter Ansatz verschiedener Bodenparameter und Einbindetiefen (FORM).

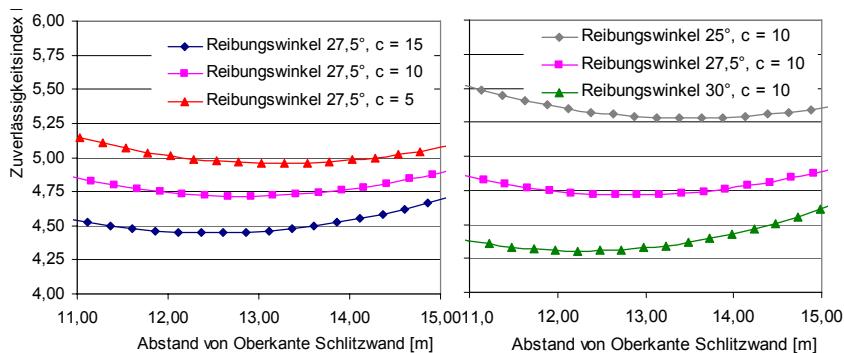


Bild 7.5: Zuverlässigkeitssindex für den Grenzzustand der Biegetragfähigkeit in Abhängigkeit vom Reibungswinkel und der Kohäsion (Einbindetiefe für 25% Einspannung, FORM).

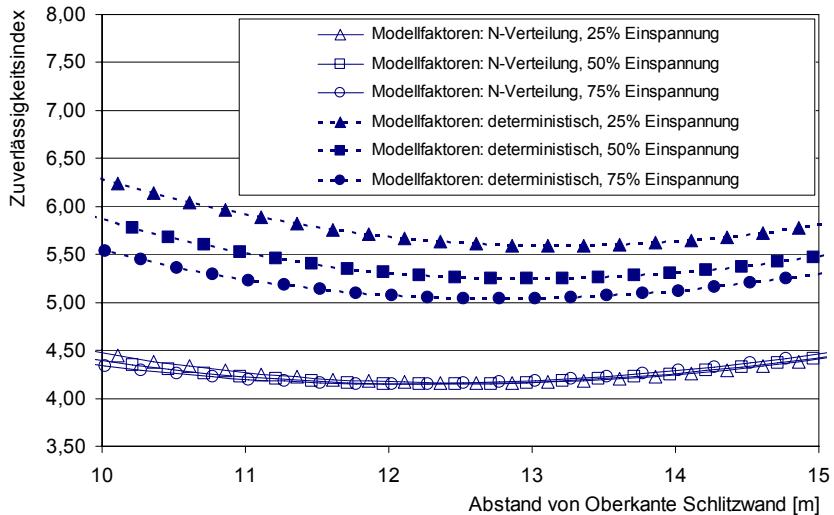


Bild 7.6: Zuverlässigkeitssindex für den Grenzzustand der Biegetragfähigkeit unter Annahme der Bodenparameter des Bodens 1 nach Tabelle 6.1, Vergleich verschiedener Einbindetiefe und Annahmen für die Modellfaktoren (FORM).

Wenige Beispiele für eine Berücksichtigung der Normalkräfte in der probabilistischen Analyse der Biegetragfähigkeit wurden für vorwiegend druckbeanspruchte Bauteile mit zusätzlicher Biegung gefunden [Six-03], während Normalkräfte für vorwiegend auf Biegung beanspruchte Bauteile im Regelfall vernachlässigt werden. Für übliche Tragglieder des Hochbaus wie z. B. Decken oder Balken ist dieser Ansatz sinnvoll,

da meist nur sehr geringe oder keine Normalkräfte auftreten, hingegen stellt sich bei anderen Untersuchungen z. B. von Brückenüberbauten die Frage der Beeinflussung der Ergebnisse durch die Berücksichtigung der Normalkräfte infolge der Vorspannung in der probabilistischen Analyse. Um die Auswirkungen für Schlitzwände abschätzen zu können, folgt ein Vergleich der probabilistischen Analyse der Biegetragfähigkeit unter gleichzeitiger Wirkung von Längskräften mit einer Analyse unter Vernachlässigung der Normalkräfte nach Gleichung 5-1, Bild 7.7. In beiden probabilistischen Analysen wird hierbei der Mittelwert der vorhandenen Bewehrung A_s durch eine vorherige Bemessung unter Biegung mit Normalkraft angenommen, Bild 7.7 (gleicher Mittelwert A_s). Zusätzlich sind für eine Vernachlässigung der Normalkräfte sowohl bei der Bemessung der Schlitzwand als auch bei der probabilistischen Analyse die Zuverlässigkeitssindizes ebenfalls in Bild 7.7 gezeigt (höherer Mittelwert A_s).

Bei einer Vernachlässigung der Längsdruckkräfte in der Bemessung der Schlitzwand erhöht sich der angesetzte Mittelwert der Bewehrung A_s . Durch den höheren Mittelwert für die Bewehrung steigt das erreichte Zuverlässigkeitssniveau. Der Vergleich der Zuverlässigkeitssindizes mit und ohne Berücksichtigung der Normalkräfte in der probabilistischen Analyse der Biegetragfähigkeit zeigt unter Ansatz eines einheitlichen Mittelwerts der Bewehrung A_s , der für Biegung mit Normalkraft bemessen wurde, eine deutliche Erhöhung der berechneten Zuverlässigkeitssindizes bei Berücksichtigung der Normalkräfte. Unter den vorhandenen Beanspruchungen liegen Dehnungsverteilungen im Querschnitt vorwiegend aus den Bereichen 2 und 3 der Dehnungsverteilung nach Bild 5.4 vor. Für diese Bereiche bewirkt eine Berücksichtigung der auftretenden Drucknormalkräfte im Rahmen der Bemessung eine Reduktion der erforderlichen Bewehrung. Die Grenzzustandsgleichungen für die probabilistische Analyse sind aus den vorhandenen normativen Nachweisen abgeleitet. Eine Erhöhung des Zuverlässigkeitssniveaus bei der Berücksichtigung der Normalkraft in der probabilistischen Analyse steht im Einklang mit den normativen Nachweisen.

Bei der probabilistischen Analyse mit FORM oder SORM werden neue Bemessungswerte berechnet, dabei wurden auch die Modelfaktoren stochastisch angesetzt. Mit diesen Bemessungswerten kann nach Gleichung 6-17 der Einspanngrad der Schlitzwand bestimmt werden. Er entspricht somit in der Regel nicht dem zuvor mit den Bemessungswerten aus den Normen berechneten Einspanngrad. Die Bestimmung des Einspanngrads wird durchgeführt, um die Plausibilität der Ergebnisse zu überprüfen. Die vorhandene Einbindetiefe sollte auch unter den Designwerten der probabilistischen Analyse mindestens für eine gelenkige Lagerung genügen. Unabhängig von den angesetzten Bodenparametern wird ein höherer Einspanngrad mit den Bemessungswerten aus der probabilistischen Analyse im Vergleich zu den mit den Bemessungswerten der Normen festgelegten Einspanngraden berechnet, Bild 7.8. Die erforderliche Einbindetiefe für eine freie Auflagerung ist somit für alle Bemessungswerte aus den probabilistischen Analyse gesichert. Eine volle Einspannung von 100% wird ebenfalls nicht erreicht.

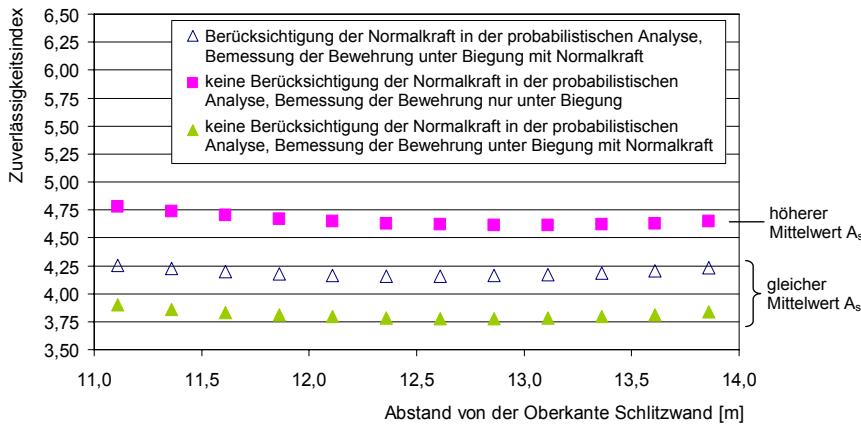
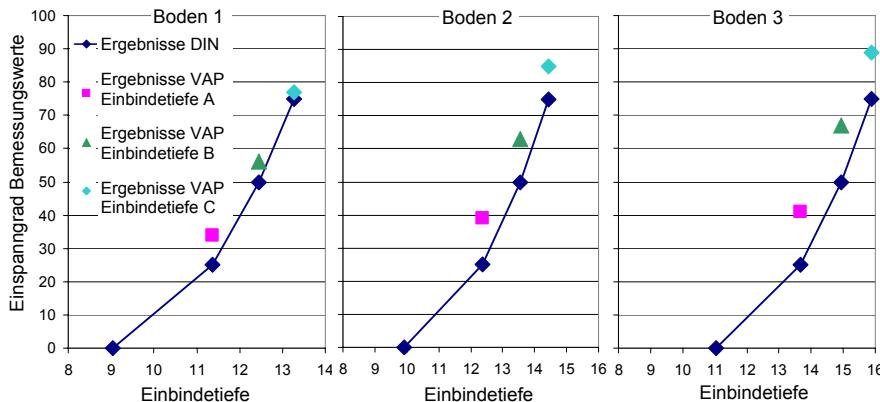


Bild 7.7: Zuverlässigkeitsexponent für den Grenzzustand der Biegeträgfähigkeit in Abhängigkeit von der Berücksichtigung der Normalkraft in der probabilistischen Analyse und der Bemessung der Bewehrung (Boden 1 nach Tabelle 6.1, Einbindetiefe für 25% Einspannung).



A: Festlegung der vorhandenen Einbindetiefe bei der Bemessung nach DIN 1054 unter Annahme einer 25%igen Einspannung

B: Festlegung der vorhandenen Einbindetiefe bei der Bemessung nach DIN 1054 unter Annahme einer 50%igen Einspannung

C: Festlegung der vorhandenen Einbindetiefe bei der Bemessung nach DIN 1054 unter Annahme einer 75%igen Einspannung

Bild 7.8: Einspanngrade unter Annahme der aus der probabilistischen Analyse für Biegung berechneten Bemessungswerte im Vergleich zu den Einspanngraden nach Norm [1054/1-05].

Für einige in Tabelle 6.3 gegebene Basisvariablen werden alternative Verteilungen untersucht. Insbesondere für die Festlegung der Parameter der einwirkenden Flächenlast zeigen die Ergebnisse einer Literaturrecherche (Kapitel 4.2) die großen Unsicherheiten in den Annahmen für die Einwirkungs- und Beanspruchungsgrößen. Probleme bereitet sowohl die Festlegung der statistischen Verteilungen als auch die Bestimmung definierter Grenz- bzw. Quantilwerte.

Nach [1055/100-01] werden die charakteristischen Werte der veränderlichen Nutzlasten als 0,95-Quantile für den Bezugszeitraum 50 Jahre festgelegt. Für die Verteilungen liegen unterschiedliche Ansätze vor, so dass in Bild 7.9 der Einfluss verschiedener Annahmen auf die Versagenswahrscheinlichkeit der Schlitzwand überprüft wird.

Für die probabilistische Analyse der Schlitzwand liegen keine statistischen Auswertungen für die Belastung der Kaikonstruktion durch Nutzlasten in der Literatur vor. Aus diesem Grund werden die angesetzten charakteristischen Lasten mit den Gleichungen 6-43 bis 6-44 in Mittelwerte umgerechnet, so dass dieser in Abhängigkeit von den Variationskoeffizienten streut. Aus [EAU-08] ist nicht eindeutig ersichtlich, um welchen Quantilwert es sich bei den gegebenen charakteristischen Werten handelt und welcher Bezugszeitraum zugrunde gelegt wurde. Da die [EAU-08] mit den Anforderungen der [1055/100-01] im Einklang stehen sollte, kann von einem 0,95-Quantilwert der charakteristischen Lasten bei einem Bezugszeitraum von 50 Jahren ausgegangen werden. In Bild 7.9b) sind die Zuverlässigkeitssindizes für die Annahme einer logarithmisch normalverteilten und einer gumbelverteilten Nutzlast gegenübergestellt. Vergleichend wurde der, in der probabilistischen Analyse angesetzte, Mittelwert der Nutzlasten aus einem als 0,95- und 0,98-Quantilwert definierten, charakteristischen Wert unter einheitlicher Annahme eines Bezugszeitraums von 50 Jahren bestimmt. Alle Analysen finden an dem festgelegten Schnitt der Wand statt, für den nach Bild 7.4 die geringste Zuverlässigkeit vorliegt. Die Zuverlässigkeitssindizes sind in Abhängigkeit von den Variationskoeffizienten der Flächenlast dargestellt. Die hier durchgeführte probabilistische Analyse der Schlitzwand führt unter den vorgestellten, für die Berechnung getroffenen Annahmen einer logarithmischen Normalverteilung und einer Gumbelverteilung für $V \leq 0,7$ zu sehr ähnlichen Ergebnissen, so dass die Auswirkungen dieser Variation vernachlässigbar sind, Bild 7.9b). Für einen Variationskoeffizienten der Flächenlast von $\sim 40\%$, von dem in der Regel ausgegangen wird, ist die Abweichung des Zuverlässigkeitssindex β nach Bild 7.9b) am geringsten. Auch bewirkt eine Änderung der Definition des charakteristischen Werts als 0,98- oder 0,95-Quantilwert eine geringe Veränderung des Variationskoeffizienten um $\sim \Delta\beta = 0,05$ für kleinere bis mittlere Variationskoeffizienten, wenn von einem einheitlichen Bezugszeitraum von 50 Jahren ausgegangen wird.

Der Zuverlässigkeitssindex nach Bild 7.9b) steigt mit der Vergrößerung des Variationskoeffizienten der Flächenlast an, da die Bestimmung des Mittelwerts nach den Gleichungen 6-43 und 6-44 zu einer Reduktion des in der probabilistischen Analyse

angesetzten Mittelwerts bei steigendem Variationskoeffizienten führt. In Bild 7.9a) ist die Entwicklung des Zuverlässigkeitssindex in Abhängigkeit von den Variationskoeffizienten der Flächenlast P für einen in allen probabilistischen Analysen konstanten, unter Annahme von $V(P) = 40\%$ nach Gleichung 6-43 und 6-44 berechneten Mittelwert gezeigt. Die Versagenswahrscheinlichkeit für die Biegetragfähigkeit der Schlitzwand steigt, wie hier zu erwarten, mit dem Variationskoeffizienten der Flächenlast an, gleichbedeutend mit einer Reduktion des Zuverlässigkeitssindex.

Insbesondere für die angesetzten Verkehrslasten wird in der Literatur diskutiert, ob die Gumbelverteilung nicht die stochastische Verteilung der Nutzlast passender beschreibt. Insgesamt kann aus den in Bild 7.9 dargestellten Ergebnissen und weiteren Analysen geschlossen werden, dass keine zusätzlichen Vergleichsrechnungen unter Ansatz gumbelverteilter Verkehrslasten im Vergleich zu den mit logarithmisch normalverteilten Nutzlasten durchgeföhrten Analysen notwendig sind, da keine entscheidenden Veränderungen der Ergebnisse für die angesetzten Variationskoeffizienten der Flächenlast $V(P) = 40\%$ erwartet werden. Es sei jedoch darauf verwiesen, dass Zuverlässigkeitsmethoden zum Teil sehr sensibel auf Änderungen der Verteilungen reagieren, insbesondere da für die Versagenswahrscheinlichkeit die Randbereiche dieser Verteilungen maßgebend sind. Für veränderte Randbedingungen kann diese Erkenntnis nicht ohne erneute Prüfung übernommen werden, wie hier auch die deutlicheren Abweichungen der Ergebnisse bei größeren Variationskoeffizienten zeigen.

Die stochastische Beschreibung der Wasserstandsdifferenz Δh nach Kapitel 4.1.3 ist ebenfalls insbesondere für die Festlegung der Verteilung unsicher. Bild 7.10 zeigt anhand des Vergleichs einer normal- und gumbelverteilt angenommenen Wasserstandsdifferenz Δh , dass auch die Wahl dieses Parameters für die vorliegenden Untersuchungen keinen entscheidenden Einfluss hat.

- △— Flächenlast P als LN-Verteilung, Mittelwert i. Abh. vom Variationskoeffizienten, charakt. Wert als 98% Quantil
- △— Flächenlast P als LN-Verteilung, Mittelwert i. Abh. vom Variationskoeffizienten, charakt. Wert als 95% Quantil
- *— Flächenlast P als Gumbel-Verteilung, Mittelwert i. Abh. vom Variationskoeffizienten, charakt. Wert als 95% Quantil
- x— Flächenlast P als Gumbel-Verteilung, Mittelwert i. Abh. vom Variationskoeffizienten, charakt. Wert als 98% Quantil
- Flächenlast P als LN-Verteilung, Mittelwert konstant, charakteristische Last als 98% Quantil und $V=0,4$
- Flächenlast P als Gumbel-Verteilung, Mittelwert konstant, charakteristische Last als 95% Quantil und $V=0,4$

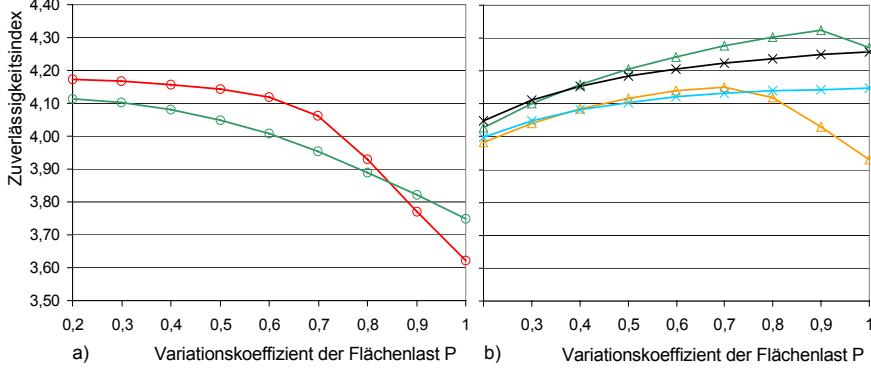


Bild 7.9: Zuverlässigkeitssindex für den Grenzzustand der Biegetragfähigkeit in Abhängigkeit von den Variationskoeffizienten der Flächenlast P und für unterschiedliche Annahmen der Verteilung der Flächenlast P (Boden 1 nach Tabelle 6.1, Einbindetiefe für 25% Einspannung, Bezugszeitraum für die Nutzlast: 50 Jahre).

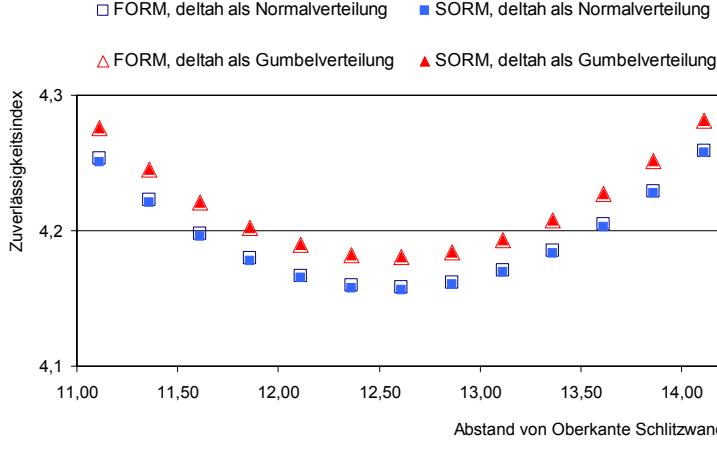


Bild 7.10: Zuverlässigkeitssindex für den Grenzzustand der Biegetragfähigkeit, Vergleich verschiedener Verteilungen für die Wasserstandsdifferenz Δh .

7.1.3 Wichtung der Einflussgrößen

Die Zuverlässigkeit eines Bauteils kann anhand der in der probabilistischen Analyse berechneten Zuverlässigkeitssindizes β_i und Wichtungsfaktoren α_i beurteilt werden. Aus diesen Kenngrößen können die erforderlichen Teilsicherheiten zur Sicherstellung eines ausreichenden Zuverlässigkeitssniveaus berechnet werden. Durch die bei FORM- und SORM-Analysen berechneten Wichtungsfaktoren α_i kann der Einfluss jeder einzelnen eingehenden Variable einfach und direkt beurteilt werden. Um die Sensitivität der Teilsicherheiten einschätzen zu können werden Parameterstudien z. B. der Variationskoeffizienten der Basisvariablen durchgeführt. Der Variationskoeffizient einer Basisvariable nimmt Werte in einem für sich üblichen Streubereich an, während alle anderen Variablen mit ihren ursprünglichen Parametern in die Analyse eingehen.

Weitere Anhaltswerte für die Sensitivität können durch die Berechnung von partiellen Ableitungen der Versagenswahrscheinlichkeit bzw. des Zuverlässigkeitssindex nach den untersuchten Größen $\partial\beta/\partial\theta$ erzielt werden. Dieses Verfahren kann für die deterministischen Eingangsgrößen und für die Parameter der Verteilungen der Basisvariablen verwendet werden. Die Methode ermöglicht eine Beurteilung der Sensitivität bezüglich der Mittelwerte, der Standardabweichungen und der Variationskoeffizienten.

Die Wichtungsfaktoren für den Grenzzustand der Biegetragfähigkeit zeigen die Eingangsvariablen, welche den größten Einfluss auf die Versagenswahrscheinlichkeit ausüben, Bild 7.11. Eindeutig besitzt die Variable des Reibungswinkels des Bodens unabhängig von der Einbindetiefe und dem gewählten Bodenparametern den maßgeblichen Einfluss auf die Zuverlässigkeit des Systems. Eine Betrachtung unter deterministisch angenommenen Modellfaktoren führt außerdem zu signifikanten Wichtungsfaktoren der Variablen Streckgrenze f_y , Flächenlast P , Wichten des Bodens γ_2 und Wasserstandsdifferenz Δh . Außerdem deutet die Wichtung der Kohäsion auf eine weitere wichtige Einflussgröße für die Böden 2 und 3 hin.

Die signifikante Auswirkung der Modellfaktoren auf die Versagenswahrscheinlichkeit wird anhand ihrer großen Wichtungsfaktoren deutlich, Bild 7.11b). Eine Einführung der normalverteilten Modellfaktoren nach Tabelle 6.3 bewirkt eine deutliche Verringerung insbesondere der Wichtung der Flächenlast P und des Reibungswinkels φ . Unter Berücksichtigung normalverteilter Modellfaktoren besitzen die Parameter Reibungswinkel φ , Modellfaktor der Einwirkungen m_e und Modellfaktor der Widerstände m_r die größten Wichtungsfaktoren, weshalb die Ergebnisse der Parameterstudie ihrer Variationskoeffizienten in Bild 7.13 präsentiert werden.

Der untersuchte Streubereich des Reibungswinkels des Bodens φ liegt in einem Bereich zwischen 4% und 20%. Variationskoeffizienten von 4% werden unter Beachtung der Autokorrelation z. B. in [Thurner-01] angegeben, während [Schultze-79] von

einem Streubereich zwischen 0,05 und 0,2 ausgeht, vgl. Kapitel 4.1.2.1. Mit steigendem Variationskoeffizienten vergrößert sich der Wichtungsfaktor der Basisvariable Reibungswinkel φ vor allem zu Lasten der Wichtungen der Modellfaktoren m_e und m_r sowie der Flächenlast P .

Für den Modellfaktor m_r , der sich nach Gleichung 6-35, 6-37 und 6-39 auf den Querschnittswiderstand bezieht, kann von einer Streuung zwischen 1% und 15% ausgegangen werden, vgl. Kapitel 6.4.1.1. Der Einfluss des Modellfaktors des Querschnittswiderstands nimmt hauptsächlich unter Reduktion der Wichtungsfaktoren des Reibungswinkels φ und des Modellfaktors der Einwirkungen m_e zu.

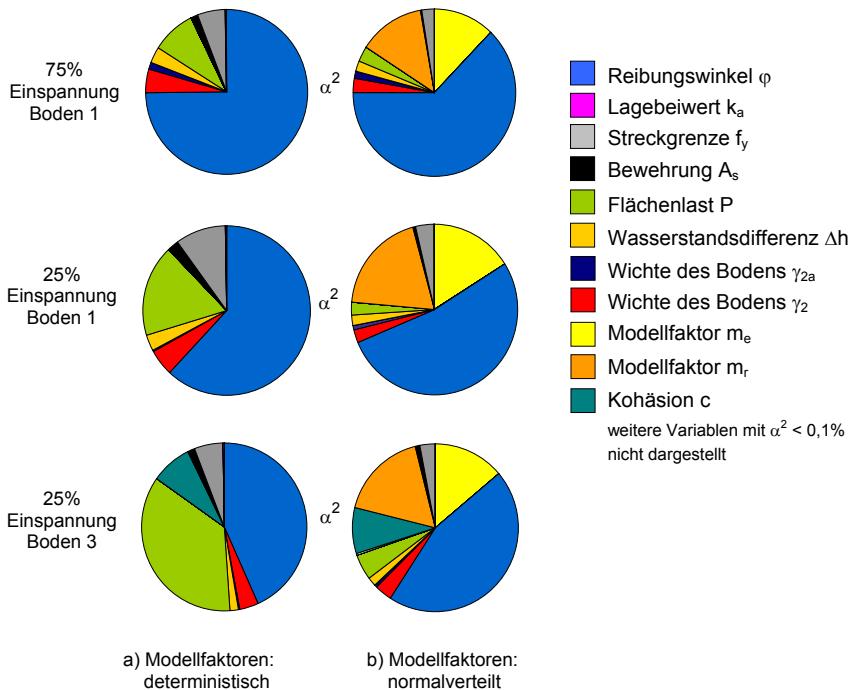


Bild 7.11: Wichtungsfaktoren für den Grenzzustand der Biegetragfähigkeit für unterschiedliche Böden nach Tabelle 6.1 und Einbindetiefen (Annahme der Basisvariablen nach Tabelle 6.3 in der probabilistischen Analyse).

Die Einschätzung des Modellfaktors der Einwirkungen m_e erweist sich als besonders schwierig, so dass eine Variation bis zu 20% untersucht wird, vgl. Kapitel 6.4.1.1 und Bild 7.13. Wiederum nimmt der Einfluss des Modellfaktors der Einwirkungen m_e hauptsächlich zu Lasten der Wichtungsfaktoren des Reibungswinkels φ und des Mo-

delffaktors des Widerstands m_r zu. Die Wichtungsfaktoren weiterer Basisvariablen bleiben nahezu konstant.

Alle drei untersuchten Eingangsvariablen Reibungswinkel φ , Modellfaktor der Einwirkungen m_e und Modellfaktor des Querschnittswiderstands m_r besitzen einen sehr großen Einfluss auf die Zuverlässigkeit bzw. die operative Versagenswahrscheinlichkeit. Mit zunehmender Streuung steigt die Versagenswahrscheinlichkeit bzw. sinkt der Zuverlässigkeitssindex für alle drei Variablen überproportional, Bild 7.12. Für die Berechnung des Zuverlässigkeitssindex in Bild 7.12 wird jeweils nur ein Variationskoeffizient $V(m_r)$, $V(m_e)$ oder $V(\varphi)$ über seinen Streubereich verändert, während die anderen beiden Variationskoeffizienten mit ihren Ausgangswerten nach Tabelle 6.3 in die Analyse eingehen. Insbesondere eine Streuung des Reibungswinkels des Bodens $V(\varphi)$ wirkt sich signifikant auf den berechneten Zuverlässigkeitssindex und somit auf die Versagenswahrscheinlichkeit aus.

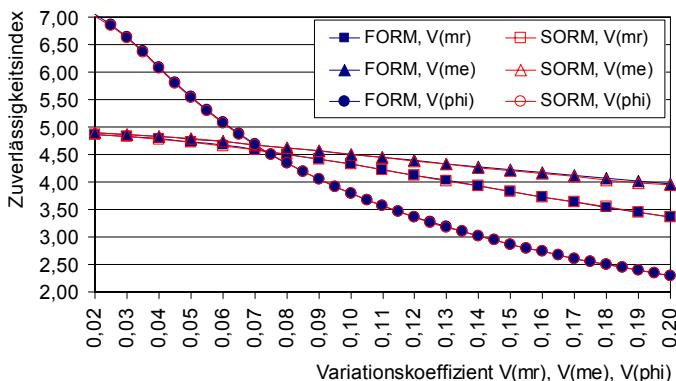


Bild 7.12: Zuverlässigkeitssindex für den Grenzzustand der Biegetragfähigkeit in Abhängigkeit von unterschiedlichen Variationskoeffizienten der Basisvariablen Reibungswinkel $V(\varphi)$, Modellfaktor des Widerstands $V(m_r)$ und Modellfaktor der Einwirkung $V(m_e)$ (Boden 2 nach Tabelle 6.1, Einbindetiefe für 50% Einspannung).

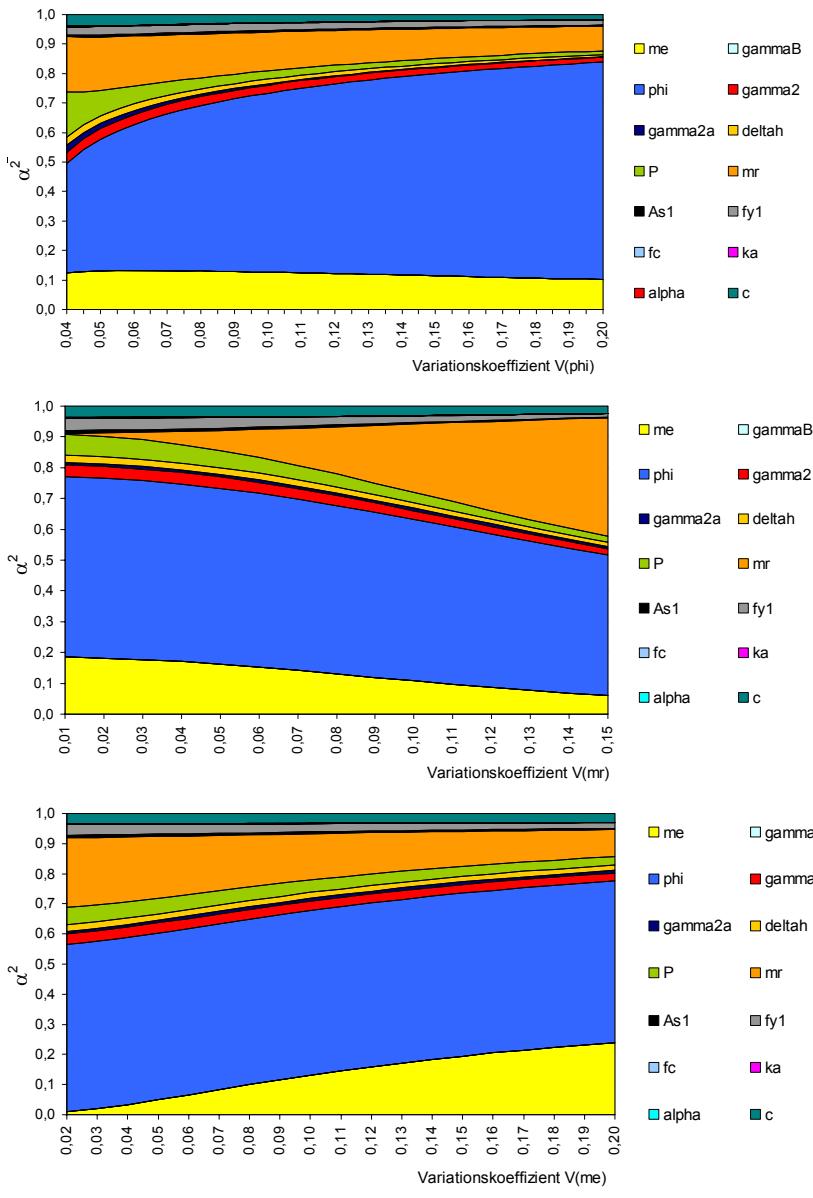


Bild 7.13: Wichtungen in Abhängigkeit von den Variationskoeffizienten des Reibungswinkels $V(\varphi)$ und der Modelfaktoren $V(m_r)$ und $V(m_e)$ (Boden 2 nach Tabelle 6.1, Einbindetiefe für 50% Einspannung).

Bild 7.12 verdeutlicht, dass die Steigungen des Zusammenhangs, Zuverlässigkeitsexponent in Abhängigkeit von den Variationskoeffizienten, ein gutes Kriterium zur Beurteilung der Sensitivität der Variable darstellen. Die partiellen Ableitungen des Zuverlässigkeitsexponent nach den unterschiedlichen Kenngrößen Variationskoeffizient, Standardabweichung und Mittelwert geben somit einen sehr anschaulichen Hinweis, welche Eingangsvariablen die Versagenswahrscheinlichkeit deutlich beeinflussen. Für alle drei untersuchten Böden nach Tabelle 6.1 ergeben sich ähnlich verteilte Sensitivitäten der Basisvariablen, die exemplarisch in Bild 7.14 für Boden 2 und verschiedene Einspanngrade der Schlitzwand dargestellt sind.

Die partiellen Ableitungen nach der Standardabweichung $\delta\beta/\delta\sigma$ zeigen deutlich die Basisvariablen mit dem maßgeblichen Einfluss auf die Versagenswahrscheinlichkeit, Bild 7.14. Die dargestellten Sensitivitätswerte beziehen sich jedoch auf die mit unterschiedlichen Einheiten belegten Standardabweichungen. Eine objektivere Beurteilung der Sensitivitäten ist durch die Bestimmung der partiellen Ableitung des Zuverlässigkeitsexponenten bezogen auf den Variationskoeffizienten $\delta\beta/\delta V$ möglich. Die Darstellung $\delta\beta/\delta V$ in Bild 7.14 bestätigt den entscheidenden Einfluss einer Änderung des Variationskoeffizienten des Reibungswinkels φ auf die Versagenswahrscheinlichkeit. In weiterer Reihenfolge beeinflussen der Modelfaktor des Widerstands m_r und der Einwirkungen m_e , die Wichten des Bodens γ_2 und die Streckgrenze f_y die Ergebnisse für die Zuverlässigkeit. Die partiellen Ableitungen des Zuverlässigkeitsexponenten nach dem Mittelwert $\delta\beta/\delta\mu$ können auch für die deterministisch angenommenen Parameter vorgenommen werden, wobei in Bild 7.14 nochmals ihr geringer Einfluss auf die Versagenswahrscheinlichkeit im Allgemeinen erkennbar wird. Nur für die Wichte des Wassers kann eine deutliche Auswirkung einer Änderung des Mittelwerts auf die Ergebnisse der probabilistischen Analyse abgelesen werden. Maßgeblich für die berechnete Zuverlässigkeit der Konstruktion wirkt sich weiterhin insbesondere eine Variation des Mittelwerts der Bewehrung A_s , der Kohäsion c und der Wichten des Bodens γ_2 und des Reibungswinkels φ aus.

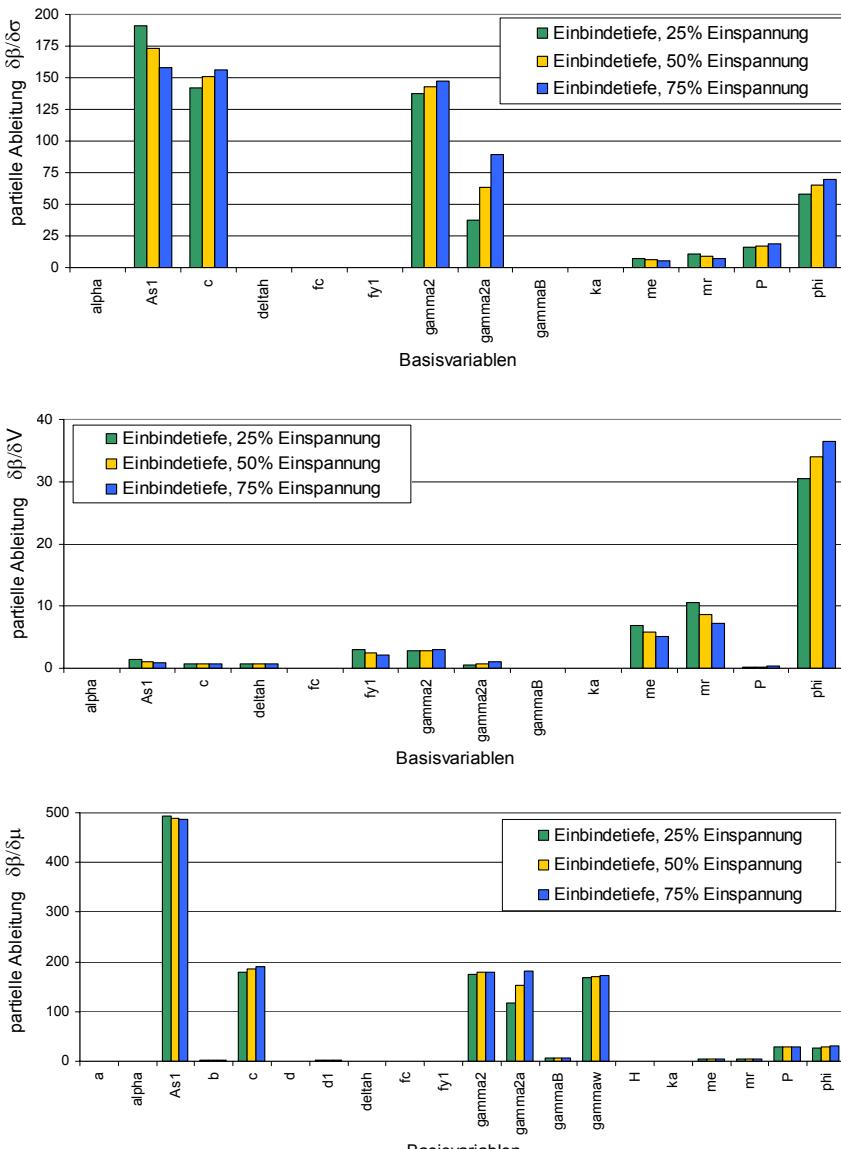


Bild 7.14: Sensitivitäten der Basisvariablen für die probabilistische Analyse der Grenzzustands der Biegeträgfähigkeit unter Annahme der Bodenparameter des Bodens 2 nach Tabelle 6.1.

7.1.4 Berücksichtigung einer Druckbewehrung

Für die Bemessung der Schlitzwand und die in Kapitel 7.1.1 bis 7.1.3 vorgestellten probabilistischen Analysen wird von einem Querschnitt ohne Druckbewehrung ausgegangen. Auch [4126-04] fordert, für die Bemessung einen einseitig bewehrten Querschnitt anzunehmen. Die Zugbewehrung des vorwiegend auf Biegung beanspruchten Querschnitts erreicht die Streckgrenze, so dass der gewählte Ansatz eines einseitig bewehrten Querschnitts für die Bemessung wirtschaftlich ist. Eine Verringerung der Schlitzwandabmessungen und somit eine größere Ausnutzung des Querschnitts ist unter Einhaltung der Vorgaben nach [4126-04] nicht möglich. [4126-04] gibt eine maximal zweilagige Bewehrung je Seite vor, um eine vollständige Umschließung der Bewehrung mit Beton und einen guten Verbund der Werkstoffe sicherzustellen.

Der Herstellungsprozess der Schlitzwand erfordert einen stabilen Bewehrungskorb. Daher wird ein beidseitiger Bewehrungsquerschnitt in der Schlitzwand verwendet. Durch die zusätzliche auf der Druckseite eingelegte Bewehrung verändert sich der Dehnungs- und Spannungsverlauf des inneren Querschnitts. Aus diesem Grund werden die Auswirkungen auf die probabilistische Analyse der aus konstruktiven Gründen vorhandenen Bewehrung der Druckseite für das gegebene Beispiel nach Kapitel 6.3 untersucht. Für die Druckbewehrung werden zwei verschiedene Annahmen analysiert.

Annahme (A):

Es wird eine symmetrisch verteilte Bewehrung gewählt. Der auf der Zugseite für die Bemessung mit einseitiger Bewehrung ermittelte Bewehrungsquerschnitt wird ebenfalls auf der Druckseite angesetzt.

Annahme (B):

Annahme (B) geht auch von einem symmetrischen, mit dem Interaktionsdiagramm bestimmten Bewehrungsquerschnitt aus. Dieser ist jedoch aus den oben genannten Gründen nur wenig geringer als der Bewehrungsquerschnitt der Annahme (A).

Für beide Bewehrungsvarianten (A) und (B) werden direkte Monte-Carlo- und FORM-Analysen durchgeführt und zusätzlich mit den Ergebnissen der probabilistischen Analyse des Querschnitts ohne Druckbewehrung verglichen, Bild 7.15.

In den FORM-Analysen wird der Ansatz nach Gleichung 5-31 für die Widerstandsseite unter Ansatz der Modellfaktoren und der vereinfachten Annahme fester Beiwerte der Betondruckzone k_a und α_R sowie der Stahlspannung $\sigma_s = f_y$ verwendet. Die Zuverlässigkeitsmethode der Monte-Carlo-Analyse berücksichtigt hingegen den genauen Dehnungsverlauf im Querschnitt und bestimmt in seiner Abhängigkeit die Kennwerte k_a , α_R und σ_s .

Bei einer Berücksichtigung der Druckbewehrung fällt ein Unterschied der mit FORM und der Monte-Carlo-Methode berechneten Ergebnisse auf, Bild 7.15. Die Abweichungen von $\Delta\beta \approx 0,1$ zwischen beiden Verfahren (FORM / MC) sind sowohl unter Ansatz der Druckbewehrung nach Annahme (A) als auch (B) systematisch erkennbar. Bei dem vereinfachten Ansatz werden Spannungen an der Streckgrenze des Betonstahls sowohl für die Druck- als auch für die Zugbewehrung vorausgesetzt. Auch bei der Bemessung wird dieser Grenzwert der Stahlspannung jedoch in der Druckbewehrung nicht erreicht. Die in Bild 7.15 gezeigten Abweichungen der Zuverlässigkeitssindizes zwischen Monte-Carlo- und FORM-Analyse werden auf die Abweichung der Stahlspannung in der Druckbewehrung von der vereinfachten Annahme $\sigma_s = f_y$ in FORM zurückgeführt. Unter Ansatz einer Druckbewehrung sollte deshalb für die probabilistische Analyse immer der genaue Ansatz verwendet werden, der insbesondere die Stahlspannung in Abhängigkeit von der Dehnungsverteilung im Querschnitt bestimmt.

Die Zuverlässigkeitssindizes bei Ansatz der Druckbewehrung nach Annahme (A) verändern sich im Vergleich zur Berechnung ohne Annahme einer Druckbewehrung kaum. Das mit dem einseitig bewehrten Querschnitt berechnete Zuverlässigkeitssniveau bleibt erhalten, wenn die probabilistische Analyse mit dem genauen Ansatz unter Verwendung der Monte-Carlo-Analyse durchgeführt wird, Bild 7.15. Bei einem Ansatz der Bewehrung nach Annahme (B) zeigt sich eine Verringerung des Zuverlässigkeitssindex β . Die geringe Veränderung des Mittelwerts der Zugbewehrungsquerschnitts wirkt sich auf die Versagenswahrscheinlichkeit aus. Eine hohe Sensitivität der zuverlässigkeitstheoretischen Berechnungen bezüglich des Querschnitts der Zugbewehrung wurde auch für den einseitig bewehrten Querschnitt festgestellt, Bild 7.14.

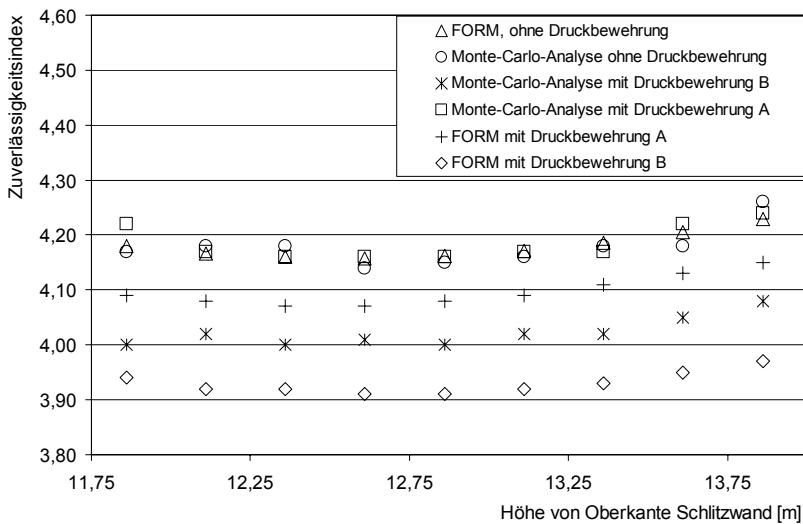


Bild 7.15: Vergleich verschiedener Analysemethoden unter Ansatz unterschiedlicher Druckbewehrungen, Basisvariablen auf Grundlage der Bemessung nach DIN 1045-1 / DIN 1054 (Boden 1 nach Tabelle 6.1).

A: symmetrische Bewehrung $A_{s2} = A_{s1}$, A_{s1} aus der Bemessung ohne Druckbewehrung

B: symmetrische Bewehrung $A_{s2} = A_{s1}$, A_{s1} und A_{s2} aus der Bemessung mit dem Interaktionsdiagramm

7.1.5 Beanspruchung einer Schlitzwand durch Kranlasten

Da der Einfluss der Normalkraft auf die probabilistische Analyse der Biegetragfähigkeit von Schlitzwänden bisher nicht abgeschätzt werden konnte, wird dieser Aspekt in der vorliegenden Arbeit untersucht. Bei der Bemessung nach den aktuellen Normen liegen für die in Kapitel 7.1.1 bis 7.1.4 verwendeten Querschnitte in der Regel Dehnungsverteilungen des Bereichs 3 nach Bild 5.4 vor. Die mit FORM bestimmten Design-Werte führen bei einer Bemessung zu Dehnungsverteilungen der Bereiche 2 und 3. In Kapitel 7.1.4 wird dargestellt, dass die vereinfachten Formeln und somit FORM- und SORM-Analysen nur verwendet werden dürfen, wenn die Stahlspannung die Streckgrenze erreicht. Die mit den Gleichungen 6-34 bis 6-38 bzw. 5-28 bis 5-45 gegebenen Grenzzustandsgleichungen sind allgemein gültig, wenn im Rahmen der probabilistischen Analyse die Spannungen in der Bewehrung in Abhängigkeit von den Dehnungen im Querschnitt bestimmt werden. Für die auf der Zugseite angeordnete Bewehrung liegen im Dehnungsbereich 4 nach Bild 5.4 Spannungen unterhalb der Streckgrenze im Stahl vor. Ein Grenzzustand mit schlagartigem Versagen des

Betons (Dehnungsbereich 4) konnte unter folgenden Bedingungen für den in dieser Arbeit untersuchten Bauwerkstyp als nicht charakteristisch eingestuft werden. Der Dehnungsbereich 4 kann nur unter Steigerung der Drucknormalkräfte oder einer Vergrößerung der einwirkenden Biegung und, wenn möglich, gleichzeitiger Verringerung der Querschnittsabmessungen erreicht werden. Für das in Bild 6.10 gegebene Beispiel ist eine Steigerung der Normalkräfte durch die Anordnung einer Kranbahn möglich. Um eine maximale Beanspruchung zu erzielen, wird von einer direkten Einleitung der Lasten aus dem vorderen Kranbahnräger am Kopfbereich in die Schlitzwand ausgegangen. In [EAU-08] sind die maximalen Ecklasten für Containerschiffe im Betrieb bei der Bedienung von Post-Panmax-Schiffen bis zu 9000 kN angegeben. Die Ecklast wird auf mehrere Räder des Eckpunkts gleichmäßig verteilt, so dass sich nach [EAU-08] maximale Radaufstandslasten von bis zu 750 kN/m ergeben, vgl. Kapitel 4.2.1. Es wird von einem Containerkran auf Eisenbahngleisen ausgegangen, so dass eine veränderliche Kranlast für das gewählte Beispiel vorliegt (Bild 6.10).

Der Querschnitt der Schlitzwand wird in den Kapiteln 7.1.1 bis 7.1.4 für alle Analysen unabhängig vom Einspanngrad und vom Bodentyp konstant angenommen. Die Analyse der Beanspruchung durch eine zusätzliche Kranlast wird nur für bestimmte Randbedingungen durchgeführt. Es wird der Boden 1 nach Tabelle 6.1 und eine Einbindetiefe entsprechend einer 25%igen Einspannung gewählt. Unter diesen Randbedingungen kann die Wanddicke auf 1,5 m verringert werden, so dass dennoch die Forderung einer maximal zweilagigen Bewehrung unter Annahme der Abstände der Bewehrungsstäbe nach [4126-04] für den Grenzzustand der Biegetragfähigkeit eingehalten werden kann.

Im Rahmen der Bemessung fällt wiederum die inkonsistente Formulierung der Sicherheitsformate zwischen den Normen [1054/1-05] und [1045/1-08] auf, vgl. auch [Grünberg et al.-09]. Während in [1054/1-05] nur Teilsicherheitsbeiwerte für eine ungünstige Wirkung der Beanspruchungen und Einwirkungen für Schlitzwände gegeben werden, stellt [1045/1-08] bzw. [1055/100-01] auch Sicherheitselemente für eine günstige Wirkung vor. Ebenso werden in [1054/1-05] keine Kombinationswerte eingeführt, da nach 6.3.3(4) in den Lastfällen 1 bis 3 die repräsentativen Werte der unabhängigen Einwirkungen bestimmt werden und sich somit eine Untersuchung des gleichzeitigen Auftretens von Einwirkungen mit Hilfe der Kombinationswerte erübrigt. Die beschriebenen Abweichungen der Normen sind insbesondere für den zusätzlichen Lastfall der Kranlast interessant. Für das auf den Querschnitt bezogene Bemessungsmoment wirkt sich die Kranlast ungünstig aus, da durch die Einwirkung aus der hinteren Kranlast ein zusätzliches Moment entsteht. Da jedoch bei der Bemessung durch eine höhere Drucknormalspannung die Bewehrung verringert wird, solange die Beanspruchungen weiterhin zu Dehnungsverteilungen des Bereichs 3 nach Bild 5.4 führen ($N_{Ed} < N_{bal}$), ist ebenfalls eine günstige Wirkung der Kranlast, insbesondere bei einer direkten Belastung der Wand durch die vordere Kranbahn, möglich.

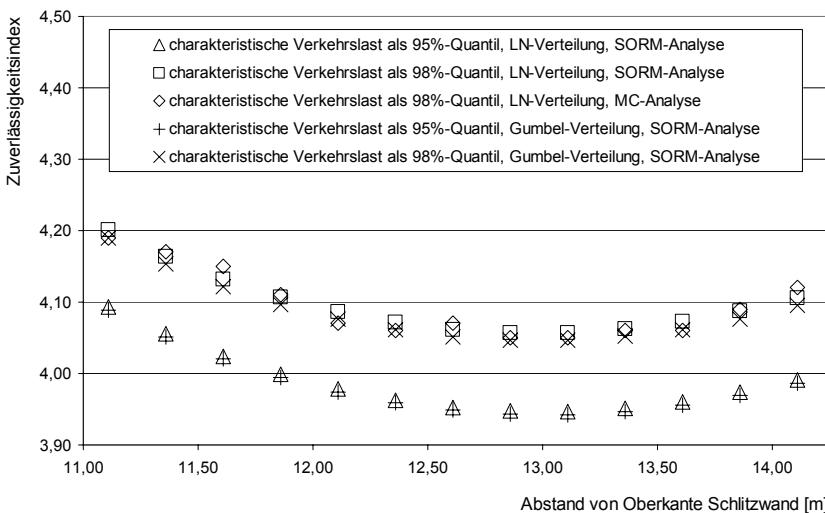


Bild 7.16: Zuverlässigkeitsexponent bei Ansatz einer zusätzlichen Kranlast. Vergleich verschiedener Verteilungen für die Verkehrslast und Analysemethoden. (Boden 1 nach Tabelle 6.1, Einbindetiefe für 25% Einspannung, Bezugzeitraum für die Nutzlast 50 Jahre).

Für die probabilistische Analyse ist zur Festlegung der Querschnittswerte des Beton- und Stahlquerschnitts eine Bemessung des Bauwerks durchzuführen. Dafür wird von der konservativen Annahme der Unabhängigkeit der Kranlasten von den Verkehrslasten ausgegangen und somit ein Kombinationswert von $\psi = 1$ gewählt. Die Kranlast wird sowohl als günstig wirkende Last mit einem Teilsicherheitsbeiwert $\gamma = 0,0$ als auch für die ungünstige Wirkung mit $\gamma = 1,5$ untersucht. Der resultierende Bewehrungsquerschnitt ist sehr ähnlich. Der Mittelwert der Kranlast wird nach den Gleichungen 6-43 und 6-44 unter Annahme einer logarithmischen Normal- und Gumbelverteilung und unter Ansatz der charakteristischen Last als 0,95- und 0,98-Quantile und eines einheitlichen Bezugzeitraums von 50 Jahren bestimmt (analog zum Vorgehen in Kapitel 7.1.2).

Die Ergebnisse der probabilistischen Analyse zeigen, dass der geforderte Zuverlässigkeitsexponent von $\beta = 3,8$ überschritten wird, Bild 7.16. Für die Analyse wurde wiederum von einem einseitig bewehrten Querschnitt ausgegangen. Die gute Übereinstimmung der Ergebnisse der SORM- und der Monte-Carlo-Analyse zeigen ebenfalls, dass für den Versagensbereich Dehnungsverteilungen vorliegen, bei denen die Streckgrenze der Bewehrung erreicht wird, Bild 7.16. Die Versagenswahrscheinlichkeit steigt bei dem Ansatz einer zusätzlichen Kranlast im Vergleich zu der probabilistischen Analyse der Schlitzwand unter alleinigem Ansatz einer Flächenlast als Verkehrslast an, vgl. Bild 7.16 und Bild 7.4. Die Basisvariablen wurden in der probabi-

listischen Analyse auf der Grundlage deterministisch bemessener Querschnitte gewählt.

Eine Steigerung der Beanspruchungen bzw. stärkere Ausnutzung des Querschnitts mit einer Verschiebung des Beanspruchungsniveaus, so dass Dehnungsverteilungen des Bereichs 4 nach Bild 5.4 entstehen, war unter Einhaltung der konstruktiven Bedingungen nach [4126-04] nicht möglich. Eine probabilistische Analyse des Grenzzustands der Biegetragfähigkeit für eine Dehnungsverteilung des Bereichs 4 ist mit den in Kapitel 6 vorgestellten Grenzzustandsgleichungen unter Verwendung der genauen Methode jedoch realisierbar.

7.1.6 Variation des angesetzten Erddrucks

Für die Wahl des statischen Systems von Kaimauern in Schlitzwandbauweise und die Bestimmung der Lastansätze können umfangreiche Überlegungen und Vergleichsrechnungen angestellt werden. Inwieweit die berechneten Schnittgrößen die Wirklichkeit widerspiegeln ist nach [Dücker et al.-96] im wesentlichen von der Verteilung der Einwirkungen wie Wasser- und Erddruck, aber auch vom Verformungsverhalten der Konstruktion abhängig. Die Schnittgrößen werden durch die Wechselwirkung zwischen Bauwerk und Baugrund sowie ihren Verformungen beeinflusst.

Für die Bemessung von Schlitzwänden mit großen Abmessungen sind in der Literatur unterschiedliche Hinweise zum Ansatz der einwirkenden Erddrücke vorhanden. Nach [EAU-08] sind Schlitzwände in der Regel aufgrund ihrer hohen Biegesteifigkeit und der geringen Verformungen für einen erhöhten aktiven Erddruck zu bemessen. Ein Ansatz des aktiven Erddrucks ist nur möglich, wenn durch eine ausreichende Nachgiebigkeit des Wandfußes, der Stützungen, bei genügend nachgiebiger Verankerung sowie der horizontalen Durchbiegung der erforderliche Verschiebungsweg für eine volle Aktivierung der Scherspannungen in der Gleitfuge vorhanden ist. Die in [Maybaum-96] vorgestellte 1,2 m dicke Schlitzwandkonstruktion des O'Swaldkais, Hamburg (Bild 2.5) wurde mit verschiedenen Messsystemen ausgestattet, mit denen Kenntnisse über Spannungs- und Verformungszustände gewonnen wurden. [Maybaum-96] weist die Abminderung vom Erdruhedruck auf den aktiven Erddruck mess- und rechentechnisch nach. Er stellt fest, dass auf die Bemessung mit erhöhtem aktiven Erddruck verzichtet werden kann, vgl. auch [Dücker et al.-96].

Zur Mobilisierung des aktiven und passiven Erddrucks ist eine Verschiebung der Konstruktion notwendig. Hinweise für die erforderliche Wandbewegung zur Erzeugung der aktiven bzw. passiven Erddruckkraft sind z. B. in [Witt-08] gegeben. Eine realitätsnahe Abschätzung der Wandbewegung ist jedoch mit den in Kapitel 6 gewählten vereinfachten Systemen nicht möglich. Auch unter Verwendung von Finite-Element-Berechnungen sind die berechneten Verschiebungswege deutlich von den gewählten Ansätzen, insbesondere den Stoffgesetzen, abhängig [Hettler-96]. Eine

begründete Annahme des vorhandenen Erddrucks ist somit ohne baubegleitende Messungen kaum möglich.

In den Kapiteln 7.1.1 bis 7.1.5 wird von der Annahme eines aktiven Erddrucks ausgegangen. Alternativ werden in diesem Kapitel die Auswirkungen bei einer Bemessung mit erhöhtem aktiven Erddruck untersucht. Für den passiven Erddruck wird bei Ortbetonwänden bei der Bemessung im Allgemeinen der volle Erddruck (E_{pk}/γ_{Ep}) angesetzt, auf eine Abminderung des passiven Erddrucks mit einem Anpassungsfaktor η_{Ep} wird verzichtet. Um die konstruktiven Bedingungen nach [4126-04] sicherzustellen, wird die Schlitzwanddicke bei Ansatz des erhöhten Erddrucks auf 1,9 m (Boden 1, Tabelle 6.1) und 2,0 m (Boden 2, Tabelle 6.1) angepasst. Zur Begrenzung der Schlitzwanddicke wäre eine Ausführung als T-Querschnitt grundsätzlich möglich, jedoch wird nach [CUR-05] die Ausführung als ebenes Schlitzwandelement allgemein bevorzugt und ebene Profile in den Dicken 0,5 - 2 m werden realisiert.

Für die in der probabilistischen Analyse angesetzte Biegebewehrung wird die aus dem Grenzzustand der Biegetragfähigkeit für das maßgebende Biegemoment unter den vorgegebenen Belastungen deterministisch bestimmte Bewehrung unabhängig davon angesetzt, ob durch andere Grenzzustände der Tragfähigkeit oder Gebrauchstauglichkeit höhere Bewehrungsgehalte erforderlich werden. Dieses Vorgehen ist zur Überprüfung der Sicherheitselemente (Kapitel 8) sinnvoll.

Ein Nachweis der Begrenzung der Rissbreite ist nach [EAU-08] entsprechend [1045/1-08], Abschnitt 11.2 zu führen, sofern betontechnologische Maßnahmen allein nicht ausreichen. Bei einer rechnerischen Rissbreite von $w_k \leq 0,25$ mm kann sich in der Regel eine Selbstheilung der Risse einstellen [EAU-08]. [Dücker et al.-96] sieht eine erhöhte Gefahr der Korrosion der Bewehrung nur in der Wasserwechselzone und darüber gegeben und nimmt für diesen Bereich zur Begrenzung der Rissbreite $w_{cal} = 0,15$ mm an. In den vorliegenden Berechnungen wird nur die Bewehrung für die untersuchten Grenzzustände der Biege- und Querkrafttragfähigkeit berücksichtigt.

Die probabilistische Analyse bezieht sich auf die Böden 1 und 2 nach Tabelle 6.1 und Einspanngrade der Systeme von 25%, 50% und 75%. Unter Ansatz des erhöhten aktiven Erddrucks zeigen die Ergebnisse der probabilistischen Analyse große Ähnlichkeit zu den Ergebnissen unter Verwendung des aktiven Erddrucks, Bild 7.17. Insgesamt wird der Zielwert des Zuverlässigkeitssindex von $\beta = 3,8$ nach Kapitel 3.3.2 für alle durchgeführten Analysen erreicht. Das berechnete Zuverlässigkeitssniveau ist unabhängig vom Einspanngrad, wird jedoch beeinflusst durch die verwendeten Bodenparameter.

Ein Vergleich der Ergebnisse der Zuverlässigkeitsuntersuchung für den Ansatz aktiver und erhöhter aktiver Erddrücke zeigt, dass für beide Ansätze das berechnete Zuverlässigkeitssniveau nahezu gleich ist, Bild 7.18. Der maßgebende Schnittpunkt im System bzw. die Lage des geringsten Zuverlässigkeitssindex im Abstand von der O-

berkante der Schlitzwand verschiebt sich, da aufgrund der höheren Erddrücke bei Ansatz des erhöhten aktiven Erddrucks von größeren Einbindetiehen ausgegangen wird.

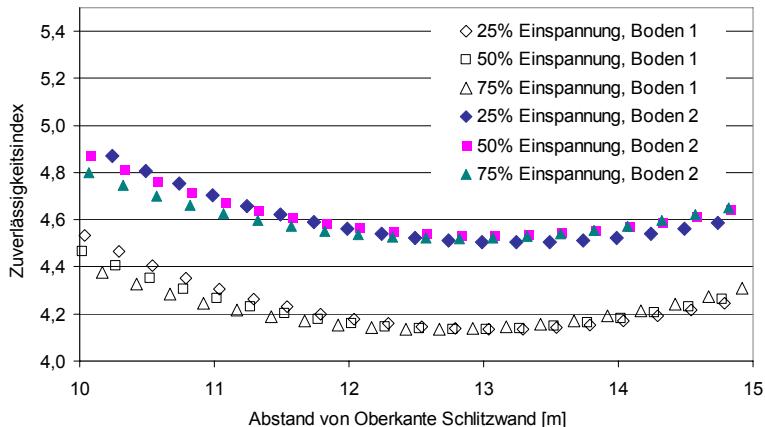


Bild 7.17: Zuverlässigkeitssindex unter Ansatz eines erhöhten aktiven Erddrucks (Boden 1 und 2 nach Tabelle 6.1, verschiedene Einbindetiehen in Abhängigkeit vom Einspanngrad bei der Bemessung).

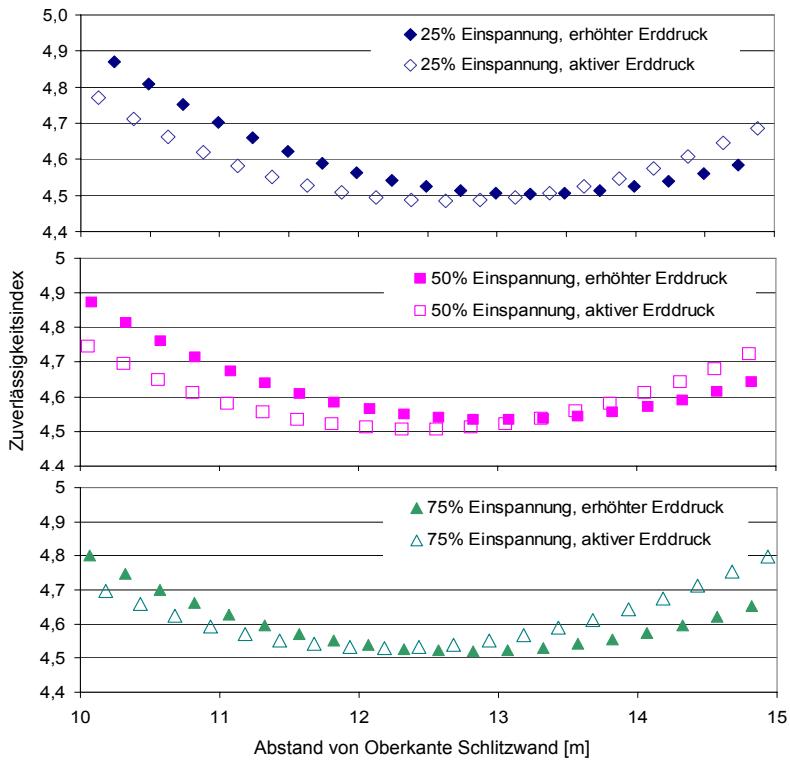


Bild 7.18: Vergleich der Zuverlässigkeitssindizes unter Ansatz eines aktiven und erhöhten aktiven Erddrucks (Boden 2 nach Tabelle 6.1, verschiedene Einbindetiefen in Abhängigkeit vom Einspanngrad bei der Bemessung).

7.2 Grenzzustand der Querkrafttragfähigkeit

Die probabilistische Untersuchung der Querkrafttragfähigkeit wird wie in Kapitel 6.4.2 vorgestellt für verschiedene Nachweisschnitte nach Bild 6.10 durchgeführt, die im Grenzzustand der Tragfähigkeit maßgebend werden. Die probabilistische Analyse wird für die Nachweisschnitte I bis III durchgeführt. Für den Schnitt IV nach Bild 6.10 wird aufgrund der in Kapitel 6.4.2.2 dargestellten Problematik auf eine Untersuchung der Zuverlässigkeit verzichtet.

Schnitt I:

Für den Schnitt I werden in der Bemessung nur geringe Querkräfte bestimmt, die deutlich unterhalb der Querkrafttragfähigkeit des Querschnitts ohne Querkraftbewehrung liegen.

rung liegen. Bei der probabilistischen Analyse der Querkrafttragfähigkeit des Querschnitts ohne Schubbewehrung $V_{R,ct}$ werden entsprechend große Zuverlässigkeitssindizes β von ~9,6 für alle untersuchten Einbindetiefen und Bodenparameter nach Tabelle 6.1 ermittelt. Da für den Querschnittswiderstand ohne Querkraftbewehrung keine Anpassung des Widerstands an die Einwirkungen durchgeführt wird wie z. B. bei anderen Nachweisen durch die Wahl einer Bewehrung bzw. eine Anpassung der Querschnittsabmessungen liegen an dieser Stelle des Bauwerks hohe Zuverlässigkeitssindizes für die Querkrafttragfähigkeit vor. Eine weitere Darstellung der Ergebnisse wird nicht vorgenommen.

Schnitt II:

Im Schnitt II ist in der Bemessung für alle untersuchten Konstruktionen eine Querkraftbewehrung erforderlich, die jedoch in der Regel durch die Mindestbewehrung sichergestellt werden kann. In der probabilistischen Analyse der Querkrafttragfähigkeit mit Querkraftbewehrung $V_{R,sy}$ wird ein normalverteilter Modelfaktor des Querschnittswiderstands mit einem Mittelwert von $m_{R,sy} = 1,1$ und einem Variationskoeffizienten von 10% analog zum Vorgehen in [Hansen-04] und [Braml et al.-09b] verwendet.

Die Analyse wird mit FORM unter Annahme der mit Gleichung 6-41 gegebenen Grenzzustandsfunktion der Widerstandsseite des Querschnitts durchgeführt und mit den Ergebnissen einer Monte-Carlo-Analyse mit Importance Sampling (MCMIS) verglichen. Wie bei der Biegebemessung wird die Einbindetiefe aus der deterministischen Bemessung vorgegeben. Bei der Monte-Carlo-Analyse wurde implementiert, dass bei einer beliebigen Realisation der Basisvariablen, rechnerisch, in der probabilistischen Analyse, maximal die Tiefe angesetzt wird, welche einer vollen Einspannung entspricht. Reicht hingegen die vorhandene Einbindetiefe nicht zur Ausbildung einer mindestens gelenkigen Lagerung aus, so dass eine Verlängerung des Systems notwendig wäre, wird in der probabilistischen Analyse für die Realisation von einem Versagensfall ausgegangen. Die Berücksichtigung dieser Randbedingungen ist bei der Berechnung mit FORM nicht möglich. Die probabilistischen Analysen zeigen, dass der Einfluss dieser implementierten Randbedingungen für die Querkraftbemessung ausgeprägter ist als für die Biegebemessung.

Für höhere Einspanngrade zeigt Bild 7.19 Abweichungen der mit FORM und mit der MCMIS-Methode berechneten Zuverlässigkeitssindizes bzw. Versagenswahrscheinlichkeiten. Dies verdeutlicht, dass die probabilistische Analyse bei Systemen mit höheren Einspanngraden aus der deterministischen Bemessung zu Realisationen mit voller Einspannung führt. Deshalb werden für diese Realisationen veränderte Schnittgrößen und somit die in Bild 7.19 dargestellten Abweichungen der Zuverlässigkeitssindizes berechnet. Für die Zuverlässigkeitssundersuchung der Querkrafttragfähigkeit der Schlitzwand zeigt Bild 7.19, dass die errechneten Zuverlässigkeitssindizes den Zielwert $\beta = 3,8$ deutlich überschreiten. Unabhängig von der deterministisch be-

rechneten Einbindetiefe liegt ein ähnliches Zuverlässigsniveau vor. Analog zur stochastischen Untersuchung der Biegetragfähigkeit steigt der Zuverlässigsindex für die Bodenparameter mit verringertem Reibungswinkel und gleichzeitiger Annahme einer steigenden Kohäsion an.

Die Wichtung der Basisvariablen gibt einen Hinweis auf die Parameter, welche maßgebend die berechnete Versagenswahrscheinlichkeit beeinflussen, Bild 7.20. Wie bei der probabilistischen Analyse der Biegetragfähigkeit wird das Ergebnis deutlich von der Eingangsvariable Reibungswinkel des Bodens ($\alpha^2(\varphi) = 38\%$) bestimmt. Ebenfalls besitzen die Modellfaktoren der Widerstands- und Einwirkungsseite hohe Wichtungsfaktoren ($\alpha^2(m_e) = 13\%$, $\alpha^2(m_{R,sy}) = 34\%$) und somit einen großen Einfluss auf die Zuverlässigkeit bezüglich des Querkraftversagens. Auf der Querschnittswiderstandsseite wirkt sich auch der Parameter der Stahlstreckgrenze mit einer Wichtung von ~5% auf die Versagenswahrscheinlichkeit aus.

Die geometrischen Parameter Querschnittshöhe der Schlitzwand, Einbindetiefe und Randabstand der Bewehrung weisen bei Annahme ihrer stochastischen Verteilung nach Tabelle 6.3 Wichtungen α^2 in einer Größenordnung <1% auf. Deshalb werden diese Parameter in der probabilistischen Analyse der Querkrafttragfähigkeit deterministisch gewählt. Unter Ansatz des Bodens 1 und einer Einbindetiefe für einen Einspanngrad von 25% in der Bemessung konnte in der probabilistischen Analyse eine Änderung des Zuverlässigsindex unter Ansatz der geometrischen Parameter mit einer stochastischen Verteilung bis $\Delta\beta \approx 0,03$ festgestellt werden. Diese Differenz des Zuverlässigsindex wurde im Vergleich zu den in Bild 7.20 dargestellten Einflüssen der Parameter Modellfaktor Querschnittswiderstand, Modellfaktor Einwirkungen und Reibungswinkel des Bodens als vernachlässigbar eingestuft.

Die auffällig hohe Beeinflussung der Querkrafttragfähigkeit mit Bewehrung $V_{R,sy}$ durch die Modellfaktoren stellen [Braml et al.-09b] auch für querkraftbeanspruchte Bauteile des Hochbaus fest. Sie weisen ebenfalls darauf hin, dass für die Modellfaktoren bezüglich der Modellunsicherheiten der Widerstände deutliche Abweichungen in der Literatur zu finden sind. Aufgrund dieser Unsicherheiten werden die Modellfaktoren in Bild 7.21 innerhalb der im Kapitel 6.4.2.1 vorgestellten Bandbreite variiert.

Die Änderungen des Mittelwerts oder des Variationskoeffizienten der Modellunsicherheit des Querschnittswiderstands $V_{R,sy}$ beeinflussen das Zuverlässigsniveau. Bei einem Vergleich der Annahme eines normalverteilten und logarithmisch normalverteilten Modellfaktors $m_{R,sy}$ liegen insbesondere für höhere Variationskoeffizienten deutliche Unterschiede der Zuverlässigsindizes vor. Dieses Ergebnis bestätigt auch [Hansen-04a] in seinen probabilistischen Analysen für Tragelemente des Hochbaus. Bei einer Variation des Modellfaktors bis zu einem Variationskoeffizienten von 15% stellt [Hansen-04a] Differenzen der Zuverlässigsindizes von $\sim\Delta\beta = 0,4$ für die Querkrafttragfähigkeit $V_{R,sy}$ von Bauteilen des Hochbaus unter Ansatz normal- und logarithmisch normalverteilter Modellfaktoren fest. Diese Differenz entspricht in

etwa dem in Abhängigkeit von der Zuverlässigkeitsmethode berechneten $\Delta\beta$ von 0,37 (FORM) und 0,46 (MCMIS) (Bild 7.21, rechts, $V_{R,sy} = 15\%$) für die Querkrafttragfähigkeit von Schlitzwänden.

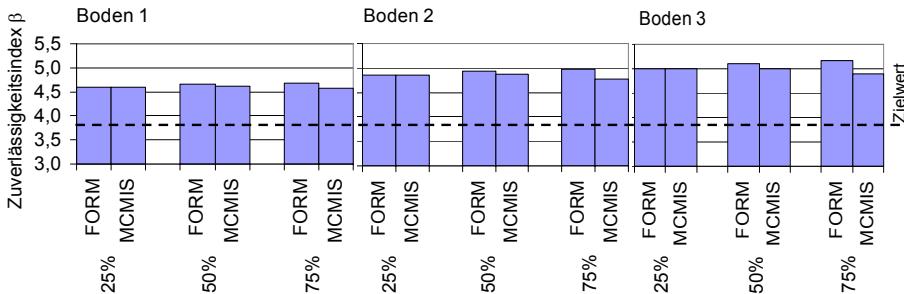


Bild 7.19: Zuverlässigkeitssindex für den Grenzzustand der Querkrafttragfähigkeit $V_{R,sy}$, Vergleich verschiedener Zuverlässigkeitsmethoden (Boden 1, 2 und 3 nach Tabelle 6.1, 25%, 50% und 75% Einspannung bei der Bemessung).

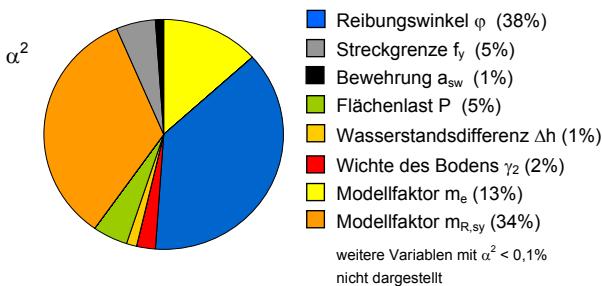


Bild 7.20: Wichtungsfaktoren der Basisvariablen für die Querkrafttragfähigkeit $V_{R,sy}$ (Boden 1 nach Tabelle 6.1, Einbindetiefe für 25% Einspannung).

Für die zuverlässigkeitstheoretischen Untersuchungen der Querkrafttragfähigkeit weisen [Braml et al.-09b] darauf hin, dass auch für den Hochbau die aus Versuchen bestimmten statistischen Kenngrößen der Modellunsicherheiten des Querschnittswiderstands eine große Bandbreite aufweisen. Eine Verbesserung der Ergebnisse der probabilistischen Analyse ist somit nur durch die genauere Prognose der Eingangs-werte, insbesondere der Modellfaktoren, möglich. Auch für die Variation der statistischen Kenngrößen des Reibungswinkels des Bodens zeigen sich deutliche Auswirkungen auf die festgestellten Zuverlässigkeitssindizes, Bild 7.23. Bei Annahme der

Basisvariablen X_k nach Tabelle 6.3, deren Wahl auf die in den Kapiteln 4 bis 6 präsentierten Annahmen aufbaut, überschreitet der Zuverlässigkeitssindex den geforderten Zielwert $\beta = 3,8$.

Für die maximale Querkrafttragfähigkeit der Druckstrebe ergeben sich unter Ansatz der Basisvariablen nach Tabelle 6.3 niedrige Versagenswahrscheinlichkeiten. Für nur gering querkraftbewehrte Bauteile wird der Nachweis der Druckstrebe $V_{Rd,max}$ in der Regel nicht maßgebend, so dass die Ergebnisse mit großen Zuverlässigkeitssindizes $\beta > 9$ zur Beurteilung der Versagenswahrscheinlichkeit nicht relevant werden.

Schnitt III:

Im Schnitt III nach Bild 6.10 ist in Abhängigkeit von dem angesetzten Boden nach Tabelle 6.1 und von dem bei der Bemessung angesetzten Einspanngrad bzw. von der angenommenen Einbindetiefe der Nachweis der Querkrafttragfähigkeit für mittlere und geringe Einspanngrade mit dem Querschnittswiderstand ohne Querkraftbewehrung $V_{Rd,ct}$ möglich. Unter Ansatz anderer Parameter des Bodens und Einbindetiefen wird jedoch bei höheren Einspanngraden eine Querkraftbewehrung erforderlich, die in der Regel durch die Mindestbewehrung sichergestellt werden kann.

Aufgrund der Ausführungen in Kapitel 6.4.1.1 über die Unsicherheit der Modellfaktoren der Widerstandsseite für den Querschnittswiderstand der Querkrafttragfähigkeit ohne Schubbewehrung wird diese Variable im Rahmen der in der Literatur vorhandenen Bandbreite variiert, die Mittelwerte schwanken zwischen $m_{R,ct} = 0,93$ und $m_{R,ct} = 1,1$ und die Variationskoeffizienten zwischen 10% und 25%. Es zeigt sich bei Schnitt III eine deutliche Abhängigkeit der Ergebnisse von der Wahl des Modellfaktors des Querschnittwiderstands $m_{R,ct}$. Für die Variation des Mittelwerts des Modellfaktors des Querschnittwiderstands $m_{R,ct}$ wird in der probabilistischen Analyse von einem konstanten Variationskoeffizienten von 0,1 ausgegangen, Bild 7.24 (links). Der Nachweis $V_{R,ct}$ liefert auch bei Variation von der statistischen Kenngröße Mittelwert des Modellfaktors große Zuverlässigkeit. Eine Änderung des Variationskoeffizienten des Modellfaktors des Querschnittwiderstands wird unter konstantem Mittelwert des Modellfaktors von $m_{R,ct} = 1,0$ durchgeführt. In den wahrscheinlichkeitstheoretischen Berechnungen für Schnitt III unterschreiten bei einem Variationskoeffizienten von $\geq 15\%$ die Zuverlässigkeitssindizes den Zielwert $\beta = 3,8$, Bild 7.24 (rechts). Dieses Ergebnis wird von [Hansen-04a] und [Braml et al.-09b] in wahrscheinlichkeitstheoretischen Untersuchungen der Querkrafttragfähigkeit von Tragelementen des Hochbaus nicht beobachtet. Die Zuverlässigkeit für die Querkrafttragfähigkeit ohne Bewehrung $V_{R,ct}$ übersteigen bei Untersuchungen von Tragelementen des Hochbaus in der Regel den Zielwert [Hansen-04a] [Braml et al.-09b] deutlich.

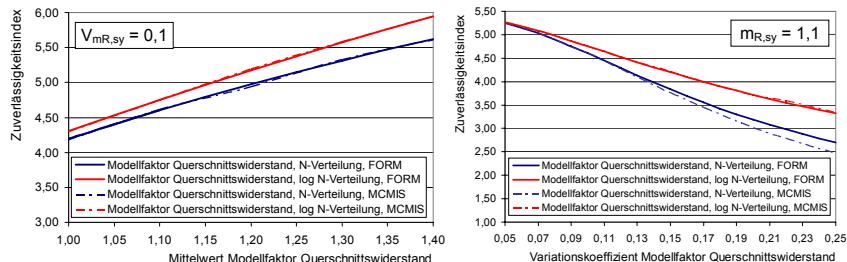


Bild 7.21: Einfluss des Mittelwerts (links) des Modellfaktors des Querschnittswiderstands und des Variationskoeffizienten (rechts) auf die Querkrafttragfähigkeit $V_{R,sy}$ (Schnitt II nach Bild 6.10, Boden 1 nach Tabelle 6.1, Einbindetiefe für 25% Einspannung).

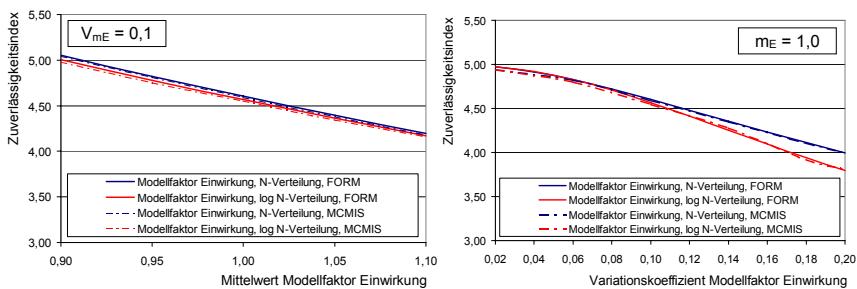


Bild 7.22: Einfluss des Mittelwerts (links) des Modellfaktors der Einwirkungen und des Variationskoeffizienten (rechts) auf die Querkrafttragfähigkeit $V_{R,sy}$ (Schnitt II nach Bild 6.10, Boden 1 nach Tabelle 6.1, Einbindetiefe für 25% Einspannung).

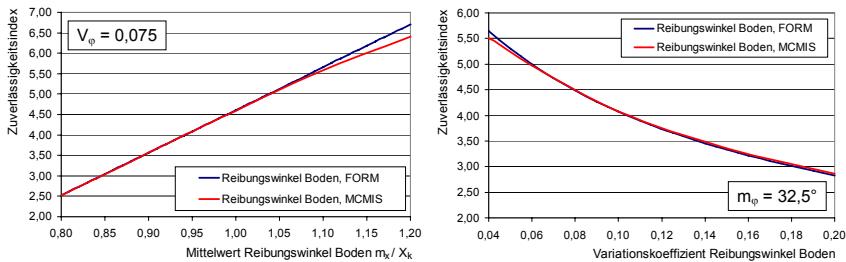


Bild 7.23: Einfluss des Mittelwerts m_ϕ des Reibungswinkels (links) und des Variationskoeffizienten (rechts) auf die Querkrafttragfähigkeit $V_{R,sy}$ (Schnitt II nach Bild 6.10, Boden 1 nach Tabelle 6.1, Einbindetiefe für 25% Einspannung).

Im Schnitt III liegen verschiedene Versagensbereiche vor, so dass eine Berechnung mit FORM oder SORM nicht möglich ist und umfangreiche Monte-Carlo-Analysen durchgeführt werden müssen. Die mögliche Existenz mehrerer Versagensbereiche ist z. B. durch den folgenden Zusammenhang gegeben: Bei Annahme einer Einbindetiefe, für die eine volle Einspannung noch nicht erreicht wird, vergrößert sich der Betrag der maximalen Querkraft in einem festgelegten Schnitt des Feldbereichs (Schnitt III) mit steigendem Reibungswinkel. Ist jedoch die vorhandene Einbindetiefe größer als für eine volle Einspannung erforderlich, so ist die angesetzte Einbindetiefe anzupassen. Aufgrund der Anpassung der Einbindetiefe kann jedoch die Querkraft mit steigendem Reibungswinkel im festgelegten Schnitt des Feldbereichs geringer werden.

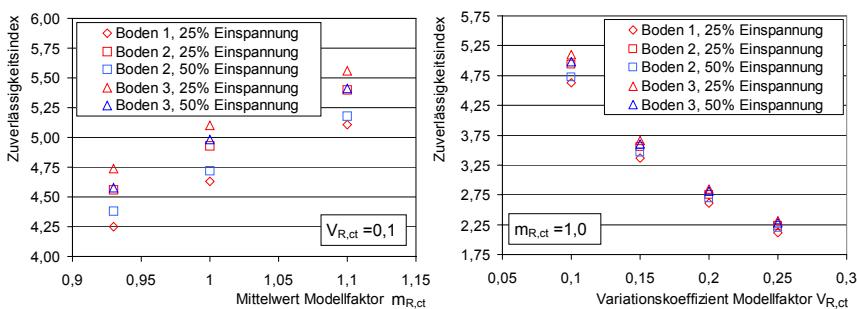


Bild 7.24: Einfluss des Mittelwerts $m_{R,ct}$ (links) und des Variationskoeffizienten (rechts) des Modelfaktors des Querschnittswiderstands auf die Querkrafttragfähigkeit $V_{R,ct}$ (Schnitt III nach Bild 6.10, Böden nach Tabelle 6.1, Einbindetiefe variiert, MCMIS).

Insbesondere bei einer großen Streuung der Ausgangsvariablen können unterschiedliche Versagensbereiche vorliegen. Für Schnitt III konnten somit mit FORM und SORM nicht die gleichen Ergebnisse erzielt werden wie mit den Monte-Carlo-Analysen. Bei einer großen Variationsbreite der Basisvariablen können im Bereich des Schnitts III hohe Versagenswahrscheinlichkeiten für die Querkrafttragfähigkeit entstehen, da z. B. aufgrund der iterativen Anpassung der Einbindetiefe mehrere Versagensbereiche vorliegen.

Eine Abschätzung der vorliegenden Versagenswahrscheinlichkeit ist aufgrund der hohen Bandbreite der Modelfaktoren aus der Literatur sehr schwierig. Wie bereits für Schnitt II beschrieben, ist eine verbesserte Aussagekraft der Ergebnisse nur durch eine bessere Anpassung der stochastischen Beschreibung der Basisvariablen, insbesondere der Modelfaktoren, möglich.

Für den Nachweis der Zugstrebe der Querkrafttragfähigkeit $V_{R,sy}$ werden die Basisvariablen entsprechend Tabelle 6.3 angenommen. Während für Schnitt II bei der Wahl eines Modelfaktors des Querschnittswiderstands mit Mittelwert $\mu_{R,sy} = 1,1$ und Variationskoeffizienten von 10% die Zuverlässigkeit deutlich höher sind als die angestrebten Zielwerte (Bild 7.21), zeigt sich für Schnitt III, dass die berechneten Zuverlässigkeitssindizes ihre Zielwerte in Abhängigkeit von den gewählten Bodenparametern und von den Einbindetiefen zum Teil nicht erreichen, Bild 7.25. Die geringe Unterschreitung des Zielwerts kann ebenfalls damit begründet werden, dass aufgrund des vorliegenden Modells in Schnitt III komplexe Versagenszustände in mehreren Versagensbereichen vorliegen. Aus diesem Grund ist keine Analyse mit FORM oder SORM möglich und die probabilistische Analyse wird hier mit der Monte-Carlo-Analyse mit Importance Sampling durchgeführt.

Für den Nachweis der Druckstrebentragfähigkeit $V_{R,max}$ liegen auch für Schnitt III niedrige Versagenswahrscheinlichkeiten vor, die die geforderte maximale Versagenswahrscheinlichkeit wie im Schnitt II weit unterschreiten.

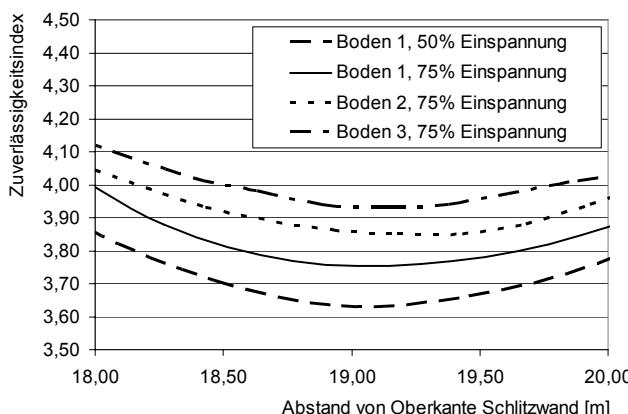


Bild 7.25: Zuverlässigkeitssindex für den Grenzzustand der Querkrafttragfähigkeit $V_{R,sy}$ (Schnit III nach Bild 6.10, Böden nach Tabelle 6.1, Einbindetiefe variiert, MCMIS).

8 Ableitung von Teilsicherheitsbeiwerten und Bewertung der Zuverlässigkeit

Aus den Ergebnissen der probabilistischen Analyse (Kapitel 7) werden im folgenden Kapitel mit Hilfe der Wichtungsfaktoren α_i und des Zuverlässigkeitsexponenten β Teilsicherheitsbeiwerte γ_i abgeleitet und mit den Sicherheitselementen der aktuellen Normen verglichen.

Ein direkter Vergleich der aus der probabilistischen Analyse abgeleiteten Teilsicherheitsbeiwerte mit den in den Normen vorhandenen Teilsicherheitsbeiwerten ist schwierig, da sich die aus der probabilistischen Analyse hergeleiteten Sicherheitsbeiwerte direkt auf die stochastisch angenommenen Basisvariablen beziehen. Insbesondere die Bemessungswerte der Bodenkenngrößen gehen durch verschiedene mathematisch nichtlineare Funktionen in die Bestimmung der Bemessungswerte der Schnittgrößen ein.

Der Eurocode 7 [1997/1-09] bietet dem Nutzer unterschiedliche Konzepte zur Berechnung der Bemessungswerte an. Die Bemessungswerte für die Einwirkungen werden bestimmt durch Multiplikation entweder der Einwirkungen selbst oder ihrer Beanspruchungen (z. B. Schnittgrößen) mit den Teilsicherheitsbeiwerten, während die Teilsicherheitsbeiwerte der Bemessungswiderstände auf die Baugrundeigenschaften, Widerstände oder beide zu beziehen sind. Somit ist nach [1997/1-09] ein direkter Bezug der Sicherheitsbeiwerte auf die Bodenkenngrößen entsprechend der Nachweisverfahren 1 oder 3 möglich. Jedoch wird sowohl im nationalen deutschen Anhang [1992/1-01/NA] als auch in [1054/1-05] für den Grenzzustand 1B ergänzend geregelt, dass die Teilsicherheitsbeiwerte auf die Einwirkungen und Beanspruchungen bzw. auf die Widerstände zu beziehen sind (Nachweisverfahren 2 nach [1997/1-09]). Eine direkte Multiplikation der Sicherheitsbeiwerte mit den charakteristischen Bodenkenngrößen nach [1997/1-09] ist nur für den Grenzzustand 1C vorgesehen [1054/1-05] [1992/1-01/NA].

Um einen direkten Vergleich der normativ festgelegten Teilsicherheitsbeiwerte mit den aus der probabilistischen Analyse abgeleiteten Sicherheitselementen zu ermöglichen, werden die Bemessungswerte der Schnittgrößen mit den in der FORM-Analyse bestimmten Designwerten der Basisvariablen errechnet. Die Teilsicherheitsbeiwerte der Beanspruchungen werden durch die Quotienten aus den Bemessungswerten (unter Berücksichtigung der Modellfaktoren) und den charakteristischen Werten bestimmt. Problematisch ist die direkte Abhängigkeit der Einwirkungen und Widerstände voneinander bei den nach den Gleichungen 5-31, 5-36 und 5-43 gegebenen Grenzzuständen. Eine Entkopplung der Einwirkungs- und Widerstandsseite ist nicht möglich.

Zusätzlich können die Bemessungswerte der Eingangsparameter unter Vorgabe von Zielwerten des Zuverlässigkeitsexponenten β und den in der probabilistischen Analyse mit FORM berechneten Wichtungsfaktoren α_i festgelegt werden, um die Teilsicherheitsbeiwerte für ein bestimmtes Zuverlässigkeitseiveau abzuschätzen, Kapitel 8.1 Biegetragfähigkeit, Abschnitt 8.1.1.

Die aus der probabilistischen Analyse hergeleiteten Teilsicherheitsbeiwerte sind abhängig von den angenommenen Verteilungen der Eingangsvariablen und ihren Parametern. Durch Parameterstudien folgt in Abschnitt 8.1.2 eine Analyse des Einflusses unterschiedlicher Annahmen für die Basisvariablen auf die Sicherheitselemente.

Für die Bestimmung der Teilsicherheitsbeiwerte sind Bemessungswerte der Eingangsvariablen erforderlich, die in FORM- und SORM-Analysen eindeutig durch die Wichtungsfaktoren α_i und die Zuverlässigkeitsexponenten β festgelegt werden können. Zusätzlich ermöglicht auch die Monte-Carlo-Methode mit Importance Sampling eine Ableitung von Teilsicherheitsbeiwerten, da auch sie einen Bemessungspunkt unter Angabe der Designwerte der Basisvariablen wiedergibt, vgl. Abschnitt 8.1.3.

8.1 Grenzzustand der Biegetragfähigkeit mit Berücksichtigung der Normalkraft

8.1.1 Teilsicherheitsbeiwerte für Einwirkungen und Widerstände

Zur Festlegung der Teilsicherheitsbeiwerte ist eine Berechnung der Biegemomente getrennt nach Widerständen, ständigen und veränderlichen Einwirkungen erforderlich. Sie werden an der Stelle der Schlitzwand mit dem geringsten Zuverlässigkeitsexponenten mit den Bemessungswerten der aktuellen Normen, mit den Mittelwerten, mit den charakteristischen Werten und mit den Bemessungswerten der Basisvariablen aus der probabilistischen Analyse bestimmt, vgl. Bild 8.1. Während die charakteristischen Schnittgrößen der ständigen Lasten und des Erdwiderstands den Mittelwerten entsprechen, berechnen sich die charakteristischen Momente aus den veränderlichen Lasten mit Quantilwerten der veränderlichen Einwirkungen, so dass die Momente aus Mittelwerten und charakteristischen Werten für die veränderlichen Lasten verschieden sind. Zusätzlich sind die Biegemomente aus der Summe der ständigen und veränderlichen Einwirkungen dargestellt.

Insgesamt sind die Bemessungsmomente aus der probabilistischen Analyse den nach den aktuellen Normen berechneten Bemessungsmomenten unabhängig vom Einspanngrad und von den gewählten Bodenparametern nach Tabelle 6.1 sehr ähnlich.

Aus den in Bild 8.1 berechneten Momenten folgen entsprechend Gleichung 8-1 die auf die Mittelwerte und charakteristischen Werte bezogenen Teilsicherheitsbeiwerte,

die einen direkten Vergleich zu den in den aktuellen Normen vorhandenen Sicherheitselementen ermöglichen.

$$\gamma_{E,k} = \frac{E_d}{E_k} \quad \gamma_{E,\mu} = \frac{E_d}{E_\mu} \quad \gamma_{R,k} = \frac{R_k}{R_d} \quad \gamma_{R,\mu} = \frac{R_\mu}{R_d} \quad (8-1)$$

R_d , E_d : Widerstände / Beanspruchungen berechnet mit Bemessungswerten

R_k , E_k : Widerstände / Beanspruchungen berechnet mit charakteristischen Werten

R_μ , E_μ : Widerstände / Beanspruchungen berechnet mit Mittelwerten

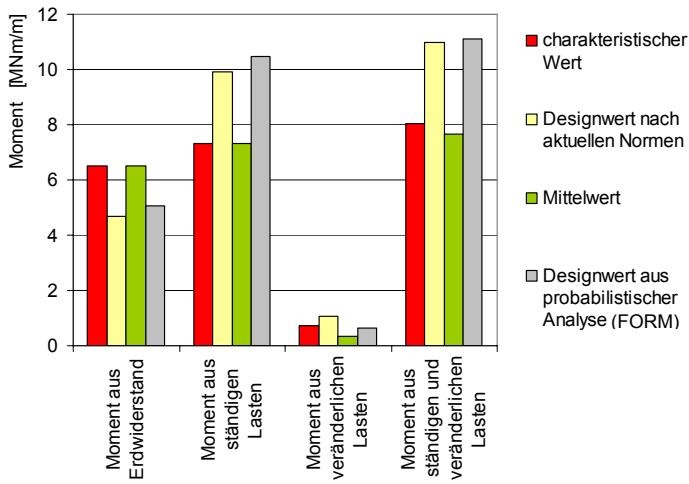


Bild 8.1: Vergleich der Biegemomente berechnet mit charakteristischen Werten, Mittelwerten, den Bemessungswerten nach den aktuellen Normen (DIN 1045-1, DIN 1054) und den Bemessungswerten aus der probabilistischen Analyse (Boden 1 nach Tabelle 6.1, Einbindetiefe für 25% Einspannung).

Da der Erdwiderstand als äußere Einwirkung auch äußere Schnittgrößen bewirkt im Gegensatz zum Querschnittswiderstand, der durch die inneren Schnittgrößen beschrieben wird, werden in Bild 8.2 die Ergebnisse für den Erdwiderstand zusammen mit den weiteren Teilsicherheitsbeiwerten der Einwirkungen gezeigt. Im Gegensatz zu den Einwirkungen wirkt sich der Erdwiderstand günstig auf das Bemessungsmoment aus, so dass die in den Normen definierten Teilsicherheitsbeiwerte (>1,0) zur Berechnung von Bemessungsgrößen entsprechend einer Widerstandsröße nicht multiplikativ sondern als Divisor der charakteristischen Werte verwendet werden. Es liegt ein direkter Zusammenhang der einwirkenden Erddrücke auf der einen Seite der

Schlitzwand und des Erdwiderstands auf der anderen Seite der Schlitzwand über die Verformung des Bauteils vor.

Den in Bild 8.2 gezeigten Teilsicherheitsbeiwerten der Einwirkungen für den Grenzzustand der Biegetragfähigkeit liegen die in der probabilistischen Analyse berechneten Werte β und α_i zugrunde. Das Verhältnis zwischen Bemessungswerten und charakteristischen Werten der Schnittgrößen wird entsprechend der Definition in den Normen für die ständigen und veränderlichen Lasten ($\gamma_E = M_d / M_k$) und für den Erdwiderstand ($\gamma_R = M_k / M_d$) bestimmt.

Die Basisvariable Reibungswinkel beeinflusst die Ergebnisse für die Teilsicherheitsbeiwerte entscheidend, vgl. Kapitel 7.1.3. Der Bemessungswert des Reibungswinkels aus der probabilistischen Analyse ist geringer als sein charakteristischer Wert bzw. als sein Mittelwert. Mit dem Bemessungswert des Reibungswinkels werden die Momente infolge des Erdwiderstands im Vergleich zum charakteristischen Moment verringert. Im Gegensatz dazu ist das mit den Bemessungswerten aus der probabilistischen Analyse bestimmte Moment aus den ständigen und veränderlichen Lasten größer als die mit den Mittelwerten und charakteristischen Werten der Basisvariablen berechneten Momente, vgl. Bild 8.1. Die Bemessungswerte der Eingangsparameter aus der probabilistischen Analyse führen somit zu auf Beanspruchungen bezogenen Teilsicherheiten der verschiedenen Lastanteile, die mit ihrer Wirkung (Widerstand / Einwirkung) im Einklang mit den normativ festgelegten Teilsicherheiten stehen.

Der aus der probabilistischen Analyse mit den in Tabelle 6.3 gegebenen Eingangsparametern bestimmte Teilsicherheitsbeiwert für die Beanspruchungen aus dem Erdwiderstand $\gamma_{E_p} \approx 1,28$ (Boden 1, 25% Einspannung) ist etwas geringer als in den Normen für den untersuchten Grenzzustand mit $\gamma_{E_p} = 1,4$ [1054/1-05] angegeben, Bild 8.2. Unter Verwendung der Teilsicherheitsbeiwerte aus der probabilistischen Analyse wird der Bemessungswert des Erdwiderstandmoments etwas größer als mit dem Ansatz aus den Normen.

Für die Momente aus den ständigen Lasten hingegen sind die Teilsicherheiten aus der probabilistischen Analyse $\gamma_G \approx 1,43$ geringfügig größer als der in den Normen gebogene Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_G = 1,35$. In der probabilistischen Analyse liegt somit ein größeres Moment infolge ständiger Einwirkungen für den Bemessungspunkt vor, vgl. auch Bild 8.1.

Die auffälligsten Unterschiede zwischen den Teilsicherheitsbeiwerten aus der probabilistischen Analyse und aus den Normen sind für die veränderlichen Einwirkungen ersichtlich. Werden die Teilsicherheitsbeiwerte auf charakteristische Werte bezogen, steht dem Teilsicherheitsbeiwert aus den Normen $\gamma_Q = 1,5$ ein Wert aus der probabilistischen Analyse <1 gegenüber. Die Abhängigkeit dieses Ergebnisses von den Eingangsbedingungen wird durch weitere Parameterstudien in Kapitel 8.1.2 untersucht.

Eine sehr gute Übereinstimmung der Ergebnisse liegt vor, wenn die Momente aus den veränderlichen und ständigen Lasten gemeinsam betrachtet werden. Anhand Bild 8.1 wird der geringe Einfluss der veränderlichen Lasten deutlich. Der gemeinsame normative Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_{G+Q} = (M_{gd} + M_{qd}) / (M_{gk} + M_{qk}) = 1,36$ ist dem Teilsicherheitsbeiwert der ständigen Einwirkungen $\gamma_G = 1,35$ sehr ähnlich. Der aus den Ergebnissen der probabilistischen Analyse abgeleitete Teilsicherheitsbeiwert von $\gamma_{G+Q} \approx 1,38$ für die Summe der ständigen und veränderlichen Einwirkungen stimmt sehr gut überein.

Auf der Widerstandsseite wird der Vergleich der Teilsicherheitsbeiwerte für die Streckgrenze des Stahls f_y und die Betonspannung f_c durchgeführt, vgl. Bild 8.3. Im Gegensatz zum Vorgehen nach [1054/1-05] [1992/1-01/NA] sind für die Bestimmung der Bemessungswerte des Querschnittswiderstands in der Norm [1045/1-08] Teilsicherheitsbeiwerte gegeben, die sich direkt auf die Werkstoffkenngrößen beziehen. Die aus der probabilistischen Analyse hergeleiteten Teilsicherheitsbeiwerte sind unabhängig vom Boden und Einspanngrad sowohl für die Streckgrenze des Stahls f_y als auch für die Betonspannung f_c deutlich geringer als die in der Norm [1045/1-08] gegebenen Werte.

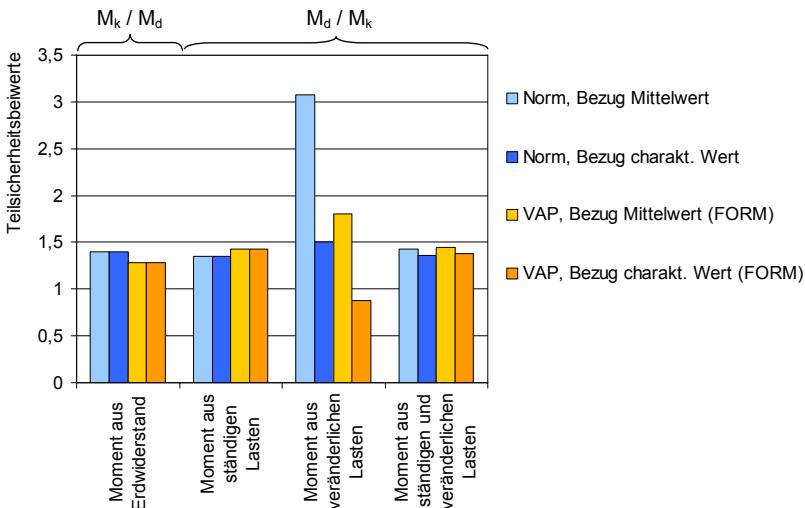


Bild 8.2: Teilsicherheitsbeiwerte der Einwirkungen für den Grenzzustand der Biegeträgfähigkeit (Boden 1 nach Tabelle 6.1, Einbindetiefe für 25% Einspannung).

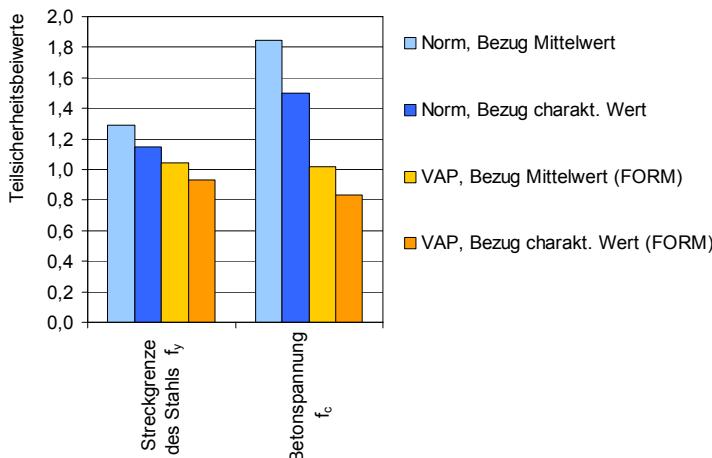


Bild 8.3: Teilsicherheitsbeiwerte der Widerstände für den Grenzzustand der Biegeträgfähigkeit (Boden 1 nach Tabelle 6.1, Einbindetiefe für 25% Einspannung).

Da jedoch der Querschnittswiderstand in der probabilistischen Analyse nicht nur von den in Bild 8.3 dargestellten Parametern Stahlspannung f_y und Betondruckkraft f_c beeinflusst wird, sondern auch andere Basisvariablen, wie z. B. die Bewehrung A_s , als stochastische Parameter eingehen, ist ein direkter Vergleich der Querschnittsmomente berechnet mit den Bemessungswerten aus der Norm und aus der Wahrscheinlichkeitsanalyse erforderlich. Für die Untersuchung wird das nach den Gleichungen 5-32 bzw. 6-35 beschriebene, auf die Bewehrung bezogene Querschnittsmoment verwendet. Die Berechnung des Querschnittswiderstands kann nicht vollständig von den Einwirkungen entkoppelt werden, da er abhängig von der einwirkenden Normalkraft N_E , den Kennwerten der Betondruckzone k_a und α_R und der Stahlspannung σ_s ist, Gleichung 5-32.

Für den in Bild 8.4 dargestellten Vergleich der Bemessungswerte der Querschnittswiderstände für die Biegeträgfähigkeit aus der probabilistischen Analyse und den Normen liegen folgende Annahmen zugrunde: Die Normalkraft N_E nach Ansatz 1 wird für die Biegeträgfähigkeit entsprechend unter Annahme der Bemessungswerte nach den Normen bzw. unter Ansatz der Designwerte der Basisvariablen aus VAP berechnet. Der Querschnittswiderstand wird in einem ersten Schritt, wie in der Grenzzustandsgleichung der FORM-Analyse angenommen, unter Ansatz festgelegter Parameter k_a , α_R und f_y bestimmt. Aufgrund der Ergebnisse nach Kapitel 7.1.1 kann ein Ansatz konstanter Beiwerte gerechtfertigt werden.

Vergleichend werden weiterhin die im Querschnitt aufnehmbaren Biegemomente in Abhängigkeit von den Bemessungswerten aus den Normen und von den Designwer-

ten aus der probabilistischen Analyse iterativ, unter Festlegung der genauen Dehnungsverteilung und den daraus abgeleiteten Parametern f_y , α_R und k_a bestimmt. Durch die genauere, iterative Ermittlung der Dehnungsverteilung im Querschnitt konnte gezeigt werden, dass sowohl unter Ansatz der Bemessungswerte aus den Normen als auch unter Verwendung der Bemessungswerte der probabilistischen Analyse Dehnungsverteilungen aus den Bereichen 2 und 3 nach Bild 5.4 vorliegen. Für den Querschnittswiderstand unter konstanten Beiwerten k_a , α_R und f_y und unter von den Dehnungsverteilungen abhängigen Beiwerten k_a , α_R und f_y liegen kaum Unterschiede vor, da sich für den Dehnungsbereich 2 mit variierenden k_a - und α_R -Werten die Druckzonenhöhe entsprechend anpasst.

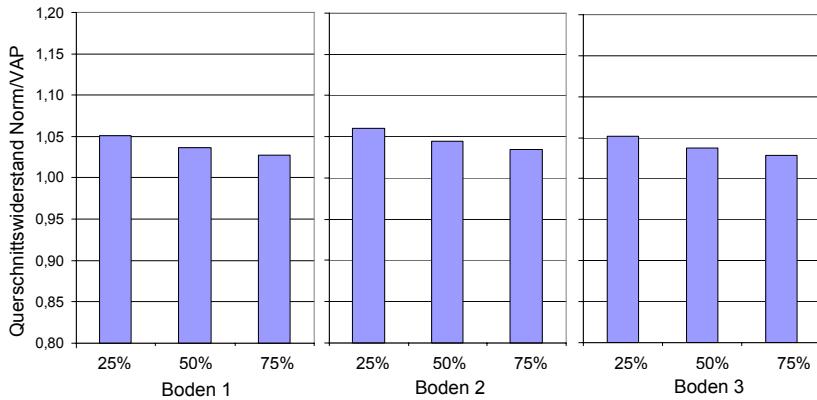


Bild 8.4: Widerstände für den Grenzzustand der Biegeträgfähigkeit, Quotient des Querschnittswiderstands der Normwerte zum Querschnittswiderstand in Abhängigkeit von den Bemessungswerten aus VAP (FORM) (verschiedene Böden nach Tabelle 6.1; 25%, 50% und 75% Einspannung bei der Bemessung).

Für den Grenzzustand liegt sowohl für die Bemessungswerte nach den Normen als auch nach der probabilistischen Analyse ein Gleichgewicht der äußeren und inneren Kräfte für den Querschnitt vor. Die Druckzonenhöhe x kann nach Gleichung 5-30 bestimmt werden. Sie variiert in Abhängigkeit insbesondere von den Parametern f_y , f_c und von der gleichzeitig einwirkenden Normalkraft N_E . Der Bemessungswert der Betonspannung f_{cd} ist in der probabilistischen Analyse deutlich höher als der Design-Wert f_{cd} aus den Normen, so dass die Höhe der Betondruckzone verringert wird. Obwohl die Bemessungswerte f_{cd} und f_y in der probabilistischen Analyse größer sind, kann infolge der geringeren Höhe der Betondruckzone und damit der veränderten Dehnungsverteilung im Querschnitt somit dennoch ein ähnliches Querschnittsmoment vorliegen.

Diesen Zusammenhang verdeutlichen auch die in Bild 8.4 dargestellten Quotienten der Bemessungswerte der Querschnittswiderstände aus den Normen und aus der probabilistischen Analyse. Für alle drei gewählten Böden und alle untersuchten Einspanngrade ergeben sich Quotienten mit einem Wert von ungefähr 1. Die mit den Normansätzen berechneten Querschnittswiderstände sind geringfügig größer als die Querschnittswiderstände, die mit den Designwerten der Basisvariablen aus der probabilistischen Analyse bestimmt wurden.

Obwohl deutliche Abweichungen der Teilsicherheitsbeiwerte für die Parameter Betondruckkraft f_c und Streckgrenze des Stahls f_y vorliegen (Bild 8.3), sind unter den gewählten Annahmen die Bemessungswerte für den Querschnittswiderstand sehr ähnlich. Dieses Ergebnis der Widerstandsseite steht im Einklang mit der guten Übereinstimmung der Teilsicherheitsbeiwerte der Einwirkungsseite. Es kann auch auf den Einfluss der anderen in der probabilistischen Analyse stochastisch angesetzten Parameter zurückgeführt werden. Insgesamt zeigen diese Ausführungen, dass das Zusammenspiel der Einwirkungs- und Widerstandsseite insbesondere für die Biegeuntersuchung durch die Abhängigkeit von der Dehnungsverteilung im Querschnitt komplex ist.

Zusammenfassend ist der Vergleich der probabilistisch hergeleiteten und der in den Normen vorhandenen Teilsicherheitsbeiwerte für unterschiedliche Böden und Einspanngrade bzw. Einbindetiefe der Schlitzwand in den Bildern 8.5 und 8.6 gezeigt. Unabhängig vom Einspanngrad und vom untersuchten Bodentyp bestätigen sich die zuvor beschriebenen Tendenzen.

Auf der Widerstandsseite des Querschnitts sind die Teilsicherheitsbeiwerte aus der probabilistischen Analyse deutlich geringer als die in den Normen angesetzten Teilsicherheitsbeiwerte bei einem Bezug auf die Kennwerte f_c und f_y , Bilder 8.5 und 8.6. Bei einem direkten Vergleich der Designwerte der im Querschnitt aufnehmbaren Biegemomente liegen sehr ähnliche Ergebnisse für die Bemessungswerte der Normen und der probabilistischen Analyse vor, Bild 8.4.

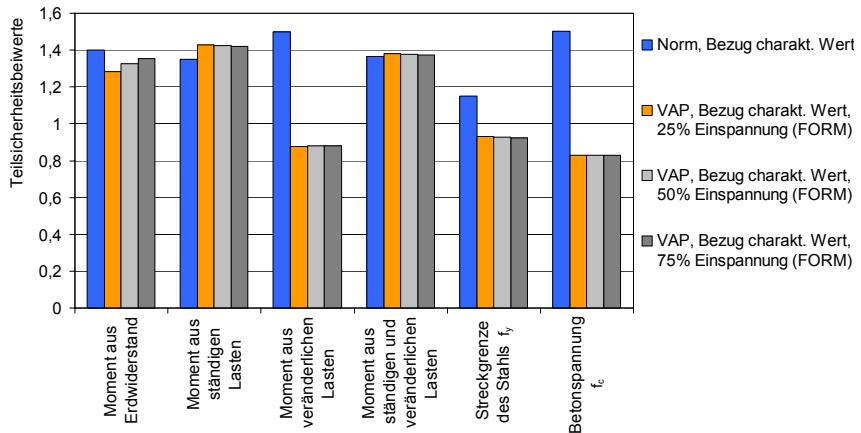


Bild 8.5: Vergleich der Teilsicherheitsbeiwerte der Einwirkungs- und Widerstandsseite aus den Normen mit den Teilsicherheitsbeiwerten aus der probabilistischen Analyse für den Grenzzustand der Biegetragfähigkeit (Boden 1 nach Tabelle 6.1, unterschiedliche Einbindetiefen der Schlitzwand).

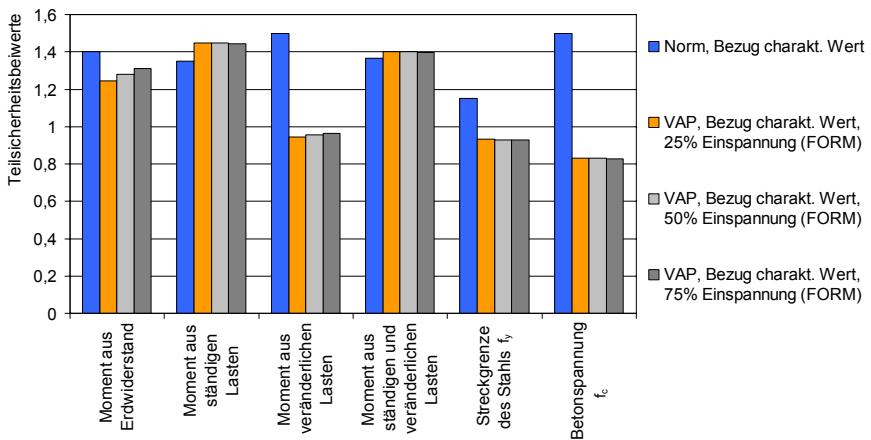


Bild 8.6: Vergleich der Teilsicherheitsbeiwerte der Einwirkungs- und Widerstandsseite aus den Normen mit den Teilsicherheitsbeiwerten aus der probabilistischen Analyse für Boden 2 nach Tabelle 6.1 und unterschiedliche Einbindetiefen der Schlitzwand.

Insgesamt stimmen für die Einwirkungsseite die aus der probabilistischen Analyse hergeleiteten Teilsicherheitsbeiwerte mit den Teilsicherheiten aus den Normen sowohl für die Beanspruchungen aus dem Erdwiderstand als auch für die Summe der ständigen und veränderlichen Beanspruchungen gut überein.

Bei getrennter Betrachtung der ständigen und veränderlichen Einwirkungen fällt auf, dass unter den gegebenen Beanspruchungen mit einem relativ hohen Anteil der ständigen Lasten und einem vergleichsweise geringen prozentualen Anteil der veränderlichen Lasten (Bild 8.1) die Teilsicherheitsbeiwerte aus der probabilistischen Analyse für die ständigen Anteile etwas größer und für die veränderlichen Anteile deutlich geringer sind als nach den Normen. Anhand der Ergebnisse in den Bildern 8.5 und 8.6 kann abgeleitet werden, dass nur eine sehr geringe Abhängigkeit der Teilsicherheitsbeiwerte vom Einspanngrad vorliegt.

Die in den Bildern 8.2 bis 8.6 vorgestellten, aus der Zuverlässigkeitssanalyse hergeleiteten Teilsicherheitsbeiwerte beziehen sich auf die durch die probabilistische Untersuchung bestimmten Zuverlässigkeitssniveaus, ausgedrückt durch die Zuverlässigkeitssindizes β und die zugehörigen Wichtungsfaktoren α_i . Die berechneten Zuverlässigkeitssindizes überschreiten den Zielwert $\beta = 3,8$ nach Kapitel 3.3.2, vgl. Bild 7.4.

Die Teilsicherheitsbeiwerte der eingehenden Basisvariablen bzw. ihre Bemessungswerte können für einen konstanten Zuverlässigkeitssindex $\beta = 3,8$ mit den in FORM berechneten, variablen Wichtungsfaktoren α_i nach Gleichung 3-13 bestimmt werden. In Bild 8.7 sind vergleichend die Teilsicherheitsbeiwerte aus den Normen und aus der probabilistischen Analyse mit VAP [PSP-07] unter Ansatz der berechneten Zuverlässigkeitssindizes β_i und der Wichtungsfaktoren α_i sowie unter Verwendung eines konstanten Zuverlässigkeitssindex $\beta = 3,8$ und Wichtungsfaktoren α_i aus der Analyse gezeigt. Unter Ansatz eines konstanten Zuverlässigkeitssindex $\beta = 3,8$ ändern sich die Bemessungswerte auf der Seite des Querschnittswiderstands im Vergleich zu den Bemessungswerten unter Annahme des Zuverlässigkeitssindex β aus der zuverlässigkeitstheoretischen Untersuchung kaum. Im Gegensatz dazu sind für den Erdwiderstand sowie die ständigen und veränderlichen Lasten deutlichere Unterschiede der Teilsicherheitsbeiwerte erkennbar.

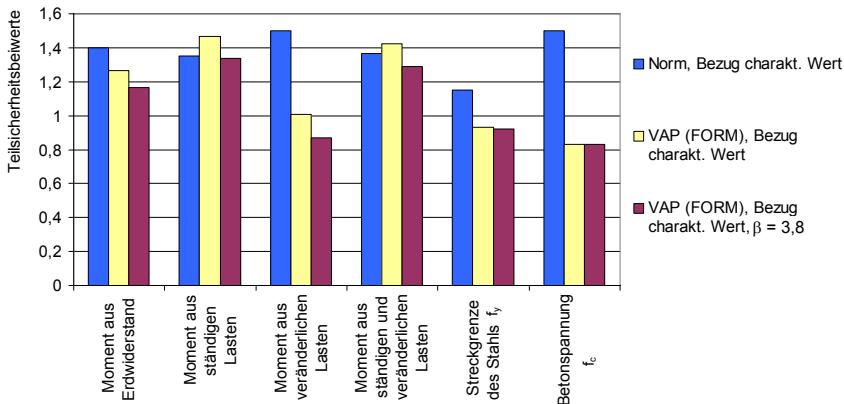


Bild 8.7: Untersuchung des Widerstandsmodells der Biegetragfähigkeit, Vergleich der Teilsicherheitsbeiwerte aus den Normen, der aus der probabilistischen Analyse hergeleiteten Teilsicherheiten unter Annahme eines variablen β -Werts und unter Festlegung von $\beta = 3,8$ (Boden 3 nach Tabelle 6.1, Einbindetiefe für 50% Einspannung).

8.1.2 Auswirkungen der Variation der Parameter auf die Sicherheitselemente

In Abschnitt 8.1.1 wurden die aus den Ergebnissen der probabilistischen Analyse abgeleiteten Teilsicherheitsbeiwerte mit den Sicherheitselementen der aktuellen Normen verglichen. Während für die ständigen Einwirkungen eine gute Übereinstimmung der Werte vorliegt, unterscheiden sich für die veränderlichen Einwirkungen bzw. Beanspruchungen die Teilsicherheitsbeiwerte deutlich voneinander.

Der Variationskoeffizient der Nutzlasten kann für Kaimauern nur abgeschätzt werden, da in der Literatur keine Messungen zu den tatsächlich vorhandenen Nutzlasten vorliegen. In der Literatur wird für die probabilistischen Analysen auch für sehr unterschiedliche Bauwerkstypen häufig von einem Variationskoeffizienten der veränderlichen Lasten von ~40% ausgegangen, wie z.B. für Hochbauten in [Hansen-04] und für Kaimauern in [Ozaki et al.-05]. Für den Hochbau liegen jedoch auch Untersuchungen vor, die auf einen größeren Variationsbereich der Nutzlasten hindeuten, vgl. Kapitel 4.2. Auch für die untersuchten Kaikonstruktionen kann ein größerer Streubereich der Variationskoeffizienten der Nutzlasten nicht ausgeschlossen werden, so dass in diesem Abschnitt die Auswirkung der Änderung des Variationskoeffizienten der Flächenlast P von 20% bis 70% in Bezug auf die Teilsicherheitsbeiwerte untersucht wird.

Die Analyse der Sensitivität der Teilsicherheitsbeiwerte bei einer Änderung des Variationskoeffizienten der Flächenlast P soll eine bessere Beurteilung der großen Abweichungen zwischen den Teilsicherheitsbeiwerten aus der Norm und der probabilistischen Analyse für die veränderlichen Lasten ermöglichen.

In allen dargestellten Zuverlässigkeitsuntersuchungen wird der Mittelwert der Flächenlast P konstant angenommen und unter Ansatz eines Variationskoeffizienten der Flächenlast von 40% nach den Gleichungen 6-43 bzw. 6-44 berechnet. Den Untersuchungen liegt für die Flächenlast eine logarithmische Normal- und Gumbelverteilung mit Ansatz des charakteristischen Werts als 0,95- und 0,98-Quantile, Bezugszeitraum 50 Jahre zugrunde.

Unter Annahme einer logarithmisch normalverteilten Flächenlast werden die Teilsicherheitsbeiwerte des Erdwiderstands bei einer Modifikation des Variationskoeffizienten der Flächenlast nur sehr gering verändert, Bild 8.8. Für die Sicherheitsbeiwerte der ständigen Lasten liegt ebenfalls ein geringer, aber etwas deutlicher ausgeprägter Einfluss vor. Der Teilsicherheitsbeiwert der ständigen Einwirkungen verringert sich von 1,44 auf 1,36 bei einer Änderung des Variationskoeffizienten von 20% auf 70%.

Signifikante Auswirkungen zeigt die Veränderung des Variationskoeffizienten der Flächenlast P auf den Teilsicherheitsbeiwert der veränderlichen Einwirkungen. Das in der Norm vorhandenen Sicherheitselement für die veränderlichen Einwirkungen von $\gamma_Q = 1,5$ wird ungefähr für einen Variationskoeffizienten von $V_Q = 62,5\%$ erreicht.

Auch die für die Nutzlast gewählte Verteilung und der für die Festlegung des Mittelwerts gewählte Quantilwert der charakteristischen Flächenlast weisen einen signifikanten Einfluss auf die Teilsicherheitsbeiwerte auf. Die Unterschiede der Zuverlässigkeitsindizes β für den gewählten Streubereich des Variationskoeffizienten zwischen 20% und 70% liegen im Bereich von $\sim\Delta\beta = 0,06$ bis $\sim\Delta\beta = 0,11$ (Bild 7.9a), dies führt für die abgeleiteten Teilsicherheitsbeiwerte der veränderlichen Einwirkungen zu prägnanten Unterschieden. Unter Annahme einer Gumbel-Verteilung (charakteristischer Wert als 0,95-Quantile, Bezugszeitraum 50 Jahre) verändert sich der Teilsicherheitsbeiwert der Nutzlasten deutlich geringer als bei einem Ansatz der Flächenlast als logarithmische Normalverteilung (charakteristischer Wert als 0,98-Quantile, Bezugszeitraum 50 Jahre), vgl. Bild 8.8 und Bild 8.9. Der Teilsicherheitsbeiwert schwankt für eine gumbelverteilte Nutzlast und dem gewählten, charakteristischen Streubereich des Variationskoeffizienten zwischen $\gamma = 0,88$ ($V_Q = 20\%$) und $\gamma = 1,8$ ($V_Q = 70\%$), Bild 8.9. Für den im Regelfall in dieser Arbeit verwendeten Variationskoeffizienten von 40% liegt der Sicherheitsbeiwert bei Ansatz der Gumbelverteilung im Gegensatz zu Annahme einer logarithmischen Normalverteilung über 1,0 bei $\gamma_Q = 1,07$. Der in den Normen verwendete Teilsicherheitsbeiwert von $\gamma_Q = 1,5$ wird für einen Variationskoeffizienten der Flächenlast P von $V = 60\%$ erreicht, Bild 8.9.

Insgesamt kann festgestellt werden, dass das Ergebnis für den Teilsicherheitsbeiwert der veränderlichen Einwirkungen vom angesetzten Variationskoeffizienten maßgeblich abhängt und sich auch durch die Wahl der angesetzten Verteilung deutlich verändert. Die Teilsicherheitsbeiwerte der ständigen Lasten und des Erdwiderstands werden hingegen nur gering durch die Annahme der Verteilung und ihrer Parameter für die Nutzlasten beeinflusst. Den in den Bildern 8.8 und 8.9 dargestellten, berechneten Teilsicherheitsbeiwerten liegt der in den probabilistischen Analysen berechnete, mit der Änderung des Variationskoeffizienten variable Zuverlässigkeitssindex β_i zugrunde, vgl. Bild 7.9a.

Zusätzlich werden die Teilsicherheitsbeiwerte unter Annahme des konstanten Zielwerts des Zuverlässigkeitssindex $\beta = 3,8$ hergeleitet und mit den in Bild 8.8 berechneten Ergebnissen verglichen, Bild 8.10. Unter Ansatz eines konstanten Zuverlässigkeitssniveaus $\beta = 3,8$ verändern sich die Teilsicherheitsbeiwerte des Erdwiderstands und der ständigen Lasten nur in einem geringen Maß von maximal $\Delta\gamma \approx 0,04$, während der Teilsicherheitsbeiwert der veränderlichen Lasten sich deutlicher bis zu einem Wert von $\Delta\gamma \approx 0,22$ reduziert, Bild 8.10.

Auf der Widerstandsseite des Querschnitts ändern sich die Teilsicherheitsbeiwerte der Basisvariablen Betondruckkraft f_c und Streckgrenze des Stahls f_y unabhängig vom Variationskoeffizienten der Flächenlast und vom Bezugswert des Zuverlässigkeitssindex kaum, Bild 8.11.

Insgesamt liegen die Teilsicherheitsbeiwerte bei Annahme des Zielwerts des Zuverlässigkeitssindex von $\beta = 3,8$ für Schnittgrößen infolge ständiger Einwirkungen in einer ähnlichen Größenordnung wie die Teilsicherheitsbeiwerte in den Normen. Für die veränderlichen Einwirkungen liegen deutlichere Abweichungen vor. Diese werden darauf zurückgeführt, dass die Gesamtschnittgröße maßgeblich durch ständige Einwirkungen hervorgerufen wird und die veränderlichen Einwirkungen einen deutlich geringeren Einfluss auf die Schnittgröße besitzen. Eine Veränderung des Verhältnissen der ständigen und veränderlichen Beanspruchungen würde die Ergebnisse deutlich beeinflussen. Weiterführende Analysen, ob die Teilsicherheitsbeiwerte für die Momente infolge der veränderlichen Einwirkungen bei diesem Beanspruchungsverhältnis aufgrund des begleitenden Charakters der veränderlichen Einwirkungen durch Kombinationswerte ergänzt werden sollten, sind im Rahmen zukünftiger Forschungsarbeiten durchzuführen. Die bisherigen Ergebnisse zeigen deutlich, dass auch die normativ festgelegten Teilsicherheitsbeiwerte für Beanspruchungen aus veränderlichen Einwirkungen eine ausreichende Sicherheit gewährleisten.

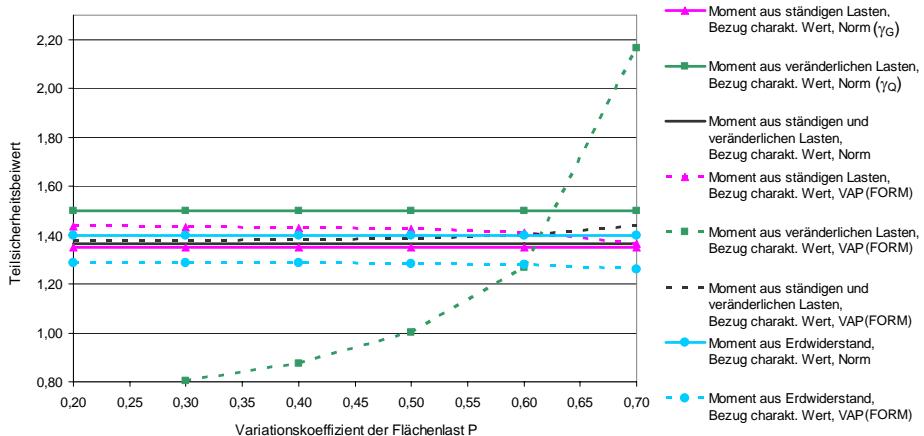


Bild 8.8: Teilsicherheitsbeiwerte der Einwirkungen für den Grenzzustand der Biegetragfähigkeit in Abhängigkeit vom Variationskoeffizienten der Flächenlast P , Vergleich der Teilsicherheitsbeiwerte aus den Normen mit den Teilsicherheitsbeiwerten aus der probabilistischen Analyse (Flächenlast P als LN-Verteilung, Mittelwert nach Gleichung 6-43 unter Annahme des charakteristischen Werts als 0,98-Quantile, Bezugszeitraum 50 Jahre, Boden 1 nach Tabelle 6.1, Einbindetiefe für 25% Einspannung)

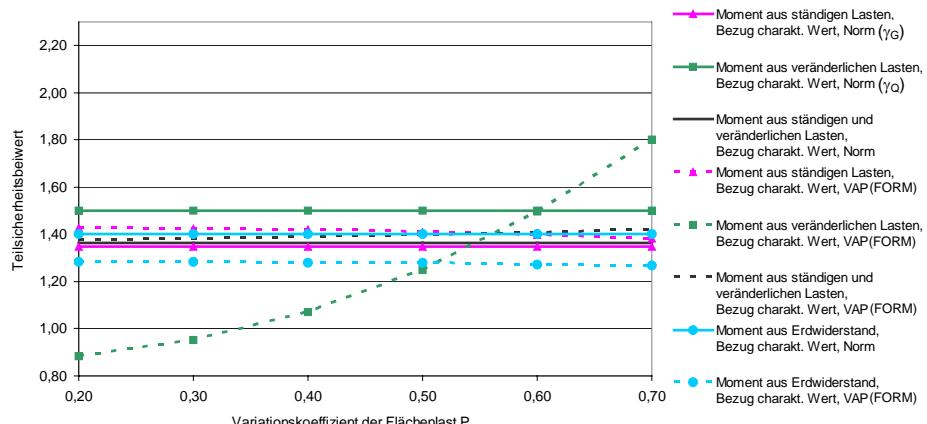


Bild 8.9: Teilsicherheitsbeiwerte der Einwirkungen für den Grenzzustand der Biegetragfähigkeit in Abhängigkeit vom Variationskoeffizienten der Flächenlast P , Vergleich der Teilsicherheitsbeiwerte aus den Normen mit den Teilsicherheitsbeiwerten aus der probabilistischen Analyse (Flächenlast P als Gumbel-Verteilung, Mittelwert nach Gleichung 6-44 unter Annahme des charakteristischen Werts als 0,95-Quantile, Bezugszeitraum 50 Jahre, Boden 1 nach Tabelle 6.1, Einbindetiefe für 25% Einspannung)

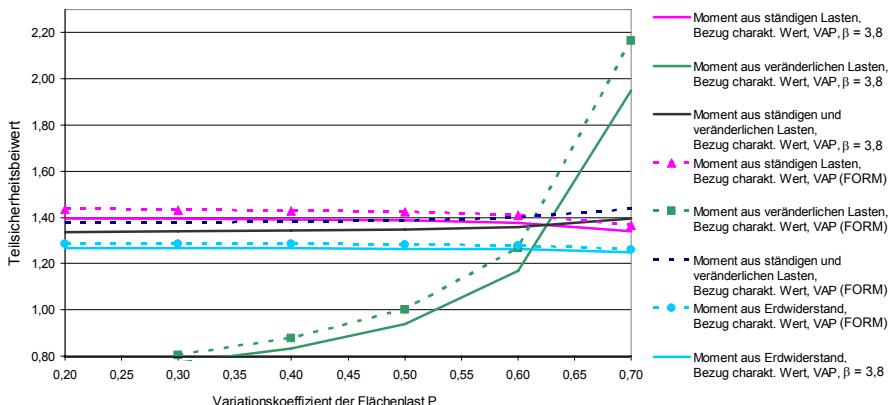


Bild 8.10: Teilsicherheitsbeiwerte der Einwirkungen für den Grenzzustand der Biegeträgfähigkeit in Abhängigkeit vom Variationskoeffizienten der Flächenlast P , Vergleich der aus der probabilistischen Analyse hergeleiteten Teilsicherheitsbeiwerte mit variablem Zuverlässigkeitsexponenten β mit den unter der Annahme $\beta = 3,8$ hergeleiteten Teilsicherheitsbeiwerten (Flächenlast P als LN-Verteilung, Mittelwert nach Gleichung 6-74 unter Annahme des charakteristischen Werts als 0,98-Quantile, Boden 1 nach Tabelle 6.1, Einbindetiefe für 25% Einspannung)

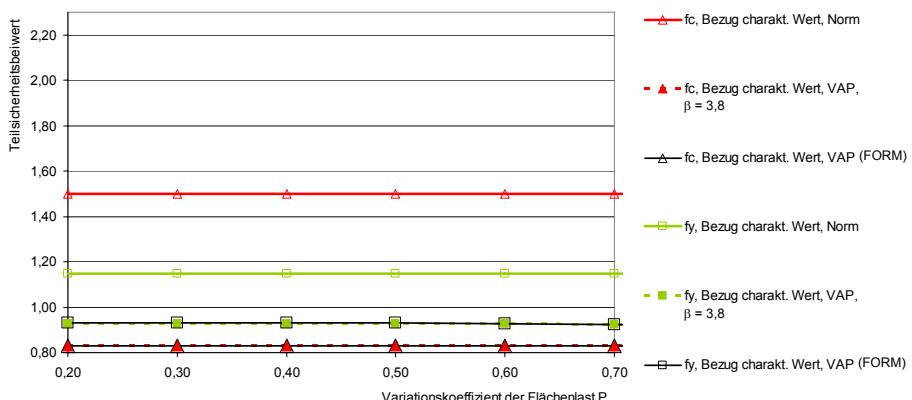


Bild 8.11: Teilsicherheitsbeiwerte der Widerstände für den Grenzzustand der Biegeträgfähigkeit in Abhängigkeit vom Variationskoeffizienten der Flächenlast P , Vergleich der aus der probabilistischen Analyse hergeleiteten Teilsicherheitsbeiwerte mit variablem Zuverlässigkeitsexponenten β mit den unter der Annahme $\beta = 3,8$ hergeleiteten Teilsicherheitsbeiwerten (Flächenlast P als LN-Verteilung, Mittelwert nach Gleichung 6-74 unter Annahme des charakteristischen Werts als 0,98-Quantile, Boden 1 nach Tabelle 6.1, Einbindetiefe für 25% Einspannung)

8.1.3 Festlegung der Teilsicherheiten mit Zuverlässigkeitsmethoden des Levels III

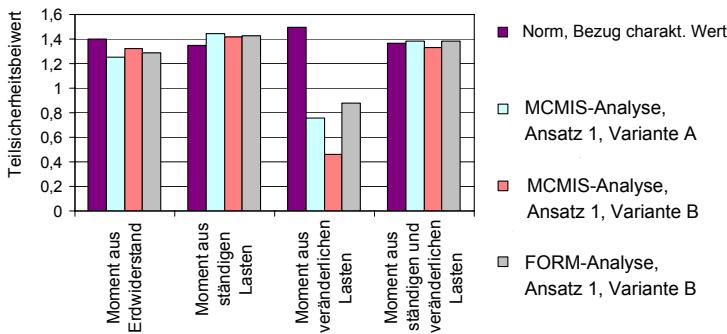
Die in den Kapiteln 8.1.1 und 8.1.2 dargestellten Teilsicherheitsbeiwerte sind aus den probabilistischen Analysen unter Verwendung nichtlinearer Suchalgorithmen der FORM- und SORM-Methoden abgeleitet. Für die Verwendung der FORM- und SORM-Methode werden geschlossene Gleichungen benötigt, die nur unter Annahme konstanter Kennwerte der Betondruckzone k_a und α_R sowie der Voraussetzung, dass die Bewehrung die Streckgrenze erreicht, den Grenzzustand korrekt beschreiben. Somit stellt die geschlossene Lösung eigentlich einen Ausnahmefall dar, der jedoch für die hier untersuchten Systeme in der Regel vorliegt, wie durch die in Kapitel 7.1.1 vorgestellten Vergleichsrechnungen mit der direkten Monte-Carlo-Methode und unter Ansatz der genauen Algorithmen zur Beschreibung des Grenzzustands bewiesen werden konnte. Die numerisch iterative Berechnung der Grenzzustandsfunktion mit der direkten Monte-Carlo-Simulation lässt jedoch nur eine Bestimmung der Versagenswahrscheinlichkeit p_f bzw. des Zuverlässigkeitssindex β zu. Ein großer Vorteil der Monte-Carlo-Methode mit Importance Sampling (MCMIS) ist, dass bei dieser Analyse ebenfalls ein Bemessungspunkt und somit die Designwerte der einzelnen Basisvariablen ausgegeben werden. Für die Berechnung wird die in VAP standardmäßig implementierte adaptive Importance Sampling Methode (ISM) verwendet, die auf den Grundlagen von [Melchers-90] entwickelt wurde. Sie stellt ein robustes und effizientes Verfahren zur Berechnung der Versagenswahrscheinlichkeit dar, wenn ein guter Startvektor für die IS-Funktion gefunden wurde [Six-03]. Die Positionierung der Verteilungsdichte $h_V()$ kann mit Hilfe des aus einer FORM-Analyse gewonnenen Bemessungspunkts durchgeführt werden. Für die iterativ zu bestimmenden Grenzzustandsfunktionen ist jedoch keine FORM-Analyse möglich, da keine geschlossene Formulierung der Grenzzustandsfunktion vorliegt. Außerdem soll hier die Simulation als alternative Kontrollmethode dienen, so dass nicht ein Startvektor aus der FORM-Analyse verwendet, sondern als unabhängige Berechnungsmethode ein Verfahren mit adaptiver Anpassung der Parameter der Verteilungsdichte gewählt wird.

Die Methode MCMIS ermöglicht es, die aus der probabilistischen Analyse mit FORM unter Verwendung der vereinfachten Grenzzustandsfunktion hergeleiteten Teilsicherheitsbeiwerte zusätzlich unter Ansatz der genauen Grenzzustandsgleichung zu bestimmen. Die Kennwerte der Betondruckzone und die Stahlspannung werden bei dieser iterativen Simulation in der probabilistischen Analyse in Abhängigkeit von der Dehnungsverteilung im Querschnitt bestimmt.

Unabhängig von den angesetzten Bodenkennwerten und der angenommenen Einbindetiefe zeigte sich eine gute Übereinstimmung der mit den unterschiedlichen Methoden (FORM und MCMIS) berechneten Zuverlässigkeitssindizes und Versagenswahrscheinlichkeiten, Bild 7.3.

Exemplarisch werden die Teilsicherheitsbeiwerte der Einwirkungen in Bild 8.12 für eine Untersuchung des Bodentyps 1 (Tabelle 6.1) und eine Einbindetiefe einer 25%igen Einspannung gezeigt.

Für die Sicherheitselemente des Erdwiderstands und der ständigen Lasten liegen sehr ähnliche Teilsicherheitsbeiwerte vor, deutlichere Unterschiede sind für die veränderlichen Lastanteile erkennbar. Bei einer Betrachtung der Summe der Momente aus ständigen und veränderlichen Lasten sind die berechneten Sicherheitselemente ungefähr gleich groß.



Variante A: iterative Berechnung der Dehnungsverteilung, genaue Bestimmung des Lagebeiwerts k_a , des Völligkeitsbeiwerts α_R und der Stahlspannung σ_s

Variante B: vereinfachte Annahme des Lagebeiwerts k_a , Völligkeitsbeiwerts α_R und der Stahlspannung f_y

Bild 8.12: Teilsicherheitsbeiwerte für den Grenzzustand der Biegetragfähigkeit unter Verwendung verschiedener Zuverlässigkeitsmethoden (Boden 1 nach Tabelle 6.1, Einbindetiefe für 25% Einspannung)

8.2 Grenzzustand der Querkrafttragfähigkeit

Aus den Ergebnissen der probabilistischen Analyse der Querkrafttragfähigkeit werden analog zum Vorgehen bei der Biegetragfähigkeit Teilsicherheitsbeiwerte abgeleitet. Für die Bestimmung der Teilsicherheitsbeiwerte werden die Ergebnisse des Schnitts II nach Bild 6.10 zugrunde gelegt. Wie in Kapitel 7.2 gezeigt, ist für diesen Schnitt eine probabilistische Analyse mit den Zuverlässigkeitsmethoden FORM und SORM möglich. Die ermittelten Teilsicherheitsbeiwerte weisen Parallelen zu den Sicherheitselementen aus der zuverlässigkeitstheoretischen Untersuchung der Biegetragfähigkeit auf. Während auf der Einwirkungsseite die Teilsicherheitsbeiwerte der ständigen Lasten die Sicherheitselemente der Norm gering übersteigen, sind die auf

die veränderlichen Beanspruchungen bezogenen Teilsicherheitsbeiwerte deutlich geringer als in den Normen, Bild 8.13. Dieses Ergebnis kann auf den niedrigeren Anteil der veränderlichen Lasten im Vergleich zu den ständigen Lasten zurückgeführt werden. Analog zur Untersuchung des Grenzzustands der Biegetragfähigkeit ist der Einfluss der veränderlichen Lasten im Vergleich zu den ständigen Lasten gering. Für eine gemeinsame Betrachtung der ständigen und veränderlichen Beanspruchungen werden sowohl die normativen als auch die aus der probabilistischen Analyse abgeleiteten Teilsicherheitsbeiwerte durch den Ansatz nach Gleichung 8-2 berechnet.

$$\gamma_{G+Q} = (Q_{g,d} + Q_{q,d}) / (Q_{g,k} + Q_{q,k}) \quad (8-2)$$

$Q_{g,d}$ bzw. $Q_{g,k}$: Querkraft infolge ständiger Einwirkungen
 $Q_{q,d}$ bzw. $Q_{q,k}$: Querkraft infolge veränderlicher Einwirkungen
(d: Designwert, k: charakteristischer Wert)

Bei einem Vergleich der Sicherheitselemente nach Gleichung 8-2 zeigen sich gute Übereinstimmungen, Bild 8.13. Die durch die probabilistische Analyse bestimmten, deutlich höher angesetzten Sicherheitselemente auf der Einwirkungsseite der ständigen Beanspruchungen im Vergleich zu den veränderlichen Beanspruchungen könnten durch eine Verschiebung des Beanspruchungsverhältnisses zwischen ständigen und veränderlichen Lasten beeinflusst werden. Aufgrund des deutlicheren Einflusses der ständigen Einwirkungen und daraus resultierend größerer Teilsicherheitsbeiwerte in der probabilistischen Analyse als normativ verankert, kann für die hier untersuchten Ufereinfassungen eine Erhöhung der Teilsicherheitsbeiwerte der ständigen Einwirkungen und gleichzeitig eine Verringerung der Teilsicherheitsbeiwerte der veränderlichen Einwirkungen weiter untersucht werden.

Auf der Widerstandsseite werden die normativen Teilsicherheitsbeiwerte für den Querschnittswiderstand etwas überschritten, Bild 8.13. Deutlicher zeichnen sich die geringeren Teilsicherheitsbeiwerte des Erdwiderstands aus der probabilistischen Analyse im Vergleich zu den Sicherheitselementen der Normen ab, wie auch für die probabilistische Untersuchung der Biegetragfähigkeit festgestellt, Bild 8.2.

Insgesamt kann für die probabilistische Untersuchung der Querkrafttragfähigkeit bei Ansatz der Basisvariablen nach Tabelle 6.3 für alle untersuchten Bodenparameter eine relativ gute Übereinstimmung der abgeleiteten Teilsicherheitsbeiwerte mit den in den Normen vorhandenen Sicherheitselementen festgestellt werden, Bild 8.14. Da für den Grenzzustand der Querkrafttragfähigkeit bei der Wahl der Eingangsvariablen zum Teil noch Unsicherheiten vorliegen (Kapitel 6.4.2.), ist zur Beurteilung der berechneten Teilsicherheitsbeiwerte eine Sensitivitätsanalyse verschiedener Basisvariablen unerlässlich. Bei der Untersuchung des Einflusses der Eingangswerte auf die Versagenswahrscheinlichkeit werden für den Grenzzustand der Querkrafttragfähigkeit der Zugstrebe $V_{Rd,sy}$ im Schnitt II nach Bild 6.10 als Variablen mit dem größten

Einfluss die Modellfaktoren m_e , $m_{R,sy}$ und der Reibungswinkel φ bestimmt (Bild 7.20), für deren Variation eine Auswirkung auf die Sicherheitselemente analysiert wird.

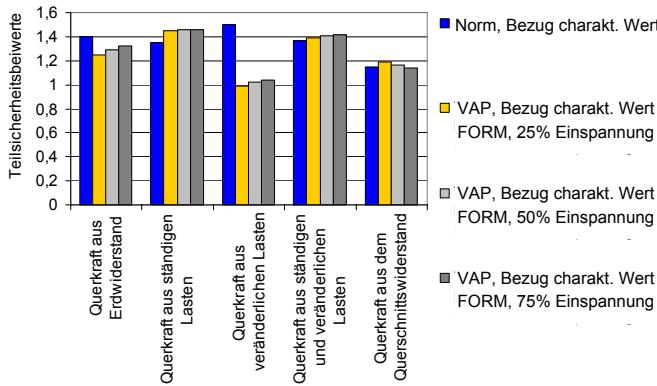


Bild 8.13: Vergleich der Teilsicherheitsbeiwerte der Einwirkungs- und Widerstandsseite aus den Normen mit den Teilsicherheitsbeiwerten aus der probabilistischen Analyse für den Grenzzustand der Querkrafttragfähigkeit $V_{Rd,sy}$ (Boden 1 nach Tabelle 6.1, unterschiedliche Einbindetiefen der Schlitzwand, Schnitt II nach Bild 6.10).

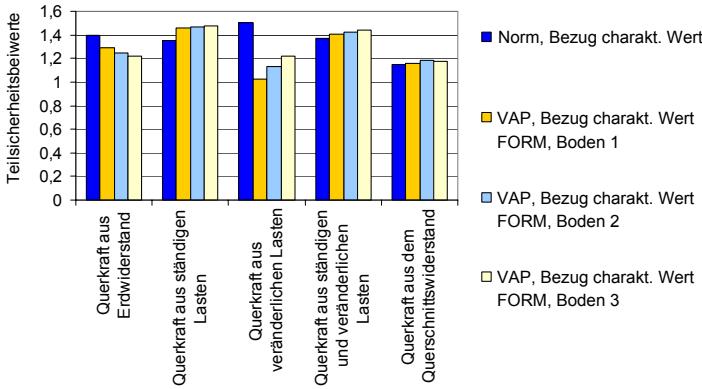


Bild 8.14: Vergleich der Teilsicherheitsbeiwerte der Einwirkungs- und Widerstandsseite aus den Normen mit den Teilsicherheitsbeiwerten aus der probabilistischen Analyse für den Grenzzustand der Querkrafttragfähigkeit $V_{Rd,sy}$ (Boden 1-3 nach Tabelle 6.1, Einbindetiefe für 25% Einspannung, Schnitt II nach Bild 6.10).

Der Modellfaktor m_e bezieht sich auf die Beanspruchungen aus Erd- und Wasserdruck, vgl. Gleichung 6-41. Dabei wird er sowohl auf den einwirkenden Erddruck als auch auf den Erdwiderstand angewandt. Trotz seiner geringeren Wichtung im Vergleich zu den Basisvariablen Modellfaktor des Querschnittwiderstands $m_{R,sy}$ und Reibungswinkel des Bodens φ wirkt sich eine Variation der Kennwerte des Modellfaktors m_e deutlich auf die Teilsicherheitsbeiwerte aus, Bild 8.15 a) und b). Während mit größerem Variationskoeffizienten des Modellfaktors m_e die Teilsicherheitsbeiwerte der ständigen und veränderlichen Beanspruchungen steigen, verringern sich auf der Widerstandsseite die Teilsicherheitsbeiwerte des Querschnittwiderstands und des Erdwiderstands, Bild 8.15 a). Bei einer Änderung des Variationskoeffizienten des Modellfaktors m_e bleibt die Diskrepanz der Teilsicherheitsbeiwerte der veränderlichen Einwirkungen aus den Normen und der probabilistischen Analyse aus den oben genannten Gründen erhalten. Hingegen weisen alle anderen betrachteten Teilsicherheitsbeiwerte eine Übereinstimmung des Normwerts und des aus der probabilistischen Analyse abgeleiteten Werts bei einer Veränderung des Modellfaktors zwischen 4 und 14% auf. Eine Änderung des Mittelwerts wird entsprechend der Literaturrecherche nach Kapitel 6.4 nur in einem begrenzten Umfang untersucht und wirkt sich geringer als die Änderung des Variationskoeffizienten aus, Bild 8.15 b).

Eine Modifikation des Variationskoeffizienten des Modellfaktors des Querschnittwiderstands $m_{R,sy}$ beeinflusst prägnant die Teilsicherheitsbeiwerte des Querschnittwiderstands und ebenso der einwirkenden Beanspruchungen. Während die Teilsicherheitsbeiwerte des Erdwiderstands annähernd konstant verbleiben, zeigen sich für die Teilsicherheitsbeiwerte der ständigen und veränderlichen Einwirkungen deutliche Änderungen, Bild 8.15 c). Mit steigendem Variationskoeffizienten von $m_{R,sy}$ steigt der Teilsicherheitsbeiwert des Querschnittwiderstands, während die Teilsicherheitsbeiwerte der Einwirkungen sinken. Eine Variation des Mittelwerts des Modellfaktors des Querschnittwiderstands, für den in der Literatur trotz umfangreicher Untersuchungen der letzten Jahre die aus den Versuchen ermittelten Kennwerte eine große Bandbreite aufweisen, wirkt sich vergleichsweise gering aus, Bild 8.15 d).

Bei der Änderung des Mittelwerts vom Bodenreibungswinkel wird hier eine große Bandbreite untersucht. In der Literatur werden für den charakteristischen Wert Mittelwerte oder 0,10-Quantile angegeben, vgl. Kapitel 4.1.2.1. Unter Annahme eines 0,10-Quantilwerts des Reibungswinkels ergibt sich ein Faktor zwischen Mittelwert und Erwartungswert von $m_x / X_k \approx 0,9$. Dennoch wird hier ein größerer Streubereich des Mittelwerts betrachtet, da fraglich ist, ob aufgrund der Anzahl der durchgeführten Bodenuntersuchungen eine hinreichend genaue Bestimmung der Bodenkennwerte sichergestellt werden kann.

Insbesondere die Modifikation des Variationskoeffizienten des Reibungswinkels zeigt einen deutlichen Einfluss auf die berechneten Teilsicherheitsbeiwerte. Für die Widerstandsseite, Erdwiderstand und Querschnittswiderstand, ist schon bei einer geringen Steigerung des Variationskoeffizienten eine Übereinstimmung zwischen den Sicher-

heitselementen der Normen und der probabilistischen Analyse erkennbar, Bild 8.15 e).

Insgesamt bestätigen die Sensitivitätsanalysen der Teilsicherheitsbeiwerte, dass die Sicherheitselemente stark von der Wahl der statistischen Verteilung und ihrer Parameter abhängen. Die Sicherheitselemente reagieren sensibel auf die Untersuchung der Streuungen der Kennwerte der maßgebenden Basisvariablen Modellfaktoren und Reibungswinkel. Bei den gezeigten Variationen der Kennwerte der Basisvariablen bleiben die auffälligen Unterschiede zwischen den aus der Zuverlässigkeitssanalyse hergeleiteten und normativ vorhandenen Teilsicherheitsbeiwerten der veränderlichen Beanspruchungen erhalten. Die Sicherheitselemente für die Summe der ständigen und veränderlichen Einwirkungen stehen jedoch für den normativen Ansatz und den probabilistisch hergeleiteten Ansatz in guter Übereinstimmung. Die Abweichungen der Teilsicherheitsbeiwerte für die veränderlichen Beanspruchungen werden wie bei der Untersuchung der Biegetragfähigkeit auf das Beanspruchungsverhältnis zwischen ständigen und veränderlichen Einwirkungen zurückgeführt. Die Gesamtschnittgröße wird maßgeblich durch die ständigen Einwirkungen bestimmt. Auch hier bieten sich weitere Analysen an, ob die Teilsicherheitsbeiwerte für die veränderlichen Beanspruchungen aufgrund des begleitenden Charakters der veränderlichen Einwirkungen um Kombinationswerte ergänzt werden sollten. Die in den Bildern 8.14 und 8.15 gezeigten Abweichungen des Teilsicherheitsbeiwerts des Erdwiderstands können insbesondere bei Variation der Kennwerte der Verteilung des Reibungswinkels schnell angepasst werden z. B. bei Ansatz eines Variationskoeffizienten des Reibungswinkels von ~11%, vgl. Bild 8.15 e).

Unter Beachtung der in den Kapiteln 4 und 5 dargestellten Unsicherheiten bezüglich der für einige Basisvariablen anzusetzenden Verteilungen und ihrer Parameter, zeigen die dargestellten Ergebnisse für die Teilsicherheitsbeiwerte aus den probabilistischen Analysen eine gute Übereinstimmung mit den Sicherheitselementen der Normen. Insbesondere die Verteilung der Sicherheitselemente auf die Einwirkungen und Widerstände entsprechen bei den Ergebnissen der probabilistischen Analyse annähernd den Ansätzen der Normen. Eine verbesserte Ableitung der Sicherheitselemente ist nur unter genauerer Bestimmung der stochastischen Eingangsparameter möglich.

Die Ergebnisse der Zuverlässigkeitstheoretischen Analyse der Querkrafttragfähigkeit des Schnitts III (Bild 6.10) in Kapitel 7.2 zeigen, dass unterschiedliche Versagensbereiche vorliegen und eine Analyse mit FORM oder SORM nicht möglich war. Eine Ableitung von Teilsicherheitsbeiwerten ist für die mit der direkten Monte-Carlo-Methode berechneten Ergebnisse nicht möglich. Die Monte-Carlo-Methode mit Importance-Sampling gibt einen Bemessungspunkt der Basisvariablen wieder, so dass eine Ableitung der Teilsicherheitsbeiwerte möglich wäre. In den Analysen mit der Methode MCMIS wurde jedoch implementiert, dass, falls die vorhandene Einbindetiefe größer ist als für eine volle Einspannung erforderlich, für die Berechnung in VAP ma-

ximal eine Einbindetiefe zugrunde gelegt wird, die einer vollen Einspannung entspricht. Für den Schnitt III liegen verschiedene Versagensbereiche vor, so dass diese Anpassung anscheinlich für unterschiedliche Variationen der Basisvariablen notwendig wird. Ein Vergleich der normativ gegebenen und mit der probabilistischen Analyse hergeleiteten Teilsicherheitsbeiwerte mit Bezug auf die Beanspruchungen ist nicht sinnvoll, wenn für die Berechnung der Schnittgrößen unterschiedliche Einbindetiefen angesetzt werden. Aus diesem Grund werden für Schnitt III nur in Kapitel 7 die Versagenswahrscheinlichkeiten bzw. Zuverlässigkeitssindizes dargestellt und keine Teilsicherheitsbeiwerte abgeleitet.

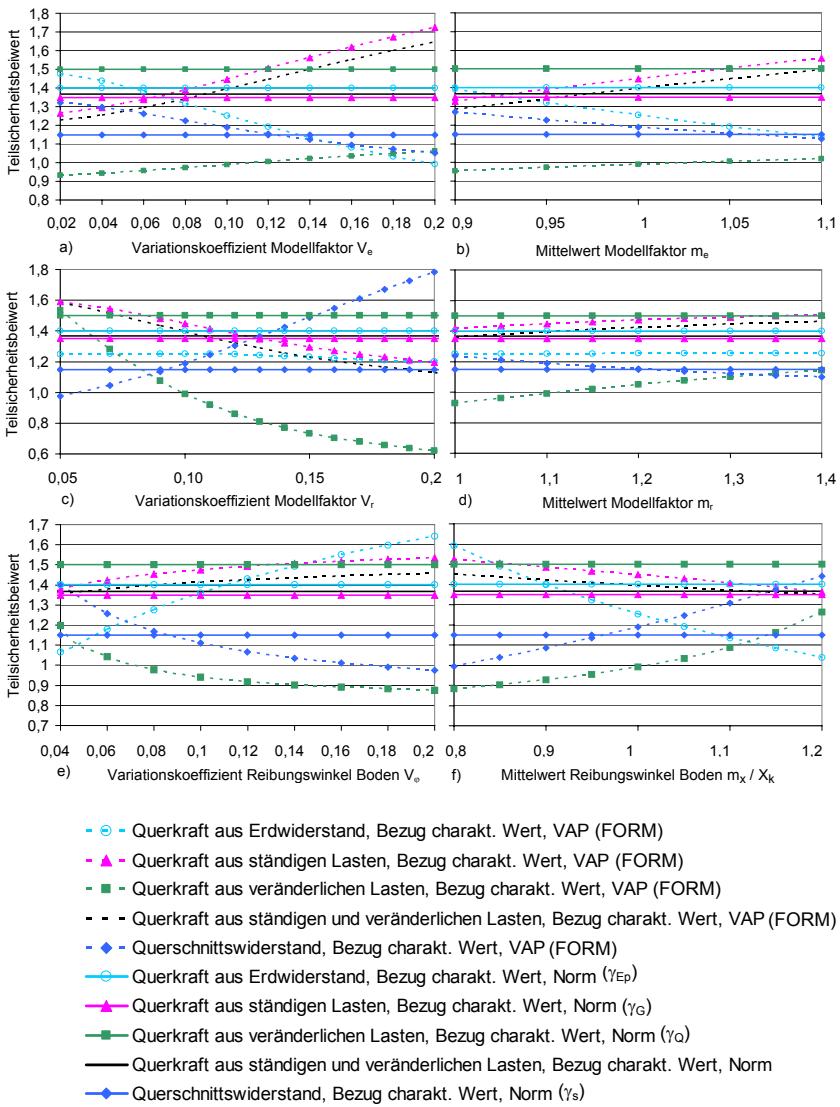


Bild 8.15: Vergleich der Teilsicherheitsbeiwerte der Einwirkungs- und Widerstandsseite aus den Normen mit den Teilsicherheitsbeiwerten aus der probabilistischen Analyse für den Grenzzustand der Querkrafttragfähigkeit $V_{Rd,sy}$ unter Variation verschiedener Mittelwerte und Variationskoeffizienten der Basisvariablen (Boden 1 nach Tabelle 6.1, Einbindetiefe für 25% Einspannung).

9 Zusammenfassung und Ausblick

9.1 Zusammenfassung

Mit der Einführung der Euronormen werden semi-probabilistische Sicherheitskonzepte bei der Bemessung verwendet, deren Teilsicherheitsbeiwerte auf Basis stochastischer Analysen bestimmt werden können. Dieses Verfahren hat den Vorteil, dass eine statistische Streuung der Ausgangsparameter berücksichtigt werden kann.

Sicherheitselemente im Bereich des Grund- und Hafenbaus bauen maßgeblich auf Erfahrung auf, da nur im begrenzten Umfang probabilistische Analysen vorliegen. Im Bereich des Hochbaus zeigen wissenschaftliche Untersuchungen, dass die in den aktuellen Normen vorhandenen Teilsicherheitsbeiwerte durch stochastische Analysen abgeleitet bzw. bestätigt werden können.

In der vorliegenden Arbeit werden für Ufereinfassungen im Grenzzustand der Biege- und Querkrafttragfähigkeit Teilsicherheitsbeiwerte für semi-probabilistische Bemessungskonzepte mit Hilfe probabilistischer Methoden hergeleitet. Das Vorgehen ermöglicht einen Vergleich der aus Erfahrung hergeleiteten Teilsicherheitsbeiwerte in den Normen mit Sicherheitselementen, die wissenschaftlich, auf Grundlage statistisch abgesicherter Verfahren bestimmt werden. Die Änderung der Zuverlässigkeit des Systems bei streuenden Parametern der Basisvariablen wurde durch Parameterstudien abgeschätzt. Die Verfahren werden allgemein gültig vorgestellt und am Beispiel von einfach verankerten Schlitzwänden angewendet. Ein Vergleich der normativ festgelegten und auf probabilistischer Basis ermittelten Sicherheitselemente gelingt.

Einführend werden für die vorliegende Thematik in Kapitel 2 verschiedene Bauweisen für Ufereinfassungen vorgestellt. Eine Zusammenfassung der international verwendeten Kaimauerkonstruktionen bietet eine gute Übersicht der gängigen Konstruktionstypen.

Für die Zuverlässigkeitsanalyse liegen verschiedene Methoden vor. Sie sind hinsichtlich ihrer Genauigkeit zu bewerten, da sie zum Teil Näherungsverfahren darstellen, z. B. First Order Reliability Method (FORM) und Second Order Reliability Method (SORM). Andere Methoden wie die Monte-Carlo-Methode (MCM) sind sehr aufwendig. Verschiedene Berechnungsmethoden werden aus diesem Grund in Kapitel 3 vorgestellt, anhand ihrer Genauigkeit bewertet und Vor- und Nachteile präsentiert. Für die vorliegende Arbeit erwiesen sich für die Analyse geschlossener Grenzzustandsgleichungen FORM und SORM als zielführende Zuverlässigkeitsmethoden. Für probabilistische Analysen, in denen keine geschlossenen Grenzzustandsgleichungen vorlagen, wurden MC-Methoden verwendet.

Eine konkrete Festlegung eines Zielwerts des Zuverlässigkeitsexponenten konnte für Ufer-einfassungen in Deutschland in der Literatur nicht gefunden werden. Neben anderen Literaturstellen bietet aber insbesondere [1990-02] ein Bewertungssystem an, das eine Eingruppierung nach den Gefahren für Menschenleben und wirtschaftlichen, sozialen und umweltbeeinträchtigenden Folgen bei einem Versagen des Bauwerks ermöglicht. Zusätzlich konnten vergleichend vorhandene Zielwerte des Zuverlässigkeitsexponenten für Kaianlagen aus den Niederlanden herangezogen werden (vgl. Kapitel 3). Für die vorliegenden Untersuchungen wurde ein Zielwert des Zuverlässigkeitsexponenten von $\beta = 3,8$ mit einer Lebensdauer von 50 Jahren angesetzt.

Zufallsvariablen gehen mit ihren statistischen Verteilungen in die zuverlässigkeitstheoretischen Berechnungen auf der Beanspruchungs- und Widerstandsseite ein. Insbesondere die Randbereiche der Verteilungen sind für die berechnete Versagenswahrscheinlichkeit maßgebend. Die Ausgangsvariablen der Einwirkungsseite werden im Kapitel 4 auf Grundlage von Ergebnissen aus Literaturrecherchen vorgestellt. Die Beschreibung des Erddrucks geht mit den in [4085-07] vorgegebenen Formeln in die probabilistische Analyse ein. Als Ausgangsvariablen werden die Bodenparameter Reibungswinkel φ , Wichte γ und Kohäsion c definiert. Kenntnisse über die Verteilung der Bodenparameter und ihrer Kennwerte konnten aus der Literatur abgeleitet werden.

Für den auf die Konstruktion wirkenden Wasserdruck wird die stochastische Formulierung der Wasserstandsdifferenz in Kapitel 4 auf Grundlage der in [EAU-08] gegebenen Näherungsformeln und der in [CUR-05] vorgestellten Vorgehensweise hergeleitet. Das in [CUR-05] dargestellte Verfahren leitet die Wasserstandsdifferenz aus Pegelganglinien ab. Als Eingangswerte zur Festlegung der Pegelganglinien werden die aus Messwerten abgeleiteten Mittelwerte und Standardabweichungen des Tidehoch- und Tideniedrigwassers benötigt. Aus Messwerten für den Hamburger Hafen, Pegel Sankt Pauli wurde ein Ansatz für die stochastische Modellierung der Wasserstandsdifferenz hergeleitet.

Für Ufer-einfassungen sind insbesondere Unsicherheiten bezüglich der stochastischen Beschreibung der veränderlichen Einwirkungen vorhanden. Messwerte der auftretenden veränderlichen Lasten liegen derzeit nicht vor und sind nur durch aufwendige Messprogramme zu gewinnen. Aus diesem Grund werden Ansätze aus Literaturstellen zu ähnlichen Projekten verwendet.

Die stochastischen Kennwerte der Basisvariablen werden für die Widerstandsmodelle der Biege- und Querkrafttragfähigkeit ebenfalls anhand von in der Literatur angegebenen Werten in Kapitel 5 bestimmt. Zur Festlegung der stochastischen Eigenschaften der Materialparameter liegen im Vergleich zu den Parametern der Einwirkungsseite erheblich mehr Auswertungen in der Literatur vor.

Die untersuchten Uferkonstruktionen sind vorwiegend durch Biegung aber auch gleichzeitig durch Normalkräfte beansprucht. Der Normalkraftanteil wird in den pro-

babilistischen Analysen in der Regel vernachlässigt. Der Abschätzung des Einflusses der Normalkraft auf die Zuverlässigkeit im Grenzzustand der Biegetragfähigkeit und somit der Implementierung der Berücksichtigung von Normalkräften in den Grenzzustandsgleichungen wird daher in der vorliegenden Arbeit ein besonderer Stellenwert eingeräumt. In den Kapiteln 5 und 6 ist eine Herleitung der Grenzzustandsgleichungen für die Untersuchung der Biegetragfähigkeit unter gleichzeitiger Wirkung von Normalkräften nach drei unterschiedlichen Ansätzen gegeben. Im Ansatz 1 werden auf die Bewehrungslage bezogene Momente der Einwirkungs- und Widerstandsseite gegenüber gestellt, während sich die Momente im Ansatz 2 auf den Schwerpunkt des Bruttoquerschnitts beziehen. Der Grenzzustand im Ansatz 3 wird durch einen Vergleich der vorhandenen und erforderlichen Bewehrung formuliert. Durch Parameterstudien konnte belegt werden, dass die drei hergeleiteten Ansätze gleichwertig sind. Eine Berücksichtigung der Normalkräfte in der probabilistischen Analyse der vorwiegend auf Biegung beanspruchten Konstruktion gelingt durch die neuen, in dieser Arbeit aufgestellten Ansätze (vgl. Kapitel 5, 6 und 7).

Bei der mechanischen Modellbildung für die Schlitzwand wird ein Trägermodell angenommen, dass die Berücksichtigung einer Teileinspannung nach Blum ermöglicht [Grabe-10], Kapitel 6. Das gewählte Modell lässt eine Berechnung der Schnittgrößen über Gleichgewichtsbetrachtungen am statisch bestimmten System zu. Bei allen, in den folgenden Kapiteln beschriebenen, probabilistischen Analysen liegt den Basisvariablen als Grundlage die zugehörige deterministische Bemessung nach den Normen zugrunde. Die Modelfaktoren für die Einwirkungs- und Widerstandsseite konnten nur im Vergleich zu den Ansätzen aus probabilistischen Analysen am Beispiel anderer Bauwerke festgelegt werden.

Die in der probabilistischen Analyse der Biegetragfähigkeit berechneten Zuverlässigkeitsindizes überschreiten den Zielwert des Zuverlässigkeitsindex $\beta = 3,8$ für alle untersuchten Bodenparameter und Einbindetiefe. Unabhängig von der Einbindetiefe wird ein ähnliches Zuverlässigkeitseiveau erreicht. Hingegen wirken sich die unterschiedlichen Bodenparameter deutlich auf die berechnete Versagenswahrscheinlichkeit aus. Der Zuverlässigkeitsindex steigt mit zunehmender Kohäsion und abnehmendem Reibungswinkel an.

Ein Vergleich der mit FORM und Monte-Carlo-Methoden berechneten Ergebnisse zeigt, dass unter den gegebenen Randbedingungen und unter Annahme eines einseitig bewehrten Querschnitts, die Verwendung einer geschlossenen Grenzzustandsgleichung mit konstanten Kennwerten der Betondruckzone α_R , k_a , sowie mit der Stahlspannung $\sigma_s = f_y$ möglich ist. Durch die Berücksichtigung der Normalkräfte in der probabilistischen Analyse wird der berechnete Zuverlässigkeitsindex β für vorwiegend auf Biegung und zusätzlich durch Normalkräfte beanspruchte Querschnitte gesteigert. Diese Ergebnisse beziehen sich auf die in den Beispielen angenommenen Randbedingungen, die zu bestimmten Dehnungsverteilungen im Querschnitt

führen. Sie sind somit nicht uneingeschränkt übertragbar. Es wird festgestellt, dass die Annahme fester Parameter der Betondruckzone k_a und α_R die Ergebnisse kaum beeinflusst. Die Annahme eines festen Werts für die Stahlspannung $\sigma_s = f_y$ hingegen darf nur vereinfachend angesetzt werden, wenn die Stahlspannung tatsächlich die Streckgrenze erreicht. Ist dies nicht der Fall, führt der vereinfachte Ansatz $\sigma_s = f_y$ zu fehlerhaften Ergebnissen der probabilistischen Analyse.

Bei Ansatz einer Druckbewehrung ändert sich der berechnete Zuverlässigkeitssindex für die untersuchte Schlitzwand kaum, da die Druckbewehrung in vielen Realisationen nur gering ausgenutzt wird und die Stahlspannung die Streckgrenze nicht erreicht, Kapitel 7.1.4. Bei der Berücksichtigung einer Druckbewehrung wird empfohlen, nicht mit dem vereinfachten Ansatz mit FORM zu rechnen, da von der Annahme $\sigma_{s1} = \sigma_{s2} = f_y$ ausgegangen wird, die je nach Dehnungsbereich nicht zutrifft. Es sollten Zuverlässigkeitssmethoden angewandt werden, die eine Bestimmung der genauen Dehnungsverteilung im Querschnitt mit iterativen Algorithmen zulassen, z. B. Verwendung der Monte-Carlo-Methode.

Zusätzlich wird der Einfluss weiterer Verkehrslasten untersucht und eine Kranlast am Kopfpunkt der Wand angesetzt. Den Zielwert des Zuverlässigkeitssindex von $\beta = 3,8$ erreichen ebenfalls alle Zuverlässigkeitssindizes in den Untersuchungen, Kapitel 7.1.5. Auch unter Ansatz eines erhöhten aktiven Erddrucks werden ähnliche Versagenswahrscheinlichkeiten wie bei den Analysen mit aktivem Erddruck berechnet, Kapitel 7.1.6.

Parameterstudien zeigen, dass die Versagenswahrscheinlichkeit durch die gewählten Verteilungen und die angesetzten Kennwerte maßgeblich beeinflusst wird. Einen entscheidenden Einfluss auf die Zuverlässigkeit im Grenzzustand der Biegetragfähigkeit haben die Basisvariablen Modellfaktor der Einwirkungen, Modellfaktor des Widerstands und Reibungswinkel des Bodens (Kapitel 7).

Die probabilistischen Untersuchungen der Querkrafttragfähigkeiten der Druck- und Zugstrebe sowie der Querkrafttragfähigkeit ohne Schubbewehrung werden an verschiedenen Schnitten der Schlitzwand durchgeführt. Für die unterschiedlichen Grenzzustände der Querkrafttragfähigkeit werden die berechneten Zuverlässigkeitssindizes, analog zur Analyse der Biegetragfähigkeit, maßgeblich durch die Basisvariablen Reibungswinkel sowie die Modellfaktoren der Einwirkungs- und Widerstandsseite beeinflusst. Parameterstudien der Modellfaktoren werden durchgeführt, da die Literaturrecherche deutliche Abweichungen für ihre statistische Beschreibung ergab. In Abhängigkeit von der Wahl einer Normal- oder logarithmischen Normalverteilung für den Modellfaktor der Widerstandsseite zeigen sich bei den probabilistischen Untersuchungen der Querkrafttragfähigkeit der Zugstrebe für Variationskoeffizienten $>10\%$ deutliche Abweichungen. Bei Ansatz der vorgegebenen Basisvariablen nach Tabelle 6.3 (ohne Streubereich) wird im untersuchten Schnitt, im Bereich des Anschlusses der Verankerung an die Schlitzwand, der Zielwert des Zuverlässigkeitssin-

$\text{dex } \beta = 3,8$ in allen drei Grenzzuständen $V_{R,ct}$, $V_{R,sy}$ und $V_{R,max}$ erreicht. Bei einer Variation der Parameter der Basisvariablen ist dies nicht möglich, vgl. Bilder 7.21 bis 7.23.

In Abhängigkeit von den Bodenparametern und von der gewählten Einbindetiefe werden für die Querkraft im Feldbereich die Grenzzustände $V_{R,ct}$ oder $V_{R,sy}$ maßgebend. Der Zielwert des Zuverlässigkeitssindex $\beta = 3,8$ wird für den Grenzzustand der Querkrafttragfähigkeit ohne Bewehrung $V_{R,ct}$ auch unter Variation des Mittelwerts des Modelfaktors des Querkraftwiderstands überschritten. Bei einem Ansatz hoher Variationskoeffizienten des Modelfaktors für den Querschnittswiderstand $V_{R,ct}$ kann die Zuverlässigkeit jedoch nicht nachgewiesen werden. Auch für den Nachweis der Querkrafttragfähigkeit der Zugstrebe $V_{R,sy}$ unterschreitet der Zuverlässigkeitssindex im Feldbereich in Abhängigkeit vom Einspanngrad und von den Bodenparametern zum Teil den Zielwert $\beta = 3,8$ gering. Dies wird darauf zurückgeführt, dass mehrere Versagensbereiche vorliegen. Eine probabilistische Analyse ist nur unter Verwendung aufwendiger Methoden wie der Monte-Carlo-Analyse möglich.

Insgesamt zeigt sich bei den Parameterstudien in Kapitel 7, dass die zuverlässigkeitstheoretischen Berechnungen sowohl für den Grenzzustand der Biegetragfähigkeit als auch für die Grenzzustände der Querkrafttragfähigkeit sehr sensibel auf geringe Änderungen der Eingangsvariablen reagieren.

Für den Vergleich der Teilsicherheitsbeiwerte aus den Normen mit den aus der probabilistischen Analyse abgeleiteten Teilsicherheitsbeiwerten ist eine Umrechnung auf dieselben Bezugswerte notwendig. Während die aus der probabilistischen Analyse hergeleiteten Teilsicherheitsbeiwerte direkt den Basisvariablen zugeordnet werden, beziehen sich die Sicherheitselemente der Normen auf Beanspruchungen. Um einen Vergleich der in den Normen festgelegten und aus den probabilistischen Analysen hergeleiteten Teilsicherheitsbeiwerte zu ermöglichen, werden mit den Designwerten der Basisvariablen Beanspruchungen errechnet. Aus dem Quotienten der Bemessungswerte und charakteristischen Werte der Beanspruchungen ergeben sich Teilsicherheitsbeiwerte, die mit den Werten aus den Normen verglichen werden können, Kapitel 8.

Die Schlitzwand wird nur zu einem geringem Anteil durch veränderliche Lasten beansprucht, so dass überwiegend ständige Lasten auf die Konstruktion wirken. Der Vergleich der aus der probabilistischen Analyse hergeleiteten Teilsicherheitsbeiwerte mit den normativ festgelegten Werten für den Grenzzustand der Biegetragfähigkeit zeigt, dass für die veränderlichen Einwirkungen die Teilsicherheitsbeiwerte aus der probabilistischen Analyse deutlich geringer sind als in den Normen. Hingegen stimmen die Teilsicherheitsbeiwerte für die ständigen Einwirkungen gut überein. Bei Ansatz eines gemeinsamen Sicherheitselements für die ständigen und veränderlichen Beanspruchungen sind die aus der probabilistischen Analyse hergeleiteten und normativ festgelegten Teilsicherheitsbeiwerte für den Grenzzustand der Biegetragfähigkeit

keit unter gleichzeitiger Wirkung von Normalkräften annähernd gleich. Die Abweichungen der Teilsicherheitsbeiwerte der veränderlichen Beanspruchungen werden darauf zurückgeführt, dass aufgrund des geringen Anteils der veränderlichen Beanspruchungen an der Gesamtbeanspruchung die veränderlichen Beanspruchungen begleitend wirken und somit zusätzliche Kombinationswerte für sie hergeleitet werden könnten. Dies ist in zukünftigen Forschungsvorhaben zu beurteilen.

Auf der Widerstandsseite gehen unterschiedliche Basisvariablen in die Berechnung ein. In den Normen werden die Sicherheitselemente der Widerstandsseite auf die Betondruckkraft f_c und die Streckgrenze des Stahls f_y bezogen. Obwohl deutliche Abweichungen der Teilsicherheitsbeiwerte für diese beiden Materialparameter bei einem Vergleich der normativ und aus der probabilistischen Analyse hergeleiteten Teilsicherheitsbeiwerte vorliegen, ergeben sich im Bezug auf den Querschnittswiderstand, in dessen Berechnung noch weitere Variablen eingehen, sehr ähnliche Bemessungswerte. Zusammenfassend kann für die in Kapitel 8 abgeleiteten Teilsicherheitsbeiwerte für die Biegung festgestellt werden, dass sowohl auf der Einwirkungs- als auch auf der Widerstandsseite ähnliche Teilsicherheitsbeiwerte aus der probabilistischen Analyse abgeleitet werden, wie in den aktuellen Normen [1054/1-05] [1992/1-01/NA] angegeben.

In Parameterstudien wurden einzelne Parameter der Basisvariablen variiert und die Auswirkungen auf die Sicherheitselemente aufgezeigt. Die aus den probabilistischen Analysen abgeleiteten Sicherheitselemente reagieren sensibel auf die Variation der Verteilungen und ihrer Parameter.

Für die Grenzzustände der Querkrafttragfähigkeit liegen auf der Einwirkungsseite bei einer Betrachtung eines gemeinsamen Sicherheitselements für die ständigen und veränderlichen Einwirkungen ähnliche normative und wahrscheinlichkeitstheoretisch hergeleitete Teilsicherheitsbeiwerte vor. Die Ergebnisse für die Teilsicherheitsbeiwerte des Erdwiderstands aus der probabilistischen Analyse sind geringer als in den Normen, während für den Querschnittswiderstand die normativen Teilsicherheitsbeiwerte etwas überschritten werden. Zusammenfassend kann für die probabilistische Untersuchung der Querkrafttragfähigkeit ebenfalls eine relativ gute Übereinstimmung der abgeleiteten Teilsicherheitsbeiwerte mit den normativ festgelegten Teilsicherheitsbeiwerten festgestellt werden.

Durch Parameterstudien wird deutlich, dass die mit der probabilistischen Analyse berechneten Teilsicherheitsbeiwerte signifikant beeinflusst werden von den angesetzten Verteilungen der Basisvariablen und ihren Kenngrößen. Aufgrund der in den Kapiteln 4 und 5 beschriebenen Unsicherheiten für die Wahl der Verteilungen, Mittelwerte und Variationskoeffizienten sowie den im Kapitel 6 erwähnten möglichen Ungenauigkeiten der Modellbildung sind weitere Untersuchungen notwendig, um die Ergebnisse zu präzisieren und gegebenenfalls eine Anpassung der in den Normen vorhandenen Teilsicherheitsbeiwerte vorzunehmen. Eine abschließende Bewertung

ist nur möglich, wenn für die stochastische Modellierung aller in den Grenzzuständen verwendeten Basisvariablen eine ausreichend große Datenbasis vorliegt und so gesicherte Verteilungen mit ihren stochastischen Kenngrößen vorhanden sind. Wichtig ist die Erkenntnis, dass mit den vorliegenden Informationen der Eingangsvariablen eine erste probabilistische Abschätzung der Teilsicherheitsbeiwerte gelingt, so dass auch ein Vergleich mit den in den Normen gewählten Sicherheitselementen möglich wird. Die Ergebnisse geben einen deutlichen Hinweis, dass die in den Normen gewählten Teilsicherheitsbeiwerte durch die vorliegende Analyse bisher bestätigt werden können.

9.2 Ausblick

Das Thema der probabilistischen Analyse von Ufereinfassungen, bearbeitet am Beispiel einer Schlitzwand, bietet aufgrund seiner Komplexität die Möglichkeit zu weiteren wissenschaftlichen Untersuchungen. Folgende Anregungen ergaben sich während der wissenschaftlichen Bearbeitung:

- Für die Berechnung der Bemessungsschnittgrößen, die unter einer günstigen Wirkung des Erddrucks ihren maßgebenden Bemessungswert erreichen, wird die Einführung günstiger Teilsicherheitsbeiwerte (z. B. $\gamma_G = 1,0$; $\gamma_Q = 0,0$) zur Bemessung von Schlitzwänden und ihre normative Verankerung empfohlen. Diese Empfehlung kann nur mit begleitenden Untersuchungen umgesetzt werden, um möglichst eine Bemessung sicherzustellen, die einerseits die Anforderungen an die Zuverlässigkeit der Konstruktion und andererseits aber auch wirtschaftliche Aspekte berücksichtigt.
- Die durchgeführten probabilistischen Untersuchungen für die Biege- und Querkrafttragfähigkeit beziehen sich auf ständige Bemessungssituationen. Die Analysen sind für vorübergehende (z. B. Bauzustände) und außergewöhnliche Bemessungssituationen (z. B. Schiffsanprall) zu erweitern.
- Für Ufereinfassungen, die als einfach verankerte Schlitzwandkonstruktionen realisiert werden, sind weitere Grenzzustände wie das Versagen in der tiefen Gleitfläche, hydraulischer Grundbruch oder das Versinken von Bauteilen probabilistisch zu untersuchen. Bei einer Berücksichtigung aller auftretender Grenzzustände der Konstruktion bzw. seiner Teilsysteme ist ein Rückschluss auf die Systemzuverlässigkeit möglich. Sie kann durch die Verwendung von Fehlerbaumanalysen, die sowohl Serien- als auch Parallelsysteme enthalten, in weiteren durchzuführenden Analysen bestimmt werden.
- Die Wahrscheinlichkeitsuntersuchungen sind für eine ganzheitliche Bewertung von Ufereinfassungen auch auf die Dauerhaftigkeit der Konstruktion zu beziehen. Der Dauerhaftigkeit kommt aufgrund der höheren Beanspruchung durch maritime

Umweltbedingungen (z. B. Chloridangriff durch Meerwasser) bei Kaianlagen und Ufereinfassungen im Bezug auf die Lebensdauer eine entscheidende Bedeutung zu. Hierbei sind Schädigungsmechanismen wie z. B. die chloridinduzierte Korrosion der Bewehrung zu beachten. Es liegen in der Literatur Grenzzustandsgleichungen vor, die die Depassivierung des Betons und die kritische Chloridkonzentration des Betons auf Höhe der eingelegten Bewehrung beschreiben [Faber et al.-99] [Alisa et al.-98] [Gehlen-00]. Diese Modelle können in weiteren Untersuchungen für die Beurteilung der Dauerhaftigkeit und Gebrauchstauglichkeit von Ufereinfassungen herangezogen werden. Unter Beachtung der verschiedenen Analysen bezüglich der Grenzzustände der Dauerhaftigkeit und Gebrauchstauglichkeit sowie der Tragfähigkeit können Modellansätze entwickelt werden, die Ufereinfassungen im Rahmen eines Life-Cycle-Engineerings bewerten. Erste Ansätze ähnlicher Vorgehensweisen zur Beurteilung der Tragwerkssicherheit unterschiedlicher Tragstrukturen wie z. B. Brücken werden unter anderen in [Empelmann et al.-10a], [Empelmann et al.-10b] und [Empelmann et al.-08] vorgestellt. Auch aktuelle Forschungsprojekte wie z. B. der NTH-Projektverbund „Strategien und Methoden des Life-Cycle-Engineerings für Ingenieurbauwerke und Gebäude“ beschäftigen sich mit der Entwicklung eines prädiktiven Lebensdauermanagementsystems. Im Rahmen des NTH-Projektverbunds wird im Teilprojekt 6 die Anwendung von Life-Cycle-Konzepten für Infrastrukturbauwerken erforscht.

- Die Ergebnisse der probabilistischen Analyse werden stark durch die bodenmechanischen Eingangsparameter, insbesondere den Reibungswinkel, beeinflusst. Die Güte der berechneten Ergebnisse für die Zuverlässigkeit der Konstruktion ist somit davon abhängig, ob das stochastische Modell der bodenmechanischen Eingangswerte die erforderliche Genauigkeit aufweist. Aus diesem Grund sollte die in der Literatur vorhandene Datenbasis zusammengefasst und kontinuierlich erweitert werden. Für ein konkretes Bauobjekt sind Baugrunduntersuchungen in ausreichender Anzahl vorzunehmen. Vorinformationen (z. B. Ingenieurerfahrung, vergleichbare Datensätze, frühere Messungen) können zur besseren Abschätzung der stochastischen Kennwerte verwendet werden. Das Modell des Baugrunds muss örtlich unterschiedliche Bodenschichten und eine Veränderung der Parameter berücksichtigen.
- Wenn für die Basisvariablen eine bessere Datengrundlage vorliegt und statistisch abgesicherte Eingangsparameter abgeleitet werden können, ist eine Berechnung mit genaueren Modellen sinnvoll. Unter Ansatz dieser Datenbasis ist die probabilistische Analyse in einer numerischen Simulation (z. B. FEM mit Antwortflächenverfahren) umzusetzen. Für diese Analysen bieten sich EDV-Programme an, die Zuverlässigkeitsanalysen und FE-Modellierungen verknüpfen z. B. optiSLANG [SLANG]. An diesem Vorgehen ist besonders die Verbesserung der Materialmodelle zur Beschreibung des Bodens interessant. Verformungsabhängige Tragwerkszustände (z. B. die Entwicklung des passiven Erdwiderstands in Abhängig-

keit der Wandverformung) können durch eine Untersuchung mittels der FEM berücksichtigt werden. Die Anwendung von FE-Modellen ermöglicht auch die Berechnung statisch unbestimmter Systeme und somit die Analyse komplexer Kaikonstruktionen, die nicht nur aus einem verankerten Wandsystem sondern auch anderen Komponenten wie einer Kaiplatte und Pfählen bestehen. Eine Ableitung von Teilsicherheitsbeiwerten wird bei diesen komplexen Modellen nicht möglich sein, aber die berechneten Versagenswahrscheinlichkeiten können zur Beurteilung der Konstruktion herangezogen werden.

- Bei einem Vergleich der Teilsicherheitsbeiwerte abgeleitet aus der probabilistischen Analyse mit den Werten aus der Norm wurden in Kapitel 8 für Beanspruchungen aus veränderlichen Einwirkungen Abweichungen festgestellt. Diese wurden auf das Verhältnis der Beanspruchungen aus ständigen und veränderlichen Einwirkungen zurückgeführt. Durch weiterführende Forschung sollte untersucht werden, ob die Teilsicherheitsbeiwerte für die Beanspruchungen infolge der veränderlichen Einwirkungen bei diesem Beanspruchungsverhältnis aufgrund des begleitenden Charakters der veränderlichen Einwirkungen durch Kombinationswerte ergänzt werden sollten. Für eine Ableitung eines allgemein normativ gültigen Ansatzes sind weitere umfangreiche wissenschaftliche Analysen notwendig.
- Für die Interaktion zwischen Biegung und Normalkraft in der probabilistischen Analyse der Biegetragfähigkeit sind hinsichtlich des Ansatzes der Modelfaktoren des Querschnittswiderstands Methoden zur Ableitung seiner statistischen Kennwerte aus Versuchsergebnissen zu entwickeln. Eine Auswertung von Versuchen bei denen die Versuchskörper durch ein M/N-Interaktion beansprucht werden, ist nach [Hansen-04] mit [1990-02] nicht möglich. Für die Modelfaktoren der Widerstandsseite sind Lösungswege zu entwickeln, um eine bessere Anpassung an die Realität zu gewährleisten.
- Auch auf der Einwirkungsseite sollten die Modelfaktoren möglichst gut das Verhältnis zwischen den tatsächlich auftretenden Schnittgrößen und den im Modell berechneten Schnittgrößen beschreiben. Eine optimale Abstimmung scheint jedoch nur durch Insitu-Messungen möglich, die derzeit nicht in einer ausreichenden Anzahl durchgeführt und veröffentlicht wurden. Es ist eine Datenbasis aufzubauen und zu erweitern.

Die berechneten Sicherheitsbeiwerte werden durch die angesetzten Verteilungen und ihre Parameter beeinflusst. Somit hängt die Güte der Ergebnisse stark von den getroffenen Annahmen ab. Wie in den ersten Kapiteln gezeigt, liegen für die Annahmen der Basisvariablen, ihrer Verteilungen und Parameter zum Teil aber noch Unsicherheiten vor. Sie sind durch weitere Forschungsprojekte zu verifizieren.

Eine Erweiterung der vorhandenen Datenbasis ist das wichtigste Ziel weiterer Untersuchungen, um eine abschließende Bewertung der Zuverlässigkeit von Schlitzwandkonstruktionen vornehmen zu können.

Literaturverzeichnis

- [1045/1-01] DIN 1045: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton – Teil 1: Bemessung und Konstruktion. Deutsches Institut für Normung (Hrsg.). Berlin, Köln: Beuth, Juli 2001.
- [1045/1-08] DIN 1045: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton – Teil 1: Bemessung und Konstruktion. Deutsches Institut für Normung (Hrsg.). Berlin, Köln: Beuth, August 2008.
- [1054/1-05] DIN 1054: Baugrund – Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau. Deutsches Institut für Normung (Hrsg.). Berlin, Köln: Beuth, Januar 2005.
- [1054-10] DIN 1054: Baugrund – Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau – Ergänzende Regelungen zu DIN EN 1997-1. Deutsches Institut für Normung (Hrsg.). Berlin, Köln: Beuth, Dezember 2010.
- [1054/100-96] DIN V 1054-100: Baugrund – Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau. – Teil 100: Berechnung nach dem Konzept mit Teilsicherheitsbeiwerten. Deutsches Institut für Normung (Hrsg.). Berlin, Köln: Beuth, Januar 1996.
- [1054/101-09] DIN 1054-101: Baugrund – Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau. – Teil 101: Ergänzende Regelungen zu DIN EN 1997-1. Deutsches Institut für Normung (Hrsg.). Berlin: Beuth, Februar 2009 (Entwurf).
- [1055/2-07] DIN 1055-2: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 2: Bodenkenngrößen. Deutsches Institut für Normung (Hrsg.). Berlin, Köln: Beuth, Entwurf, Januar 2007.
- [1055/100-01] DIN 1055-100: Grundlagen der Tragwerksplanung, Sicherheitskonzept, Bemessungsregeln. Deutsches Institut für Normung (Hrsg.). Berlin, Köln: Beuth, März 2001.
- [4017-06] DIN 4017: Baugrund - Berechnung des Grundbruchwiderstands von Flachgründungen. Deutsches Institut für Normung (Hrsg.). Berlin, Köln: Beuth, März 2006.
- [4085-07] DIN 4085: Baugrund - Berechnung des Erddrucks. Deutsches Institut für Normung (Hrsg.). Berlin, Köln: Beuth, Oktober 2007.
- [4126-04] DIN 4126: Nachweis der Standsicherheit von Schlitzwänden. Entwurf, Deutsches Institut für Normung (Hrsg.). Berlin, Köln: Beuth, August 2004.
- [1990-02] DIN EN 1990: Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung. Deutsche Fassung EN 1990:2002. Deutsches Institut für Normung (Hrsg.). Berlin, Köln: Beuth, Oktober 2002.

- [1990-10/NA] DIN EN 1990/NA: Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung. Deutsches Institut für Normung (Hrsg.). Berlin, Köln: Beuth, Dezember 2010.
- [1992/1-01] DIN EN 1992-1-1: Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau; Deutsche Fassung EN 1992-1-1:2004; Deutsches Institut für Normung (Hrsg.). Berlin, Köln: Beuth, Oktober 2005.
- [1992/1-01/NA] DIN EN 1992-1-1/NA: Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter-Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau; Deutsches Institut für Normung (Hrsg.). Berlin, Köln: Beuth, September 2008 (Entwurf).
- [1997/1-09] DIN EN 1997-1: Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik – Teil 1: Allgemeine Regeln; Deutsche Fassung EN 1997-1:2009; Deutsches Institut für Normung (Hrsg.). Berlin, Köln: Beuth, September 2009.
- [1997/1-09/NA] DIN EN 1997-1/NA: Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter- Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik – Teil 1: Allgemeine Regeln; Deutsches Institut für Normung (Hrsg.). Berlin, Köln: Beuth, Februar 2009 (Entwurf).
- [1997/1-10/NA] DIN EN 1997-1/NA: Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter- Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik – Teil 1: Allgemeine Regeln; Deutsches Institut für Normung (Hrsg.). Berlin, Köln: Beuth, Dezember 2010.
- [Alber et al.-83] Alber, D.; Floss, R.: Beiträge zur Anwendung der Stochastik und Zuverlässigkeitstheorie in der Bodenmechanik. Institut für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik, TU München, Heft 2, 1983.
- [Alisa et al.-98] Alisa, M.; Andrade, C.; Gehlen, C.; Rodriguez, J.; Vogels, R.: Modelling of Degradation. Brussels: European Union – Brite EURam, 1998-CT95-0132, Project BE95-1347, Document BE95-1347/R4-5, 1998
- [Bach-92] Bach, Th.: Tragfähigkeitsnachweise von Stahlbetonquerschnitten bei Biegebeanspruchung mit und ohne Längskraft auf der Grundlage der Zuverlässigkeitstheorie der Stufe II. Dissertation, Dresden, 1992.
- [Baker-76] Baker, M. J.: Evaluations of Partial Safety Factors for Level I Codes. Example of Application of Methods to Reinforced Concrete Members. In [CEB112-76], 1976.

- [Bauproduktenrichtlinie L40-1989] Richtlinie des Rates vom 21. Dezember 1988 zur Angleichung der Rechts- und Verwaltungsvorschriften der Mitgliederstaaten über Bauprodukte (Bauproduktenrichtlinie), (Amstblatt EG, L40/1989).
- [Belabed-07] Belabed, L.: Neue Methode zur Ermittlung der Ankerlängen bei zweifach verankerten Stützwänden. Bautechnik, Band 84, Heft 11, S. 803-815, 2007.
- [Benjamin et al.-70] Benjamin, J. R.; Cornell, C. A: Probability, Statistics and Decision for Civil Engineers, McGraw-Hill Book Company, New York, 1970.
- [Binnewies et al.-92] Binnewies, W.; Fabricius, K.: Überlegungen zur zukünftigen Konstruktion und Berechnung von Kaimauern. Hansa, Band 7, S. 710-714, 1992.
- [Blum-31] Blum H. (1931): Einspannungsverhältnisse bei Bohlwerken. Ernst & Sohn, Berlin.
- [Böckmann et al.-09] Böckmann, J.; Grünberg, J.: Determination of safety levels for quay wall structures. Van Gelder, Proske & Vrijling, Proceedings of the 7th International Probabilistic Workshop, Delft 2009.
- [Böckmann et al.-10] Böckmann, J.; Grünberg, J.: Reliability for quay wall structures. IABSE-fib Conference, Dubrovnik, Croatia, May 3-5, 2010.
- [Böttger et al.-1992] Böttger, H.; Dücker, H. P.: Umstrukturierung O'Swaldkei. Hansa, Band 8, S. 804-810, 1992.
- [Braml et al.-09a] Braml, Th.; Keuser, M.: Beurteilung der Tragfähigkeit von geschädigten Stahlbetonbrücken auf der Grundlage der Ergebnisse einer Bauwerksprüfung. Beton- und Stahlbetonbau, Band 104, Heft 5, Seite 256-267, 2009.
- [Braml et al.-09b] Braml, Th.; Fischer, A.; Keuser, M.; Schnell, J.: Beurteilung der Zuverlässigkeit von Bestandstragwerken hinsichtlich einer Querkraftbeanspruchung. Beton- und Stahlbetonbau 104, Heft 12, 2009.
- [Brehm et al.-08] Brehm, E.; Schmidt, H.; Graubner, C.-A.: Model Uncertainties for Shear Capacity Prediction of Reinforced Concrete Members. 6th International Probabilistic Workshop, Technische Universität Darmstadt, Darmstadt, 2008.
- [Breitung-84] Breitung, K.: Asymptotic Approximations for Multinormal Integrals. Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE, Vol. 110 (1984), No. EM3, 357-366.
- [Brinch Hansen-53] Brinch Hansen, J.: Earth Pressure Calculations. The Danish Technical Press, Kopenhagen, 1953.
- [Brinkmann-05] Brinkmann, B.: Seehäfen - Planung und Entwurf. Springer, Berlin Heidelberg New York, 2005.

- [Brinkmann-07] Brinkmann, B.: Kaianlagen deutscher Containerterminals. Bauingenieur, Band 82, S. 311-317, 2007.
- [Buisman et al.-35] Buisman, A. S.; Keverding: De weerstand van paalpunten in zand, De Ingenieur, 3. Jg., Teil 1, Nr. 14, S. 25-28; Teil 2, Nr. 18, S. 31-35; 1935.
- [Buisman et al.-40] Buisman, A. S.; Keverding: Grondmechanica. In: Klopper, J.; Toegepaste Mechanica, Deel IV, Delft, 1940.
- [Casciati et al.-91] Casciati, F.; Negri, I.; Rackwitz, R.: Geometrical Variability in Structural Members and Systems, JCSS Working Document, January 1991.
- [Castillo et al.-04] Castillo, E.; Minguez, R.; Terán, A. R.; Fernández-Canteli, A.: Design and sensitivity analysis using the probability-safety-factor method. An application to retaining walls. Structural Safety, 26, 159-179, 2004.
- [CEB112-76] Comité Euro-International du Béton (CEB): First-Order Reliability Concepts for Design Codes. Bulletin d'Information No.112, 1976.
- [CEB202-91] Comité Euro-International du Béton (CEB): Reliability of Concrete structures. Final report of Permanent Commission I. Bulletin d'Information No.202, 1991.
- [Cornell-69] Cornell, C. A.: A Probability Based Structural Code, ACI Journal, Vol. 66, No. 12, 1969.
- [CUR-05] Handbook Quay Walls. Centre for Civil Engineering Research and Codes (CUR), Taylor and Francis, 2005.
- [DAfStb-10] DAfStb Heft 525: Deutscher Ausschuss für Stahlbeton: Heft 525: Erläuterungen zur DIN 1045-1, Beuth-Verlag, Berlin, 2. Auflage, Ausgabe 2010.
- [Diamantidis-02] Diamantidis, D.: Probabilistic Assessment of Existing Structures. Joint Committee on Structural Safety, RILEM, 2002.
- [Dücker et al.-96] Dücker, H. P.; Rodatz, W.; Timm, G.; Vellguth, L.: Tiefe Kaimauer in Schlitzbauweise. Bautechnik, 73, Heft 12, S. 811-820, 1996.
- [EAB-06] Empfehlungen des Arbeitskreises „Baugruben“ der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik e. V.: Empfehlungen des Arbeitskreises „Baugruben“ EAB. Berlin, Ernst & Sohn, 2006.
- [EAU-05] Empfehlungen des Arbeitsausschusses „Ufereinfassungen“, Häfen und Wasserstraßen, EAU 2004, Hrsg.: Arbeitsausschuss „Ufereinfassungen“ der Hafenbautechnischen Gesellschaft e.V. und der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik e.V., 10. Auflage, 2005.

- [EAU-08] Technischer Jahresbericht 2008, Teil 1, des Arbeitsausschusses „Ufereinfassungen“ der Hafentechnischen Gesellschaft e. V. (HTG) und der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik (DGfG). Bautechnik, 85, Heft 8, 2008.
- [Eibl et al.-88] Eibl, J.; Neuroth, U.: Untersuchungen zur Druckfestigkeit von bewehrtem Beton bei gleichzeitig wirkendem Querzug. Institut für Massivbau und Baustofftechnologie, Universität Karlsruhe, 1988.
- [Ellingwood et al.-80] Ellingwood, B.; Galambos, T. V.; MacGregor, J. M.; Cornell, C. A.: Development of Probability Based Loads Criterion for American National Standard A58. N.B.S. Special Publication 577, National Bureau of Standards, U.S. Dept. of Commerce, Washington, D.C., 1980.
- [Empelmann et al.-10a] Empelmann, M.; Heumann, G.: Risikoorientierte Bewertungskonzepte für Bauwerke aus Stahlbeton und Spannbeton. In: W. Breit, W. K. J. S. C. K. (Hrsg.): Doktorandensymposium 2010: 51. Forschungskolloquium 11. und 12. November 2010 an der TU Kaiserslautern. Kaiserslautern: TU Kaiserslautern, 2010, S. 313–324
- [Empelmann et al.-10b] Empelmann, M.; Heumann, G.: New Aspects of Life-Cycle Design of Reinforced Concrete Structures. In: International Association for Bridge and Structural Engineering; Hirt, M. A. (Hrsg.): Joint IABSE-fib Conference - Codes in Structural Engineering: Developments and Needs for International Practice. Dubrovnik 2010, Croatia, May 3 - 5, 2010. Zagreb: SECONCS-SE, 2010, S. 537–544
- [Empelmann et al.-08] Empelmann, M.; Henke, V.; Heumann, G.; Wickers, M.: New Aspects on Bridge Design for Durability. In: Biondini, F.; Frangopol, D. M. (Hrsg.): Life-Cycle Civil Engineering: Proceedings of the first International Symposium on Life-Cycle Civil Engineering. IALCCE '08, Held in Varese, Lake Como, Italien: Taylor & Francis Ltd, 2008, S. 323–327
- [Ennen-06] Ennen, C.: Entwicklung des Kaimauerbaus im Hafen Hamburg. Tiefbau, Band 9, S. 480-485, 2006.
- [Faber et al.-99] Faber, M.H.; Siemes, T.; Vrouwenvelder, T.: Probabilistic Methods for Durability Design. Brussels: European Union – Brite EURam, 1999-CT95-0132, Project BE95-1347, Document BE95-1347/R0, 1999.
- [Faber-08] Faber, M. H.: Risk and Safety in Civil, Environmental and Geomatic Engineering. Eidgenössische Technische Hochschule Zürich, 2008.
- [Fickert et al.-07] Fickert, M.; Strotmann, Th.: Hydrodynamische Entwicklung der Tidelbe. In: Von der Geoarchäologie über die Küstendynamik zum Küstenzenenmanagement. Coastline Reports 9, Hrsg: Gönnert, G.; Pflüger, B.; Bremer, J.-A., S. 59-68, 2007.

- [Floss-83] Floss, R.: Beiträge zur Anwendung der Stochastik und Zuverlässigkeitstheorie in der Bodenmechanik. Schriftenreihe Heft 2, Lehrstuhl für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik, Technische Universität München, 1983.
- [Freudenthal-47] Freudenthal, A. M.: The Safety of Structures. Transactions, ASCE, Vol. 112, 125-180, 1947.
- [Führböter et al.-87] Führböter, A.; Dette, H. H.; Jensen, J.; Schulze, M.: Statistische Betrachtungen zu den Bemessungswasserständen an der niedersächsischen Nordseeküste. Lehrstuhl für Hydromechanik und Küstenwasserbau, Bericht Nr. 636, 1987.
- [Gattermann et al.-98] Gattermann, J.: Interpretation von geotechnischen Messungen an Kaimauern in einem Tidehafen. Dissertation, TU Braunschweig, 1998.
- [Gattermann et al.-00] Gattermann, J.; Maybaum, G.; Miller, C.; Rodatz, W.: Innovativer Kaimauerbau im Hamburger Hafen auf der Grundlage von Erfahrungen, Messungen und Berechnungsmodellen. Vorträge der Baugrundtagung 2000 in Hannover, S. 99 - 106; Herausgeber: Dt. Ges. für Geotechnik (DGGT), Essen, 2000.
- [Gehlen-00] Gehlen, C.; Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (Hrsg.): Probabilistische Lebensdauerbemessung von Stahlbetonbauwerken: Zuverlässigkeitsbetrachtungen zur wirksamen Vermeidung von Bewehrungskorrosion (2000). In: DAfStb, Heft 510, Berlin : Beuth Verlag.
- [Glimm et al.-04] Glimm, M.; Morgen, K.: Erddruck und Teilsicherheitsbeiwerte der neuen EAU 2004. In: Hansa – International Maritime Journal, S. 63-68, 07/2004.
- [Glowienka-07] Glowienka, S.: Zuverlässigkeit von Mauerwerkswänden aus großformatigen Steinen. Dissertation, Technische Universität Darmstadt, Institut für Massivbau, 2007.
- [Gönnert et al.-04] Gönnert, G.; Triebner, J.: Hochwasserschutz in Hamburg. In: Geographie der Meere und Küsten. Coastline Reports 1, Hrsg: Schernewski, G.; Dolch, T., S.119-126, 2004.
- [Grabe-10] Grabe, J.: Marine Gründungsbauwerke. Betonkalender, Teil 2, 2010.
- [Graubner-89] Graubner, C.-A.: Schnittgrößenverteilung in statisch unbestimmten Stahlbetonbalken unter Berücksichtigung wirklichkeitsnaher Stoffgesetze. Dissertation, TU München, 1989.
- [Grünberg-04] Grünberg, J.: Grundlagen der Tragwerksplanung – Sicherheitskonzept und Bemessungsregeln für den konstruktiven Ingenieurbau, Erläuterungen zu DIN 1055-100. Praxis Bauwesen, Hrsg.: DIN Deutsches Institut für Normung e. V., Beuth Verlag, Berlin, Wien, Zürich, 2004.

- [Grünberg-07] Grünberg, J.: *Comments on EN 1990 „Basis of Structural Design“, Guidelines for implementation and application*. Beuth Verlag, Berlin 2007 (veröffentlicht als elektronisches Buch: www.beuth.de).
- [Grünberg et al.-08] Grünberg, J.; Hansen, M.: Risikoakzeptanz als Grundlage der Technischen Sicherheit. Vortrag beim Treffen der Massivbauprofessoren, Garmissch-Partenkirchen, 2008.
- [Grünberg et al.-09] Grünberg, J.; Vogt, N.: Teilsicherheitskonzept für Gründungen im Hochbau. Betonkalender, Teil 1, 2009.
- [Gussmann-86] Gussmann, P.: Die Methode der Kinematischen Elemente, Mitteilung des Baugrundinstituts Stuttgart, Heft 25, 1986.
- [Ham-02] Freie und Hansestadt Hamburg Wirtschaftsbehörde Strom- und Hafenbau Hamburg (Hrsg.): Deutsches Gewässerkundliches Jahrbuch, Elbegebiet, Teil III, Untere Elbe ab der Havelmündung, Jahrgänge 1955-2002, 1957-1999.
- [Hanisch et al.-02] Hanisch, J.; Katzenbach, R.; König, G.: Kombinierte Pfahl-Plattengründungen, Ernst & Sohn, 2002.
- [Hansen-04] Hansen, M.: Zur Auswirkung von Überwachungsmaßnahmen auf die Zuverlässigkeit von Betonbauteilen. Dissertation, Institut für Massivbau, Universität Hannover, 2004.
- [Hansen et al.-08] Hansen, M.; Grünberg, J.: Risk-based design approach for Offshore Wind Turbines. Proceedings of the 6th International Probabilistic Workshop, Darmstadt, 2008.
- [Hasofer et al.-74] Hasofer, A. M.; Lind, N. C.: Exact and Invariant Second-Moment Code Format, Journal of Engineering Mechanics Devision, ASCE, Vol. 100, No. EM1, 111-121 1974.
- [Heil et al.-98] Heil, H.; Powroschnik, L.; Claussen, A.; Glimm, M.; Möller, B.: Neue Wasserstände für die Bemessung von Hochwasserschutzwänden und Uferbauwerken im Hamburger Hafen. Bautechnik, 75, Heft 2, S. 67-79, 1998.
- [Hettler et al.-06] Hettler, A.; Vega Ortiz, S.; Mumme, B.: Berechnung von Baugrubenwänden mit verschiedenen Methoden: Trägermodell, nichtlineare Bettung, Finite-Elemente-Methode. Bautechnik, 83, Heft 1, S. 35-45, 2006.
- [Hettler-08] Hettler, A.: Erddruck. In: Witt, K. J. (Hrsg.): *Grundbau-Taschenbuch, Teil 1: Geotechnische Grundlagen*. 7. Auflage. Ernst & Sohn, 2008.
- [Hettler-09] Hettler, A.: Einbindetiefe und Schnittgrößen bei gestützten Wänden mit beliebiger Fußauflagerung. Bautechnik, 86, Heft 9, S. 542-546, 2009.

- [HochwSchRL-07] Berechnungsgrundsätze für Hochwasserschutzwände, Flut- schutzanlagen und Uferbauwerke im Bereich der Tideelbe der Freien und Han- sestadt Hamburg, Verwaltungsvorschrift, Beuth, November 2007.
- [Hosser-78] Hosser, D.: Tragfähigkeit und Zuverlässigkeit von Stahlbetondruckgliedern. Mitteilungen des Instituts für Massivbau, TH Darmstadt, Heft 28. Berlin, München, Düsseldorf; Ernst & Sohn, 1978.
- [JCSS-96] Joint Committee on Structural Safety. (JCSS): Background Documentati- on, Eurocode 1 (ENV 1991), Part 1: Basis of Design. Working Document, March 1996.
- [JCSS-01a] Joint Committee on Structural Safety. (JCSS): Probabilistic Model Code. Part I – Basis of design. 12th draft, August 2001.
- [JCSS-01b] Joint Committee on Structural Safety. (JCSS): Probabilistic Model Code. Part II –Load Models. Februar 2001.
- [JCSS-02a] Joint Committee on Structural Safety. (JCSS): Probabilistic Model Code. Part III – Resistance Models (Material Properties). Mai 2002.
- [JCSS-02b] Joint Committee on Structural Safety. (JCSS): Probabilistic Model Code. Part IV – Examples. Mai 2002.
- [JCSS-06] Baker, J.; Calle, E.: Joint Committee on Structural Safety. (JCSS): Section 3.7; Soil Properties, 2006.
- [Kollegger et al.-90] Kollegger, J.; Mehlhorn, G.: Experimentelle Untersuchungen zur Bestimmung der Druckfestigkeit des gerissenen Stahlbetons bei einer Quer- zugbeanspruchung. DAfStb Heft 413, Beuth Verlag, Berlin 1990.
- [König et al.-72] König, G.; Heunisch, M.: Zur statistischen Sicherheitstheorie im Stahlbetonbau. Mitteilungen aus dem Institut für Massivbau der Technischen Hochschule Darmstadt Nr. 16, 1972.
- [König et al.-82] König, G.; Hosser, D.; Schobbe, W.: Sicherheitsanforderungen für die Bemessung von baulichen Anlagen nach den Empfehlungen des NABau – eine Erläuterung. Bauingenieur, Vol. 57, S.69-78, 1982.
- [Kötter-03] Kötter, F.: Die Bestimmung des Drucks an gekrümmten Gleitflächen, eine Aufgabe aus der Lehre vom Erddruck, Sitzung der physikalisch- mathematischen Klasse vom 26. Februar 1903, S. 229-233.
- [Lackner-50] Lackner, E.: Berechnung mehrfach gestützter Spundwände. Ernst & Sohn, Berlin, 1950.
- [Leonhardt et al.-73] Leonhardt, F.; Mönnig, E.: Vorlesung über Massivbau. Teil 1, Grundlagen zur Bemessung im Stahlbetonbau. Springer, 1973.

- [Litzner-96] Litzner, H.-U.: Grundlagen der Bemessung nach EC2. Betonkalender 1996, Teil 1. Ernst & Sohn, Berlin, 1996.
- [Maaß-78] Maaß, G.: Statistische Untersuchungen von geometrischen Abweichungen an ausgeführten Stahlbetonbauteilen. Teil 2, Berichte zur Zuverlässigkeitstheorie der Bauwerke, Heft 28, München, 1978.
- [Maaß et al.-80] Maaß, G.; Rackwitz, R.: Maßabweichungen bei Bauwerken in Ortbe-ton. Beton- und Stahlbetonbau, Heft 1, 1980.
- [Mardfeldt-05] Mardfeldt, B.: Zum Tragverhalten von Kaikonstruktionen im Gebrauchszustand, Dissertation, TU Hamburg-Harburg 2005.
- [Maybaum-96] Maybaum, G.: Erddruckentwicklung auf eine in Schlitzwandbauweise hergestellte Kaimauer, Dissertation, TU Braunschweig, 1996.
- [Mayer-26] Mayer, M.: Die Sicherheit der Bauwerke und ihre Berechnung nach Grenzkräften anstatt nach zulässigen Spannungen. Springer, 1926.
- [Mehlhorn-97] Mehlhorn, G. (Hrsg.): Der Ingenieurbau – Grundwissen, Band 8: Tragwerkszuverlässigkeit und Einwirkungen. Ernst & Sohn, 1997.
- [Mehlhorn-98] Mehlhorn, G. (Hrsg.): Bemessung im Betonbau. In: Der Ingenieurbau – Grundwissen, Band 9: Bemessung. Ernst & Sohn, 1998.
- [Melchers-90] Melchers, R. E.: Search-Based Importance Sampling, Structural Safety 9, 117-128, 1990.
- [Melchers-99] Melchers, R. E.: Structural reliability and prediction. Chichester: John Wiley & Sons Ltd., 1999.
- [Miller et al.-02] Miller, C.; Dücker, H. P.: Vorlesung „Geotechnik im Strom- und Hafenbau“. Technische Universität Hamburg-Harburg, Geotechnik und Baubetrieb, WS 2002/2003.
- [Mirza et al.-79] Mirza, S. A.; MacGregor, J. G.: Variations in dimensions of reinforced concrete members. Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 105, No. ST4, S. 751-766, 1979.
- [Möller-07] Möller, G.: Geotechnik – Bodenmechanik. Bauingenieur-Praxis, Ernst & Sohn, 2007.
- [Morgen-04] Morgen, K.: Spundwandberechnung nach neuer DIN 1054 am Beispiel einer Hochwasserschutzwand, Stahl-Informationszentrum, Dokumentation 582, Stahlspundwände (5) – Planung und Anwendung, Düsseldorf, 2004.
- [NABau-81] Normungsausschuss Bauwesen (NABau) im Deutschen Institut für Normung e. V. (DIN), Arbeitsausschuss „Sicherheit von Bauwerken“: Grundlagen

- zur Festlegung der Sicherheitsanforderungen für bauliche Anlagen. Beuth, 1981.
- [Nagao et al.-05] Nagao, T.; Moriya, Y.: Target safety for port and harbour structures. Safety and reliability of engineering systems and structures: proceedings of the Ninth International Conference on Structural Safety and Reliability, ICOSSAR '05, Rome, Italy, 19 – 23 June 2005, S. 1269-1276.
- [Nathwani et al.97] Nathwani, J. S.; Lind, N. C.; Pandey, M. D.: Affordable Safety by Choice: The Life Quality Method. Institute for Risk Research, University of Waterloo, Waterloo, Canada, 1997.
- [NEN-6700-05] Technische grondslagen voor bouwconstructies - TGB 1990 - Algemene basiseisen, 2005.
- [Neuenhofer et al.-94] Neuenhofer, A.; Zilch, K.: Sensitivitätsanalyse von Stabtragwerken mit nichtlinearem Tragverhalten als Grundlage für Zuverlässigkeitsuntersuchungen im Stahlbetonbau. Bauingenieur 69, S. 415-421, 1994.
- [Nottrodt-90] Beitrag zur Einführung semiprobabilistischer Methoden der Geotechnik. Dissertation, Hochschule Weimar, 1990.
- [Östlund-91] Östlund, L.: An estimation of γ -values. In [CEB202-91], S. 37-97. 1991.
- [Oumeraci et al.-99] Oumeraci, H.; Kortenhaus, A.; Allsop, N. W. H.; De Groot, M. B.; Crouch, R. S.; Vrijling, J. K.; Voortman, H. G.: Probabilistic design tools for vertical breakwaters. Final Report, MAST III / Proverbs, 1999.
- [Ozaki et al.-05] Ozaki, R.; Nagao, T.; Shibusaki, R.: Level-I reliability-based design method for port and harbour facilities under ordinal conditions für minimization of expected total cost. Safety and reliability of engineering systems and structures: proceedings of the Ninth International Conference on Structural Safety and Reliability, ICOSSAR '05, Rome, Italy, 19 – 23 June 2005, S. 1285-1292.
- [Perau-95] Perau, E. W.: Ein systematischer Ansatz zur Berechnung des Grundbruchwiderstands von Fundamenten. Dissertation, Mitteilungen aus dem Fachgebiet Grundbau und Bodenmechanik, Heft 19, Universität-Gesamthochschule Essen, 1995.
- [PSP-07] PSP - Petschacher Software und Projektentwicklungs GmbH, Variables Processor (VaP 2.3), Feldkirchen, Österreich.
- [Petschacher-93] Petschacher, M.: Zuverlässigkeit technischer Systeme. Computer-gestützte Verarbeitung von stochastischen Größen mit dem Programm VAP. Birkhäuser Verlag Basel, Boston, Berlin, 1993.
- [Pottharst-80] Pottharst, R.: Versagenswahrscheinlichkeit und Sicherheit von Flachgründungen als Grundlage für Bauvorschriften. Abschlussbericht, T960/2, 1980.

- [Prandtl-20] Prandtl, L.: Über die Härte plastischer Körper, Nachrichten der Gesellschaft der Wissenschaften, Bericht der mathematisch-physischen Klasse, S. 74-85, 1920.
- [Pregl-99] Pregl, O.: Kontinuumsmechanik, statische Aufgaben. Handbuch der Geotechnik, Teil 5, Institut für Geotechnik, Universität für Bodenkultur, Wien, 1999.
- [Puła-02] Puła, W.: On spatial averaging in reliability computations of shallow foundations. Numerical Models in Geomechanics, NUMOG VIII; proceedings of the 8th International Symposium on Numerical Models in Geomechanics, Rom, 2002.
- [Puła-04] Puła, W.: Zastosowania teorii niezawodności konstrukcji do oceny bezpieczeństwa fundamentów. Wrocław, 2004.
- [Rackwitz et al.-76] Rackwitz, R.: Practical probabilistic approach to design. In [CEB112-76], S. 13-72, 1976.
- [Rackwitz et al.-78] Rackwitz, R.; Fiessler, B.: Structural Reliability under combined random load sequences, Computer and Structures, Vol. 9, 1978.
- [Rackwitz-79] Rackwitz, R.: Theoretische Grundlagen für die Bestimmung des Bemessungswertes von Bauteilwiderständen aus Versuchen. SFB 96: Berichte zur Sicherheitstheorie der Bauwerke, Heft 38. Laboratorium für den Konstruktiven Ingenieurbau (LKI), TU München, 1979.
- [Rackwitz et al.-81] Rackwitz, R.; Peintinger, B.: Ein wirklichkeitsnahes stochastisches Bodenmodell mit unsicheren Parametern und Anwendung auf die Stabilitätsuntersuchung von Böschungen. Bauingenieur, 56, S. 215-221, 1981.
- [Rackwitz-97] Rackwitz, R.: Einwirkungen auf Bauwerke. In [Mehlhorn-97], 1997.
- [Rackwitz-00] Rackwitz, R.: Reviewing probabilistic soils modelling. Computers and Geotechnics, 26, S. 199-223, 2000.
- [Rackwitz-06] Rackwitz, R.: Zuverlässigkeit und Lasten im konstruktiven Ingenieurbau. Teil I: Zuverlässigkeitstheoretische Grundlagen; Teil II: Lasten. Technische Universität München, 2006.
- [RCP] RCP: Reliability Consulting Programs (RCP): A Structural Reliability Analysis Program-System, Modul: COMREL, RCP GmbH, München.
- [Reinsdorf-78] Reinsdorf, S.: Zielsichere Herstellung von Beton. Betontechnologie. Bauinformation DDR, Berlin, 1978.
- [Reissner-24] Reissner, H.: Zum Erddruckproblem, Proceedings of the First International Congress of Applied Mechanics, Delft, S. 295-311, 1924.

- [Rizkallah et al.-01] Rizkallah, V.; Hering, W., Kalle, H.-U., Vollstedt, H.-W.: Spundwände für Häfen und Wasserstraßen. Grundbau-Taschenbuch, Teil 3: Gründungen, 6. Auflage, Ernst & Sohn, Berlin, 2001.
- [Rubinstein-81] Rubinstein, R. Y.: Simulation and the Monte Carlo Method. John Wiley & Sons, New York, 1981.
- [Rüsch-55] Rüsch, H.: Versuche zur Festigkeit der Biegedruckzone. Schriftenreihe des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton, Heft 120. Berlin: Ernst & Sohn, 1955.
- [Rüsch et al.-69] Rüsch, H.; Sell, R.; Rackwitz, R.: Statistische Analyse der Betonfestigkeit. Schriftenreihe des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton, Heft 206. Berlin: Ernst & Sohn, 1969.
- [Sainflou-28] Sainflou, M.: Essai sur les digues maritimes verticales. Annales du Ponts et Chaussées, tome 98 II (1928), übersetzt: Treatise on vertical breakwaters, US Corps of Engineers, 1928.
- [Sarras-90] Sarras, T. A.: Zur Zuverlässigkeitberechnung von statisch beanspruchten Tragwerken mit unsicheren Systemeigenschaften. SFB 96: Berichte zur Zuverlässigkeitstheorie der Bauwerke, Heft 88. Laboratorium für den Konstruktiven Ingenieurbau (LKI), TU München, 1990.
- [Schickert et al.-77] Schickert, G.; Rackwitz, R.: Statistische Untersuchungen zum Qualitätsangebot bei Beton. Beton 27, S. 277-281, 1977.
- [Schultze-77] Schultze, E.: Zwischenbericht zum Forschungsvorhaben „Versagenswahrscheinlichkeit und Sicherheit von Flachgründungen als Grundlage für Bauvorschriften.“ Aachen, 1977.
- [Schultze-79] Schultze, E.: Versagenswahrscheinlichkeit und Sicherheit von Flachgründungen als Grundlage für Bauvorschriften. Abschlussbericht, T960/1, 1979.
- [Schultze et al.-81] Schultze, E.; Pottharst, R.: Versagenswahrscheinlichkeit und Sicherheit von Flachgründungen als Grundlage für Bauvorschriften. Abschlussbericht, T960/3, 1981.
- [Six-03] Six, M.: Sicherheitskonzept für nichtlineare Traglastverfahren im Betonbau. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 534, Berlin, 2003.
- [SLANG] Optislang documentation - The optimizing structural language; Sensitivity Analysis, Multidisciplinary, Optimization, Robustness Evaluation, Reliability, Analysis and Robust Design Optimization, Version 3.1.2, dynardo, Dynamic Software and Engineering GmbH, Weimar, 2010.
- [Soulié et al.-90] Soulié, M., Montes, P., Silvestri, V.: Modeling Spatial Variability of Soil Parameters. Canadian Geotechnical Journal, 27, S. 617-630, 1990.

- [Späthe-87] Spaethe, G.: Die Sicherheit tragender Baukonstruktionen. VEB Verlag für Bauwesen, Berlin, 1987.
- [Staller-01] Staller, M. A.: Analytische und numerische Untersuchungen des Durchstanztragverhaltens punktgestützter Stahlbetonplatten. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 515, 2001.
- [Stahlhut-00] Stahlhut, O.: Belastung einer Kaimauer durch wechselnde Wasserstände infolge Tide, Dissertation, TU Braunschweig, 2000.
- [Steenfelt-79] Steenfelt, J. S.: Scale Effect on Bearing Capacity Factor N_c . Proceedings of the Ninth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Tokyo, Vol. I, S. 749-752, 1979.
- [Thurner-01] Thurner, R.: Probabilistische Untersuchungen in der Geotechnik mittels deterministischer Finite Elemente-Methode. Dissertation, Institut für Bodenmechanik und Grundbau, Technische Universität Graz, Hrsg. Riedmüller, G.; Schubert, W.; Semprich S.; 2001.
- [ThyssenKrupp-07] ThyssenKrupp GfT Bautechnik GmbH & HSP Hoesch Spundwand und Profil GmbH, Spundwandhandbuch Berechnung, 2007.
- [Triantafyllidis-04] Triantafyllidis, Th.: Planung und Bauausführung im Spezialtiefbau. Teil 1: Schlitzwand- und Dichtwandtechnik. Ernst & Sohn, Berlin, 2004.
- [Vanmarke-77] Vanmarke, E. H.: Probabilistic modeling of soil properties. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, 103, S. 1227-1246, 1977.
- [Vollenweider-84] Vollenweider, U.: Zur Traglastberechnung von Flachgründungen, Geotechnik 7, Heft 4, S. 203-213, 1984.
- [Walz et al.-87] Walz, B.; Gudehus, G.; Floss, R.; von Soos, P.; Kany, M.; Genske, D.; Schwing, E.; Peintinger, B.; Sieler, U.: Einarbeitung der Grundlagen zur Festlegung von Sicherheitsanforderungen für bauliche Anlagen in DIN 4017 – Grundbruchrechnungen. Abschlussbericht zum Forschungsauftrag des Instituts für Bautechnik Berlin (Ifb), (IV 1-5-35/85), Februar 1987.
- [Weißenbach et al.-03] Weißenbach, A.; Hettler, A.: Berechnungen von Baugrubenwänden nach der neuen DIN 1054. Bautechnik 80, Heft 12, S. 857-874, 2003.
- [Weiß-70] Weiß, K.: Der Einfluß der Fundamentform auf die Grenztragfähigkeit flachgegründeter Fundamente. Mitteilungen der Deutschen Forschungsgesellschaft für Bodenmechanik (Debego) an der TU Berlin, Heft 25, 1970.
- [Winkler-07] Winkler, A.: Ermittlung der Einbindetiefe von Stützwänden mit dem Verfahren nach Blum unter Nutzung des Teilsicherheitskonzepts. Bautechnik 84, Heft 9, S. 612 - 622, 2007.

- [Witt-03] Witt, K. J.: Aktuelle Entwicklungen bei den Sicherheitsnachweisen im Erd- und Grundbau. Geotechnikseminar Weimar 2003, Bauhaus-Universität Weimar, Schriftenreihe Geotechnik Heft 9.
- [Witt-08] Witt, K. J.: Grundbau-Taschenbuch, Teil 1: Geotechnische Grundlagen. 7. Auflage. Ernst & Sohn, 2008.
- [Witt-09a] Witt, K. J.: Grundbau-Taschenbuch, Teil 2: Geotechnische Verfahren. 7. Auflage. Ernst & Sohn, 2009.
- [Witt-09b] Witt, K. J.: Grundbau-Taschenbuch, Teil 3: Gründungen und geotechnische Bauwerke. 7. Auflage. Ernst & Sohn, 2009.
- [Zilch et al.-06] Zilch, K.; Zehetmaier, G.: Bemessung im konstruktiven Betonbau. Nach DIN 1045-1 und DIN EN 1992-1-1. Springer Verlag, 2006.
- [Zink-00] Zink, M.: Zum Biegeschubversagen schlanker Bauteile aus Hochleistungsbeton mit und ohne Vorspannung; Riehe „Forschung für die Praxis“, Institut für Massivbau und Baustofftechnologie, Universität Leipzig, Teuber Verlag, 2000.
- [ZTV-W-04] Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen - Wasserbau (ZTV-W) für Wasserbauwerke aus Beton und Stahlbeton (Leistungsbereich 215). Bundesministerium für Verkehr, Bau- und Wohnungswesen, 2004.

Anlage

Anlage A: Ergebnisse der deterministischen Biegebemessung (Schnitt I nach Bild 6.10)

Boden (Tabelle 6.1)	Einspannung [%]	Einbindetiefe [m]	Biegebewehrung A_s [cm^2/m]
Boden 1	25 %	11,36	66
Boden 1	50 %	12,50	60
Boden 1	75 %	13,27	55
Boden 2	25 %	12,38	70
Boden 2	50 %	13,56	64
Boden 2	75 %	14,43	59
Boden 3	25 %	13,66	76
Boden 3	50 %	14,94	71
Boden 3	75 %	15,88	65

Anlage B: Ergebnisse der deterministischen Querkraftbemessung (Schnitte nach Bild 6.10)

Boden (Tabelle 6.1)	Einspannung [%]	Einbindetiefe [m]	Querkraftbewehrung a_s [cm^2/m]
Boden 1	25 %	11,36	Schnitt II 10,6
			Schnitt III 10,2
Boden 1	50 %	12,50	Schnitt II 10,2
			Schnitt III 10,2
Boden 1	75 %	13,27	Schnitt II 10,2
			Schnitt III 10,5
Boden 2	25 %	12,38	Schnitt II 11,1
			Schnitt III 10,2
Boden 2	50 %	13,56	Schnitt II 10,6
			Schnitt III 10,2
Boden 2	75 %	14,43	Schnitt II 10,2
			Schnitt III 10,2
Boden 3	25 %	13,66	Schnitt II 11,6
			Schnitt III 10,2
Boden 3	50 %	14,94	Schnitt II 11,2
			Schnitt III 10,2
Boden 3	75 %	15,88	Schnitt II 10,8
			Schnitt III 10,2

Probabilistische Analyse der Zuverlässigkeit von Ufereinfassungen aus Stahlbeton-Schlitzwänden

In den letzten Jahren wurde ein einheitliches Europäisches Regelwerk, die Euronormen, für das Bauwesen unter Leitung des Europäischen Komitees für Normung (CEN) erarbeitet. Den zurzeit gültigen Bemessungsnormen liegt zur Sicherstellung der Zuverlässigkeit von Bauwerken das semiprobabilistische Sicherheitskonzept zugrunde, das durch Teilsicherheitsbeiwerte gekennzeichnet ist. Diese ermöglichen eine Berücksichtigung der zufallsbedingten Variation der Materialparameter und Einwirkungen. Für die Bemessung von Ufereinfassungen werden sie bisher aus Erfahrung abgeleitet. Eine probabilistische Kalibrierung der Teilsicherheitsbeiwerte unter Berücksichtigung ihrer Streuung wurde für Ufereinfassungen in den gültigen deutschen Normen bisher nicht durchgeführt. Zur Beurteilung der Zuverlässigkeit und Sicherheit von Ufereinfassungen ist jedoch eine Untersuchung auf probabilistischer Basis erforderlich. In der Zuverlässigkeit spiegelt sich die Qualität einer baulichen Anlage wider.

Die theoretischen Ansätze zur probabilistischen Analyse von Bauwerken sind grundsätzlich gut entwickelt, eine Umsetzung auf praxisgerechte Konstruktionen ist aber insbesondere für geotechnische Fragestellungen schwierig. Aus diesem Grund beruhen die derzeitigen Berechnungsvorschriften und Bemessungsregeln im Grundbau allgemein und im Hafenbau im besonderen auf jahrelanger Erfahrung. Die vorliegende Arbeit beschäftigt sich mit der probabilistischen Analyse von Ufereinfassungen. Das Vorgehen wird allgemein gültig vorgestellt und am Beispiel einer Stahlbeton-Schlitzwand präsentiert. Hierfür werden die Streuungen der Variablen, die in die probabilistische Analyse eingehen, auf Grundlage einer Literaturrecherche abgeschätzt. Anhand der Widerstandsmodelle des Biege- und Querkraftversagens werden die probabilistischen Analysen am Beispiel einer Stahlbeton-Schlitzwand durchgeführt. Die Beschreibung des Grenzzustands der Biegetragfähigkeit in der probabilistischen Analyse wird für die Untersuchung der Schlitzwände um einen Normalkraftanteil erweitert, da diese Konstruktion zwar vorwiegend auf Biegung, aber gleichzeitig auch durch Normalkräfte beansprucht wird, z. B. durch am Wandkopf einwirkende Kranlasten. Anhand der berechneten Zuverlässigkeit wird die Versagenswahrscheinlichkeit für den Grenzzustand bestimmt und mit Zielwerten aus der Literatur verglichen.

Die Zuverlässigkeitsmethoden First and Second Order Reliability Method ermöglichen eine Ableitung von Teilsicherheitsbeiwerten, die auf statistisch abgesicherten Methoden basieren. Hierfür werden der Zuverlässigkeitssindex β sowie die Wichtungsfaktoren der Einwirkungen α_e und Widerstände α_r der wesentlichen Einflussgrößen benötigt. Unter Ansatz der stochastischen Eigenschaften der eingehenden Basisvariablen ist eine erste probabilistische Abschätzung der Teilsicherheitsbeiwerte und ein Vergleich mit den normativen Ansätzen möglich.

ISBN 978-3-8167-8700-6



9 783816 787006