



Technische
Universität
Braunschweig

iBMB **MPA**
TU BRAUNSCHWEIG

Alternde Stahlbetonbauteile unter Stoßbelastung im Kontext der Zwischenlagerung hoch radioaktiver Abfälle

Manuel Reichardt

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

Heft 237

Braunschweig
ISBN 978-3-89288-222-0
ISSN 1439-3875

2019

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

Eingereicht am: 26. September 2018

Disputation am: 06. März 2019

Berichtersteller:

Prof. Dr.-Ing. Harald Budelmann

Prof. Dr.-Ing. Martin Empelmann

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

Bibliografische Information der Deutschen Nationalbibliothek

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

Bibliographic information published by the Deutsche Nationalbibliothek

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

Information bibliographique de la Deutsche Nationalbibliothek

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

Vorwort

Diese Dissertation entstand während meiner Tätigkeit als Wissenschaftlicher Mitarbeiter am Fachgebiet Baustoffe des Instituts für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz (iBMB) der Technischen Universität Braunschweig. Die zentralen Fragestellungen für diese Arbeit gingen aus der Bearbeitung des Teilprojektes "Oberflächenlagerung" im vom Bundesministerium für Bildung und Forschung (BMBF) geförderten Verbundprojekt "ENTRIA - Entsorgungsoptionen für radioaktive Reststoffe: Interdisziplinäre Analysen und Entwicklung von Bewertungsgrundlagen" hervor.

Ich möchte besonders Herrn Prof. Dr.-Ing. Harald Budelmann für die Betreuung sowie die konstruktiven Gespräche und Ratschläge, aber auch das mir entgegengebrachte große Vertrauen und die Freiheiten während der Bearbeitung danken. Besonderer Dank gilt auch Herrn Prof. Dr.-Ing. Martin Empelmann für die Übernahme des Koreferats und die damit verbundenen Mühen. Ein Dank geht darüber hinaus an Herrn Prof. Dr.-Ing. Klaus Thiele für die Prüfertätigkeit sowie Herrn Prof. Dr.-Ing. Dieter Dinkler für den Prüfungsvorsitz. Ich möchte mich auch bei Herrn Prof. Dr.-Ing. Dirk Lowke für die Unterstützung bei der Erstellung dieser Arbeit bedanken.

Für das vertrauensvolle und motivierende Arbeitsklima sowie die stets gute Zusammenarbeit möchte ich meinen ehemaligen Kollegen im Fachgebiet Baustoffe danken. Ein Dank geht auch an die vielen wissenschaftlichen Hilfskräfte, die im Forschungsprojekt ENTRIA mitgewirkt haben. Einen großen Anteil am Gelingen dieser Arbeit haben dabei insbesondere Sonja Block, Jacob Harms, Jonas Maas und David Anton.

Für das aufmerksame Lesen und die konstruktive Kritik an meiner Arbeit gilt mein großer Dank Dr.-Ing. Sven Lehmborg, Dr.-Ing. Inka Dreßler und Dennis Köhnke. Letzterem möchte ich auch für die vielen anregenden Diskussionen und die erfolgreiche Zusammenarbeit im Forschungsprojekt danken.

Ich möchte auch meiner Mutter Martina mit Manfred sowie meinem Vater Detlef mit Sabine für ihren Einsatz bei der kritischen Durchsicht meiner Arbeit herzlich danken. Vor allem aber danke ich ihnen für jede Form der Unterstützung, jedes aufbauende Wort und für all die Momente des Vertrauens, die ich in meinem Leben erfahren habe – all das hat ganz wesentlich zum Gelingen dieser Arbeit beigetragen. Ein besonderer Dank für die Unterstützung gilt auch meinen Freunden und nicht zuletzt meiner Lebensgefährtin Laura, die immer ein offenes Ohr für mich hatte, mich in schwierigen Phasen motiviert hat und mir stets unterstützend zur Seite stand.

Manuel Reichardt

Hannover, im Oktober 2018

Kurzfassung

Zwischenlager für hoch radioaktive, Wärme entwickelnde Reststoffe müssen voraussichtlich weit aus länger betrieben werden als ursprünglich angenommen. Da es sich hierbei um kerntechnische Anlagen handelt, sind bei deren Auslegung und im Zuge Periodischer Sicherheitsüberprüfungen (PSÜ) extreme Einwirkungen wie z. B. Stoßbelastungen (Impact) durch einen zufälligen Flugzeugabsturz zu berücksichtigen. Das Ziel dieser Arbeit ist die Untersuchung der Fragestellung, wie sich der Widerstand einer alternden Stahlbetonstruktur gegen Impact über einen Zeitraum von bis zu 100 Jahren verändern kann. Ein methodischer Schwerpunkt wird dabei auf die ingenieurmäßige Erfassung des Einflusses alterungs- und korrosionsbedingter Veränderungen gesetzt.

Die zahlreichen Parameter der Problemstellung auf der Einwirkungs- und Widerstandsseite werden anhand einer umfangreichen Literaturrecherche vor dem Hintergrund der besonderen Randbedingungen in einem Zwischenlager analysiert, eingegrenzt und im Hinblick auf die Modellbildung diskutiert. Der Fokus liegt auf Einwirkungen durch harten Impact, der u. a. Schadensbilder wie Penetration (Eindringen eines Flugkörpers in ein Bauteil), Scabbing (rückseitige Abplatzungen) und Perforation (Durchdringen eines Bauteils) zur Folge haben kann. Auf der Widerstandsseite sind Aspekte der Wellenausbreitung und das vom quasistatischen Fall abweichende mechanische Verhalten von Beton, Betonstahl und deren Verbund unter hohen Verformungsgeschwindigkeiten und Drücken zu berücksichtigen. Mögliche alterungs- und korrosionsbedingte Veränderungen des dynamischen Material- und Verbundverhaltens sind bisher noch nicht systematisch untersucht worden. Daher wird das komplexe Materialverhalten ausführlich phänomenologisch diskutiert und überwiegend mithilfe bautechnischer Regelwerke quantifiziert. Auf der Grundlage der dabei identifizierten wesentlichen Mechanismen werden Schlussfolgerungen zu möglichen zeitabhängigen Veränderungen gezogen und ein entsprechendes Parameterset für ein alterndes Bauteil vorgeschlagen.

Zur Modellierung von Einwirkungen durch harten Impact werden ausgewählte empirische und analytische Ansätze diskutiert. Auf der Basis eines dabei vorgestellten Modells wird eine verallgemeinerte Formulierung zur Bildung eines rückseitigen Betonausbruchs abgeleitet, die im Vergleich mit empirischen Ansätzen gute Übereinstimmungen zeigt. Es werden die wichtigsten Aspekte der Modellbildung mittels Hydrocode-Simulationen mit dem expliziten Finite-Elemente-Programm LS-DYNA® beschrieben und im Hinblick auf die Möglichkeiten zur Modellierung alterungs- und korrosionsbedingter Veränderungen diskutiert. Da der Einfluss der Bewehrung auf den Bauteilwiderstand anhand empirischer und analytischer Ansätze bisher nur eingeschränkt erfasst werden kann, werden dabei u. a. Vorschläge zur Implementierung korrodierter Bewehrung gemacht.

Abschließend werden die für die o. g. Schadensbilder wichtigsten Widerstandsparameter benannt und deren Einfluss vor dem Hintergrund möglicher alterungs- und korrosionsbedingter Veränderungen bewertet. Auf Basis von Fallstudien werden damit allgemeingültige Aussagen zur Robustheit von durch harten Impact beanspruchten Stahlbetonbauteilen möglich. In Bezug auf Penetration und Perforation kann auch im Fall unerkannter, carbonatisierungsinduzierter Bewehrungskorrosion aufgrund der günstigen zeitabhängigen Entwicklung des Materialverhaltens von Beton von einer hohen Robustheit ausgegangen werden. Besonders für das Schadensbild Scabbing wird jedoch deutlich, dass eine fallspezifische Betrachtung in der Praxis unerlässlich ist und Berechnungen mittels empirischer Verfahren von Hydrocode-Simulationen flankiert werden sollten. Abschließend werden exemplarische Berechnungen des Zuverlässigkeitsindex durchgeführt und wichtige Aspekte, wie z. B. der Einfluss einer deterministischen Einwirkung, diskutiert.

Abstract

Interim storage facilities for high-level, heat-generating radioactive waste are expected to be operated much longer than originally assumed. Since these are nuclear facilities extreme loading scenarios, such as an impact caused by an accidental airplane crash, have to be considered in their design process and in the course of periodic safety reviews. The aim of this thesis is to determine possible changes concerning the structural resistance of an ageing reinforced concrete structure subjected to impact. A methodological focus lies on engineering methods for evaluating the influence of changes related to ageing and corrosion over a period of 100 years.

In view of the particular boundary conditions in an interim storage facility and based on a detailed literature review, the numerous parameters of the problem regarding loading and resistance are analysed, narrowed down and discussed with respect to modelling. Emphasis is placed on the effects caused by hard impact, which can result in damage patterns such as penetration (penetration of a missile into a structure), scabbing (spalling on the back) and perforation (perforation of a structure). Aspects of wave propagation and the mechanical behaviour of concrete, reinforcing steel and their bond under high strain rates and pressures differing from the quasi-static case have to be taken into account. Possible changes of the dynamic material and bond behaviour associated with ageing and corrosion have not been systematically investigated so far. Therefore, the complex material behaviour is phenomenologically discussed in detail and quantified by means of civil engineering codes. Based on the corresponding mechanisms identified, conclusions are drawn on possible time-dependent changes. A parameter set is proposed for an ageing structure.

A choice of empirical and analytical approaches is discussed regarding modelling of hard impacts. Starting with a model presented here, a generalized formulation on the creation of a shear cone on the rear side is deduced which shows good agreement with empirical models. The main aspects of modelling using Hydrocode simulations with the finite element program LS-DYNA® are described and discussed with regard to the options of modelling ageing and corrosion-related changes. Since the influence of reinforcement on a structure's resistance can only be determined to a limited extent by empirical and analytical approaches, suggestions are made for the implementation of corroded rebars.

The most important resistance parameters influencing the above-mentioned damage patterns are stated and assessed with regard to their influence against the background of possible ageing and corrosion-related changes. Based on case studies general conclusions concerning the robustness of reinforced concrete structures subjected to hard impact become possible. Regarding penetration and perforation, a high degree of robustness can be assumed even in the case of undetected, carbonation-induced reinforcement corrosion due to the beneficial time-dependent development of the material behaviour of concrete. However, especially considering the damage pattern of scabbing it becomes clear that a case-specific contemplation is indispensable for real problems. Therefore, calculations using empirical approaches should be accompanied by hydrocode simulations. Finally, exemplary calculations of the reliability index are conducted. Important aspects such as the influence of a deterministic load are discussed.

Inhaltsverzeichnis

1	Einleitung.....	1
1.1	Zwischenlagerkonzepte in Deutschland	2
1.2	Bautechnische Besonderheiten	3
1.2.1	Sicherheit und Sicherung.....	4
1.2.2	Randbedingungen aus der Berücksichtigung extremer Einwirkungen	4
1.2.3	Dauerhaftigkeitsrelevante Anforderungen und Randbedingungen	6
1.3	Zielsetzung und Vorgehen	9
2	Grundlagen der Zuverlässigkeit von Bauwerken.....	13
2.1	Zuverlässigkeitsindex β	13
2.1.1	Zuverlässigkeitsindex nach BASLER/CORNELL	13
2.1.2	Zuverlässigkeitsindex nach HASOFER & LIND	15
2.2	Ermittlung der Zuverlässigkeit bzw. Versagenswahrscheinlichkeit.....	17
2.2.1	Level-I-Methoden – Semiprobabilistisches Sicherheitskonzept	17
2.2.2	Level-II-Methoden – Probabilistische Approximationsverfahren	17
2.2.3	Level-III-Methoden – Direkte Berechnungsverfahren	19
2.2.4	Level-IV-Methoden.....	19
2.3	Randbedingungen für den Zuverlässigkeitsindex in der Normung.....	19
2.4	Einfluss deterministischer Belastungen	21
2.5	Statistische Verteilungen.....	22
2.6	Kurzzusammenfassung.....	24
3	Merkmale von Stoßbelastungen auf Stahlbetonplatten	25
3.1	Physikalische Grundlagen	25
3.2	Unterscheidung zwischen weichen und harten Stößen	25
3.3	Lastansätze im nationalen und internationalen Umfeld	28
3.4	Eingrenzung wesentlicher Rahmenbedingungen	30
3.5	Wellenausbreitung.....	31
3.5.1	Relevante Wellenarten	31
3.5.2	Hugoniot-Kurve	33
3.6	Lokale und globale Auswirkungen von Stoßvorgängen	34
3.7	Kurzzusammenfassung	38
4	Materialspezifischer Widerstand.....	39
4.1	Beton.....	39
4.1.1	Zusammensetzung.....	39
4.1.2	Betondruckfestigkeitsklassen.....	41

4.1.3	Mechanisches Verhalten bei kurzzeitiger Beanspruchung.....	41
4.1.4	Mechanisches Verhalten unter hohen Belastungsgeschwindigkeiten	46
4.1.5	Mechanisches Verhalten unter hohen Drücken.....	56
4.1.6	Quantifizierung der Materialkennwerte und stochastischer Streuungen.....	58
4.2	Betonstahl.....	65
4.2.1	Stahlsorten.....	65
4.2.2	Mechanisches Verhalten.....	66
4.2.3	Mechanisches Verhalten unter hohen Belastungsgeschwindigkeiten	67
4.2.4	Mechanisches Verhalten unter hohen Drücken.....	69
4.2.5	Quantifizierung der Materialkennwerte und stochastischer Streuungen.....	69
4.3	Verbund	72
4.3.1	Mechanisches Verhalten.....	72
4.3.2	Mechanisches Verhalten unter hohen Belastungsgeschwindigkeiten.....	74
4.3.3	Quantifizierung der Kennwerte und stochastischer Streuungen.....	75
4.4	Kurzzusammenfassung	75
5	Veränderung des Materialwiderstands durch Alterung und Korrosion.....	77
5.1	Alterung von Beton	78
5.1.1	Mechanisches Verhalten bei kurzzeitiger Beanspruchung.....	78
5.1.2	Mechanisches Verhalten unter hohen Belastungsgeschwindigkeiten.....	87
5.1.3	Mechanisches Verhalten unter hohen Drücken.....	90
5.1.4	Quantifizierung der Materialkennwerte und stochastischer Streuungen.....	91
5.2	Korrosion von Betonstahl.....	99
5.2.1	Korrosion von Stahl in Beton	99
5.2.2	Korrosionsbedingte Auswirkungen auf das mechanische Verhalten.....	103
5.2.3	Quantitative Berücksichtigung der Betonstahlkorrosion	104
5.3	Verbundschädigung durch Betonstahlkorrosion	107
5.3.1	Auswirkungen auf das mechanische Verhalten.....	107
5.3.2	Quantitative Berücksichtigung der Verbundschädigung.....	108
5.4	Kurzzusammenfassung	109
6	Modellierung von harten Stoßvorgängen.....	111
6.1	Empirische Ansätze.....	113
6.1.1	Modified NDRC Formula und CEB Bulletin No. 187.....	114
6.1.2	Ausgewählte Ansätze mit Impact Factor	117
6.1.3	R3 Impact Assessment Procedure.....	119
6.1.4	Ballistic Limit und Restgeschwindigkeiten	121

6.2	Analytische Ansätze.....	121
6.2.1	Ausgewählte Ansätze zur Penetration im semi-infiniten Körper	121
6.2.2	Ausgewählte Ansätze zur Perforation eines Körpers endlicher Dicke	125
6.2.3	Einfluss der Bewehrung	130
6.3	Numerische Methoden	132
6.3.1	Relevante Grundlagen von Hydrocodes	132
6.3.2	Ausgewählte Aspekte zur Modellimplementierung für die explizite FEM.....	134
6.3.3	Materialmodelle für Beton	138
6.3.4	Materialmodelle für Betonstahl	140
6.3.5	Auswertung exemplarischer Berechnungsergebnisse	141
6.4	Kurzzusammenfassung.....	145
7	Zuverlässigkeit alternder Stahlbetonbauteile unter Stoßbelastung	147
7.1	Wesentliche Einflussfaktoren.....	147
7.2	Parameter des Materialwiderstands und Einfluss von Alterung und Korrosion.....	148
7.2.1	Penetration.....	149
7.2.2	Perforation.....	151
7.2.3	Scabbing.....	152
7.3	Abschätzung des quantitativen Einflusses von Alterung und Korrosion	154
7.3.1	Penetration.....	155
7.3.2	Perforation.....	156
7.3.3	Scabbing.....	162
7.4	Methodisches Vorgehen bei der Bestimmung des Zuverlässigkeitsindex.....	163
7.4.1	Zur Verwendung empirischer und analytischer Ansätze.....	163
7.4.2	Zur Verwendung numerischer Methoden	164
7.4.3	Umgang mit Modellunsicherheiten	165
7.5	Zusammenfassende Darstellung	166
7.6	Exemplarische Ermittlung des Zuverlässigkeitsindex und Besonderheiten	167
7.6.1	Penetration.....	167
7.6.2	Perforation.....	168
7.6.3	Scabbing.....	169
8	Zusammenfassung und Ausblick.....	171
8.1	Zusammenfassung.....	171
8.2	Ausblick	173
	Literaturverzeichnis	175
	Abbildungsverzeichnis	199

Tabellenverzeichnis	205
Anhang A: Eigenschaften von gealtertem Hennebique-Beton.....	207
Anhang B: Eigenschaften von gealtertem Beton in Brücken zwischen Luleå (S) & Narvik (N).....	209
Anhang C: Dehnratenabhängiges Verhalten von gealterten Bauwerksbetonen.....	211
Anhang D: Empirischer Ansatz nach HUGHES.....	213
Anhang E: Semi-analytischer Ansatz nach RIERA	215
Anhang F: Analytischer Ansatz nach ROSENBERG & KOSITSKI.....	217
Anhang G: Herleitung eines verallgemeinerten analytischen Ansatzes zur Perforation	221

Abkürzungs- und Symbolverzeichnis

Abkürzungen

ACE	Army Corps of Engineers
AFOSM	Advanced First Order Second Moment Method
BfE	Bundesamt für kerntechnische Entsorgungssicherheit
CEM	Zement (Portland- CEM I, Portlandhütten- CEM II und Hochofenzement CEM III)
DIF	Dynamic Increase Factor
DIN	Deutsches Institut für Normung e. V.
EoS	Equation of State, Zustandsgleichung
EPZ	Eisenportlandzement
ESK	Entsorgungskommission
FDM	Finite-Differenzen-Methode
FEM	Finite-Elemente-Methode
FORM	First Order Reliability Method
FOSM	First Order Second Moment Method
HEL	Hugoniot Elastic Limit
HOZ	Hochofenzement
ITZ	Interfacial Transition Zone
MC	Model Code
MSHB	Modified Split-Hopkinson Bar
MVFOSM	Mean Value First Order Second Moment Method
NDRC	National Defense Research Committee
NEA	Nuclear Energy Agency
OECD	Organisation for Economic Co-operation and Development
PSÜ	Periodische Sicherheitsüberprüfung
PZ	Portlandzement
RHT	Riedel, Hiermaier, Thoma
RSM	Response Surface Method
SEWD	Störmaßnahmen oder sonstige Einwirkungen Dritter
SHB	Split-Hopkinson Bar
SI	International System of Units
SORM	Second Order Reliability Method
SPH	Smoothed Particle Hydrodynamics
TLB	Transport- und Lagerbehälter
UKAEA	United Kingdom Atomic Energy Authority
USA	United States of America
W/Z-Wert	Wasser-Zement-Wert

Formelzeichen

Lateinische Kleinbuchstaben

a	Abstand
a_s	Stababstand der Bewehrung
b	Koeffizient zur Berücksichtigung verschiedener Zementarten
c	Wellengeschwindigkeit
c_{el}	Geschwindigkeit einer elastischen Welle
c_{pt}	Geschwindigkeit einer plastischen Welle
c_R	Geschwindigkeit einer Rayleigh-Welle
c_S	Geschwindigkeit einer Schockwelle
d	Durchmesser eines Projektils
d_{cyl}	Durchmesser eines zylindrischen Körpers
d_{GK}	Größtkorndurchmesser der Gesteinskörnung
d_s	Durchmesser eines Bewehrungsstabs
d_{SHB}	Durchmesser einer Probe im Split-Hopkinson Bar
e	Realisation, Abszissenwert von E im Originalraum
\bar{e}	Realisation, Abszissenwert von \bar{E} im Standardnormalraum
e^*	Koordinate des Bemessungspunktes im Originalraum
\bar{e}^*	Koordinate des Bemessungspunktes im Standardnormalraum
$f_{0,2}$	0,2%-Dehngrenze
f_c	(Zylinder-)Druckfestigkeit
$f_{c,cube}$	Würfeldruckfestigkeit von Beton
$f_{c,cyl}$	Zylinderdruckfestigkeit von Beton
$f_{c,max}(t)$	obere Grenze der Druckfestigkeit von Beton zum Zeitpunkt t
$f_{c,min}(t)$	untere Grenze der Zugfestigkeit von Beton zum Zeitpunkt t
$f_{c,imp,k}$	charakteristische dynamische Druckfestigkeit von Beton
$f_{c,t}$	gemessene Druckfestigkeit von Beton zum Zeitpunkt t
f_{ck}	charakteristische Druckfestigkeit von Beton
f_{cm}	mittlere Druckfestigkeit von Beton
$f_{cm}(t)$	mittlere Druckfestigkeit von Beton zum Zeitpunkt t
f_{ct}	Zugfestigkeit von Beton
$f_{ct,fl}$	Biegezugfestigkeit von Beton
$f_{ct,fl,t}$	gemessene Biegezugfestigkeit von Beton zum Zeitpunkt t
$f_{ct,imp,k}$	charakteristische dynamische Zugfestigkeit von Beton
$f_{ct,loc}$	lokale Zugfestigkeit von Beton
$f_{ct,max}(t)$	obere Grenze der Zugfestigkeit von Beton zum Zeitpunkt t
$f_{ct,min}(t)$	untere Grenze der Zugfestigkeit von Beton zum Zeitpunkt t
$f_{ct,sp}$	Spaltzugfestigkeit von Beton

$f_{ct,t}$	gemessene Zugfestigkeit von Beton zum Zeitpunkt t
f_{ctk}	charakteristische Zugfestigkeit von Beton
$f_{ctk,max}$	obere charakteristische Zugfestigkeit von Beton
$f_{ctk,min}$	untere charakteristische Zugfestigkeit von Beton
f_{ctm}	mittlere Zugfestigkeit von Beton
$f_{ctm}(t)$	mittlere Zugfestigkeit von Beton zum Zeitpunkt t
$f_{ctm,fl}$	Mittlere Biegezugfestigkeit
f_{dyn}	dynamische Festigkeit
$f_E(e)$	Verteilungsdichtefunktion von E
$f_{\tilde{E}}(\tilde{e})$	Verteilungsdichtefunktion von \tilde{E} im Standardnormalraum
$f_G(g)$	Verteilungsdichtefunktion von G
$f_{p,1}(z/d)$	Funktion zur Beschreibung der Spannung σ_p während des Penetrationsvorgangs
$f_{p,2}(v_0)$	Funktion zur Beschreibung der Spannung σ_p während des Penetrationsvorgangs
$f_R(r)$	Verteilungsdichtefunktion von R
$f_{\tilde{R}}(\tilde{r})$	Verteilungsdichtefunktion von \tilde{R} im Standardnormalraum
$f_{R,E}(r, e)$	Zweidimensionale Verteilungsdichtefunktion von R und E
$f_{\tilde{R},\tilde{E}}(\tilde{r}, \tilde{e})$	Zweidimensionale Verteilungsdichtefunktion von \tilde{R} und \tilde{E}
f_{stat}	quasistatische Festigkeit
f_t	Zugfestigkeit von Betonstahl
f_{tk}	charakteristische Zugfestigkeit von Betonstahl
f_{tm}	mittlere Zugfestigkeit von Betonstahl
$f_X(x)$	Verteilungsdichtefunktion
$f_{X_i}(x_i)$	Verteilungsdichtefunktion von X_i
f_y	Streckgrenze von Betonstahl
f_{yk}	charakteristische Streckgrenze von Betonstahl
f_{ym}	mittlere Streckgrenze von Betonstahl
Δf	Streuungsmaß u. a. für die Druckfestigkeit von Beton
g	Realisation, Abszissenwert von G
$g(X_1, \dots, X_n)$	Grenzzustandsfunktion
h	Höhe eines Bauteils, Dicke einer Platte
h_e	Perforation Limit
$h_{e,max}$	maximales Perforation Limit für Zuverlässigkeitsbetrachtungen
h_{pl}	Höhe eines rückseitigen Betonausbruchs
h_s	Scabbing Limit
$h_{s,max}$	maximales Scabbing Limit für Zuverlässigkeitsbetrachtungen
i	Laufvariable
i_{corr}	Korrosionsrate
k	Federsteifigkeit, Ersatzfeder für die Verformungseigenschaften eines Projektils

k_s	integrale Korrosionsrate
k_W	Federsteifigkeit, Ersatzfeder für die Verformungseigenschaften einer Wand
l	Länge
$l_{char,e}$	charakteristische Elementlänge
l_{eff}	effektive Länge eines Projektils
l_n	Länge der Projektilspitze
$l_{n,co}$	Länge einer konischen Projektilspitze
m	Masse eines Projektils
m_W	Masse einer Wand
n	diskreter Wert
p	Unterschreitenswahrscheinlichkeit
p_a	Porenkollapsdruck, Hugoniot Elastic Limit (Hugoniot-Kurve)
p_b	Druck im Bereich elastisch-plastisch (Hugoniot-Kurve)
p_c	Druck am Übergang von elastisch-plastisch zu Schock (Hugoniot-Kurve)
p_d	deviatorische Spannung
p_f	(operative) Versagenswahrscheinlichkeit
p_h	hydrostatische Spannung
p_k	Quantilwert (entsprechend charakteristischem Wert)
p_m	Quantilwert (entsprechend Mittelwert)
p_v	hydrostatische Spannung
q_p	Quantilwert der Grundgesamtheit mit Unterschreitenswahrscheinlichkeit p
Δq_p	Differenz zweier Quantilwerte x_p
r	Realisation, Abszissenwert von R im Originalraum
\tilde{r}	Realisation, Abszissenwert von \tilde{R} im Standardnormalraum
r^*	Koordinate des Bemessungspunktes im Originalraum
\tilde{r}^*	Koordinate des Bemessungspunktes im Standardnormalraum
$r_{n,bl}$	Radius einer abgerundeten Projektilspitze
$r_{n,og}$	Radius des Spitzbogens an der Projektilspitze
s	Standardabweichung
s_b	Schlupf
$s_{b,1}, s_{b,2}, s_{b,3}$	diskreter Wert für den Schlupf
s_E	Standardabweichung von E
$s_{f_c}(t)$	Standardabweichung der Druckfestigkeit von Beton zum Zeitpunkt t
$s_{f_{ct}}(t)$	Standardabweichung der Zugfestigkeit von Beton zum Zeitpunkt t
s_G	Standardabweichung von G
s_R	Standardabweichung von R
s_{X_i}	Standardabweichung von X_i
s_{X_n}	Standardabweichung von X_n

t	Zeit
t_i	Zeitpunkt
t_T	effektives Betonalter
Δt	Zeitdifferenz
Δt_i	Anzahl der Tage mit der Durchschnittstemperatur $T(\Delta t_i)$
Δt_{krit}	kritischer Zeitschritt
u	Störung, z. B. Verschiebung
v_0	Aufprallgeschwindigkeit eines Projektils
v_{BL}	ballistische Grenzgeschwindigkeit, Ballistic Limit
$v_{max,hor}$	maximale horizontale Geschwindigkeit eines Projektils
$v_{max,vert}$	maximale vertikale Geschwindigkeit eines Projektils
$v(t)$	Geschwindigkeit eines Projektils zum Zeitpunkt t
var	Variationskoeffizient
$var_{f_c}(t)$	Variationskoeffizient der Druckfestigkeit von Beton zum Zeitpunkt t
$var_{f_{ct}}(t)$	Variationskoeffizient der Zugfestigkeit von Beton zum Zeitpunkt t
w	Materialparameter
x	Funktionswert
x_i	Realisation, Abszissenwert von X_i
x_i^*	Entwicklungspunkt einer Taylorreihe
$x_{i,max}$	Maximalwert einer Realisation x_i
$x_{i,min}$	Mindestwert einer Realisation x_i
z, z_1, z_2	Koordinate in Richtung der Dicke eines Bauteils, Penetrationstiefe
z_p	Penetrationstiefe nach Abschluss des Penetrationsvorgangs
$z_{p,cal}$	rechnerische Penetrationstiefe nach Abschluss des Penetrationsvorgangs
$z_{p,max}$	maximale Penetrationstiefe für Zuverlässigkeitsbetrachtungen
$z_{p,test}$	gemessene Penetrationstiefe nach Abschluss des Penetrationsvorgangs
z_{tu}	Penetrationstiefe in der Tunnelphase
$z(t)$	Verschiebung des Massenschwerpunktes eines Projektils zum Zeitpunkt t
$z_W(t)$	Verschiebung des Massenschwerpunktes einer Wand zum Zeitpunkt t

Lateinische Großbuchstaben

A	Materialkonstante
A_{gt}	Dehnung von Betonstahl unter Höchstlast
A_n, A_s	Nennquerschnittsfläche eines Bewehrungsstabs
A_p	Kontaktfläche zwischen Projektil und Struktur beim Penetrationsvorgang
$A_{p,l,s}$	Bruchoberfläche, auf der die Schubspannung τ_f wirkt
$A_s(t)$	Querschnittsfläche eines Bewehrungsstabs zum Zeitpunkt t
$\Delta A_s(t)$	Querschnittsverlust eines Bewehrungsstabs zum Zeitpunkt t

B, C	Materialkonstante
D	Calibre Density
E	Basisvariable, Kennwert der Beanspruchung
\tilde{E}	in den Standardnormalraum transformierte Basisvariable E
E_c	E-Modul von Beton
E_{c0}	Koeffizient zur Ermittlung des E-Moduls von Beton
$E_{c,imp}$	E-Modul von Beton unter dynamischer Druckbeanspruchung
$E_{c,t}$	gemessener E-Modul von Beton zum Zeitpunkt t
E_{ci}	Tangentenmodul von Beton im Ursprung der Spannungs-Dehnungs-Linie
E_{cm}	mittlerer E-Modul von Beton
$E_{ct,imp}$	E-Modul von Beton unter dynamischer Zugbeanspruchung
E_k	kritische kinetische Energie
$E_{k,s}$	kritische kinetische Energie für das Auftreten von Scabbing
$E_{k,p}$	kritische kinetische Energie für das Auftreten von Perforation
E_s	E-Modul von Betonstahl
F	Kraft
$F(t)$	Kraft zum Zeitpunkt t
$F_E(e)$	Verteilungsfunktion von E
$F_G(g)$	Verteilungsfunktion von G
F_p	Widerstandskraft gegen Penetration
F_{pl}	Maximal resultierende Schubkraft auf der Bruchoberfläche $A_{pL,s}$
$F_R(r)$	Verteilungsfunktion von R
$F_X(x)$	Verteilungsfunktion
G	Zustandsfunktion, Grenzzustandsfunktion
H	Funktionswert der Modified NDRC Formula
I	Impact Factor
I_{Ha}	Impact Factor nach HALDAR ET AL.
I_{Hu}	Impact Factor nach HUGHES
I_{Li}	Impact Factor nach LI & CHEN
I_{Ri}	Impact Factor nach RIERA
N	Nose Shape Factor
N_{Hu}	Nose Shape Factor nach HUGHES
N_{Li}	Nose Shape Factor nach LI & CHEN
N_{Li}^*	Geometriefunktion nach LI & CHEN
N_{NDRC}	Nose Shape Factor nach NDRC
N_{R3}	Nose Shape Factor nach R3 Impact Assessment Procedure
P	Wahrscheinlichkeit
R	Basisvariable, Kennwert der Beanspruchbarkeit

\tilde{R}	In den Standardnormalraum transformierte Basisvariable R
R_d	Bemessungswert von R
R_e	Streckgrenze von Betonstahl
R_{eff}	Widerstandsfaktor gegen Perforation
R_m	Zugfestigkeit von Betonstahl
$R_{p0,2}$	0,2%-Dehngrenze
R_t	Widerstandsfaktor gegen Penetration
S_F	Materialkonstante, abhängig von der Druckfestigkeit f_c
S_{Hu}	Dehnratenfaktor nach HUGHES
S_r	Wassersättigung
$T(\Delta t_i)$	Temperatur im Zeitintervall Δt_i
T_0	homologe Temperatur
V	Volumen
V_0	Anfangsvolumen
W	Wassergehalt
X_i	Basisvariable, Kennwert (z. B. Abmessung, E-Modul, Festigkeit, Spannung)
X_n	n -te Basisvariable, Kennwert
Z	Zementgehalt

Griechische Buchstaben

$\alpha, \alpha_A, \alpha_B$	Winkel
α_E	Wichtungsfaktor von E
α_{GK}	Koeffizient zum Einfluss der Gesteinskörnungsart auf den E-Modul von Beton
α_m	mittlerer Winkel
α_R	Wichtungsfaktor von R
α_{X_i}	Wichtungsfaktor von X_i
β	Zuverlässigkeitsindex (nach BASLER und CORNELL)
$\beta_{cc}(t)$	Koeffizient zur Beschreibung der Druckfestigkeit von Beton zum Zeitpunkt t
$\beta_{ct}(t)$	Koeffizient zur Beschreibung der Zugfestigkeit von Beton zum Zeitpunkt t
$\beta_E(t)$	Koeffizient zur Beschreibung des E-Moduls von Beton zum Zeitpunkt t
β_{HL}	Zuverlässigkeitsindex nach HASOFER & LIND
β_n	Zuverlässigkeitsindex für einen Bezugszeitraum von n Jahren
β_1	Zuverlässigkeitsindex für einen Bezugszeitraum von einem Jahr
$\gamma_{Sa,det}$	deterministischer Sicherheitsbeiwert
$\gamma_{Sa,stoch}$	stochastisch beschriebener Sicherheitsbeiwert
ε	Dehnung
$\dot{\varepsilon}$	Dehnrates
$\dot{\varepsilon}_0$	Bezugswert zur Dehnrates von Betonstahl

ε_c	Dehnung von Beton unter Druckbeanspruchung
$\dot{\varepsilon}_c$	Dehnrate von Beton unter Druckbeanspruchung
$\dot{\varepsilon}_{c0}$	Bezugswert zur Dehnrate von Beton unter Druckbeanspruchung
ε_{c1}	Dehnung von Beton bei Erreichen der Druckfestigkeit
ε_{ct}	Dehnung von Beton unter Zugbeanspruchung
$\dot{\varepsilon}_{ct}$	Dehnrate von Beton unter Zugbeanspruchung
$\dot{\varepsilon}_{ct0}$	Bezugswert zur Dehnrate von Beton unter Zugbeanspruchung
ε_{ctu}	Bruchdehnung von Beton unter Zugbeanspruchung
ε_{cu}	Bruchdehnung von Beton unter Druckbeanspruchung
ε_l	Längsdehnung
$\varepsilon_{pl,eq}$	äquivalente plastische Dehnung von Betonstahl
$\dot{\varepsilon}_{pl}$	plastische Dehnrate von Betonstahl
$\dot{\varepsilon}_{pl,0}$	Bezugswert zur plastischen Dehnrate von Betonstahl
ε_q	Querdehnung
ε_s	Dehnung von Betonstahl
ε_{su}	Dehnung von Betonstahl unter Höchstlast
ε_{suk}	charakteristische Dehnung von Betonstahl unter Höchstlast
ε_v	Volumendehnung
κ	Koeffizient ¹
λ	Faktor
μ	Mittelwert
μ_E	Mittelwert von E
μ_G	Mittelwert von G
μ_R	Mittelwert von R
μ_{X_i}	Mittelwert von X_i
μ_{X_n}	Mittelwert von X_n
η	Bewehrungsgrad nach R3 Impact Assessment Procedure
ψ	Geometriebeiwert für die Projektilspitze
ω	Materialkonstante
ϕ	standardisierte Normalverteilung
ξ	Koeffizient für die Widerstandskraft in der Kraterphase
ρ	Rohdichte
ρ_0	Ausgangsrohddichte
ρ_c	Rohdichte von Beton
$\rho_{r/c}$	Bewehrungsgehalt
ρ_s	Rohdichte von (Beton-)Stahl

¹ Das Formelzeichen κ wird für Koeffizienten verwendet, die im Verlauf der Arbeit nur an einer Stelle benannt und danach nicht mehr benötigt werden.

σ	Spannung
$\dot{\sigma}$	Spannungsrate
$\dot{\sigma}_I, \dot{\sigma}_{II}$	Spannungsrate
σ_c	Druckspannung in Beton
σ_{ct}	Zugspannung in Beton
σ_{dyn}	tatsächliche Spannung unter dynamischer Belastung
$\sigma_{dyn,m}$	mittlere Spannung unter dynamischer Belastung
σ_m	mittlere Spannung
σ_{max}	maximal ertragbare Spannung eines Projektils
σ_p	Kontaktspannung zwischen Projektil und Struktur bei der Penetration
σ_r	Spannung in Radialrichtung
σ_{stat}	tatsächliche Spannung unter statischer Belastung
$\sigma_{stat,m}$	mittlere Spannung unter statischer Belastung
σ_t	Dehnratenabhängige Festigkeit
$\sigma_{W,max}$	Maximal ertragbare Spannung einer Wand im getroffenen Bereich
σ_z	Spannung in z- bzw. in Dickenrichtung
$\sigma_1; \sigma_2; \sigma_3$	Hauptspannung
$\Delta\sigma_i; \Delta\sigma_{II}$	Spannungsdifferenz
τ	Schubspannung
τ_b	Verbundspannung
τ_{bf}	Verbundspannung für Glattstahl
τ_{bmax}	maximale Verbundspannung für gerippten Stahl bei Ausziehversagen
$\tau_{bu,split,1}$	maximale Verbundspannung für gerippten Stahl bei Sprenggrissversagen, o. Bew.
$\tau_{bu,split,2}$	maximale Verbundspannung für gerippten Stahl bei Sprenggrissversagen, m. Bew.
τ_f	gemittelte, maximale Schubspannung auf der Bruchoberfläche $A_{pl,s}$
$\tau_{zr}, \tau_{zr,A}, \tau_{zr,B}$	Schubspannung in der z-r-Ebene
θ	Materialkonstante
ν	Querdehnzahl
ζ	Koeffizient zur Unterscheidung zwischen Krater- und Tunnelphase

1 Einleitung

Vor mehr als sechs Jahrzehnten wurde weltweit erstmals in einem Kernkraftwerk Strom zur kommerziellen Vermarktung erzeugt. Heute sind nach [IAEA16] insgesamt mehr als 440 Kernreaktoren für die zivile Nutzung in Betrieb, in denen kontinuierlich bestrahlter Kernbrennstoff als hoch radioaktiver, Wärme entwickelnder Reststoff anfällt. Dieser wird in Abhängigkeit von der jeweiligen nationalen Entsorgungsstrategie direkt als radioaktiver Abfall deklariert oder der Wiederaufarbeitung zugeführt. Heute befinden sich mehr als 250.000 Tonnen hoch radioaktiven Abfalls in der Zwischenlagerung [Wo18].

Direkt nach der Entnahme aus dem Reaktorkern werden Brennelemente zur Kühlung zunächst in reaktornahen Wasserbecken zwischengelagert. Weltweit befindet sich dort – teilweise schon seit Jahrzehnten – noch der größte Teil der bestrahlten Brennelemente [Wo18]. Bis heute wurden bereits verschiedenartige *trockene* Zwischenlagersysteme für den sich an die Abklinglagerung bzw. die Wiederaufarbeitung anschließenden Zeitraum entwickelt und realisiert. Deren Kapazitäten müssen mit dem Rückbau von stillgelegten Kernkraftwerken und dem großen Zeitbedarf nationaler Endlagerprojekte absehbar weiter ausgebaut werden. Weiterer Bedarf an Zwischenlagerkapazitäten kann durch unvorhergesehene Verzögerungen entstehen. Die Erfahrung der letzten Jahrzehnte zeigt, dass eine langfristige Auslegung der Zwischenlager über mindestens 100 Jahre je nach aktueller Situation und nationaler Entsorgungsstrategie möglicherweise unausweichlich bzw. zumindest geboten sein kann [Bu17], [OB17].

In Deutschland wird der schrittweise Ausstieg aus der kommerziellen Nutzung der Kernenergie bis spätestens Ende 2022 abgeschlossen sein. Die (noch) zu erwartenden Mengen hoch radioaktiver, Wärme entwickelnder Abfälle sind bekannt und eine vollständige Entladung der Abklingbecken wird entsprechend [BMUB15] innerhalb der nächsten 10 Jahre erwartet. Jedoch führen auch hierzulande Verzögerungen bei der Endlagersuche dazu, dass über die Ausgestaltung der Zwischenlagerung als Ganzes und eine möglicherweise längerfristige Auslegung von Zwischenlagerkomponenten resp. der baulichen Strukturen nachgedacht und diskutiert wird, z. B. [AKN18]. Wie vom Autor in [Re17] beschrieben ist, wird in der Öffentlichkeit die Frage des Widerstands der Zwischenlager gegen extreme Einwirkungen stets kritisch begleitet. Der Widerstand gegen solche Einwirkungen war bereits mehrfach Gegenstand von Sicherheitsüberprüfungen und Gerichtsverfahren.

Bringt man nun die Zeiträume längerfristiger Zwischenlagerung und die zu berücksichtigenden extremen Beanspruchungen zusammen, gelangt man zu zwei Kernfragen:

- Wie kann sich die zeitabhängige Zustandsveränderung der Stahlbetonstrukturen auf deren Widerstand gegen extreme Beanspruchungen auswirken?
- Wie kann eine solche Zustandsveränderung ingenieurmäßig erfasst werden?

Die vorliegende Arbeit soll Ansätze zur Beantwortung dieser vermeintlich einfachen Fragen liefern, wobei jedoch eine Vielzahl komplexer Themenfelder berührt wird. Auf Basis der bautechnischen Randbedingungen für Zwischenlagerbauwerke wird daher in den folgenden Abschnitten der Untersuchungsgegenstand für die vorliegende Arbeit eingegrenzt. Es wird sich dabei u. a. zeigen, dass von großem Interesse besonders die Untersuchung von Beanspruchungen durch Impact ist. Bezüglich der relevanten Randbedingungen und Regelwerke gilt jeweils als Bezugspunkt die Bundesrepublik Deutschland.

1.1 Zwischenlagerkonzepte in Deutschland

Die trockene Zwischenlagerung der hoch radioaktiven, Wärme entwickelnden Abfälle aus der kommerziellen Stromerzeugung erfolgt in Deutschland in dickwandigen, metallischen Transport- und Lagerbehältern (TLB), die in den baulichen Strukturen von insgesamt 15 bundesdeutschen Zwischenlagern aufbewahrt werden. Wie aus Abb. 1-1 hervorgeht, werden drei dieser Zwischenlager (Ahaus, Gorleben und Lubmin) als *zentrale Zwischenlager* bezeichnet. Die zwölf weiteren Zwischenlager befinden sich direkt an den Standorten der bei deren Errichtung noch in Betrieb befindlichen Kernkraftwerke und werden daher in die Kategorie der *dezentralen* oder *standortnahen Zwischenlager* eingeordnet. Dabei lassen sich die meisten Anlagen in zwei Konzepte unterteilen: das sogenannte WTI- und das STEAG-Konzept. Einen Sonderfall stellt das Zwischenlager in Neckarwestheim dar, in dem die TLB in einem Tunnelbauwerk untergebracht sind.

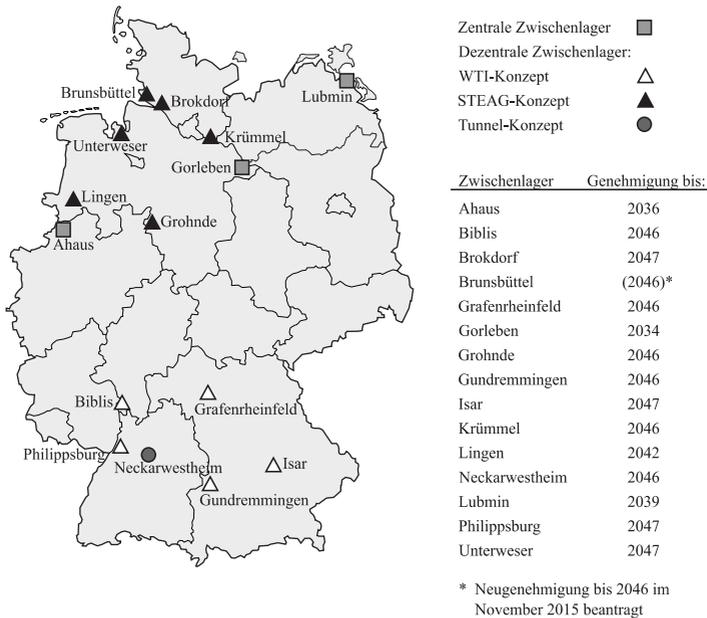


Abb. 1-1: Übersicht über die Standorte für die trockene Zwischenlagerung hoch radioaktiver, Wärme entwickelnder Abfälle aus der kommerziellen Stromerzeugung, Stand März 2017 [RSK17]

Das WTI- und das STEAG-Konzept haben viele Gemeinsamkeiten, unterscheiden sich neben der Grundrissgestaltung aber vor allem in der Ausgestaltung des Hallengebäudes, also auch hinsichtlich der mechanischen Widerstandsfähigkeit der baulichen Anlagen gegenüber extremen Einwirkungen. Bei beiden Konzepten sind wesentliche Bereiche für den Zwischenlagerbetrieb der Empfangsbereich, der Behälterwartungsraum und der Lagerbereich. Im Empfangsbereich werden die TLB über Schwerlast- oder Schienenfahrzeuge angeliefert – oder in Zukunft für den Abtransport verladen. In der Behälterwartungsstation können die Vorbereitungen für die Ein- bzw. Auslagerung vorgenommen werden. Außerdem können dort während der Zwischenlagerungsphase Wartungs- und Repa-

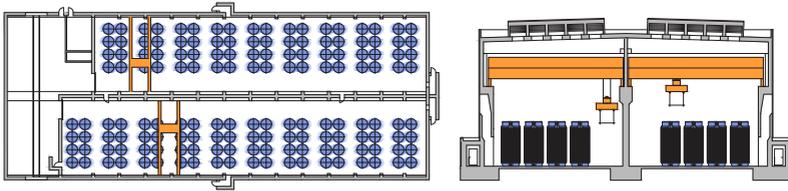


Abb. 1-2: Schematischer Grundriss und Schnitt eines Zwischenlagers nach dem WTI-Konzept [RSK17]

raturarbeiten durchgeführt werden, sofern diese nicht das Öffnen des inneren der beiden Deckel erfordern. Im Lagerbereich sind die Behälter in der für das jeweilige Konzept charakteristischen Anordnung aufgestellt: beim WTI-Konzept werden Gruppen von je bis zu acht Behältern gebildet, beim STEAG-Konzept haben die Behälterstellplätze gleiche, fest definierte Abstände zueinander. Am Lagerplatz sind die Behälter an das Behälterüberwachungssystem angeschlossen.

Das WTI-Konzept ging ursprünglich aus den Konzepten für die zentralen Zwischenlager hervor. Wie Abb. 1-2 zeigt, sind die Hallenbauwerke nach dem WTI-Konzept zweischiffig ausgeführt. Die aufgehende Gebäudestruktur besteht überwiegend aus Stahl- und Spannbetonfertigteilen und beruht auf einer im Vergleich zum konventionellen Industriebau verhältnismäßig massigen Stütze-Binder-Konstruktion. Die Dicke der Stahlbetonwände wird mit 70 bis 85 cm, die Dicke der auf den Dachbindern aufliegenden Deckenplatten mit 55 cm angegeben [FB00], [ZA13]. Im Gegensatz zum WTI-Konzept verfügen die Hallenbauwerke nach dem STEAG-Konzept über ein einzelnes Hallenschiff. Die aufgehende Stahlbetonkonstruktion besteht darüber hinaus aus einem monolithischen Baukörper mit 120 und 130 cm Wand- und Deckendicke und ist damit deutlich massiver ausgeführt als beim WTI-Konzept [BK00], [MMS11]. Einen schematischen Grundriss und Schnitt zeigt Abb. 1-3.

Für weitere, detailliertere Beschreibungen zu den Zwischenlagerkonzepten sei auf das Informationsangebot vom *Bundesamt für kerntechnische Entsorgungssicherheit* (BfE) oder [Ge01], [BfS05] und [RSK17] verwiesen.

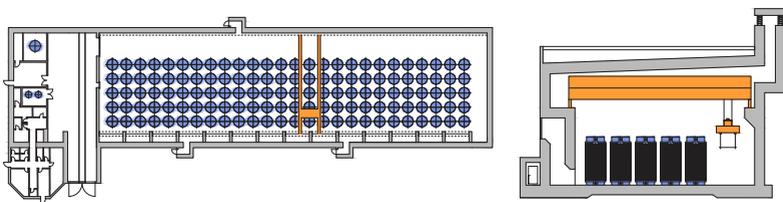


Abb. 1-3: Schematischer Grundriss und Schnitt eines Zwischenlagers nach dem STEAG-Konzept [RSK17]

1.2 Bautechnische Besonderheiten

Wie es bei den weltweit in Betrieb befindlichen Zwischenlagersystemen häufig der Fall ist, besteht die äußere mechanische Barriere auch bei den deutschen Zwischenlagern aus Stahlbetonstrukturen bzw. -bauwerken. Zwischenlager für bestrahlte Kernbrennstoffe sind in Deutschland nach §6 des Atomgesetzes (*Gesetz über die friedliche Verwendung der Kernenergie und den Schutz gegen ihre Gefahren*) genehmigte Anlagen, deren Auslegung und Betrieb den Besonderheiten der Kerntechnik

unterliegen. Wegen des im Anlagenbetrieb großen Gefährdungspotentials gelten vergleichsweise hohe Sicherheitsanforderungen, wobei u. a. extreme Einwirkungsszenarien zu berücksichtigen sind. Gleichzeitig liegen für die baulichen Strukturen spezifische Randbedingungen vor, die Auswirkungen auf Alterungs- und Korrosionsprozesse haben können und insbesondere bei anvisierten Betriebszeiträumen von deutlich über 50 Jahren hinaus in Betracht gezogen werden müssen.

Die Sicherheitsanforderungen an Zwischenlager für bestrahlte Brennelemente und Wärme entwickelnde Abfälle aus der Wiederaufarbeitung sind in Deutschland in den ESK-Leitlinien [ESK13] festgeschrieben, wobei die Abkürzung ESK für *Entsorgungskommission* steht. Aus diesen Anforderungen und den sich aus den Erfordernissen eines sicheren Zwischenlagerbetriebs ableitenden Randbedingungen ergeben sich die Rahmenbedingungen bzw. entsprechende Annahmen für die in dieser Arbeit untersuchte bautechnische Problemstellung.

1.2.1 Sicherheit und Sicherung

Mit Blick auf die relevanten Einwirkungen und die mechanische Barrierewirkung der baulichen Strukturen müssen zunächst die beiden für konventionelle Bauwerke ungewöhnlichen, aber in der Kerntechnik üblichen Sicherheitsbegriffe definiert werden: *Sicherheit* (*safety*) und *Sicherung* (*security*). Während unter dem Begriff der *Sicherheit* zufällige bzw. unbeabsichtigt auftretende Einwirkungen zusammengefasst werden, zählen die bewusst herbeigeführten Einwirkungen, sogenannte *Störmaßnahmen oder sonstige Einwirkungen Dritter* (SEWD), zur Kategorie der *Sicherung*. Für den Begriff *Sicherheit* sind die Sicherheitsanforderungen nach [ESK13] wesentlich, die auch den Rahmen für die weiteren Untersuchungen liefern. Im Gegensatz dazu sind für die *Sicherung* die *Richtlinie zur Sicherung von Zwischenlagern gegen Störmaßnahmen oder sonstige Einwirkungen Dritter* sowie die *Lastannahmen zur Auslegung kerntechnischer Anlagen und Einrichtungen gegen Störmaßnahmen oder sonstige Einwirkungen Dritter* maßgebend. Diese unterliegen jedoch der Geheimhaltung [Ze17] und sind nicht Gegenstand der weiteren Betrachtungen.

Wegen des großen Gefährdungspotentials sind für Kernkraftwerke resp. kerntechnische Anlagen im Allgemeinen verschiedenste extreme Einwirkungsszenarien zu berücksichtigen. Ein Überblick zum Spektrum (extremer) Einwirkungen, u. a. auch zu möglichen terroristischen Szenarien, ist bei [Kr14] zu finden. Im Folgenden werden die unter den kerntechnischen Begriff der *Sicherheit* fallenden Anforderungen an Zwischenlager komprimiert vor allem im Hinblick auf die Einwirkungsszenarien beschrieben.

1.2.2 Randbedingungen aus der Berücksichtigung extremer Einwirkungen

Das zu berücksichtigende Einwirkungsspektrum auf Zwischenlager für hoch radioaktive, Wärme entwickelnde Abfälle wird in Deutschland in [ESK13] definiert und dabei in die Kategorien *Einwirkungen von innen* und *von außen* unterteilt, wobei letztere noch nach *naturbedingten* und *zivilisatorisch bedingten Einwirkungen von außen* unterschieden werden.

Wie vom Autor in [Re17] diskutiert wurde, ergeben sich vor allem aus den dynamischen Einwirkungen *Erdbeben*, *Druckwellen aufgrund chemischer Reaktionen* und *Flugzeugabsturz* maßgebende Beanspruchungen für Zwischenlagerbauwerke. Für die ingenieurmäßige Modellierung eines solchen Lastfalls ist zu beachten, dass sich das Materialverhalten von Beton und Betonstahl sowie deren Verbund im quasistatischen und dynamischen Fall voneinander unterscheiden. Für eine Einordnung der dynamischen Einwirkungen und des dynamischen Materialverhaltens wird als Bezugsgröße in der Regel die Dehnrate $\dot{\epsilon}$ [1/s] bzw. die Spannungsrate $\dot{\sigma}$ [MPa/s] verwendet, die

beide in Abschn. 4.1.4.1 auch formelmäßig definiert werden. Abb. 1-4 zeigt Dehnratenbereiche für unterschiedliche Beanspruchungsarten. Unter der Voraussetzung, dass die *Luftstoßwelle* näherungsweise eine Druckwelle aufgrund chemischer Reaktionen sowie *Soft* und *Hard Impact* einen Flugzeugabsturz repräsentieren, wird deutlich, dass die Dehnraten für die genannten Einwirkungen etwa im Bereich 10^{-2} bis 10^2 [s^{-1}] liegen.

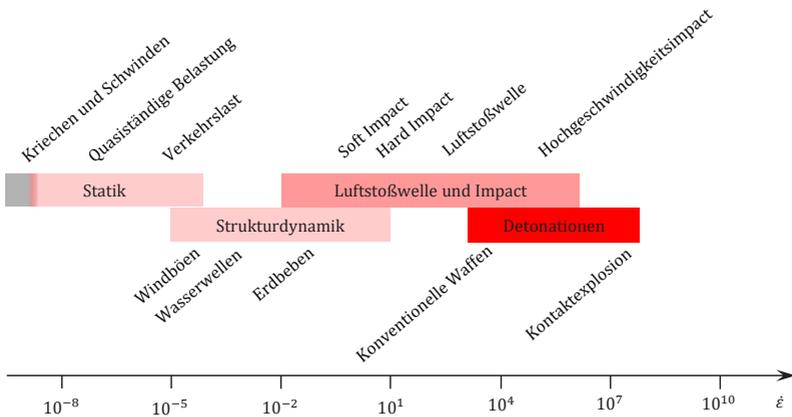


Abb. 1-4: Dehnratenbereiche für unterschiedliche Einwirkungen, in Anlehnung an [CEB88], [Li05b], [QHC12], [Ge13], [Re17]

In Anlehnung an die Ausführungen von KESSLER ET AL. [Ke12] zum Widerstand der Gebäudehüllen von Reaktorgebäuden kam der Autor in [Re17] zu dem Schluss, dass auch für die äußere Stahlbetonhülle von Zwischenlagern neben deren globaler Standsicherheit und dem Widerstand daran angeschlossener Bauteile gegen induzierten Erschütterungen die lokalen Auswirkungen des Lastfalls Flugzeugabsturz besonderer Aufmerksamkeit bedürfen. Mit dem Lastansatz nach [ESK13] bzw. [RSK98] wird der zufällige Absturz eines *schnell fliegenden Militärflugzeugs* vom Typ Phantom F-4 berücksichtigt. Detailliertere Ausführungen hierzu sind in Abschn. 3.2 zu finden. Für diese originär mechanische Belastung leiten sich aus der kerntechnischen Praxis weitere wichtige Randbedingungen für die Auslegung ab. Entsprechend der in der Kerntechnik üblichen Staffelung nach Sicherheitsebenen ist der Flugzeugabsturz „in der Regel“ [ESK13, S. 21] als *auslegungsüberschreitendes Ereignis* einzustufen. Die sicherheitstechnische Anforderung an die Barrieren des Zwischenlagersystems besteht demnach darin, dass „die unter realistischen Randbedingungen ermittelten radiologischen Auswirkungen einschneidende Maßnahmen des Katastrophenschutzes nicht erforderlich machen“ [ESK13, S. 21]. Das Zwischenlager ist mit seinen beiden mechanischen Hauptbarrieren, dem Behälter und dem Bauwerk, dabei stets als Gesamtsystem zu betrachten. Es heißt weiter, dass es „neben der Zerstörung der Flugzeugstruktur je nach Gebäudekonstruktion auch zu dessen Beschädigung bzw. Zerstörung“ [ESK13, S. 21] kommen kann. Hieraus lassen sich Beanspruchungsszenarien für den Behälter ableiten. In den ESK-Leitlinien wird diesbezüglich exemplarisch der Aufprall kompakter Flugzeugstrukturen (Trieb- und Fahrwerke) sowie schwerer Gebäudeteile genannt.

An dieser Stelle wird ein weiterer wesentlicher Unterschied zur konventionellen Bauwerksbemessung offensichtlich: Schäden bzw. Zerstörungen an der baulichen Struktur werden planmäßig zuge-

lassen bzw. sind aufgrund der Art und Intensität bestimmter Einwirkungen im Rahmen sinnvoller Maßnahmen nicht vermeidbar. In [ESK13] werden im Hinblick auf den Lastfall Flugzeugabsturz keine konkreten Anforderungen an das Bauwerk formuliert. Folgewirkungen, wie z. B. Trümmerflug oder (Kerosin-)Brände, dürfen nach [ESK13] aber nicht zu einer unzulässigen Beeinträchtigung der Schutzziele führen.

1.2.3 Dauerhaftigkeitsrelevante Anforderungen und Randbedingungen

1.2.3.1 Nutzungsdauer

In den ESK-Leitlinien wird u. a. mit Bezug zu den baulichen Einrichtungen gefordert:

„Bei der Auslegung des Gebäudes ist die vorgesehene Nutzungsdauer im Hinblick auf die Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit der Baustoffe und Bauteile zu berücksichtigen.“ [ESK13, S. 14]

Zwar wird als geeigneter Maßstab für die Nachweise der den aktuellen Genehmigungen zugrundeliegende Zeitraum von 40 Jahren genannt, für *absehbar nicht ausreichende Zeiträume* werden nach [ESK13] allerdings auch geeignete zusätzliche Nachweise verlangt. Für die vorliegende Arbeit wird in Übereinstimmung mit einigen Staaten, die eine längerfristige Zwischenlagerung systematisch untersucht bzw. implementiert haben (siehe z. B. [KRB17]), von einem Auslegungszeitraum resp. einer Nutzungsdauer von (mindestens) 100 Jahren ausgegangen.

1.2.3.2 Wärmeentwicklung

Für das Zwischenlagergebäude gelten neben der Nutzungsdauer weitere spezifische Randbedingungen. So heißt es in den ESK-Leitlinien auch:

„Die Temperaturbeanspruchung und Alterungsbeständigkeit der Baustrukturen infolge der von den Behältern abgegebenen Wärme, [sic!] sind bei der Bauwerksauslegung zu berücksichtigen [...]“ [ESK13, S. 14]

Im Vergleich zu üblichen Bauwerken können in Zwischenlagern für hoch radioaktive, Wärme entwickelnde Abfälle verhältnismäßig hohe Luft- und Bauteiltemperaturen erreicht werden. So gaben beispielsweise GEISER ET AL. [Ge01] für den später als WTI-Konzept realisierten Entwurf Auslegungstemperaturen von 80°C für tragende Konstruktionselemente (Wände, Stützen, Decke) und 120°C für die Bodenplatte an. BREJORA & KRÜPER [BK00] nannten für das in Lingen errichtete erste Zwischenlager nach dem STEAG-Konzept Auslegungstemperaturen von 80°C bzw. 115°C. Für die Auslegung von Langfristzwischenlagern – und auch im Rahmen dieser Arbeit – ist es nicht sinnvoll, von den abdeckenden Auslegungstemperaturen auszugehen. Zum einen würde angesichts der deutlichen zeitabhängigen Verringerung der Wärmeleistung (vgl. [Pö17]) die Temperaturbelastung über eine Zeit von mindestens 100 Jahren stark überschätzt, zum anderen würden weitere Aspekte, wie eine mögliche Tauwasserbildung (vgl. [Kö17]), möglicherweise nicht erkannt.

Zur Abschätzung der real auftretenden Temperaturen müssen jedoch einige spezifische Randbedingungen berücksichtigt werden, die das Problem erheblich verkomplizieren. So wird der Temperaturquellterm maßgeblich von der individuellen bzw. kollektiven Wärmeleistung der Behälter zu einem bestimmten Zeitpunkt t beeinflusst, also Kernbrennstoffart und -menge, Abbrand sowie Behälterbeladezeitpunkt und Zeitpunkt der Einlagerung in das Zwischenlager. Weitere Einflussfaktoren betreffen die Wärmeabfuhr über Naturzug-Lüftung durch die in den Schnitten der Abb. 1-2

bzw. Abb. 1-3 erkennbaren Lufteintritts- und Luftauslassöffnungen. Neben den Außentemperaturen haben auch geometrische Parameter wie Bauwerksabmessungen und Behälteranordnung Einfluss.

Eine rechnerische Abschätzung tatsächlicher Bauteiltemperaturen kann im Rahmen dieser Arbeit nicht geleistet werden. Der Fokus liegt im Weiteren auf der Identifizierung von relevanten Systemparametern, die potenziell empfindlich auf erhöhte Temperaturen von bis zu 80°C reagieren.

1.2.3.3 Ionisierende Strahlung

Wegen ihrer kurzen Reichweiten und der verhältnismäßig einfachen Abschirmung sind Alpha- und Beta-Strahlung für die Schädigung von Beton und Betonstahl in Zwischenlagern lediglich als Sekundärstrahlung relevant. Für Gamma- und Neutronenstrahlung jedoch zeigen Forschungsergebnisse, dass es bei höheren Strahlungsintensitäten zu Veränderungen bzw. Verschlechterungen der mechanischen Eigenschaften von Beton kommen kann. Eine wichtige Schädigungsreaktion mit Auswirkungen auf die mechanischen Eigenschaften und die Dauerhaftigkeit beispielsweise ist für biologische Schilde und Containments in Kernkraftwerken die in der englischsprachigen Literatur als *Radiation-induced Volumetric Expansion (RIVE)* bezeichnete Treibreaktion, die durch eine Amorphisierung silikathaltiger Gesteinskörnung infolge Neutronenbestrahlung möglich wird. Diese Schädigungsreaktion war insbesondere in jüngerer Vergangenheit Gegenstand intensiver Forschungsbemühungen, vgl. [NEA17a], [NEA17b]. Gammastrahlung hingegen kann eine Erhöhung der Temperatur, die Hydrolyse des freien Wassers sowie nachgeschaltete Effekte in der Zementsteinmatrix, wie z. B. Mikrorissbildung, hervorrufen. Für aktuelle Zusammenstellungen zu den Auswirkungen ionisierender Strahlung auf Beton sei beispielsweise auf [Wi13], [Ko14], [BG14b], [Po16] und [MKB17] verwiesen.

Auch für bestimmte Stahlzusammensetzungen sind Auswirkungen ionisierender Strahlung bekannt. Bei Untersuchungen von hochgradig strahlenbelasteten Reaktordruckbehältern konnte nachgewiesen werden, dass Neutronenbestrahlung bei bestimmten Stahlzusammensetzungen zu Versprödung führen kann, siehe z. B. [Bö99] und [IAEA09].

Die beschriebenen Effekte treten unter sehr hohen Strahlendosen in Kernkraftwerken in der Nähe des Reaktorkerns auf. In Zwischenlagern in Deutschland wird die ionisierende Strahlung bereits signifikant durch den Behälterkörper der üblicherweise verwendeten Transport- und Lagerbehälter abgeschirmt, wobei Gamma- und Neutronenstrahlung im Verlauf des Zwischenlagerungszeitraums zudem besonders in den ersten Jahrzehnten stark abklingen [Pö17]. Die Stahlbetonstrukturen erreichende ionisierende Strahlung in Zwischenlagern wird daher im Hinblick auf die mechanischen Eigenschaften des Stahlbetons sowie mögliche Degradationsmechanismen nicht weiter betrachtet.

1.2.3.4 Allgemeine Expositionssituation

Die Liste möglicher Schädigungsmechanismen und -faktoren für Stahlbetonstrukturen ist besonders in kerntechnischen Anlagen lang. Eine erschöpfende Diskussion der Schädigungsmechanismen, wie sie z. B. detailliert in [SW13] beschrieben sind, würde den Rahmen dieser Arbeit sprengen und wird daher nicht angestrebt. Vielmehr sollen anhand der Nutzungsbedingungen allgemeingültige Randbedingungen für die Degradation baulicher Komponenten in entsprechend der beschriebenen Konzepte ausgeführten Zwischenlagern identifiziert werden, auf die im konkreten Fall in der Praxis aufgebaut werden kann. Eine verhältnismäßig detaillierte Zusammenstellung zu den rele-

vanten Schädigungsmechanismen in Kernkraftwerken enthält z. B. [IAEA98]. UMEKI ET AL. [Um16] fassten kürzlich anhand der im Jahr 2015 aktualisierten Richtlinie zur Instandhaltung von Kernkraftwerken in Japan die Degradationsmechanismen von Stahlbetonbauteilen in einer übersichtlichen Tabelle zusammen, vgl. Tab. 1-1. Die Tabelle dient im Folgenden als Grundlage einer kurzen Diskussion der zu berücksichtigenden, dauerhaftigkeitsrelevanten Einwirkungen, wobei sich die Beschreibungen auf die aufgehende Konstruktion exkl. Fundament und Bodenplatte beziehen. Zudem wird ein Bezug zu den resultierenden Degradationserscheinungen hergestellt.

Tab. 1-1: Degradationserscheinungen und -faktoren für Stahlbetonstrukturen, aus [Um16]

Degradationserscheinung	Degradationsfaktor																
	Erhöhte Betriebstemperatur	Strahlenbelastung	Carbonatisierung	Chloridangriff	Alkali-Kieselsäure-Reaktion	Maschinenvibrationen	Frost-Tau-Wechsel	Chemischer Angriff	Trocknungsschwinden	Kriechen	Sonneneinstrahlung	Bewitterung	Fahrzeuerverkehr	Unterschiedliche Setzungen	Übermäßige Belastung	Extreme Beanspruchungen	Hitze durch Brand
Festigkeitsverlust	o	o										o					o
Rissbildung	o	o	o	o	o	o	o	o	o		o	o		o	o	o	o
Abplatzung			o	o	o	o	o	o				o				o	o
Bewehrungskorrosion			o	o	o		o	o				o					
Durchbiegung									o								
Vibration						o							o				
Abrieb													o				
Abplatzungen																	o
Undichtigkeit									o								
Austrocknung	o	o															o

Zunächst sind relevante Degradationsfaktoren zu identifizieren. Die bereits thematisierten *erhöhten Betriebstemperaturen* sind in der linken Spalte von Tab. 1-1 aufgetragen und wegen der Relevanz für diese Arbeit grau hinterlegt. Ebenfalls grau hinterlegt sind die Spalten für *Carbonatisierung* und *Bewitterung*. Unter Vernachlässigung etwaiger Oberflächenschutzsysteme, Dekontaminationsanstriche oder Dachabdichtungsbahnen auf den Betonoberflächen ist davon auszugehen, dass der Prozess der Carbonatisierung an allen Betonoberflächen stattfindet und mit verfügbaren Ingenieurmodellen prinzipiell beschrieben werden kann. Im Gegensatz zu konventionellen und überwiegend geschlossenen Industriehallen ist jedoch neben der Randbedingung der erhöhten Betriebstemperatur im Fall der Naturzug-Lüftung eine weitere Besonderheit zu beachten: Eine direkte Begrenzung tritt auf der Innenseite zwar nicht auf, die Innenseiten der Umschließungsbauteile haben aber ständigen Kontakt zur Außenluft. Die Bauteile bzw. deren Oberflächen sind somit Veränderungen der Temperatur und der relativen Luftfeuchtigkeit in stärkerem Maße ausgesetzt, als übliche Innenbauteile. Wie bereits angedeutet, erscheint auch ein Tauwasserausfall an Bauteiloberflächen denkbar. Wegen des ständigen Zutritts der Außenluft in das Innere des Gebäudes und der ohnehin durch das Außenklima beanspruchten Außenseite ist in Tab. 1-1 auch die Spalte der Bewit-

terung grau hinterlegt. Zudem treten als charakteristische Materialeigenschaften von Normalbeton *Trocknungsschwinden* und *Kriechen* unvermeidbar auf.

Einwirkungen im Zusammenhang mit *Strahlung* werden entsprechend Abschn. 1.2.3.3 in dieser Arbeit vernachlässigt. Weitere, im Hinblick auf die Dauerhaftigkeit des Betons wichtige Einwirkungen bzw. Degradationsfaktoren erfordern im Fall ihres Auftretens eine dezidiert fall- bzw. anlagen-spezifische Bewertung und werden daher nicht berücksichtigt. Hierzu zählen:

- mechanische Beanspruchungen wie *Maschinenvibrationen*, *unterschiedliche Setzungen* etc.,
- *Chloridangriff*,
- *Chemischer Angriff* auf den Beton (z. B. durch Schadstoffe in Grundwässern und Böden, vgl. [DIN EN 206]), hierbei insbesondere
- die *Alkali-Kieselsäure-Reaktion*, die bei massigen Bauteilen mit langanhaltender Kernfeuchte überwiegend durch den Einsatz alkaliarmer Zemente (NA) oder den Verzicht auf alkaliempfindliche Gesteinskörnung wirkungsvoll vermieden werden kann (z. B. [SW13]), sowie
- eine *Frost-Tau-Wechsel-Beanspruchung*, die bei Teilbelegung und/oder gerade während der Winter späterer Betriebsjahre zwar denkbar ist, aber angesichts der thermischen Trägheit eines massigen Stahlbetonbauwerks nur selten auftreten dürfte. Durch den Verschluss der Belüftungsöffnungen oder eine Heizungsanlage kann diese Beanspruchung weitestgehend vermieden werden.

Als eine für die Standsicherheit von Stahlbetonbauwerken (*structural safety*) in Kernkraftwerken relevante Degradationserscheinung ist nach [Um16] der Festigkeitsverlust von Beton infolge erhöhter Betriebstemperatur zu nennen. Wie in Abschn. 1.2.3.2 beschrieben wird, liegen die Auslegungstemperaturen für Stahlbetonbauteile in Zwischenlagern im Mittel bei ungefähr 100°C. Im Bereich von bis zu 100°C findet eine Verdampfung des freien sowie eines Teils des physikalisch gebundenen Wassers statt, was neben thermischen auch zu hygrischen Dehnungsanteilen und folglich auch zu Rissen führt [Ma62]. Temperaturen von bis zu 300°C bewirken einen starken Verlust an gebundenem Wasser [Ma75b]. Nennenswerte Festigkeitsverluste sind entsprechend [IAEA98] aber erst ab Temperaturen oberhalb von 400°C zu erwarten und spielen im gegebenen Temperaturspektrum daher keine Rolle.

Als weitere, für die Standsicherheit relevante Degradationserscheinungen werden in [Um16] die Bildung von Rissen als häufigste Folge dauerhaftigkeitsrelevanter Beanspruchungen (siehe auch [BG14a]), Betonabplatzungen und Bewehrungskorrosion genannt.

Um auf die beiden im einleitenden Text gestellten Kernfragen zurückzukommen, wird im Folgenden auf Basis der Eingrenzung in den vorherigen Abschnitten die Zielsetzung formuliert und das grundlegende Vorgehen bzw. der Aufbau der Arbeit vorgestellt.

1.3 Zielsetzung und Vorgehen

Das Ziel dieser Arbeit ist die Untersuchung der Fragestellung, wie sich der Widerstand einer alternierenden Stahlbetonstruktur gegen extreme Einwirkungen über einen Zeitraum von bis zu 100 Jahren verändern kann, wobei der Fokus wegen der großen Relevanz des Szenarios Flugzeugabsturz auf Stoßbelastungen liegt. Zur Quantifizierung der degradationsbedingten Veränderung wird der Zuverlässigkeitsindex herangezogen, welcher eine etablierte Größe im bautechnischen Sicherheitskonzept ist. Es wird dabei *nicht* von einer Nachrechnung bestehender Anlagen, sondern von der

Bemessung eines fiktiven neuen Bauwerks ausgegangen. Einige der gewonnenen Erkenntnisse lassen sich gleichwohl auf bestehende Anlagen übertragen.

Für einen nachvollziehbaren Aufbau der Arbeit folgt die Gliederung im Wesentlichen den drei großen Themenblöcken der Zuverlässigkeitstheorie, der Materialwissenschaft und der ingenieurmäßigen Erfassung von Impactszenarien. Die Themenfelder berühren viele verschiedene Aspekte des Ingenieurwesens, sodass Inhalte, Methoden und Ingenieurwerkzeuge sich teils stark voneinander unterscheiden. Gleichzeitig zeigte sich im Verlauf der Bearbeitung, dass einige wichtige Aspekte bisher kaum oder noch gar nicht wissenschaftlich untersucht wurden. Um dennoch zu belastbaren Ableitungen und schließlich beim Zusammenführen der Themenblöcke am Ende der Arbeit zu fundierten Erkenntnissen zu kommen, ist das Verständnis jedes einzelnen Bausteins daher in der nötigen Tiefe zwingend erforderlich. Als Basis für dieses Verständnis enthält die Arbeit daher verhältnismäßig große Anteile, die den aktuellen Stand des Wissens darstellen.

Im folgenden Kap. 2 werden die Grundlagen der Zuverlässigkeitstheorie und ausgewählte Ingenieurwerkzeuge zur Bestimmung der Zuverlässigkeit dargestellt. Dabei ist zu beachten, dass extreme Einwirkungsszenarien, wie eine Explosionsdruckwelle oder ein Flugzeugabsturz, häufig deterministisch angesetzt werden und sich daraus einige Besonderheiten für den Zuverlässigkeitsindex ergeben. Zwar hatten vereinzelt wissenschaftliche Veröffentlichungen in der jüngeren Vergangenheit die fallspezifische Bestimmung der Zuverlässigkeit von baulichen Strukturen unter Stoßbeanspruchung im nicht degradierten Zustand, resp. im „Neuzustand“, zum Inhalt. Die für die hier vorliegenden Randbedingungen darüber hinaus notwendige Berücksichtigung dauerhaftigkeitsrelevanter Parameter ist trotz einer etwa sechs Jahrzehnte langen Geschichte der friedlichen Nutzung der Kernenergie nach Kenntnis des Autors aber bisher noch an keiner Stelle dokumentiert.

In Kap. 3 werden die wichtigsten Belastungscharakteristika und Schadensbilder von Stoßbelastungen beschrieben und für die vorliegende Arbeit eingeordnet. Es wird deutlich, dass zur Beschreibung des mechanischen Verhaltens eines Bauteils sowohl das Materialverhalten unter hohen Dehnraten als auch unter sehr hohen Drücken berücksichtigt werden muss. Letzteres hat außerdem Einfluss auf die Ausbreitung von belastungsinduzierten Wellen im Bauteil. Es wird gezeigt, dass für die Untersuchung der Auswirkungen von Degradationserscheinungen in dieser Arbeit sinnvollerweise ein starrer Flugkörper resp. ein unverformbares Projektil anzunehmen ist.

Ein weiteres wesentliches Themenfeld wird mit Kap. 4 bearbeitet, in dem die Materialeigenschaften für Beton, Betonstahl und deren Verbund für quasistatische und dynamische Belastungen beschrieben werden. Der Fokus liegt dabei als wichtigste und komplexeste Komponente für den Widerstand gegenüber Stoßbelastungen auf dem Beton. Die detaillierten Darstellungen zum dynamischen Materialverhalten bilden die Grundlage für die in Kap. 5 abgeleiteten Schlussfolgerungen zum dynamischen Verhalten von gealterten und korrosionsgeschädigten Stahlbetonbauteilen. In diesem Kapitel wird darüber hinaus beschrieben, welche Materialparameter sinnvollerweise im Rahmen von Zuverlässigkeitsbetrachtungen als unabhängige Zufallsvariablen angesetzt werden sollten.

In Kap. 5 werden die möglichen zeitabhängigen Veränderungen in der Stahlbetonstruktur abgeschätzt. Für die u. a. günstigen Veränderungen der mechanischen Eigenschaften von Beton ist der Begriff *Degradation*, der in der Regel eine Verschlechterung der Materialeigenschaften bezeichnet (z. B. [SK16]), ungeeignet und wird im Weiteren in Anlehnung an [Cr16] durch den Oberbegriff *Alterung* ersetzt. Auf Basis einer grundlegenden Recherche zum Alterungsverhalten von Beton wird ein Ansatz vorgestellt, mit dem sich die Entwicklung wesentlicher mechanischer Eigenschaften,

d. h. Druck- und Zugfestigkeit, für die hier vorliegende Aufgabenstellung probabilistisch abschätzen lässt. Darüber hinaus wird der mögliche Einfluss der Baustoffalterung auf die dynamischen Eigenschaften diskutiert. Bezüglich der Betonstahlkorrosion und der Entwicklung des Verbundverhaltens wird auf Basis des relevanten Schädigungsmechanismus der Carbonatisierung ein vereinfachter, konservativer Ansatz für die rechnerische Berücksichtigung abgeleitet.

Die wichtigsten Ingenieurmethoden zur rechnerischen Erfassung von Impactbelastungen werden in Kap. 6 vorgestellt. Zunächst wird eine Auswahl weit verbreiteter und aussagekräftiger empirischer Berechnungsansätze beschrieben. Diese führen zwar verhältnismäßig einfach zu Ergebnissen, entbehren i. d. R. aber einer physikalischen Grundlage und sind häufig nur in engen Grenzen validiert. Im Sinne einer fundierten Benennung relevanter Materialparameter folgt ein Abschnitt zu ausgewählten analytischen Berechnungsansätzen. Es wird deutlich, dass je nach Schadensbild unterschiedliche Materialeigenschaften relevant sind, deren Einfluss aber insbesondere für das Schadensbild der Perforation nicht abschließend geklärt ist. Noch deutlicher wird der Forschungsbedarf hinsichtlich des Einflusses der Bewehrung, der bisher nur stark vereinfacht berücksichtigt werden kann. Als sehr leistungsfähige Methode zur Modellierung werden daher anhand des Hydrocodes *LS-DYNA*® Möglichkeiten und Grenzen der Modellierung vorgestellt.

In Kap. 7 werden die Informationen aus den vorherigen Kapiteln zusammengeführt. Auf Basis einer Diskussion und der rechnerischen Abschätzung mittels empirischer und analytischer Ansätze wird der Einfluss der Baustoffeigenschaften untersucht, um Aussagen zur Robustheit von stoßbelasteten Stahlbetonplatten gegenüber Alterung und Korrosion abzuleiten. Die Berechnungen werden unter Verwendung der in Kap. 6 vorgestellten empirischen und analytischen Ansätze durchgeführt. Anhand von fiktiven Fallbeispielen werden unterschiedliche Aspekte der Bestimmung der Zuverlässigkeit aufgezeigt und Lösungsansätze vorgeschlagen.

Die Arbeit schließt mit einer Zusammenfassung und einem Ausblick ab.

2 Grundlagen der Zuverlässigkeit von Bauwerken

In der Technik wird unter dem Begriff der *Zuverlässigkeit* im Allgemeinen die „*Eigenschaft einer Betrachtungseinheit [verstanden], eine festgelegte Funktion unter vorgegebenen Bedingungen während einer festgelegten Zeitdauer mit vorgegebener Wahrscheinlichkeit zu erfüllen*“ [Sc96, S. 7]. Die Zuverlässigkeit ist eine quantifizierbare Größe und bildet die Grundlage für Nachweisverfahren im Bauwesen. [Sc96] In der für die Tragwerksbemessung grundlegenden Norm wird daher u. a. für Tragwerksplanung und -ausführung gefordert, dass ein Tragwerk „*in der vorgesehenen Nutzungszeit mit angemessener Zuverlässigkeit und Wirtschaftlichkeit den möglichen Einwirkungen und Einflüssen standhält und die geforderten Anforderungen an die Gebrauchstauglichkeit eines Bauwerks oder eines Bauteils erfüllt*“ [DIN EN 1990, S. 22]. Zur Quantifizierung der Zuverlässigkeit werden häufig probabilistische Größen wie der Zuverlässigkeitsindex β oder die operative Versagenswahrscheinlichkeit p_f verwendet, die im Folgenden zusammenfassend beschrieben werden.

2.1 Zuverlässigkeitsindex β

2.1.1 Zuverlässigkeitsindex nach BASLER/CORNELL

Die Grundlage der Tragwerksbemessung ist im Allgemeinen die Lösung einer Ungleichung aus den Zufallsvariablen für die Beanspruchbarkeit R und die Beanspruchung E :

$$R \geq E \quad (2.1)$$

Unter der Annahme, dass sich R und E durch stochastisch voneinander unabhängige Normalverteilungen beschreiben lassen, können deren Verteilungsfunktionen $F_R(r)$, $F_E(e)$ und Verteilungsdichtefunktionen $f_R(r)$, $f_E(e)$ über die jeweiligen Mittelwerte μ_R , μ_E und Standardabweichungen s_R , s_E charakterisiert werden. Erfolgt die Beschreibung der Zufallsvariablen mit nicht begrenzten Funktionen wie etwa Normalverteilungen, ist es möglich, dass eine Realisation der Beanspruchbarkeit r kleiner als eine Realisation der Einwirkung e ist, d. h. es gilt $r < e$. Rechnerisch tritt in solchen Fällen Versagen ein. Mit Hilfe der Zuverlässigkeitstheorie kann eine Versagenswahrscheinlichkeit ermittelt werden.

Dazu wird die *Zustandsfunktion* G eingeführt:

$$G = R - E \quad (2.2)$$

In Gl. (2.2) wird mit $G < 0$ der Versagensbereich beschrieben. Für den Grenzzustand gilt die *Grenzzustandsgleichung*:

$$G = R - E = 0 \quad (2.3)$$

Sofern R und E , wie oben beschrieben, durch stochastisch voneinander unabhängige Normalverteilungen beschrieben werden, ist G ebenfalls normalverteilt. Die entsprechende Verteilungs- und Verteilungsdichtefunktion $F_R(r)$ und $f_R(r)$ kann durch Mittelwert μ_R und Standardabweichung s_R charakterisiert und über die Parameter der Verteilungen von R und E ermittelt werden:

$$\mu_G = \mu_R - \mu_E \quad (2.4)$$

$$s_G = \sqrt{s_R^2 + s_E^2} \quad (2.5)$$

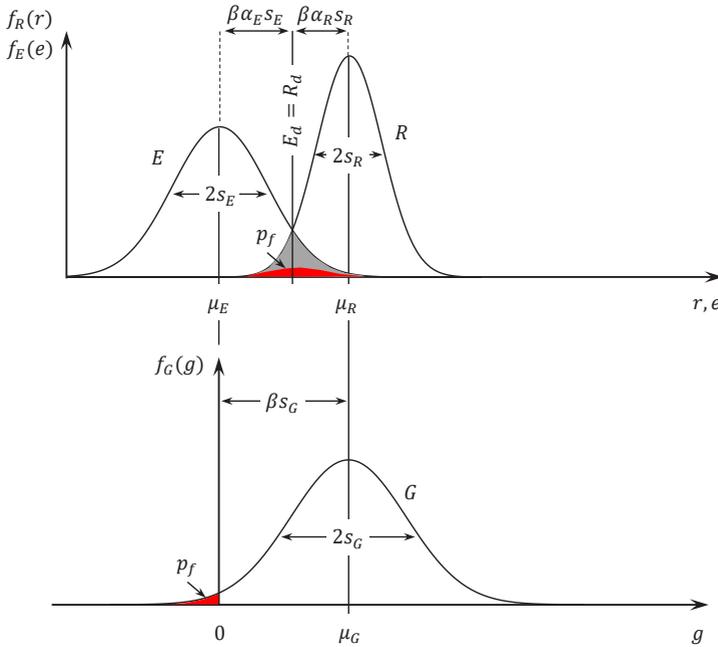


Abb. 2-1: Zusammenhänge zwischen den Kenngrößen von G , R , E , dem Zuverlässigkeitsindex β und der operativen Versagenswahrscheinlichkeit p_f , in Anlehnung an [ZZ10] und [SW95]

Die Zusammenhänge zwischen R , E und G werden in Abb. 2-1 deutlich. Die Abbildung zeigt anschaulich die Definition des *Zuverlässigkeitsindex* β , der als Proportionalitätsfaktor vor der Standardabweichung s_G ein Maßstab für den Abstand der beiden Verteilungsdichtefunktionen von R und E ist. Die folgende Definition von β wird in dieser Formulierung häufig mit den Namen *BASLER* und *CORNELL* in Verbindung gebracht, z. B. [Sc96]:

$$\beta = \frac{\mu_G}{s_G} = \frac{\mu_R - \mu_E}{\sqrt{s_R^2 + s_E^2}} \quad (2.6)$$

Man erkennt in Abb. 2-1 auch den Überschneidungsbereich von R und E (grau hinterlegt), zu dessen Größe sich die Fläche der Versagenswahrscheinlichkeit p_f (rot) proportional verhält [SW95].

Ist die Zustandsfunktion bekannt, lässt sich p_f rechnerisch bestimmen mit:

$$p_f = F_G(g = 0) = \int_{-\infty}^0 f_G(g) dg \quad (2.7)$$

Aus der Verteilungsfunktion der Standardnormalverteilung ϕ kann mit bekanntem β entsprechend Gl. (2.6) p_f alternativ berechnet werden mit:

$$p_f = \phi[-\beta] \quad (2.8)$$

Es sei darauf hingewiesen, dass die hier beschriebene Versagenswahrscheinlichkeit auch als *operative Versagenswahrscheinlichkeit* bezeichnet wird, da der Wert unter den Voraussetzungen des Berechnungsverfahrens der Bewertung und dem Vergleich unterschiedlicher Zuverlässigkeitsniveaus dient und nicht die tatsächliche Versagenswahrscheinlichkeit eines Bauwerks oder -teils wiedergibt [Sp92], [ZZ10]. Die im Bauwesen wichtigsten Werte für β und p_f sind in Tab. 2-1 zusammengefasst.

Tab. 2-1: Beziehung zwischen β und p_f

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

Interessante Größen für ein Zuverlässigkeitsproblem sind außerdem die *Wichtungsfaktoren* α_R und α_E , die den Einfluss von R und E auf p_f anzeigen:

$$\alpha_R = \frac{s_R}{\sqrt{s_R^2 + s_E^2}} \quad (2.9)$$

$$\alpha_E = \frac{s_E}{\sqrt{s_R^2 + s_E^2}} \quad (2.10)$$

$$\text{mit } \alpha_R^2 + \alpha_E^2 = 1 \quad (2.11)$$

Mit den bekannten Parametern kann eine allgemeine Nachweisgleichung für den Grenzzustand angegeben werden. Nach einiger Umformung ergibt sich:

$$\mu_R - \beta \alpha_R s_R = \mu_E + \beta \alpha_E s_E \quad (2.12)$$

Die linke und rechte Seite von Gl. (2.12) kann jeweils als Bemessungswert interpretiert werden. In dieser Gleichung ist offensichtlich β der wesentliche Parameter, über den das Zuverlässigkeitsniveau direkt gesteuert und beurteilt werden kann. Als Sicherheitsfaktor lässt sich der Ausdruck $(1 \pm \beta \alpha_{X_i} s_{X_i})$ ableiten.

2.1.2 Zuverlässigkeitsindex nach HASOFER & LIND

Die Definition von β nach Gl. (2.6) hat den Nachteil, dass die Ergebnisse von der Formulierung der Zustandsfunktion G abhängen (für Beispiele siehe [Cr11] und [BS15]). Eine invariante Formulierung wurde von HASOFER & LIND [HL74] entwickelt und basiert auf der Transformation der Zustandsfunktion in den Standardnormalraum. Für die Transformation der Variablen r und e in die standardisierten Variablen \tilde{r} und \tilde{e} gilt:

$$\tilde{r} = \frac{r - \mu_R}{s_R} \rightarrow r = \tilde{r} s_R + \mu_R \quad (2.13)$$

$$\tilde{e} = \frac{e - \mu_E}{s_E} \rightarrow e = \tilde{e} s_E + \mu_E \quad (2.14)$$

Daraus ergibt sich für die Grenzzustandsfunktion:

$$G = R - E = \mu_R - \mu_E + \tilde{r} s_R - \tilde{e} s_E = 0 \quad (2.15)$$

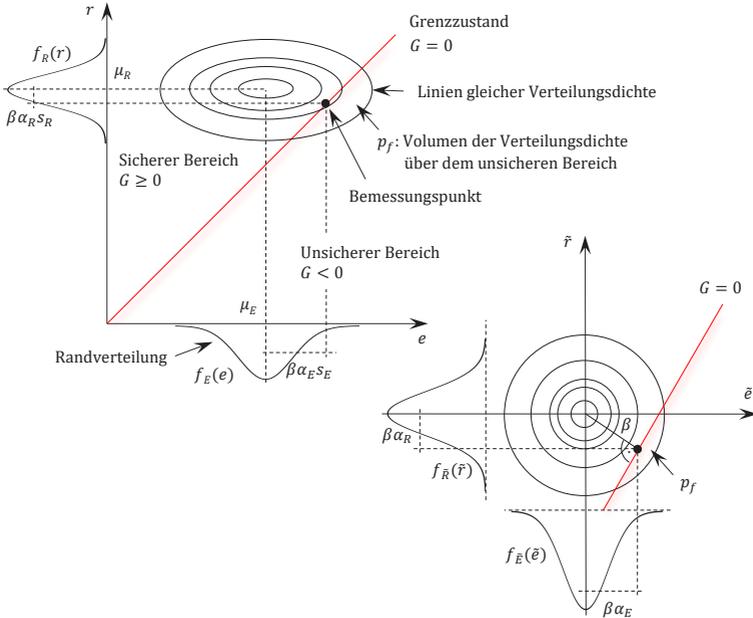


Abb. 2-2: Projektion der zweidimensionalen Verteilungsdichte im Originalraum (o. li.) und der in den Standardnormalraum transformierten zweidimensionalen Verteilungsdichte (u. re.), in Anlehnung an [Sp92], [Sc96] und [ZZ10]

In Abb. 2-2 sind $f_R(r)$ und $f_E(e)$ sowie $f_{\bar{R}}(\bar{r})$ und $f_{\bar{E}}(\bar{e})$ als zweidimensionale Verteilungsdichten $f_{R,E}(r, e)$ sowie $f_{\bar{R},\bar{E}}(\bar{r}, \bar{e})$ anhand der Linien gleicher Verteilungsdichten dargestellt.

Es werden wesentliche Merkmale der beiden vorgestellten Formulierungen sichtbar: Durch die Koordinatentransformation in den Standardnormalraum verschiebt sich das Maximum der Verteilungsdichte in den Koordinatenursprung und die Standardabweichungen erhalten jeweils den Wert 1. Letzteres äußert sich für gleiche Verteilungsdichten in konzentrischen Kreisen um den Koordinatenursprung. Die (hier linear dargestellte) Grenzzustandsfunktion markiert die Grenze zwischen dem sicheren und dem unsicheren Bereich resp. Versagensbereich und wird durch die Transformation neben den Ursprung verschoben. Bei beiden Formulierungen befindet sich der *Bemessungspunkt* – der Punkt, an dem Versagen am wahrscheinlichsten auftritt – im Maximum der Verteilungsdichtefunktion über der Grenzzustandsfunktion G .

Die wesentliche Eigenschaft der transformierten Schreibweise besteht in der Tatsache, dass der kürzeste Abstand zwischen der Grenzzustandsfunktion und dem Koordinatenursprung dem Betrag von β entspricht. Die Bestimmung von β_{HL} nach HASOFER & LIND [HL74] kann somit über die Lösung eines Extremwertproblems mit Nebenbedingung erfolgen. Das Volumen unter der Verteilungsdichte im Versagensbereich entspricht der Versagenswahrscheinlichkeit und ergibt sich mit bekanntem β_{HL} aus Gl. (2.8). Die Richtungskomponenten von β_{HL} können als Produkt aus dem jeweiligen Wichtigkeitsfaktor α_{X_i} und β_{HL} berechnet werden, wobei für α_{X_i} Gl. (2.9) bzw. (2.10) gilt.

Weitere Ausführungen zur Bestimmung von β_{HL} folgen in Abschn. 2.2.2.2. Neben den gut aufbereiteten Beschreibungen in [Sp92], [Sc96] und [ZZ10] sind weitere Informationen zur Zuverlässigkeit von Bauwerken z. B. in [Jo00], [Cr11] und [BS15] sowie, mit Bezug zur Kerntechnik, in [SS14] zu finden.

2.2 Ermittlung der Zuverlässigkeit bzw. Versagenswahrscheinlichkeit

Zur Bestimmung der Zuverlässigkeit bzw. der Versagenswahrscheinlichkeit werden wahrscheinlichkeitstheoretische Aufgabenstellungen in die Analysis überführt und mathematisch streng oder mittels Approximation gelöst. Die entsprechenden Lösungsmethoden werden in der Fachliteratur in vier Stufen bzw. *Level* eingeteilt. Im weiteren Verlauf der Arbeit werden vornehmlich probabilistische Approximationsverfahren (Level II) verwendet und daher schwerpunktmäßig behandelt. Da reale Zuverlässigkeitsprobleme häufig nicht von nur zwei Basisvariablen R und E abhängen, werden die Basisvariablen in den folgenden Gleichungen mit X_i bezeichnet.

2.2.1 Level-I-Methoden – Semiprobabilistisches Sicherheitskonzept

Level-I-Methoden sind im Ansatz zunächst nicht probabilistisch, sondern beruhen auf deterministischen Bemessungsgleichungen. Im Vergleich ist ihre Anwendung daher am einfachsten, wobei zudem die geringsten Anforderungen an die Eingangswerte gestellt werden. Stochastische Parameter werden i. d. R. über charakteristische Werte beschrieben. Das gewünschte Zuverlässigkeitsniveau wird über die Definition von Sicherheitsbeiwerten erreicht. In der Baupraxis sind Level-I-Methoden mit dem semiprobabilistischen Sicherheitskonzept nach [DIN EN 1990] weit verbreitet [ZZ10].

2.2.2 Level-II-Methoden – Probabilistische Approximationsverfahren

Zur Verwendung von Level-II-Methoden werden für jeden stochastisch beschriebenen Parameter zwei Werte (normalerweise Erwartungswert und Streuungsmaß) benötigt. Der Einfachheit halber wird die Beschreibung jeder Zufallsvariablen über eine Normalverteilung, d. h. deren Mittelwert μ und Standardabweichung s , angestrebt.

2.2.2.1 First Order Second Moment Method (FOSM)

Eine verhältnismäßig einfache Level-II-Methode wird als *First Order Second Moment Method (FOSM)* oder auch *Mean Value First Order Second Moment Method (MVFOSM)* bezeichnet. Für die Basisvariablen X_i werden vereinfacht Normalverteilungen angenommen und über Mittelwert und Standardabweichung charakterisiert. Der zunächst unbekannte Bemessungspunkt wird durch Iteration gesucht und relevante Größen, wie z. B. β , in jedem Rechenschritt neu berechnet. Die Grenzzustandsfunktion G wird im jeweiligen Bemessungspunkt eines Iterationsschrittes über die linearen Glieder einer Taylorreihe approximiert, siehe Gl. (2.16) im folgenden Abschnitt.

Auf eine detailliertere Darstellung wird mit Verweis z. B. auf [Sc96], [MG03], [Cr11], [SS14] und [BS15] an dieser Stelle verzichtet.

2.2.2.2 First Order Reliability Method (FORM)

Die *First Order Reliability Method (FORM)* setzt sich aus Erweiterungen der FOSM zusammen, die als *Advanced First Order Second Moment Method (AFOSM)* oder *Tail Approximation* bekannt sind. Die Methode kam für diese Arbeit u. a. im Zuge der Fallstudien über die Software *optiSlang* in Kap. 7 zum Einsatz und wird daher im Folgenden näher beschrieben.

Unter dem Begriff FORM wird im Allgemeinen die Ermittlung von β_{HL} im n -dimensionalen Standardnormalraum verstanden. Der Bemessungspunkt wird auch in diesem Fall iterativ bestimmt. Die Grenzzustandsfunktion G wird jeweils im Bemessungspunkt über die linearen Glieder einer Taylorreihe approximiert. In der folgenden Gl. (2.16) ist x_i die Variable und x_i^* der entsprechende Entwicklungspunkt der Taylorreihe:

$$G = g(X_1, \dots, X_n) = g(x_1^*, \dots, x_n^*) + \sum_{i=1}^n \frac{\partial g(x_i^*)}{\partial X_i} (x_i - x_i^*) \quad (2.16)$$

Die Verteilungen der Zufallsvariablen werden in den Standardnormalraum transformiert. Im Fall nicht normalverteilter Größen werden diese durch im Bemessungspunkt äquivalente Normalverteilungen angenähert und deren Mittelwerte und Standardabweichungen im jeweiligen Iterationsschritt verwendet. Eine gute Näherung wird dann erzielt, wenn sowohl Verteilungs- als auch Verteilungsdichtefunktionen der Original- und der Normalverteilung im Bemessungspunkt gleich sind, siehe z. B. [Sc96]. Für den oben skizzierten Sonderfall mit zwei stochastisch voneinander unabhängigen, normalverteilten Zufallsvariablen und eine lineare Grenzzustandsfunktion lässt sich β_{HL} auch über Gl. (2.6) berechnen. Im Allgemeinen gilt für die Ermittlung von β_{HL} als mathematische Optimierungsaufgabe mit n Zufallsvariablen (vgl. Abschn. 2.1.2):

$$\beta_{HL} = \min \left\{ \sqrt{\sum_{i=1}^n \tilde{x}_i^2} \mid g(\tilde{x}_1, \dots, \tilde{x}_n) = 0 \right\} \quad (2.17)$$

In Gl. (2.17) kennzeichnen \tilde{x}_i und $g(\tilde{x}_i)$ die in den Standardnormalraum transformierten Größen. Als Optimierungsproblem mit Nebenbedingungen kann die Gleichung z. B. über den Lagrange-Ansatz gelöst werden [Sp92]. FORM erlaubt damit eine gegenüber der Formulierung der Grenzzustandsgleichung invariante Bestimmung von β_{HL} , wobei auch die Verteilungen der Basisvariablen berücksichtigt werden können. Ein weiterer Vorteil der Methode ist deren gute Eignung für computergestützte Berechnungen resp. deren einfache und zeiteffiziente Anwendung.

In der Literatur sind mehrere Iterationsalgorithmen zur Lösung von Zuverlässigkeitsproblemen mittels FORM zu finden, von denen der wohl bekannteste auf RACKWITZ & FIESSLER [RF78] zurückgeht. Eine umfangreiche Zusammenstellung solcher Algorithmen kann z. B. [Le09] entnommen werden. Für weitere Informationen sei auf [CEB76], [Sp92], [HM95], [Sc96] und [BS15] verwiesen.

2.2.2.3 Second Order Reliability Method (SORM)

Ist die Grenzzustandsfunktion stark gekrümmt oder wird eine höhere Genauigkeit gefordert, kann eine bessere Approximation von $g(X_1, \dots, X_n)$ angezeigt sein. Diese kann durch die Berücksichtigung der quadratischen Glieder der Taylorreihenentwicklung erreicht werden. Das Verfahren wird dann als *Second Order Reliability Method (SORM)* bezeichnet, siehe z. B. [Sp92], [Le09], [Cr11] und [BS15].

2.2.2.4 Response Surface Method (RSM)

Die Anwendung von FORM und SORM basiert u. a. auf der Approximation einer analytischen Grenzzustandsfunktion mittels Taylorreihenentwicklung, d. h. auch auf deren Differenzierbarkeit. Ist die Grenzzustandsfunktion nicht bekannt, weil Grenzzustände z. B. implizit über aufwändige numerische Simulationen ermittelt werden müssen, bietet sich die Verwendung der *Response Surface Me-*

thod (RSM, deutsch: Antwortflächenverfahren) an. Mittels Antwortflächenverfahren wird ein analytischer Ersatzausdruck für die Grenzzustandsfunktion im Bereich des Bemessungspunktes hergeleitet und mit jedem Berechnungsdurchlauf iterativ verbessert. Eine Herausforderung ist dabei aber wieder die zunächst noch unbekannt Position des Bemessungspunktes. Je mehr Variablen berücksichtigt werden, desto komplizierter und rechenaufwändiger wird das Verfahren. Wie in Abschn. 6.3 später gezeigt wird, kann ein großer Teil des Zeitbedarfs auch durch komplexe numerische Berechnungen hervorgerufen werden. Eine detaillierte Beschreibung des Antwortflächenverfahrens kann z. B. [Le09] entnommen werden.

2.2.3 Level-III-Methoden – Direkte Berechnungsverfahren

Die Anwendung von Level-III-Methoden zielt auf die direkte Berechnung der Versagenswahrscheinlichkeit ab. Als Rechenverfahren kann dabei grundsätzlich die zwischen der *Numerischen Integration*, der *Monte-Carlo-Integration* und der *Monte-Carlo-Simulation* (auch *Stochastische Simulation*) gewählt werden.

Nachteilig an diesen Rechenverfahren ist, dass sie mit steigender Variablenanzahl schnell zu sehr hohem Rechenaufwand führen können. Die Berechnung der Versagenswahrscheinlichkeit mittels *Monte-Carlo-Methode* basiert z. B. auf der stochastischen Simulation der Basisvariablen mit Zufallszahlen. Die Methode ist zwar einfach anzuwenden. Belastbare Aussagen erfordern insbesondere für die im Bauwesen oftmals sehr kleinen Versagenswahrscheinlichkeiten aber zahlreiche Berechnungsdurchläufe. Für eine Versagenswahrscheinlichkeit von 10^{-n} werden nach [Le09] etwa 10^{n+2} und 10^{n+3} *Samples* bzw. Simulationsdurchgänge benötigt. In den letzten Jahrzehnten wurden zur Steigerung der Effizienz daher heute schon weit fortgeschrittene Sampling-Technologien entwickelt, die über eine geschickte Wahl der Eingangsparameter den Berechnungsaufwand deutlich reduzieren sollen.

2.2.4 Level-IV-Methoden

Bei Level-IV-Methoden werden die Zuverlässigkeitsmethoden um zusätzliche Informationen ergänzt. Dabei kommen beispielsweise Kosten-Nutzen-Analysen, die Berücksichtigung der Konsequenzen aus Bauteilversagen, Instandhaltungsstrategien und Weitere in Frage. [BS15]

2.3 Randbedingungen für den Zuverlässigkeitsindex in der Normung

Der Zuverlässigkeitsindex ist in den bautechnischen Regelwerken eine zentrale Größe zur Quantifizierung der Anforderungen an die Zuverlässigkeit von Bauwerken und lässt sich entsprechend [DIN EN 1990] auf verschiedene Weisen differenzieren.

Eine mögliche Unterscheidung nach *Schadensfolgeklassen CC* richtet sich nach der Bedeutung von Bauwerken oder Tragwerksteilen und den möglichen Folgen eines Versagens. Als Kriterien werden neben der Anzahl der potentiell geschädigten Personen auch denkbare ökonomische, soziale sowie ökologische Folgen berücksichtigt. In Deutschland wird für *Schadensfolgeklasse* der Begriff *Versagensfolgeklasse* synonym verwendet, vgl. [DIN EN 1990/NA]. Um ein im Zuge der Auslegung anzustrebendes Zuverlässigkeitsniveau zu bestimmen, können die Versagensfolgeklassen mit *Zuverlässigkeitsklassen RC* verknüpft werden. Aus diesen Klassen können in Abhängigkeit vom Bezugszeitraum Empfehlungen für *Mindestwerte* bzw. gemäß [DIN EN 1990/NA] *Zielwerte* von β bestimmt werden und schließlich als Richt- bzw. Grenzwerte in die Zuverlässigkeitsbetrachtungen einfließen. Tab. 2-2 enthält eine Zusammenstellung der Schadensfolge- resp. Versagensfolgeklassen entsprechend [DIN EN 1990].

Tab. 2-2: Klassen für Schadensfolgen nach [DIN EN 1990]

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

Kerntechnische Anlagen werden in der obigen Tabelle nicht namentlich erwähnt. Die Merkmale der Schadensfolgen würden aber am ehesten mit der Versagensfolgekategorie CC 3 korrelieren. Wie aus der folgenden Tab. 2-3 hervorgeht, erhält man für RC 3 die höchsten Zielwerte für β und damit auch die höchsten Anforderungen an die Zuverlässigkeit des Tragwerks bzw. seiner Teile. In der Anmerkung zur Tabelle wird aber auch auf die Notwendigkeit von Sonderuntersuchungen hingewiesen, wenn höhere Zuverlässigkeitsanforderungen als in Kategorie RC 3 gelten sollen.

Tab. 2-3: Empfehlungen für Mindestwerte von β nach [DIN EN 1990]

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

Anmerkung: Die Bemessung nach EN 1990 mit den Teilsicherheitsbeiwerten nach Anhang A sowie nach EN 1991 bis EN 1999 führt in der Regel zu einem Tragwerk mit einer Mindestzuverlässigkeit $\beta \geq 3,8$ für einen Bezugszeitraum von 50 Jahren. Größere Zuverlässigkeitsklassen als RC 3 werden in diesem Anhang nicht weiter betrachtet, da für die betroffenen Bauteile Sonderuntersuchungen angestellt werden müssen.

Weiter werden der Anmerkung zufolge für die Bemessung von Bauwerken i. d. R. Bezugszeiträume von 50 Jahren zugrunde gelegt. In [DIN EN 1990] wird auch der folgende Ansatz zur Anpassung der Zielwerte für β in abweichenden Bezugszeiträumen angegeben:

$$\phi[\beta_n] = (\phi[\beta_1])^n \tag{2.18}$$

In Gl. (2.18) entspricht der Index von β dem Bezugszeitraum von einem bzw. von n Jahren. Allerdings wird dieser Ansatz nur für diejenigen Fälle vorgeschlagen, bei denen die wesentliche Unsicherheit aus Einwirkungen mit statistisch unabhängigen Jahresmaxima herrührt. Folglich lässt sich aus Gl. (2.18) ableiten, dass die Versagenswahrscheinlichkeit für n Jahre im Vergleich zu einem Jahr nach diesem Ansatz um die Zehnerpotenz von n Jahren steigt, d. h. 100 Jahre Bezugszeitraum bedingen eine 100-fach höhere Versagenswahrscheinlichkeit bzw. ein kleineres β . Zur Zeitabhängigkeit des Zuverlässigkeitsproblems sei im Weiteren auf [Cr11], [He14], [Fi14], [Ku15] sowie insbesondere auf [Fr14] und [SK16] verwiesen.

Wie später aus Abschn. 3.2 deutlich wird, werden Stoßbelastungen häufig deterministisch beschrieben. Im Fall deterministischer Beanspruchungen ist die o. g. Randbedingung für Gl. (2.18)

demnach nicht gegeben, sodass man – abgesehen von möglichen zukünftigen Anpassungen – von einem über den Betriebszeitraum konstanten Zielwert für β ausgehen kann.

Deterministische Belastungen bringen noch weitere Besonderheiten mit sich. Im Folgenden wird als weiterer wichtiger Aspekt für die vorliegende Arbeit geklärt, wie sich eine deterministische Belastung im Rahmen von Zuverlässigkeitsbetrachtungen berücksichtigen lässt und sich auf die Ergebnisse auswirkt.

2.4 Einfluss deterministischer Belastungen

Sensitivitätsstudien und Zuverlässigkeitsbetrachtungen für Stahlbetonstrukturen sind unter den für kerntechnische Anlagen besonders relevanten (hoch-)dynamischen Beanspruchungsszenarien Explosion und Impact in der Literatur nur vereinzelt dokumentiert.

Für Stahlbetonplatten unter Explosionsbelastungen führten beispielsweise BACH ET AL. [Ba13] Zuverlässigkeitsbetrachtungen durch, bei denen mittels Monte-Carlo-Simulationen und FORM an einem Einmassenschwinger-Modell Zuverlässigkeitsindizes für verschiedene dynamische Antworttypen berechnet wurden.

CHOUDHURY ET AL. [CSA02] führten für Impactbeanspruchungen auf unterirdische Schutzbauten Zuverlässigkeitsbetrachtungen auf Basis analytischer Beziehungen mittels FORM durch. Später nutzten SIDDIQUI ET AL. [Si14] ebenfalls unter Verwendung analytischer Gleichungen Monte-Carlo-Simulationen für die Bestimmung der Zuverlässigkeit einer zweischaligen Wandstruktur unter Impactbeanspruchung. Umfangreiche Untersuchungsergebnisse zur Zuverlässigkeit von Stahlbetonplatten unter Stoßbelastungen, die u. a. die Auswertung von FEM-Simulationen beinhalteten, wurden darüber hinaus kürzlich von KASSEM [Ka15] vorgestellt.

Für den Fall, dass die Berücksichtigung stochastischer Streuungen auf der Einwirkungsseite nicht vorgesehen bzw. ohne ergänzende Informationen nicht sinnvoll möglich ist, lässt sich auf bereits von HASOFER & LIND [HL74] angestellte Überlegungen zurückgreifen. Deren Grundlage war allerdings die Annahme, dass eine beliebige Variable der Grenzzustandsfunktion nicht per Definition gar keine, sondern lediglich zu vernachlässigende Streuungen aufweist. Auf die Ermittlung von β_{HL} hat das jedoch keinen Einfluss. Setzt man für \tilde{x}_i in Gl. (2.17) die in den Standardnormalraum transformierten Größen entsprechend Gl. (2.13) und (2.14) verallgemeinert ein, ergibt sich für β_{HL} :

$$\beta_{HL} = \min \left\{ \left[\sum_{i=1}^n \left(\frac{x_i - \mu_{X_i}}{s_{X_i}} \right)^2 \right] g(\tilde{x}_1, \dots, \tilde{x}_n) = 0 \right\} \quad (2.19)$$

Geht man von $s_{X_n} \rightarrow 0$ aus, folgt $(\tilde{x}_n - \mu_{X_n})/s_{X_n} \rightarrow \infty$. Im Fall von $\tilde{x}_n = \mu_{X_n}$ verschwindet dieser Summand, sodass nach [HL74] folgt:

$$\beta_{HL} = \min \left\{ \left[\sum_{i=1}^{n-1} \left(\frac{x_i - \mu_{X_i}}{s_{X_i}} \right)^2 \right] g(\tilde{x}_1, \dots, \tilde{x}_{n-1}, \mu_{X_n}) = 0 \right\} \quad (2.20)$$

Unterstellt man für Gl. (2.15), dass $\mu_{X_n} = \mu_E$ ist, ergibt sich die einfache Grenzzustandsgleichung:

$$G = \mu_R - \mu_E + \tilde{r}s_R = 0 \quad (2.21)$$

Die Einwirkung in Gestalt des Mittel- bzw. deterministischen Wertes taucht somit nur noch in der Nebenbedingung des Optimierungsproblems auf. Anschaulich beschrieben sorgt die deterministische Einwirkung für eine Verschiebung der Grenzzustandsgleichung im Standardnormalraum, ist aber keine Richtungskomponente des Vektors der Länge β .

Im Vergleich zu einer stochastisch beschriebenen Einwirkung wird der Betrag von β bei sonst gleich bleibenden Parametern unter einer deterministisch beschriebenen Last (entsprechend Mittelwert μ_E) größer. Eine Begründung hierfür ist wegen der zahlreichen Abhängigkeiten zwischen den Parametern (vgl. Abschn. 2.1) nicht trivial. Durch das Verschwinden der Streuungen auf der Einwirkungsseite verändern sich neben β auch α_{x_i} und die Koordinaten des Bemessungspunktes.

Anschaulich und verhältnismäßig einfach kann aber auf Basis der Modellvorstellung von Abb. 2-1 wie folgt argumentiert werden: Wenn der Bemessungspunkt von einem bestimmten Punkt zwischen den Mittelwerten μ_R und μ_E bis auf den Mittelwert der Einwirkung μ_E verschoben wird, ist die für den Grenzzustand $g = 0$ notwendige Realisation des Widerstandskennwertes R an der Stelle $r = \mu_E$ (deutlich) unwahrscheinlicher, sodass die Versagenswahrscheinlichkeit sinkt. Dieser Gedankengang lässt sich auch auf einen Raum mit mehreren Basisvariablen übertragen, in dem der Bemessungspunkt ebenfalls in Richtung der Einwirkung und somit hinsichtlich der Widerstandsparameter in den Bereich geringerer Wahrscheinlichkeit verschoben wird. Folglich muss β einen größeren Wert annehmen.

Das wird auch am folgenden einfachen Beispiel deutlich: In einem druckbeanspruchten Betonbauteil aus C35/45 (Materialkennwerte entsprechend [DIN EN 1992-1-1]) werden die Druckfestigkeit f_c und eine Druckspannung σ_c als stochastische Variablen gegenübergestellt und der Zuverlässigkeitsindex β auf Basis des in den Abschnitten 2.1.2 und 2.2.2.2 beschriebenen Vorgehens berechnet (Fall I). In einer zweiten Betrachtung wird die Einwirkung deterministisch auf den Mittelwert von Fall I gesetzt und β entsprechend Gl. (2.20) berechnet (Fall II). Die Ergebnisse sind in Tab. 2-4 zusammengefasst. Darin sind weiter neben den Wichtungsfaktoren α_R, α_E auch die Koordinaten des Bemessungspunktes im Standardnormalraum \tilde{r}^*, \tilde{e}^* und im Originalraum r^*, e^* angegeben.

Tab. 2-4: Vergleich der Zuverlässigkeitsindizes für stochastisch und deterministisch beschriebene Einwirkungen

	μ_R [MPa]	S_R [MPa]	μ_E [MPa]	S_E [MPa]	\tilde{r}^* [-]	\tilde{e}^* [-]	r^* [MPa]	e^* [MPa]	α_R [-]	α_E [-]	β [-]
Fall I	43,00	4,86	25,00	6,00	-1,47	1,81	35,87	35,87	0,63	0,78	2,33
Fall II	43,00	4,86	25,00	—	-3,70	—	25,00	25,00	1,00	—	3,70

Man erkennt, dass sich die rechnerischen Zuverlässigkeiten der beiden Fälle erheblich voneinander unterscheiden. Mit Hilfe von Tab. 2-1 wird deutlich, dass die Versagenswahrscheinlichkeit aufgrund des Ansatzes der deterministischen Last etwa um den Faktor 100 kleiner ist. Um ein rechnerisch geringeres Zuverlässigkeitsniveau zu erreichen, könnte per Sicherheitsfaktor entweder die Einwirkung erhöht oder der Widerstand verringert werden. Ein Beispiel hierfür wird später in dieser Arbeit im Zuge einer Fallstudie in Kap. 7 gezeigt.

2.5 Statistische Verteilungen

Im Bauwesen finden insbesondere die Normalverteilung, Log-Normal-Verteilung sowie Weibull- und Gumbel-Verteilung Verwendung. Eine Übersicht dieser und weiterer gängiger Verteilungen und deren stochastischer Parameter ist z. B. bei AHRENS ET AL. [Ah13] zu finden und als Auszug in

der folgenden Tab. 2-5 wiedergegeben. Der Auszug ist auf die Eignung einzelner Verteilungen für unterschiedliche Parameter des Bauwesens begrenzt.

Tab. 2-5: Eignung einiger Verteilungen für verschiedene Parameter des Bauwesens, Auszug aus [Ah13]

Verteilung	Eignung
Normal (Gauß)	<ul style="list-style-type: none"> – Eigengewicht – Ständige Lasten – Abmessungen – Druckfestigkeit Beton ($\geq C30/37$)
Log-Normal	<ul style="list-style-type: none"> – Baustoffeigenschaften – Bauteilwiderstände – Modellunsicherheiten (z. B. positive Festigkeiten, Fließgrenze und Zugfestigkeit Betonstahl, Beton)
Weibull	<ul style="list-style-type: none"> – Baustoffeigenschaften – Bauteilwiderstände – Modellunsicherheiten
Gumbel	– Veränderliche Einwirkungen
Gamma	– Rissbreiten
Beta	– Feuchtetransport in carbonatisierter Schicht

Wie bereits beschrieben, wird im Rahmen dieser Arbeit von deterministischen Belastungen ausgegangen. Für die Widerstandsseite wird im weiteren Verlauf der Arbeit gezeigt, dass die wesentlichen Größen zur Quantifizierung des materialspezifischen Widerstands gegen Impact die Betondruck- und die Betonzugfestigkeiten sind. Diese lassen sich nach Tab. 2-5 gut mit der Gauß'schen Normalverteilung beschreiben. Auch im Sinne einer einfachen Anwendung insbesondere von FORM liegt der Fokus in dieser Arbeit daher auf der Normalverteilung. Die folgenden Gleichungen werden im weiteren Verlauf an verschiedenen Stellen verwendet.

Die Verteilungsdichtefunktion für die Normalverteilung ist definiert als:

$$f_X(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}s} \exp\left(-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu}{s}\right)^2\right) \text{ für } -\infty < x < \infty \quad (2.22)$$

Die beiden Parameter der Funktion sind Mittelwert μ und Standardabweichung s . Die stochastischen Eigenschaften der Festigkeiten von Beton werden i. d. R. über die Mittelwerte (50%-Quantil) und die charakteristischen Werte (5%-Quantil) angegeben. Zur Bestimmung von s wird daher eine Umrechnungsvorschrift aus diesen Quantilwerten der Festigkeiten benötigt. Für Normalverteilungen entsprechend Gl. (2.22) gilt der Zusammenhang [SFL09]:

$$q_p = F_X^{-1}(p) = \mu + s \cdot \phi(p) \quad (2.23)$$

Darin ist q_p der Quantilwert der Grundgesamtheit mit der Unterschreitenswahrscheinlichkeit p , $\phi(p)$ bezeichnet den Funktionswert der Standardnormalverteilung für die Wahrscheinlichkeit p . Die Standardabweichung lässt sich nun aus der Differenz zwischen mittlerer und charakteristischer Festigkeit ableiten:

$$\Delta q_p = \mu + s \cdot \phi(p_m) - (\mu + s \cdot \phi(p_k)) \quad (2.24)$$

Setzt man $p_m = 0,5$ für den Mittel- bzw. $p_k = 0,05$ für den charakteristischen Wert ein, ergibt sich $\phi(p_m) = 0$, sodass nach Umformung gilt:

$$s = \frac{\Delta q_p}{\phi(p_k)} = \frac{\Delta q_p}{1,645} \quad (2.25)$$

Mit Gl. (2.25) lässt sich nun s aus den Quantilwerten berechnen. Im weiteren Verlauf der Arbeit ist es an einigen Stellen notwendig, eine Beziehung zwischen der Standardabweichung s und dem Variationskoeffizienten var herzustellen:

$$var = \frac{s}{\mu} \quad (2.26)$$

2.6 Kurzzusammenfassung

Im weiteren Verlauf der Arbeit bildet die Zuverlässigkeit als zentrale Größe für bautechnische Sicherheitsnachweise den Rahmen zur Quantifizierung möglicher alterungs- und korrosionsbedingter Einflüsse auf den Widerstand gegen Impact. In den folgenden Kapiteln wird es u. a. um die Frage gehen, welche Methoden der Zuverlässigkeitstheorie sich zur Beantwortung der vorliegenden Fragestellung eignen. Wesentliche Aspekte der Zuverlässigkeit von Bauwerken werden in diesem Kapitel daher zusammenfassend dargestellt und eingeordnet. Es existieren unterschiedlich komplexe und aufwändige Methoden, um die repräsentativen Größen, den Zuverlässigkeitsindex β und die Versagenswahrscheinlichkeit p_f , zu quantifizieren.

Die auftretenden Besonderheiten hinsichtlich eines deterministischen Belastungsansatzes werden ebenfalls beschrieben. U. a. weil die Berechnungsmethoden häufig auf der Verwendung der Standardnormalverteilung basieren, sind abschließend die für diese Arbeit benötigten Formeln für die Normalverteilung zusammengetragen.

Die Ausführungen im folgenden Kap. 3 dienen der Einordnung der relevanten Parameter von Beanspruchungen durch Impact.

3 Merkmale von Stoßbelastungen auf Stahlbetonplatten

Stoßbelastungen können in nahezu allen Bereichen unserer Infrastruktur auftreten und relevante Schäden an Bauwerken verursachen. Im zivilen Bereich geht ein Stoß i. d. R. von windgetragenen Geschossen oder von Fahrzeugen zu Wasser, Straße, Schiene oder Luft aus. Für letztere lassen sich beispielsweise der Gabelstapleranprall an eine Hallenstütze und der Anprall von Schiffen oder Straßenfahrzeugen an Pfeiler von Brücken anführen. Die folgenden Ausführungen geben einen Überblick über die wichtigsten Eigenschaften und Randbedingungen für die ingenieurmäßige Modellierung von Stoßvorgängen auf Stahlbetonwände. Es wird ein Überblick über zufällig oder unbeabsichtigt auftretende Impactszenarien im kerntechnischen Bereich gegeben. Darüber hinaus wird deutlich, welche lokalen Schäden durch Impact zu erwarten sind und wie diese voneinander abgegrenzt werden können.

3.1 Physikalische Grundlagen

Nach dem Wechselwirkungsprinzip wirken während eines Stoßes zwischen den beteiligten Körpern gleich große Kräfte in entgegengesetzter Richtung. Es gelten Massen-, Energie- und Impulserhaltung. Stoßvorgänge werden einerseits nach ihren geometrischen Randbedingungen in *gerade* und *schief* sowie *zentrisch* und *exzentrisch* unterschieden. In Abhängigkeit von den Verformungen der Körper wird außerdem zwischen *elastischen* und *plastischen* Stößen unterschieden. In der Realität treten keine ideal elastischen oder ideal plastischen Stöße auf, da sich die Verformungen sowohl aus reversiblen, elastischen als auch aus bleibenden, plastischen Anteilen zusammensetzen. I. d. R. geht man bei der Modellierung von Impactszenarien auf Stahlbetonplatten von einem geraden zentrischen Stoßvorgang aus. Die Beanspruchung quer zur Plattenspannungsrichtung ist damit am größten, des Weiteren können die Einflüsse aus Reibung und auf das Stahlbetonbauteil wirkenden äußeren Horizontalkräften sowie exzentrischer Lasteinleitung bzw. Verdrehung vernachlässigt werden. Eine Skizze für einen geraden, zentrischen Stoßvorgang auf eine Stahlbetonwand zeigt Abb. 3-1.

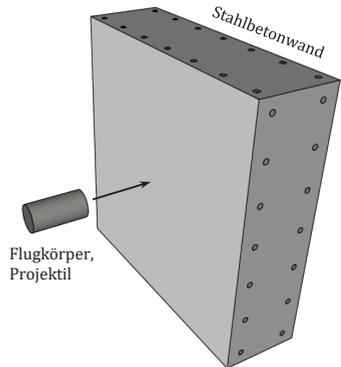


Abb. 3-1: Skizze eines Stoßes auf eine Stahlbetonwand

Während des Stoßvorgangs wird die kinetische Energie eines Projektils teilweise in irreversible Energieformen in Gestalt von Druckwellen, plastischen Verformungen bzw. Gefügestörungen und Reibungswärme umgewandelt. Letztere wird bei rein mechanischen Stößen auf Stahlbetonbauteile in der Regel vernachlässigt. Die realitätsgetreue Erfassung der irreversiblen Energieumwandlungen ist eine Herausforderung besonders bei stoßbeanspruchten Stahlbetonbauteilen. Die Energieumwandlungen können sowohl auf der Seite des Projektils als auch auf der Seite des Stahlbetonbauteils auftreten. In dieser Hinsicht haben sich zur Abgrenzung die Begriffe *weicher* und *harter Stoß* etabliert, wobei die Literatur mehrere Ansätze zu deren Unterscheidung enthält.

3.2 Unterscheidung zwischen weichen und harten Stößen

Neben der Darstellung der Ansätze zur Unterscheidung zwischen weichen und harten Stößen auf Stahlbetonstrukturen sollen die folgenden Ausführungen insbesondere der Erläuterung und Veranschaulichung grundlegender Mechanismen dienen.

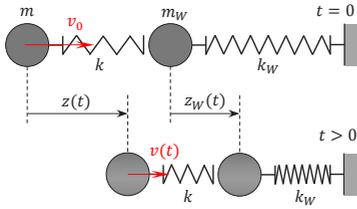


Abb. 3-2: Feder-Masse-System in Anlehnung an [Ei87]

Ein von EIBL [Ei87] vorgestellter Ansatz basiert auf einem Feder-Masse-System, das in Abb. 3-2 schematisch dargestellt ist. Darin sind zwei Massen m und m_W für ein Projektil und eine Wand mit Ersatzfedern in Reihe geschaltet. Die Ersatzfedern spiegeln über die Federsteifigkeiten k bzw. k_W den Verformungswiderstand der Einzelkörper wieder. Aus Konsistenzgründen werden die Formelzeichen, die das Projektil betreffen, analog zur Notation in der restlichen Arbeit hier nicht mit einem Index versehen. Für das als Wand angenommene, getroffene Bauteil wird der Index W verwendet.

Zum Zeitpunkt $t = 0$ bewegt sich die Masse m des Projektils mit der Geschwindigkeit v_0 in Richtung der Wand mit der Masse m_W . Das System ist noch nicht verformt, sodass das Projektil in Realität gerade den ersten Kontakt zur Wand hätte. Zu einem späteren Zeitpunkt $t > 0$ sind sowohl Projektil als auch Wand verformt resp. die Federn um $z(t)$ bzw. $z_W(t)$ gestaucht. Es entstehen Reaktionskräfte, die der Bewegung beider Körper entgegenwirken. Die zugehörigen Differentialgleichungen lauten entsprechend [Ei87]:

$$m \cdot \ddot{z}(t) + k \cdot [z(t) - z_W(t)] = 0 \tag{3.1}$$

$$m_W \cdot \ddot{z}_W(t) - k \cdot [z(t) - z_W(t)] + k_W \cdot z_W(t) = 0 \tag{3.2}$$

Nach EIBL [Ei87] sind die Verformungen einer Stahlbetonwand bei einem weichen Stoß vergleichsweise klein gegenüber den Verformungen des Projektils, sodass gilt:

$$z(t) \gg z_W(t) \tag{3.3}$$

Unter dieser Voraussetzung lassen sich die beiden Differentialgleichungen für den weichen Stoß folgendermaßen entkoppeln:

$$m \cdot \ddot{z}(t) + k \cdot z(t) = 0 \tag{3.4}$$

$$m_W \cdot \ddot{z}_W(t) + k_W \cdot z_W(t) = F(t) \tag{3.5}$$

mit $F(t) = k \cdot z(t)$ (3.6)

Für den weichen Stoß lässt sich nun zunächst aus Gl. (3.4) $z(t)$ und damit auch $F(t)$ ableiten. Anschließend kann anhand von Gl. (3.5) $z_W(t)$ bestimmt werden. [KP09] Die vorstehenden Gleichungen (3.4) bis (3.6) charakterisieren nach EIBL [Ei87] einen weichen Stoß. Hierbei kann also zunächst eine Belastungsfunktion ermittelt werden, bevor in einem zweiten Schritt die Reaktion der Stahlbetonstruktur untersucht wird. Dies kann man sich beispielsweise bei der Untersuchung der Auswirkungen eines Flugzeugabsturzes zunutze machen [KP09]. Im Gegensatz dazu werden diejenigen Fälle als harter Stoß bezeichnet, bei denen sich die beiden Differentialgleichungen (3.1) und (3.2) nicht entkoppeln lassen.

KÆCHLIN & POTAPOV [KP09] kritisierten an dieser Unterscheidung später, dass die qualitative Einteilung in weich und hart nicht zwingend der intuitiven Sichtweise entspricht: Treten nicht nur am Projektil, sondern auch an der Stahlbetonplatte starke Verformungen auf, erscheint der Stoß intuitiv

tiv als weicher Stoß. Nach [Ei87] müsste dieser Fall jedoch in die Kategorie des harten Stoßes eingeordnet werden.

Als mögliche Alternative machten BISCHOFF ET AL. [BPE90] allein die Verformung des Flugkörpers zum Unterscheidungskriterium: Wird der größte Teil der kinetischen Energie in plastische Verformungen des Projektils umgesetzt, so wird von einem weichen Stoß gesprochen. Stöße durch nahezu starre Projektile fallen dagegen in die Kategorie des harten Stoßes. Die kinetische Energie wird dann hauptsächlich im getroffenen Körper in plastische Verformungen und Zerstörungen umgesetzt. [BPE90] Auch mit diesem Vorgehen fällt eine eindeutige Einteilung für einen Stoßvorgang schwer, bei dem sowohl Flug- als auch Zielkörper nennenswert bleibend verformt werden.

KÖEHLIN & POTAPOV [KP09] entwickelten später einen alternativen Ansatz, dessen Unterscheidungsmerkmal das Eindringen des Flugkörpers in den Zielkörper ist: Sobald das Projektil in den Zielkörper eindringt, liegt ein harter Stoß vor. Anderenfalls wird von einem weichen Stoß gesprochen. Mit Hilfe des Ansatzes nach RIERA [Ri68] zur Beschreibung der Reaktionskraft $F(t)$ (siehe Abb. 3-3) wird entsprechend [KP09] ein Vergleich zwischen der auf die Auftrefffläche wirkenden Druckspannung und der dort maximal ertragbaren Spannung angestellt. Die einwirkende Spannung σ ergibt sich als Summe aus der maximal durch das Projektil ertragbaren Spannung σ_{max} (bei hohlen Projektilen wird diese z. B. durch Beulen begrenzt) und einem Anteil aus Massenträgheit ρv_0^2 , wobei ρ für die Rohdichte (hier vom Projektil) steht:

$$\sigma = \sigma_{max} + \rho v_0^2 \quad (3.7)$$

Setzt man σ mit der maximal ertragbaren Spannung des getroffenen Körpers bzw. der Druckfestigkeit der Stahlbetonstruktur $\sigma_{W,max}$ gleich, lässt sich als Grenzbedingung nach Umformung die folgende Beziehung ableiten:

$$\frac{\sigma_{max}}{\sigma_{W,max}} + \frac{\rho v_0^2}{\sigma_{W,max}} = 1 \quad (3.8)$$

Für Beton ist die maximale Spannung $\sigma_{W,max}$ dabei unter Berücksichtigung der behinderten Querdehnung und der dynamischen Materialeigenschaften zu bestimmen. Insbesondere letztere sind später noch Gegenstand von Abschn. 4.1.

In der nebenstehenden Abb. 3-4 ist Gl. (3.8) als rote Grenzlinie dargestellt. Außerhalb dieses umrahmten Bereiches werden Stoßvorgänge als harter Stoß bezeichnet. Es wird deutlich, dass es, wie oben beschrieben, auch einen als *harter Stoß* bezeichneten Bereich gibt, bei dem das Projektil ebenfalls eine nennenswerte Verformung bzw. Stauchung erfährt. Das von KÖEHLIN & POTAPOV [KP09] vorgeschlagene Kriterium kennzeichnet zwar damit auch einen Bereich als harten Stoß, in dem das Projektil signifikant verformt wird. Vorteilhaft an der Methode ist

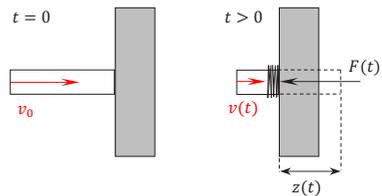


Abb. 3-3: Reaktionskraft bei einem weichen Stoß, in Anlehnung an [KP09]

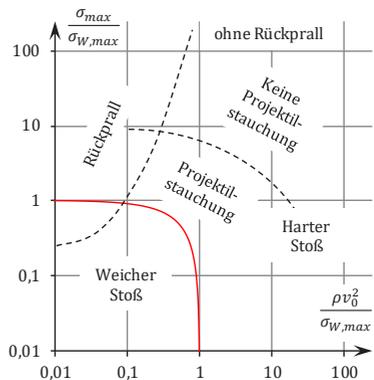


Abb. 3-4: Einteilung von Stoßvorgängen, in Anlehnung an [KP09]

allerdings, dass das Abgrenzungskriterium gleichzeitig die Grenze zwischen einer entkoppelten Berechnung als weichem Stoß (siehe oben) und der Notwendigkeit einer gekoppelten Modellbildung im Fall eines harten Stoßes abbildet [KP09].

Neben den Möglichkeiten der Modellierung kann die Unterscheidung nach weichen und harten Stößen zudem Aufschluss über für das Materialverhalten relevante Dehnraten geben. FORQUIN ET AL. [FRW13] beschrieben, dass weiche Stöße durch verformbare Projektilen Dehnraten von unter 1 s^{-1} erzeugen, wohingegen der Dehnratenbereich bei Belastungen durch harte Stöße zwischen 1 und 100 s^{-1} liegt, vgl. hierzu auch Abb. 1-4.

Es ist nun für die weitere Betrachtung von Interesse, welche Stoßbelastungen bei der Auslegung bzw. bei Sicherheitsüberprüfungen kerntechnischer Anlagen zu berücksichtigen sind.

3.3 Lastansätze im nationalen und internationalen Umfeld

Kerntechnische Anlagen, und davon insbesondere Kernkraftwerke, bergen ein enormes Schadenspotential. Seit Jahrzehnten werden daher große Anstrengungen in der Untersuchung baulicher Strukturen unter extremen Einwirkungen im Allgemeinen und unter Impactbelastung im Besonderen unternommen. So ist beispielsweise das Streben nach mehr Sicherheit für Kernkraftwerke nach dem Zweiten Weltkrieg zu einer der Hauptantriebskräfte für die Untersuchung von Stahlbetonplatten unter Impactbelastung geworden.

Als wesentliches Einwirkungsszenario für Stoßbelastungen ist im kerntechnischen Bereich der postulierte zufällige Absturz eines schnell fliegenden Militärflugzeugs zu nennen, der in Deutschland wegen der häufigen Abstürze solcher Flugzeuge während des Kalten Krieges seit den späten 1970er Jahren bei der Auslegung neuer Kernkraftwerke und vergleichbarer kerntechnischer Anlagen zu berücksichtigen war. Als heute noch aktuelle Grundlage für Sicherheitsüberprüfungen gilt seit 1981 der Absturz einer 20 t schweren Maschine vom Typ Phantom F-4 bei einer Geschwindigkeit von $v_0 = 215 \text{ m/s}$, der über eine Last-Zeit-Funktion nach Abb. 3-5 berücksichtigt wird. Die Validität dieser von RIERA [Ri68] vorgeschlagenen Methode zur Berücksichtigung des Flugzeugabsturzes wurde von SUGANO ET AL. [Su93a] experimentell bestätigt. Als Auftrefffläche werden 7 m^2 angegeben. [Ke12] Wegen der Verformbarkeit des Flugzeugs wird ein solcher Absturz in der Regel als weicher Stoß bezeichnet. Doch auch sehr kompakte oder steife Flugzeugkomponenten, wie Fahrwerke, Triebwerkswellen etc. können als harter Stoß auf die Struktur treffen. Die [DIN 25449] enthält daher einen Ansatz für Wrackteillasten, nach dem ein mit $1,7 \text{ t}$ Gesamtmasse angenommener, unverformbarer Körper mit $v_0 = 100 \text{ m/s}$ im Zuge eines harten Stoßes auf eine kreisrunde

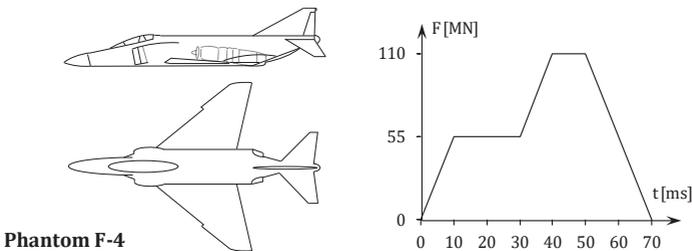


Abb. 3-5: Flugzeugskizze in Anlehnung an [Su93a] und [Ae17], Last-Zeit-Funktion gemäß [RSK98] und [DIN 25449]

Fläche von $1,5 \text{ m}^2$ trifft.

Neben dem beschriebenen Lastansatz sind auch weitere zufällig auftretende Abstürze mit anderen militärischen oder auch zivilen Flugzeugtypen unter verschiedenen Randbedingungen denkbar. Zudem gehören absichtlich herbeigeführte Abstürze von Verkehrsflugzeugen zu den Szenarien, die Gegenstand von Sicherheitsüberprüfungen, aber auch Gerichtsverfahren sind. Hierzu ist eine vom Autor erstellte Kurzchronologie in [Re17] zu finden. Für detaillierte Informationen zur ingenieurmäßigen Modellierung von Flugzeugabstürzen auf kerntechnische Anlagen sei z. B. auf [Ke12] und [HS16] verwiesen.

Der Vollständigkeit halber seien ergänzend zum bewusst herbeigeführten Flugzeugabsturz im Rahmen von SEWD als weitere mögliche Stoßbelastungen noch der Beschuss mit panzerbrechenden Waffen oder gar weitergehende kriegerische Einwirkungen genannt, die aber nicht Gegenstand der Untersuchungen sind.

Neben dem Lastfall Flugzeugabsturz gibt es insbesondere im internationalen kerntechnischen Regelwerk noch weitere Szenarien, bei denen die baulichen Strukturen als äußere Barriere gegen Stoßbelastungen wirken. In den Anhängen von [IAEA15] stößt man auf eine Auflistung wichtiger standortspezifischer Randbedingungen, sowie möglicher Prozesse und Einwirkungen bzw. auslösender Ereignisse als Basis für die Auslegung und Sicherheitsbewertung von Zwischenlagern für bestrahlten Kernbrennstoff. Neben dem bereits beschriebenen Flugzeugabsturz (*aircraft crash*) werden dort in der Kategorie der *zivilisatorisch bedingten Einwirkungen von außen* u. a. sogenannte *missiles generated as a result of structural or mechanical failure in nearby installations* genannt. Solche Geschosse oder Projektile können beispielsweise entstehen, wenn sich rotierende Bauteile lösen oder unter Überdruck stehende Teile benachbarter Anlagen versagen [UKEPR].

Zu der Kategorie der *naturbedingten Einwirkungen von außen* gehört die für Stoßbelastungen relevante Einwirkungsgruppe der extremen Windereignisse, für die in [IAEA15] die Wetterphänomene

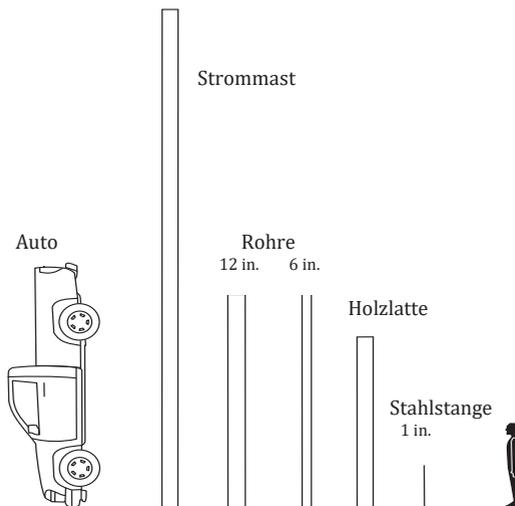


Abb. 3-6: Typische windgetragene Geschosse, nach [AP16]

Tornado, Hurricane und Zyklon angegeben werden. So haben beispielsweise die USA für die Auslegung von Kernkraftwerken Bemessungslastfälle für windgetragene Geschosse infolge von Tornados und Hurricanes in das nationale kerntechnische Regelwerk aufgenommen [NRC07], [NRC11]. Repräsentativ wurden für die Vielzahl der in Abb. 3-6 dargestellten typischen Geschosse drei unterschiedliche Impactortypen definiert, mit denen unterschiedliche Szenarien bzw. Versagenszustände untersucht werden können. Die Impactortypen sind mit ihren Abmessungen, der jeweiligen Masse und den maximalen Geschwindigkeiten in horizontaler und vertikaler Richtung $v_{max,hor}$ und $v_{max,vert}$ in Tab. 3-1 beschrieben.

Tab. 3-1: Impactortypen und maximale Geschwindigkeiten für windgetragene Geschosse in den USA, nach [NRC07] und [NRC11]

Impactortyp		Automobil	Rohr („Schedule 40 Pipe“)	Stahlkugel („Solid Steel Sphere“)
Abmessungen		5 x 2 x 1,3 m ³ *	d = 0,168 m l = 4,58 m	d = 0,0254 m
Masse		1810 kg	130 kg	0,0669 kg
Tornado:	$v_{max,hor}$	41,0 m/s	41,0 m/s	8,0 m/s
	$v_{max,vert}$	27,4 m/s	27,4 m/s	5,3 m/s
Hurricane:	$v_{max,hor}$ **	76,3 m/s	93,6 m/s	68,3 m/s
	$v_{max,vert}$	26,0 m/s	26,0 m/s	26,0 m/s
* Je nach Tornado-Region werden in den USA für das Erreichen maßgebender kinetischer Energien zwei unterschiedliche Automobiltypen („schwer“, „leicht“) angesetzt. Das in der Tabelle angegebene „schwere“ Auto stimmt mit dem Ansatz für Hurricanes überein.				
** Hierbei liegt die Annahme der in den USA maximalen Windgeschwindigkeit von 130 m/s zugrunde, die an der Südspitze Floridas auftreten kann.				

Ein Automobil soll als massiger, verformbarer Körper für hohe kinetische Energien berücksichtigt werden. Des Weiteren ist ein starres Rohr Grundlage für die Beschreibung des Widerstands gegen Penetration. Die Widerstandsfähigkeit von Öffnungen innerhalb der Barrieren hingegen soll unter Ansatz einer kleinen, starren Stahlkugel untersucht werden. Wie weiter aus Tab. 3-1 hervorgeht, sind insbesondere die horizontalen Geschossgeschwindigkeiten bei Hurricanes deutlich höher, als im Fall von Tornados. In den genannten Richtlinien wird jeweils eine jährliche Überschreitenswahrscheinlichkeit von 10^{-7} angegeben. Während Hurricanes und Zykone in Mitteleuropa eine nur untergeordnete Rolle spielen, treten Tornados auch in Deutschland auf. Obwohl Häufigkeit und Intensität angesichts des Klimawandels voraussichtlich zunehmen werden, sind die kinetischen Energien dennoch bedeutend geringer als beim eingangs beschriebenen Lastfall Flugzeugabsturz.

3.4 Eingrenzung wesentlicher Rahmenbedingungen

Die im vorherigen Abschnitt skizzierten Impactszenarien sind durch verhältnismäßig geringe Aufprallgeschwindigkeiten, große Abmessungen bzw. Durchmesser sowie hohe Massen der Projektile gekennzeichnet. Insgesamt ergibt sich dabei ein weites Feld an möglichen Einwirkungen durch Impact. Verlauf und Auswirkungen von Impactbelastungen werden stark von den Randbedingungen wie Masse, Verformbarkeit, Geschwindigkeit des Projektils und den mechanischen Eigenschaften des getroffenen Bauteils sowie dessen Wirkung in der Gesamtstruktur bestimmt. Zur Klärung der beiden Leitfragen für diese Arbeit (vgl. Kap. 1) ist es daher sinnvoll, einen Rahmen für die im Weiteren untersuchten Impactbelastungen festzulegen.

Der Schwerpunkt der in dieser Arbeit durchgeführten Untersuchungen liegt auf dem Einfluss der zeitabhängig veränderlichen Materialeigenschaften der Konstruktionsbaustoffe. Zwar lässt die Modellierung eines weichen Stoßes nach KECHELIN & POTAPOV [KP09] eine entkoppelte Berechnung zu, sodass die Einwirkung beispielsweise in Form einer Kraft-Zeit-Kurve zunächst getrennt von der Bauwerksantwort ermittelt werden kann, vgl. Abschn. 3.2. Es ist zur Reduktion der Einflussfaktoren für die folgenden Betrachtungen jedoch sinnvoll, auf der Seite des Projektils Energieumwandlungen weitestgehend auszuschließen. Hierdurch wird dieser Anteil in der Energiebilanz vernachlässigt, was modellmäßig einer Aufnahme der gesamten kinetischen Energie durch die Baustruktur entspricht. Der Definition von KECHELIN & POTAPOV [KP09] folgend, ist der Hauptgegenstand der folgenden Beschreibungen daher die rechnerische Abschätzung der Auswirkungen von harten Stoßvorgängen. Für die vorgestellten, als harte Stöße charakterisierten Belastungen kann bezüglich der Eingangsparameter auf Basis von Abschn. 3.3 demnach etwa der folgende Bereich eingegrenzt werden:

- Aufprallgeschwindigkeit: $v_0 \leq 100 \text{ m/s}$
- Durchmesser des Flugkörpers resp. Projektils: $d \leq 1,4 \text{ m}$
- Masse: $m \leq 1700 \text{ kg}$

Im Vergleich ergeben sich mit der Beanspruchung durch weiche Stöße, wie insbesondere durch den o. g. Absturz eines Militärflugzeugs, weit höhere kinetische Energien, die aber zu großen Teilen in Verformungen des Flugkörpers umgewandelt werden. Der Vollständigkeit halber seien hier die entsprechenden Obergrenzen angegeben, die alle durch das genannte Absturzzenario zustande kommen: $v_0 \leq 215 \text{ m/s}$, $d \leq 3,0 \text{ m}$ und $m \leq 20.000 \text{ kg}$.

Da die getroffenen Strukturen besonders unter harten Stößen von verschiedenen Arten von Wellen durchlaufen werden, dient der folgende Abschnitt einer Darstellung der wesentlichen Aspekte der Wellenausbreitung infolge von Stoßbelastungen.

3.5 Wellenausbreitung

Wellenphänomene sind in vielen Bereichen des Bauwesens von Belang, wobei je nach Belastungsart und Randbedingungen unterschiedliche Wellenarten und Schäden auftreten können. Auch für die Untersuchung der Auswirkungen von harten Stößen auf Stahlbetonplatten kann die Ausbreitung, Transmission, Reflexion oder Brechung von Wellen eine mitunter wichtige Rolle spielen.

3.5.1 Relevante Wellenarten

Bei der Ausbreitung von Wellen wird keine Masse oder Materie, sondern Energie transportiert. In Festkörpern können in Abhängigkeit von der Ausbreitungsrichtung, der auf die Ausbreitungsrichtung bezogenen Bewegung einzelner *Partikel* und den äußeren Randbedingungen verschiedene Wellenarten auftreten.

Gewöhnlich wird entsprechend [Me94] zwischen Longitudinal-, Scher-, Oberflächen- (Rayleigh-Wellen), Grenzflächenwellen (Stoneley-Wellen), Wellen in geschichteten Medien (Love-Wellen) und Biegewellen (in Balken und Platten) unterschieden. Wie aus Abb. 3-7 hervorgeht, sind bei harten Stößen im Halbraum auf Makroebene hauptsächlich Longitudinal-, Scher- und Rayleigh-Wellen zu beobachten. Im linear-elastischen Bereich bewegen sich die Longitudinalwellen am schnellsten und die Rayleigh-Wellen am langsamsten. Für die Charakterisierung der Materialeigenschaften von Beton unter sehr hohen Dehnraten und Drücken spielen besonders die Longitudinalwellen in Form von Kompressions- bzw. Dilatationswellen sowie Rayleigh-Wellen eine Rolle.

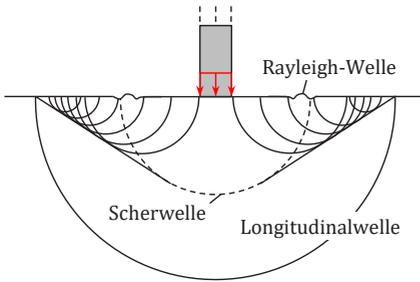


Abb. 3-7: Wellenausbreitung infolge eines harten Stoßes auf einen Körper, in Anlehnung an [Me94]

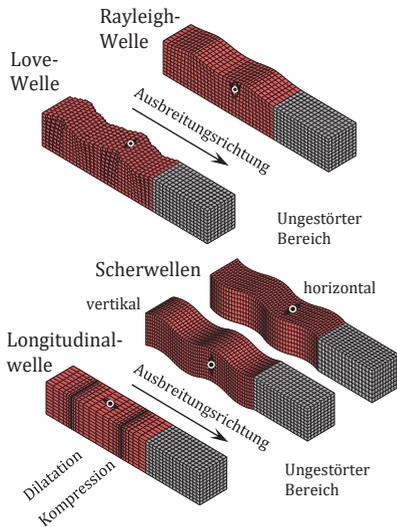


Abb. 3-8: Typen von Oberflächen- (o.) und Raumwellen (u.), in Anlehnung an [PP03] und [Kr07]

Die das Material durchlaufenden Wellen werden zudem auf ihrem Weg an den Materialgrenzen zwischen den Feststoffphasen Zementstein, Gesteinskörnung oder Bewehrung sowie zwischen Feststoff und Luftporen bzw. etwaigen Rissen wegen der unterschiedlichen Wellenwiderstände bzw. Impedanzen zu bestimmten Teilen transmittiert, gebrochen und/oder reflektiert. Wie sich später zeigen wird, werden Wellenphänomene im Rahmen der Modellierung mit den in Abschn. 6.1 und 6.2 vorgestellten empirischen und analytischen Ansätze trotz ihres wichtigen Einflusses nicht abgebildet. Im Rahmen numerischer Berechnungen (Abschn. 6.3) kann die Wellenausbreitung allerdings erfasst werden. Aus Gründen der Rechenkapazität und der Rechenökonomie wird für die

Abb. 3-8 enthält eine schematische Darstellung der genannten Wellenarten, aus der neben der Wellenform auch die Bewegung der Partikel in Abhängigkeit von der Ausbreitungsrichtung hervorgeht. Longitudinalwellen sind Raumwellen mit Partikelbewegungen parallel zur Ausbreitungsrichtung, die reine Volumenänderungen bewirken. Scherwellen sind Wellen mit Partikelbewegungen senkrecht zur Ausbreitungsrichtung, die reine Gestaltänderungen erzeugen. Beide Wellenarten breiten sich in den gesamten Halbraum aus. Im Gegensatz dazu treten Rayleigh-Wellen hauptsächlich an der Oberfläche in Erscheinung, wobei die Partikel beim Durchlaufen der Welle eine elliptische Bahn beschreiben. Die Amplitude der horizontalen Komponente dieser Wellen wird in der Tiefe des Mediums schnell kleiner. Dennoch transportieren Rayleigh-Wellen den größten Teil der Energie und sind, verglichen mit den Raumwellen, an der Oberfläche noch in verhältnismäßig weiter Entfernung vom Ort des Entstehens messbar. [Me94], [OV97], [Kr07]

Vorstehende Beschreibungen gelten für ein als homogen und isotrop angenommenes Material im Halbraum. In der Realität gestaltet sich das Problem allerdings weitaus komplexer. Geht man von einer Stahlbetonplatte endlicher Dicke aus, ist neben der lokalen Antwort auch eine globale Antwort in Form von Biegewellen in der getroffenen Struktur zu erwarten. Darüber hinaus durchläuft die Kompressions- bzw. Druckwelle das Bauteil zur lastabgewandten Seite und wird als Dilatations- bzw. Zugwelle zurückgeworfen, die im Fall der Überschreitung der Betonzugfestigkeit zu Abplatzungen führt (siehe z. B. im Weiteren Abschn. 3.6).

Simulationen von ganzen Bauteilen i. d. R. aber von einem homogenisierten Betongefüge ausgegangen. Vorstehende mikro- und mesoskopische Effekte werden daher nicht durch die Modellierung abgebildet.

Für eine tiefergehende Beschreibung der Wellengleichungen, Berücksichtigung von Reflektion und Brechung an Grenzflächen etc. wird auf die einschlägige Literatur, wie z. B. [Gr75] oder [Me94] verwiesen. In der vorliegenden Arbeit sind neben den unterschiedlichen Wellenarten besonders die Wellengeschwindigkeiten c sowie vor allem das Materialverhalten von Beton unter sehr hohen Drücken von Interesse, das u. a. im folgenden Abschnitt thematisiert wird.

3.5.2 Hugoniot-Kurve

Im einfachen Fall eines dünnen Stabs unter dynamischer Belastung, bei dem benachbarte Bereiche veränderlichen Spannungszuständen unterliegen, ergibt sich als allgemeine Bewegungsgleichung [Me94]:

$$\frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = c^2 \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} \quad (3.9)$$

Darin ist c die Ausbreitungsgeschwindigkeit der Longitudinalwelle. Die beiden Ausdrücke auf der linken und rechten Seite sind die zweiten partiellen Ableitungen der Funktion einer Störung u (z. B. eine Verschiebung) nach der Zeit t und dem Ort (hier mit x beschrieben). Die Ausbreitungsgeschwindigkeit hängt neben der Rohdichte ρ des durchlaufenen Materials von dessen Steifigkeit im jeweiligen Spannungszustand ab. Letzteres wird durch den Quotienten aus Spannungs- und Dehnungsänderung $\partial\sigma$ und $\partial\varepsilon$ ausgedrückt:

$$c = \sqrt{\frac{\partial\sigma}{\partial\varepsilon} \cdot \frac{1}{\rho}} \quad (3.10)$$

Erweitert man diese Formulierung auf den dreidimensionalen hydrostatischen Fall, besteht der Quotient aus der Änderung der hydrostatischen Spannung ∂p_h und der Volumendehnung $\partial\varepsilon_v$, sodass für c gilt [Gr04]:

$$c = \sqrt{\frac{\partial p_h}{\partial\varepsilon_v} \cdot \frac{1}{\rho}} \quad (3.11)$$

Demnach ist c abhängig vom Lastniveau und (für Kompressionswellen) von den Kompaktierungseigenschaften des Materials.

Abb. 3-9 zeigt zur Veranschaulichung den Verlauf der Hugoniot-Kurve für Beton. Liegt das Maximum einer impulsartig aufgebrachtten Spannung wie z. B. bei p_a im elastischen Bereich, entsteht eine elastische Welle, deren Geschwindigkeit nach Gl. (3.11) konstant ist und vom Elastizitätsmodul E bzw. vom Kompressionsmodul K abhängt. Wird das *Hugoniot Elastic Limit* (HEL), also der *Porenkollapsdruck*, wie im Fall von p_b überschritten, kommen durch das Zerdrücken von Porenräumen plastische Verformungsanteile hinzu und die Steifigkeit sinkt oberhalb von p_a zunächst. Elastische und plastische Wellenanteile haben damit unterschiedliche Geschwindigkeiten, sodass auf den schnelleren elastischen Vorläufer die plastischen Wellenanteile folgen. Mit steigender Maximalspannung wird der Beton zunehmend zu einem granularen Material und die plastische Wellengeschwindigkeit steigt stetig an. Ab einem Druck p_c holen die höchsten Spannungen durch ihre sehr

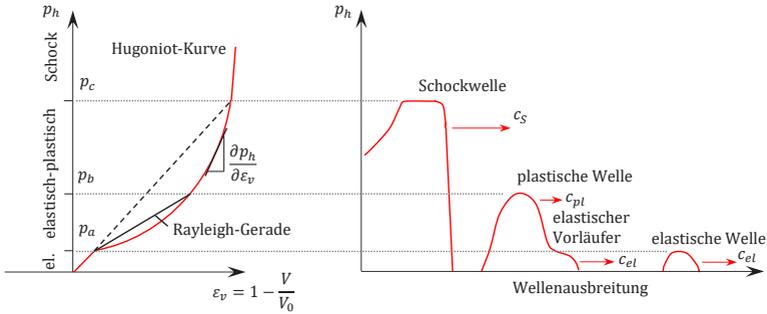


Abb. 3-9: Hugoniot-Kurve und Ausbreitung von elastischen und elastisch-plastischen Wellen sowie Schockwellen, in Anlehnung an [Oc97] und [Gr04]

hohen Ausbreitungsgeschwindigkeiten die vorher loslaufenden, langsameren (z. B. elastischen) Wellenanteile ein und eine Schockwelle mit steilem Druckanstieg entsteht. Weiter steigende Drücke führen schließlich zu immer steileren Wellenfronten und höheren Ausbreitungsgeschwindigkeiten. Die Amplitude der Schockwellenfront wird durch das Zusammendrücken der Mikroporen allerdings sehr schnell verkleinert. [Bo74], [Oc97], [RGG00], [Gr04], [Ge13]

Eine Hugoniot-Kurve, wie sie in Abb. 3-9 dargestellt ist, kennzeichnet Anfangs- und Endzustände in einem Material. Die lineare Verbindung zwischen Ausgangs- und Endzustand wird als Rayleigh-Gerade bezeichnet, entlang derer sich die schlagartige Zustandsveränderung vollzieht. Die Hugoniot-Kurve wird zwischen Anfangs- und Endzustand also nicht durchlaufen. [Oc97], [Ri00], [Ha09]

3.6 Lokale und globale Auswirkungen von Stoßvorgängen

Wie die vorherigen Ausführungen zeigen, kann das Verhalten von Stahlbetonstrukturen unter Stoßbelastungen sehr unterschiedlich aussehen: Das getroffene Bauteil erfährt während eines Stoßvorgangs primär lokale Beanspruchungen, die sich jedoch nicht nur lokal, sondern auch global auf die Gesamtstruktur auswirken können. Der Fokus der folgenden Betrachtungen liegt auf den lokalen Auswirkungen von Stoßbelastungen.

Im Zuge umfangreicher, militärisch motivierter Untersuchungen wurden während des Zweiten Weltkriegs die Auswirkungen von harten Impactbelastungen auf Stahlbetonwände in den USA durch das *National Defense Research Committee (NDRC)* untersucht. Dabei wurden bereits u. a. die heute auch im zivilen Bereich üblichen Begriffe *Penetration*, *Spalling*, *Scabbing*, *Perforation* definiert, vgl. [NDRC46]. KENNEDY [Ke76] beschrieb später diese Schadensbilder für unterschiedliche kinetische Energien der Projektilen. LI ET AL. [Li05b] gaben in ihrem zusammenfassenden Artikel u. a. einen Überblick über die lokalen Effekte infolge von harten Stößen. Die im Folgenden beschriebenen Begriffe werden auch im deutschsprachigen Raum als Fachbegriffe verwendet:

- a) (Radial) Cracking: Bildung von radialen Rissen auf der Vorder- oder Rückseite oder auf beiden Seiten
- b) Penetration: Eindringen des Flugkörpers in die getroffene Struktur
- c) Spalling: Abplatzungen auf der Vorderseite
- d) Scabbing: Abplatzungen auf der Rückseite

- | | | |
|----|-------------------------------|--|
| e) | Perforation: | Durchdringen der getroffenen Struktur, Restgeschwindigkeit des Flugkörpers $v(t) \geq 0 \text{ m/s}$. Einige Autoren, wie z. B. auch LI ET AL. [Li05b], gingen dabei von einem vollständigen Durchflug des Projektils durch die Struktur aus. |
| f) | Cone Cracking (and Plugging): | Bildung von Rissen entlang einer konusförmigen Bruchfläche, ggf. mit anschließendem Durch- bzw. Herausstanzen eines Betonkörpers |
| g) | Overall Target Response: | Globale Antwort beispielsweise in Form von Biege- oder Schubverformungen. |

Die einzelnen Phänomene sind zur Veranschaulichung in Abb. 3-10 dargestellt.

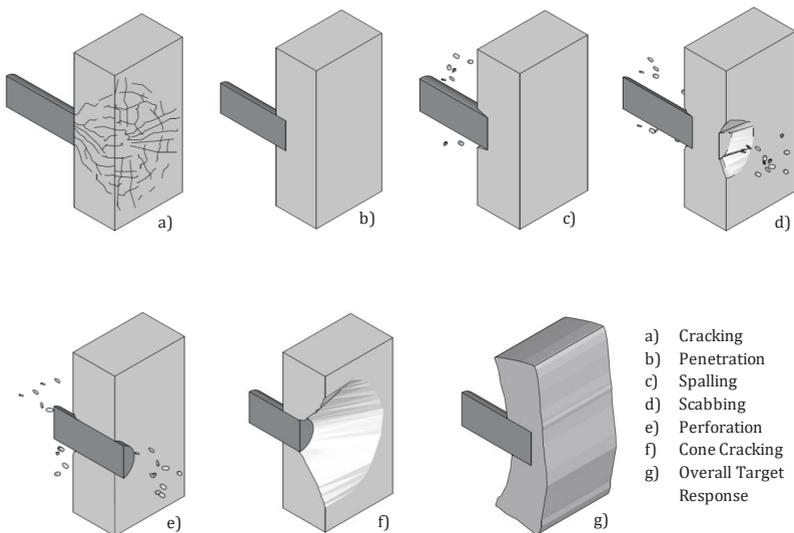


Abb. 3-10: Durch Impact auf (Stahl-)Betonwände hervorgerufene Effekte, in Anlehnung an [Li05a]

In obiger Aufzählung resp. Abb. 3-10 sind f) und g) als übergreifende Versagensmechanismen zu verstehen. Ob eine Platte eher ein Biege- oder ein Durchstanzversagen (*flexural* bzw. *punching shear failure*) zeigt, hängt von vielen Faktoren wie beispielsweise der Aufprallgeschwindigkeit und Masse des Projektils, den Querschnitten der Längs- und Querkraftbewehrung, der Plattendicke etc. ab [Ma10a].

Auf der Einteilung von a) bis e) aufbauend werden zur Charakterisierung des Bauteilwiderstands gegen die lokalen Auswirkungen von Stoßvorgängen zumeist geometrische Größen verwendet. Für den Versagensmodus der Perforation kann der Bauteilwiderstand alternativ auch über eine Geschwindigkeit ausgedrückt werden.

Die Größen sind im Einzelnen:

- Penetration Depth z_p : Eindringtiefe (ohne Perforation)
- Scabbing Limit h_s : Mindestdicke einer Struktur, um Scabbing zu vermeiden
- Perforation Limit h_e : Mindestdicke einer Struktur, um Perforation zu vermeiden
- Ballistic Limit v_{BL} : Mindestgeschwindigkeit eines Projektils, um eine Struktur zu durchdringen.

In der Realität treten häufig Mischformen der in Abb. 3-10 dargestellten Schadensbilder auf. Eine mögliche Beschreibung der realen Schadensbilder geht auf KENNEDY [Ke76] zurück. Er beschrieb, dass bei einer zur Schädigung des Betons ausreichend hohen Aufprallgeschwindigkeit ein Krater im Aufprallbereich durch Betonausbruch gebildet wird, der deutlich größer ist, als der Projektildurchmesser. Wird die Projektilgeschwindigkeit gesteigert, bildet sich hinter dem Krater ein Loch (*penetration hole*) bzw. ein Tunnel aus, dessen Durchmesser nur geringfügig größer als der Projektildurchmesser ist. Die Wahrscheinlichkeit, dass das Projektil nicht zurückprallt, sondern im Bauteil stecken bleibt, steigt nun. Bei zunehmender Geschwindigkeit bilden sich Risse auf der lastabgewandten Seite, auf die bei weiter zunehmender kinetischer Energie Abplatzungen folgen. In der Regel ist die von Abplatzungen betroffene Zone auf der lastabgewandten Seite größer als auf der lastzugewandten Seite, reicht im Vergleich aber nicht so tief. Sobald rückseitige Abplatzungen auftreten, wird die Penetrationstiefe schnell größer, bis der sich bildende Tunnel die Rückseite erreicht und das Projektil durchdringen kann.

Nach Impact-Experimenten mit starren und verformbaren Projektilen an Stahlbetonplatten teilten SUGANO ET AL. [Su93b] die beobachteten Schäden in Schadensmodi ein, vgl. auch [Su93a], [Su93c]. Die Beobachtungen stehen dabei in guter Übereinstimmung zu den Beschreibungen von KENNEDY und helfen dabei, auftretende Schäden zu kategorisieren und voneinander abzugrenzen:

- Penetration Mode: Krater auf lastzugewandter Seite, Rissbildung auf der Rückseite (radial und einen Durchstanzkegel andeutend) ohne Scabbing
- Just Scabbing Mode: Wenige kleine Betonausbrüche auf lastabgewandter Seite im Bereich der Ränder des Durchstanzkegels
- Scabbing Mode: Erhebliche Abplatzungen auf lastabgewandter Seite, Bildung einer kleinen Öffnung
- Just Perforation Mode: Flugkörper bleibt im Ziel stecken, aber kein Durchdringen des Ziels. Alternativ Bildung einer großen Öffnung mit Bewehrungsversagen, ohne dass das Projektil durchdringt
- Perforation Mode: Durchdringen des Ziels.

SUGANO ET AL. [Su93b] visualisierten die typischen Erscheinungsbilder dieser Schadensmodi für unterschiedliche Plattendicken, Bewehrungsgrade und Aufprallgeschwindigkeiten. Zur Veranschaulichung sind diese ohne versuchstechnische Details schematisch in Abb. 3-11 dargestellt. Die stufenweise Einteilung nach SUGANO ET AL. findet in der einschlägigen Literatur insbesondere mit verhältnismäßig detailliert beschriebenen Zwischenstufen nur sehr vereinzelt Verbreitung (z. B. bei [Nö10]).

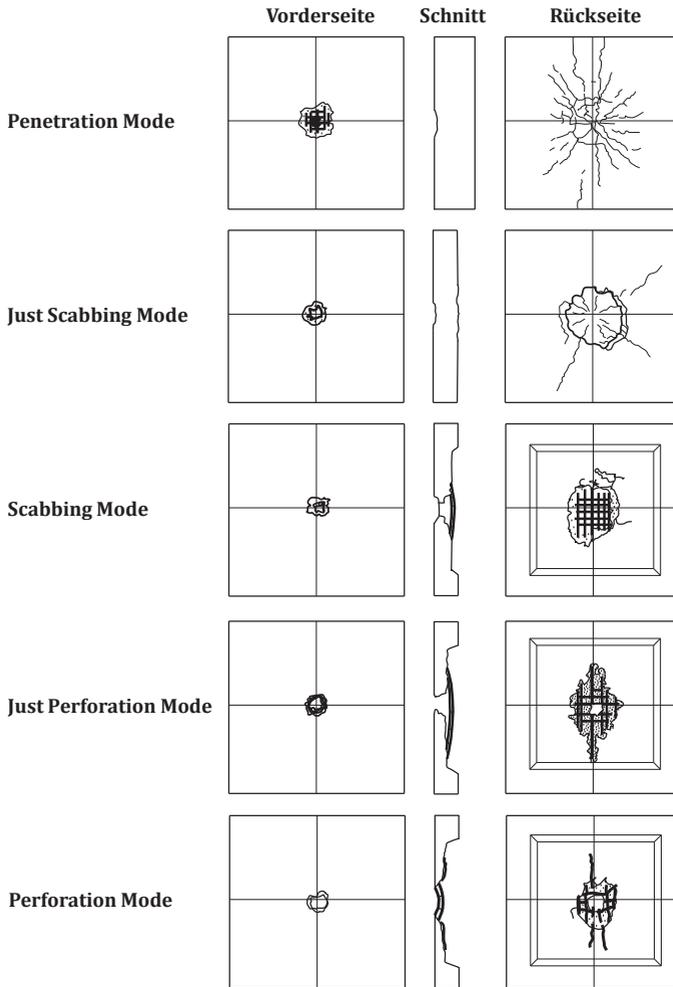


Abb. 3-11: Darstellung typischer Schadensmodi bei kleinskaligen Versuchen nach [Su93b]

3.7 **Kurzzusammenfassung**

In diesem Kapitel wird ein Überblick über die wichtigsten Parameter, Unterscheidungsmerkmale und Auswirkungen von Stoßbelastungen gegeben. Auf Basis von Belastungsszenarien entsprechend ausgewählter kerntechnischer Regelwerke werden die wichtigsten Randbedingungen identifiziert und für die weiteren Untersuchungen benannt. Dabei wird u. a. abgeleitet, dass es zur Untersuchung des Einflusses von Alterungs- und Korrosionseffekten auf den Widerstand gegen Impact sinnvoll ist, von harten Stoßvorgängen auszugehen. Es wird zudem deutlich, dass Wellenphänomene sowie das Materialverhalten von Beton unter hohen Dehnraten und Drücken beachtet werden müssen. Nachfolgend werden die Materialeigenschaften unter diesen Bedingungen thematisiert.

4 Materialspezifischer Widerstand

Beton und Betonstahl weisen unter hohen Verformungsgeschwindigkeiten und Drücken im Vergleich zu statischen Beanspruchungen ein deutlich verändertes Materialverhalten auf, das sich auch auf das Verbundverhalten auswirkt. In den folgenden Abschnitten wird der aktuelle Stand des Wissens zum Materialverhalten und dem Verbund zwischen Beton und Betonstahl unter quasistatischer und dynamischer Beanspruchung wiedergegeben. Die Ausführungen bilden eine wesentliche Grundlage für Kap. 5, in dem die Einflüsse aus Alterung und Korrosion untersucht werden. Es werden zudem nützliche, und für den weiteren Verlauf der Arbeit relevante, rechnerische Zusammenhänge zur Modellierung eines Stahlbetonbauteils unter Impactbelastung wiedergegeben, wobei die Materialeigenschaften für Zuverlässigkeitsbetrachtungen mit ihren stochastischen Streuungen angegeben sind.

4.1 Beton

Beton zählt heute zu den wichtigsten Konstruktionsbaustoffen. Seine Zusammensetzung kann je nach Einsatzzweck variiert und angepasst werden, sodass bis heute zahlreiche Sonderbetonarten entwickelt wurden. Im Bereich der Kerntechnik ist der Einsatz von Normalbetonen üblich [MMS11]. Gleichzeitig sind wesentliche Materialparameter von Normalbetonen durch eine umfangreiche Datenbasis gut beschrieben und z. B. auch kalibrierte Materialmodelle für numerische Berechnungen vorhanden. Die folgenden Ausführungen beschränken sich auf die für die weiteren Untersuchungen in dieser Arbeit relevanten Eigenschaften von Normalbeton.

4.1.1 Zusammensetzung

Beton besteht mindestens aus den drei Ausgangsstoffen Zement, Wasser und Gesteinskörnung und entwickelt seine Festigkeit durch die Hydratation des mit Wasser angemachten Zements, wobei die innerhalb des Zementleims verteilte Gesteinskörnung (Sand, Kies oder Splitt etc.) zu einem festen Gerüst verkittet wird. Um Einfluss auf die Eigenschaften des Frisch- oder Festbetons zu nehmen, werden häufig Betonzusatzstoffe und -zusatzmittel hinzugefügt.

4.1.1.1 Zement und Zementstein

In Deutschland ist die Zusammensetzung der Zemente in europäisch harmonisierter Form u. a. in [DIN EN 197-1] geregelt. Die Hydratation beginnt nach der Zugabe von Wasser zum Zement, wobei der Wasseranteil für Normalbeton üblicherweise bei 40 bis 60 % des Zementgewichts liegt und maßgebenden Einfluss auf die Festbetoneigenschaften hat. Das Mengenverhältnis aus Wasser- und Zementgehalt W und Z wird als *Wasser-Zement-Wert* bzw. als *W/Z-Wert* bezeichnet. Die entsprechend Tab. 4-1 nach der Menge maßgebenden Portlandzementklinkerphasen C_3S , C_2S , $C_2(A,F)$ und C_3A tragen unterschiedlich stark zur Hydratationswärmeentwicklung und Festigkeitsbildung bei.

Tab. 4-1: Klinkerphasen in Portlandzement, in Anlehnung an [VDZ02]

Klinkerphasen	Chem. Formel	Abkürzung	Mittl. Gehalt in M.-%
Tricalciumaluminat	$3 \text{ CaO} \cdot \text{SiO}_2$	C_3S	63
Dicalciumaluminat	$2 \text{ CaO} \cdot \text{SiO}_2$	C_2S	16
Calciumaluminatferrit	$4 \text{ CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot \text{Fe}_2\text{O}_3$	C_4AF	8
Tricalciumaluminat	$3 \text{ CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3$	C_3A	11
Freies CaO	CaO		1
Freies MgO	MgO		1,5

Eine detailliertere Aufschlüsselung der mineralogischen Zusammensetzung moderner Zemente enthält z. B. [VDZ15]. Durch die Hydratation der mengenmäßig bestimmenden Anteile C_3S und C_2S entstehen kleine, spitznadelige Calciumsilicathydrate (CSH), die zusammenhängende Strukturen in Blättchen- oder Leistenform bilden und wesentlich zur Festigkeitsbildung beitragen. Bei der Hydratation entsteht außerdem das hauptsächlich für die hohe Alkalität des Zementsteins verantwortliche Calciumhydroxid $Ca(OH)_2$.

Einer der wichtigsten Parameter für das Erhärtungs- und Nacherhärtungsverhalten resp. Langzeitverhalten von Portlandzementen ist deren Mahlfeinheit, die als spezifische Oberfläche nach dem in [DIN EN 196-6] genormten Luftdurchlässigkeitsverfahren nach Blaine angegeben wird. Übliche Mahlfeinheiten sind in nachfolgender Tab. 4-2 zusammengefasst. Grob gemahlene Portlandzemente erhärten langsamer und erreichen daher niedrigere 28-Tage-Festigkeiten. Es zeigt sich jedoch ein im Vergleich stärker ausgeprägtes Nacherhärtungsvermögen.

Tab. 4-2: Mahlfeinheiten von Portlandzementen nach [VDZ02]

Zementfestigkeitsklasse			CEM I 32,5	CEM I 42,5	CEM I 52,5
Spezifische Oberfläche nach BLAINE	[cm^2/g]	Min.	2540	3200	4570
		Mittel	3040	3920	5290
		Max.	3850	4730	6400

4.1.1.2 Gesteinskörnung

Allgemein können für Beton natürliche, industriell erzeugte oder rezyklierte Gesteinskörnungen verwendet werden. In Normalbeton kommt üblicherweise natürliche Gesteinskörnung mit einer Dichte zwischen 2000 und 3000 kg/m^3 zum Einsatz. [VDZ12b] Je nach Gesteinsart variieren neben der Rohdichte auch Parameter wie die Wasseraufnahme, die Wärmedehnzahl oder die mechanischen Größen Druckfestigkeit f_c und der E-Modul E_c . Neben der maximalen Korngröße (i. d. R. 8, 16, 32 oder 63 mm) muss für die Betonzusammensetzung auch eine Sieblinie nach [DIN 1045-2] gewählt werden. Übliche Korngrößenfraktionen sind in Tab. 4-3 zusammengefasst.

Tab. 4-3: Korngrößen entsprechend [DIN 1045-2]

Korngrößenfraktionen [mm]									
0,125	0,25	0,5	1	2	4	8	16	31,5	63

4.1.1.3 Betonzusatzstoffe und -zusatzmittel

Betonzusätze werden im Allgemeinen in Betonzusatzstoffe und -zusatzmittel unterschieden.

Erstere sind fein verteilte Stoffe, deren Volumenanteil relativ groß sein kann und die die Eigenschaften des Frisch- und Festbetons maßgebend beeinflussen können. Zusätzlich zum Portlandzementklinker können dabei reaktive und/oder inerte Betonzusatzstoffe wie z. B. Hüttensand, Puzzolane, Ölschiefer oder Gesteinsmehle beigemischt werden. [NVW11] Für massige Betonbauteile, wie z. B. Bauteile in Zwischenlagern für hoch radioaktive Abfälle, werden in der Praxis zur Begrenzung der Hydratationswärmeentwicklung häufig Hochofenzemente CEM III verwendet, die sich durch eine im Vergleich zu reinem Portlandzement verlangsamte Erhärtungsreaktion und ein gutes Nacherhärtungsvermögen auszeichnen. Im Folgenden gilt daher neben dem Portlandzement CEM I dem Hochofenzement CEM III besondere Aufmerksamkeit.

Betonzusatzmittel werden der Mischung in relativ geringen Mengen in pulver- oder flüssiger Form zugegeben, um die Frisch- und Festbetoneigenschaften zu beeinflussen. Gebräuchliche Betonzusatzmittel sind beispielsweise Betonverflüssiger, Fließmittel oder Luftporenbildner. [NVW11] Diese spielen für den Untersuchungsgegenstand im Weiteren jedoch eine nur untergeordnete Rolle und werden nicht weiter thematisiert.

4.1.2 Betondruckfestigkeitsklassen

Nach [DIN EN 206] bzw. [DIN EN 1992-1-1] werden für Normalbeton Betondruckfestigkeitsklassen nach deren charakteristischen 28-Tage-Druckfestigkeiten im Zylinder- und Würfeldruckversuch unterschieden. Entsprechend [DIN EN 1992-1-1/NA] liegt die Trockenrohichte von Normalbeton im Bereich zwischen 2000 und 2600 kg/m^3 , wobei Betone der Festigkeitsklassen $\geq C55/67$ als *hochfeste Betone* bezeichnet werden. Die in Deutschland üblichen Festigkeitsklassen für Normalbeton und deren zugehörige charakteristische Zylinder- und Würfeldruckfestigkeiten sind in Tab. 4-4 aufgeführt.

Tab. 4-4: Druckfestigkeitsklassen für Normalbeton nach [DIN EN 1992-1-1]

Festigkeitsklasse	C12/15	C16/20	C20/25	C25/30	C30/37
$f_{ck,cyl} [MPa]$	12	16	20	25	30
$f_{ck,cube} [MPa]$	15	20	25	30	37
Festigkeitsklasse	C35/45	C40/50	C45/55	C50/60	
$f_{ck,cyl} [MPa]$	35	40	45	50	
$f_{ck,cube} [MPa]$	45	50	55	60	

4.1.3 Mechanisches Verhalten bei kurzzeitiger Beanspruchung

Das mechanische Verhalten von Normalbeton unter quasistatischer Beanspruchung ist heute sehr gut bekannt. Die in Literatur und Normen gegebenen empirisch ermittelten Werkstoffkennwerte basieren auf einer breiten Basis experimenteller Untersuchungen. Die folgenden Ausführungen enthalten zunächst überwiegend empirisch bzw. phänomenologisch begründete Beschreibungen zum meso- und makromechanischen Verhalten von Beton. Durch die vielfältige und komplexe Zusammensetzung seiner Ausgangsstoffe sind die experimentell erhobenen Parameter wie z. B. Festigkeit, E-Modul oder Bruchdehnungen allerdings Streuungen unterworfen, deren Quantifizierung anschließend in Abschn. 4.1.6 thematisiert wird.

4.1.3.1 Verhalten unter einaxialer Druckbeanspruchung

Das mechanische Verhalten von Beton unter einaxialer Druckbeanspruchung lässt sich gut anhand der Spannungs-Dehnungs-Linie unter kurzzeitiger Druckbeanspruchung verdeutlichen. Diese kann entsprechend [DIN EN 1992-1-1] beschrieben werden durch:

$$\frac{\sigma_c}{f_{cm}} = \frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k - 2)\eta} \quad (4.1)$$

mit $\eta = \varepsilon_c / \varepsilon_{c1}$

$$\kappa = 1,05 \cdot E_{cm} \cdot |\varepsilon_{c1}| / f_{cm}$$

$$\varepsilon_{c1}, f_{cm}, E_{cm} \text{ nach [DIN EN 1992-1-1]}$$

In Gl. (4.1) wird auf der linken Seite die auf den Beton wirkende Druckspannung σ_c anhand der mittleren Druckfestigkeit f_{cm} normiert. Analog wird auf der rechten Seite die Stauchung des Betons ε_c auf die Stauchung ε_{c1} bei Erreichen der Zugfestigkeit f_{cm} bezogen. Weiter geht der mittlere E-Modul des Betons E_{cm} ein.

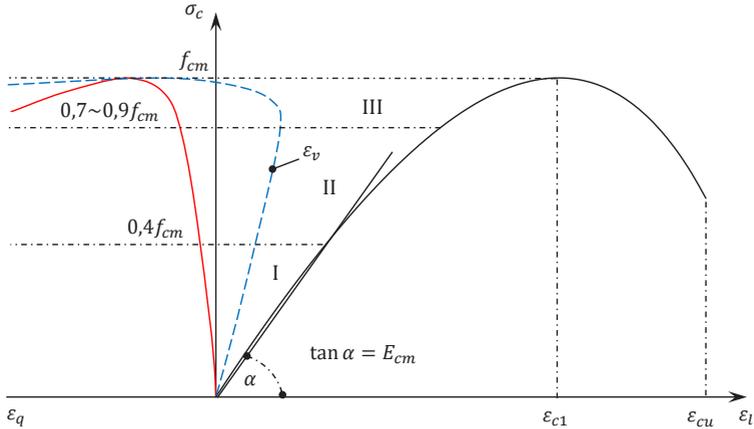


Abb. 4-1: Spannungs-Dehnungs-Linie eines Normalbetons unter einaxialer Druckbeanspruchung nach [DIN EN 1992-1-1] in Anlehnung an [Re10]

Wie in Abb. 4-1 an der Krümmung der Spannungs-Dehnungs-Linie zu erkennen ist, weisen die Verformungen von Beton schon bei geringer Druckspannung plastische Anteile auf. Die Krümmung ist auf die Bildung von Mikrorissen im Gefüge zurückzuführen, die durch das unterschiedliche lastabhängige und lastunabhängige (thermische/hygrische) Dehnungsverhalten des Zementsteins und der Gesteinskörnung erklärt werden kann. [VDZ02], [Ku05], [NVW11] Schon bei der Hydratation entstehen durch die Unverträglichkeit der Betonkomponenten Eigenspannungen an deren Grenzflächen, die von Eigenspannungen infolge Temperatur- und Feuchtegradienten im Bauteil überlagert werden. Bei Überschreiten der lokal zum Zeitpunkt t vorhandenen Zugfestigkeit können diese Spannungen auch ohne äußere Belastung Risse im Kontaktbereich zwischen Zementstein und Gesteinskörnung zur Folge haben. [Ku05], [Re10], [De16]

Wird der Beton durch eine äußere, gleichmäßig verteilte Druckspannung beansprucht, stellt sich in seinem Gefüge infolge der unterschiedlichen Steifigkeiten des Zementsteins und der Gesteinskörnung ein ungleichmäßiger, räumlicher Spannungszustand ein. In der steiferen Gesteinskörnung entstehen in Kraftrichtung größere Druckspannungen als im Zementstein. Zudem treten örtlich Spannungskonzentrationen und quer zur Belastungsrichtung wirkende Druck- und Zugspannungen auf. Die Zugspannungen führen insbesondere in der Kontaktzone zwischen Zementstein und Gesteinskörnung zum Aufweiten der von vornherein vorhandenen Risse oder zur Entstehung neuer Risse. Unter äußerer Beanspruchung hat die Rissbildung bis zum Gebrauchslastniveau von etwa 40 % der Druckfestigkeit (Bereich I in Abb. 4-1) eine untergeordnete Bedeutung. [VDZ02], [Ku05], [De16] In diesem Bereich verhält sich der Beton nahezu linear und kann in guter Näherung über das Hooke'sche Gesetz $\sigma_c = E_c \cdot \varepsilon_c$ beschrieben werden.

Wird die Belastung oberhalb des Gebrauchslastniveaus weiter gesteigert, steigen die Rissbreiten und die Rissanzahl (Bereich II). Es bilden sich Makrorisse, die sich vorzugsweise parallel zur Belastungsrichtung in die Zementsteinmatrix fortpflanzen. Die Verformungen nehmen nun stärker zu, bis bei etwa 70 bis 90 % der Druckfestigkeit die Grenze des stabilen Risswachstums erreicht wird, die auch als Dauerstandfestigkeit bezeichnet wird. Darüber liegende Spannungen (Bereich III) führen infolge von instabilem Risswachstum in begrenztem Zeitraum zum Versagen. [VDZ02], [Ku05], [Re10] Risse breiten sich in diesem Zustand ohne eine weitere Steigerung der Last spontan aus [GS16]. Die Druckfestigkeit wird erreicht, wenn die Mikrorisse meist lokal bis auf eine kritische Länge anwachsen [MW14]. Abb. 4-1 zeigt die Spannungsdehnungslinie eines weggesteuerten Druckversuchs, bei dem der Beton auch nach Erreichen der Festigkeit und weiter steigender Verformung noch Spannungen aufnehmen kann. Allerdings bedingt die durch das fortwährende Risswachstum sinkende Steifigkeit den Abfall der aufnehmbaren Spannung bei zunehmender Verformung bis zur rechnerischen Bruchdehnung ε_{ct} . Diese wird in [DIN EN 1992-1-1] für Normalbeton mit $-3,5\text{‰}$ angegeben.

In Abb. 4-1 lässt sich auch anhand der Querdehnung ε_q und der Volumendehnung ε_v der Einfluss der Rissbildung auf das Spannungs-Dehnungs-Verhalten des Betons erkennen. Die Querdehnrzahl ν wird für den quasistatischen Bereich I bis zum Gebrauchslastniveau von 40 % der Druckfestigkeit mit konstant 0,15 bis 0,25 angegeben [VDZ02], entsprechend [MC 2010] bis zu 60 %. In den Bereichen II und III oberhalb der Gebrauchsspannungen steigt ν durch die zunehmende Rissbildung bis zur Druckfestigkeit überproportional auf bis zu 0,5 an [Re10]. Durch die verstärkte Gefügelockerung schlägt die Volumendehnung ε_v im Bereich der Druckfestigkeit von der bis dahin vorhandenen Volumenverminderung in eine Volumenvergrößerung um [Re10]. Die Querdehnrzahl ist neben der Betonzusammensetzung, dem Betonalter und der Feuchte also auch vom Lastniveau abhängig [VDZ02], [Re10]. Da sie im Rahmen der meisten Bemessungsaufgaben eine untergeordnete Rolle spielt, wird sie im Allgemeinen konstant mit 0,2 angesetzt oder vernachlässigt.

4.1.3.2 Verhalten unter einaxialer Zugbeanspruchung

Wie bereits beschrieben, ist davon auszugehen, dass der Beton schon vor dem Aufbringen einer äußeren Belastung in der Kontaktzone zwischen Zementstein und Gesteinskörnung feine Mikrorisse aufweist. Unter Zugbelastung weiten sich diese Mikrorisse bis zu einer Belastung von 70 bis 80 % der Zugfestigkeit f_{ct} nicht nennenswert auf, sodass die Spannungs-Dehnungs-Linie in etwa linear verläuft. [Re10], [VDZ02]

Abb. 4-2 zeigt eine Spannungs-Dehnungs-Linie entsprechend [MC 2010]. Dabei wird ein näherungsweise lineares Verhalten bis 90 % der Zugfestigkeit angenommen. Der E-Modul entspricht in etwa dem Ursprungsmodul unter Druckbeanspruchung [VDZ02]. Auch die Querdehnrzahl liegt laut [MC 2010] bis zu einer Zugspannung von $0,8f_{ct}$ im selben Bereich wie unter Druckbeanspruchung im quasielastischen Bereich. Oberhalb des Schwellenwertes führt die Rissbildung vorzugsweise senkrecht zur Beanspruchungsrichtung in der lokal begrenzten Prozesszone zu einem Absinken der Steifigkeit, bis bei weiterer Laststeigerung die Zugfestig-

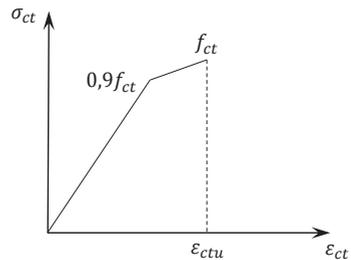


Abb. 4-2: Spannungs-Dehnungs-Linie eines Normalbetons unter einaxialer Zugbeanspruchung nach [MC 2010]

keit erreicht wird und ein ausgeprägter Riss zum plötzlichen Versagen führt [MC 2010], [Re10].

Die Ermittlung der zentrischen Zugfestigkeit ist hauptsächlich wegen der Problematik der Lasteinleitung versuchstechnisch schwierig und mit großen Unsicherheiten behaftet [MW14]. Im Regelfall werden daher ersatzweise die Biege- und/oder Spaltzugfestigkeit bestimmt. Wegen der dabei ungleichmäßig über den Querschnitt verteilten Spannungen müssen die gemessenen Zugfestigkeiten in die zentrische Zugfestigkeit umgerechnet werden. Entsprechende rechnerische Zusammenhänge werden später in Abschn. 5.1.1.2 zu den Zugfestigkeiten gealterter Betone benötigt und sind im Folgenden beschrieben.

Die Ermittlung von Umrechnungsfaktoren für mit anhand von verschiedenen experimentellen Aufbauten bestimmte Zugfestigkeiten sowie deren Verhältnis zur Druckfestigkeit waren in der Vergangenheit Gegenstand intensiver Forschung, siehe z. B. [He69], [Ma10b]. Nach einer auf HEILMANN [HE69] zurückgehenden Formel lassen sich die Zugfestigkeiten wie folgt aus der Würfeldruckfestigkeit $f_{c,cube}$ berechnen:

$$f_{ct} = \kappa f_{c,cube}^{2/3} \tag{4.2}$$

In Gl. (4.2) ist κ ein Koeffizient nach Tab. 4-5.

Tab. 4-5: Koeffizient κ für Gl. (4.2) aus [Re10]

Zugversuch	Minimum	Mittelwert	Maximum
Biegezug (3-Punkt)	0,86	1,07	1,28
Biegezug (4-Punkt)	0,76	0,98	1,20
Spaltzug	0,48	0,59	0,70
zentrisch	0,36	0,52	0,63

Das tatsächliche Verhältnis der Festigkeiten hängt maßgeblich von der Druckfestigkeit, aber auch von der Art der Gesteinskörnung, der Korngrößenverteilung und von den Prüfrandbedingungen ab [MW16]. Die jeweilige Bandbreite für die Umrechnung einer bestimmten Festigkeit in eine andere ist entsprechend Tab. 4-5 verhältnismäßig groß. Das ist vor dem Hintergrund der im Allgemeinen stark streuenden Zugfestigkeiten zwar plausibel, nach Gl. (4.2) ergeben sich in Verbindung mit Tab. 4-5 aber nach heutiger Erfahrung unverhältnismäßig hohe zentrische Zugfestigkeiten. Für die im weiteren Verlauf dieser Arbeit notwendigen Umrechnungen zwischen unterschiedlichen Zugfestigkeiten werden daher die heute gültigen Gleichungen nach [DIN EN 1992-1-1] verwendet. Die Biegezugfestigkeit $f_{ctm,fl}$ ergibt sich demnach aus:

$$f_{ctm,fl} = \left(1,6 - \frac{h}{1000}\right) f_{ctm} \geq f_{ctm} \tag{4.3}$$

Darin ist h [mm] die Gesamthöhe des Bauteils. Legt man für h übliche Probekörperabmessungen für Biegezugversuche von 150 mm zugrunde, ergibt sich der Umrechnungsfaktor zwischen f_{ctm} und $f_{ctm,fl}$ zu 1,45.

Der einfache Zusammenhang zwischen der zentrischen Zugfestigkeit f_{ct} und der Spaltzugfestigkeit $f_{ct,sp}$ lautet:

$$f_{ct} = 0,9 f_{ct,sp} \tag{4.4}$$

4.1.3.3 Verhalten unter mehraxialer Beanspruchung

In der Praxis steht Beton besonders in flächenartigen Stahlbetonbauteilen wie Platten, Scheiben oder Schalenträgwerken unter mehraxialer Beanspruchung, die durch Eigen- und Zwangsspannungen und/oder dem vom statischen System abhängigen plan- und unplanmäßigen mehraxialen Lastabtrag begründet sein kann.

Wie in den Abschnitten 4.1.3.1 und 4.1.3.2 beschrieben wird, bildet der Beton unter einaxialer Druckbeanspruchung Risse vorwiegend in Belastungsrichtung aus, die durch quer zur Belastungsrichtung wirkende Zugspannungen im Gefüge hervorgerufen werden. Werden diese durch eine äußere Druckspannung überdrückt, wird die Makrorissbildung verzögert und die Druckfestigkeit steigt.

Dieser Zusammenhang wird aus Abb. 4-3 deutlich, in der die beiden Hauptspannungen in der Ebene mit σ_1 und σ_2 bezeichnet sind. Im ebenen Spannungszustand gilt für die Hauptspannung in der dritten Raumrichtung $\sigma_3 = 0$. Ohne äußere Druckspannung in der dritten Raumrichtung führen die Eigenspannungen im Gefüge zur Bildung von Rissen parallel zur freien Oberfläche, was z. B. durch die Versuchsergebnisse von KUPFER ET AL. [KHR69] bestätigt wird. Bei Spannungszuständen im Inneren der Bruchspannungskurve tritt jedoch kein Versagen auf. Die Kurve selbst markiert die Spannungszustände, unter denen der Beton versagt. Die Festigkeit unter biaxialem Zug ist dabei nicht abhängig vom Hauptspannungszustand und entspricht der einaxialen (zentrischen) Zugfestigkeit [Re10].

In der nebenstehenden Abb. 4-4 ist die Bruchspannungskurve aus Abb. 4-3 als „Grenzfläche des ebenen Spannungszustands“ (hier: $\sigma_3 = 0$) zu erkennen. Analog zur Bruchspannungskurve im ebenen Hauptspannungszustand gilt, dass der Beton alle Spannungszustände innerhalb der Grenzfläche ertragen kann. Der jeweils vorhandene Spannungszustand wird im Allgemeinen mittels zweier Anteile beschrieben: dem die Volumenänderung bewirkenden *hydrostatischen* und dem gestaltändernden *deviatorischen* Anteil. Es gilt, dass die Festigkeit des Betons umso höher wird, je geringer die vom hydrostatischen Spannungszustand abweichenden deviatorischen Spannungen sind. Des Weiteren wird die Empfindlichkeit des Betons gegenüber Zugspannungen durch die Kappe nahe dem Koordinatenursprung charakterisiert.

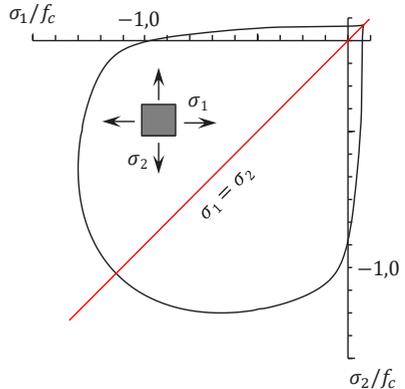


Abb. 4-3: Beispielhafte Bruchspannungskurve unter biaxialer Beanspruchung für einen Normalbeton nach [MC 2010]

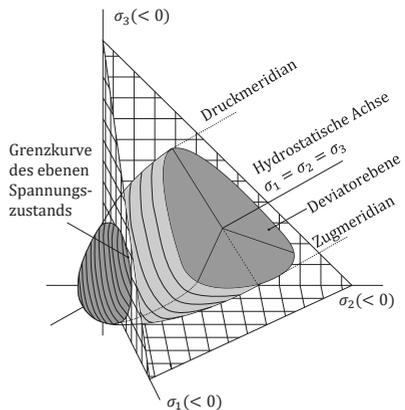


Abb. 4-4: Grenzfläche der Festigkeit von Beton unter dreiaxialer Beanspruchung nach [Re10]

4.1.4 Mechanisches Verhalten unter hohen Belastungsgeschwindigkeiten

Das mechanische Verhalten von Beton unter dynamischen Beanspruchungen ist aufgrund seiner Komplexität nicht nur für Normalbeton auch noch heute ein international sehr aktives Forschungsfeld. Es ist bekannt, dass sich das Materialverhalten von Beton unter dynamischen Beanspruchungen abhängig von der Verformungsgeschwindigkeit verändert. Das Verständnis der wesentlichen Mechanismen ist zur Ableitung des möglichen Einflusses durch Alterung und letztlich auch eines quantitativen Ansatzes zwingend erforderlich. In den folgenden Abschnitten werden die wesentlichen Aspekte des Materialverhaltens unter dynamischen Belastungen skizziert.

4.1.4.1 Definition der Dehn- und Spannungsrate

Die Festigkeit bei schnellen Belastungen ist neben dem auf das Material wirkenden Spannungszustand abhängig von der *Dehnrate* bzw. *Dehngeschwindigkeit* $\dot{\varepsilon}$ [$1/s$], die als Ableitung der Dehnung nach der Zeit verstanden werden kann:

$$\dot{\varepsilon} = \frac{\partial \varepsilon}{\partial t} \quad (4.5)$$

Der Dehnrateneffekt wird seltener auch anhand der Spannungsrate $\dot{\sigma}$ [MPa/s] beschrieben:

$$\dot{\sigma} = \frac{\partial \sigma}{\partial t} \quad (4.6)$$

Oftmals werden die dehnratenabhängigen Veränderungen von Materialkennwerten (z. B. Festigkeit, Steifigkeit oder Bruchdehnung) über den sogenannten *Dynamic Increase Factor (DIF)* quantifiziert. Der DIF ist als Quotient aus einem dynamischen Kennwert und dessen quasistatischer Entsprechung definiert. So kann beispielsweise auf Basis von Gl. (4.7) mit dynamischen und entsprechenden quasistatischen Festigkeitswerten f_{dyn} und f_{stat} der DIF wie folgt ermittelt werden:

$$DIF = \frac{f_{dyn}}{f_{stat}} \quad (4.7)$$

4.1.4.2 Bestimmung des dynamischen Materialverhaltens

Unter erhöhten Belastungsgeschwindigkeiten lassen sich bei Beton signifikante Festigkeitssteigerungen unter Druck- und insbesondere unter Zugbeanspruchung beobachten. Die Ursachen hierfür sind bis heute nicht abschließend geklärt. Eine Begründung liegt in der experimentellen Bestimmung der dynamischen Materialeigenschaften selbst, wie im Folgenden gezeigt werden soll. Wie auch unter quasistatischer Beanspruchung werden die Versuchsergebnisse vom Versuchsaufbau und von den Randbedingungen beeinflusst, was bei der Interpretation der Ergebnisse stets berücksichtigt werden muss. Gleichzeitig machen sehr kurze Belastungszeiten und extrem hohe Drücke Versuchsaufbau und -durchführung sowie die messtechnische Aufzeichnung und Auswertung der Ergebnisse zu sehr anspruchsvollen Aufgaben.

In Abb. 4-5 werden in Abhängigkeit von der Belastungszeit resp. Dehnrate $\dot{\varepsilon}$ unterschiedliche Methoden der Materialprüfung und Lastaufbringung genannt. Darüber hinaus ist angegeben, welche dynamischen Parameter bei Versuchsdurchführung und -auswertung zu beachten sind. Mit zunehmender Dehnrate steigen die aufgebrachtten Spannungen. Es wird deutlich, dass bereits ab verhältnismäßig niedrigen Dehnraten von etwa $10^{-2} s^{-1}$ Trägheitseffekte und Temperaturerhöhungen auftreten. In der Literatur sind für relativ geringe Dehnraten teilweise von quasistatischen Materi-

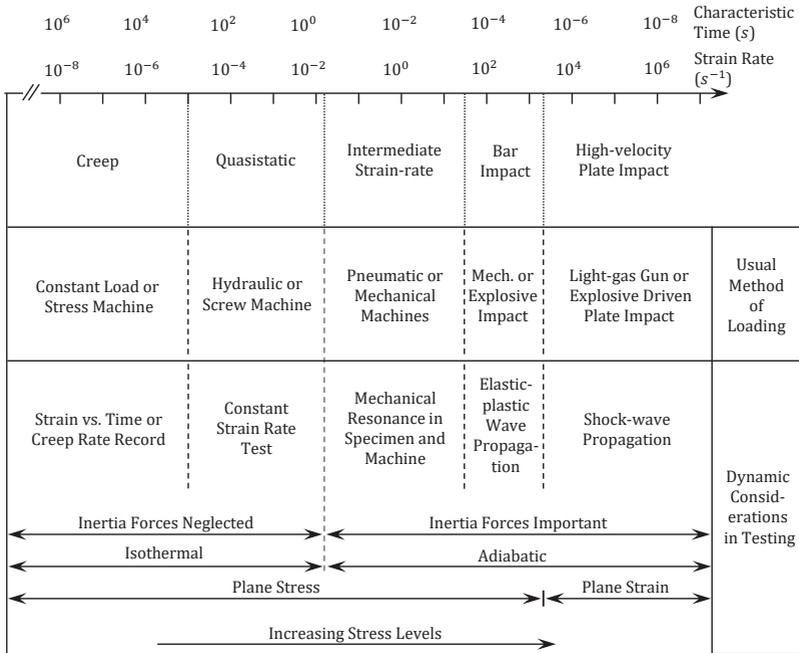


Abb. 4-5: Randbedingungen von Materialprüfungen in Abhängigkeit von Einwirkungsdauer bzw. Dehnrate, nach [Ro89] zitiert nach [Li71]

alprüfungen abgeleitete Versuchsaufbauten dokumentiert, zu denen übersichtliche Darstellungen z. B. in [Ra08], [LL11] sowie [FRW13] zu finden sind. Ein Großteil der Dehnraten im für diese Arbeit wichtigen Dehnratenbereich von 10^0 bis 10^2 s^{-1} (vgl. Abschn. 3.2) kann über den sogenannten *Bar Impact*, d. h. über den heute sehr weit verbreiteten Versuchsaufbau des *Kolsky* bzw. *Split-Hopkinson Bar (SHB)* erzeugt werden. Dieser wird zur Charakterisierung des Materialverhaltens unter höheren Dehnraten von ungefähr 10^1 bis 10^4 s^{-1} eingesetzt. Der Versuchsaufbau und wesentliche Aspekte der Untersuchung von Beton werden wegen deren Bedeutung für die dynamische Materialcharakterisierung, insbesondere aber für die Interpretation der Messwerte, im Folgenden zusammenfassend beschrieben. Sehr umfangreiche Informationen zur Methode enthält z. B. [Ro89] oder [CS11].

Der in Abb. 4-6 dargestellte Versuchsaufbau eines SHB besteht aus zwei in einer Achse angeordneten Stäben, zwischen denen eine Materialprobe eingespannt wird. Ein Stab (*Input Bar*) erhält von einem dritten Stab (*Striker Bar*) von außen eine schlagartige Belastung in Richtung der Stabachse, wodurch je nach Belastungsrichtung sowohl (elastische) Kompressions- als auch Dilatationswellen erzeugt werden können. Diese bewegen sich mit der Geschwindigkeit c (Gl. (3.10)) in Richtung der Materialprobe, siehe Zeitpunkt t_1 in Abb. 4-6. Abhängig vom Impedanzunterschied und etwaigen Querschnittsveränderungen zwischen Stab und Probe wird die Welle teilweise in den gestoßenen Stab (*Input Bar*) reflektiert bzw. in den hinter der Materialprobe angeordneten Stab (*Transmission Bar*) transmittiert, siehe t_2 . Anhand von Dehnungsmessstreifen (*Strain Gauge*) werden die jeweili-

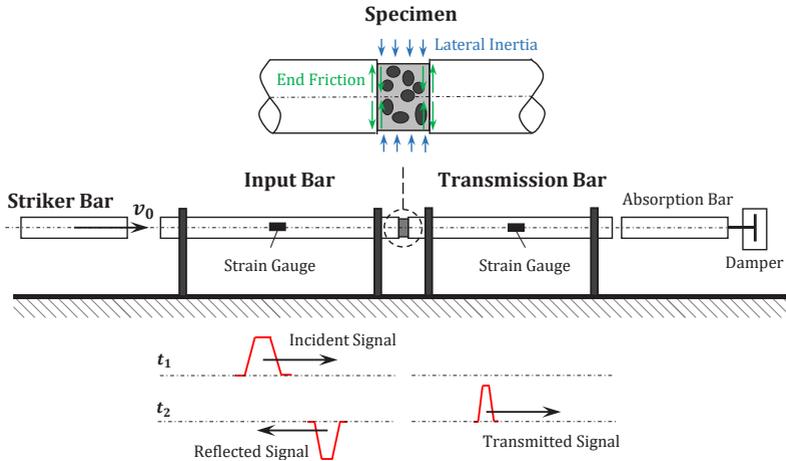


Abb. 4-6: Schematische Darstellung eines Split-Hopkinson Pressure Bar mit Druckbeanspruchung, in Anlehnung an [Ro89], [Su09], [Ha13] und [Al15]

gen Wellenanteile zeitabhängig aufgezeichnet. Der Spannungs- und Dehnungsverlauf in der Materialprobe kann dann im Nachgang aus analytischen Beziehungen berechnet werden.

Der SHB wird u. a. zur Ermittlung der dynamischen Druckfestigkeit, zentrischen Zugfestigkeit sowie Spaltzugfestigkeit von Mörtel- und Betonproben eingesetzt, siehe z. B. [Ro89] und [Ch17]. Aufbau und Abmessungen der Apparatur müssen sich dabei je nach Zielgröße nach einer Reihe weiterer Parameter, wie z. B. der gewünschten Charakteristik der eingeleiteten Longitudinalwelle und den Probekörperabmessungen (Verhältnis d_{SHB}/l für ein in Längsrichtung gleiches Spannungsniveau, vgl. Abb. 4-5) richten. Ein Großteil der Untersuchungen an Beton wurde in der Vergangenheit an vergleichsweise feinkörnigen Probekörpern mit Größtkorndurchmesser $d_{GK} < 8 \text{ mm}$ durchgeführt, wobei für Betonproben mit $d_{GK} \geq 8 \text{ mm}$ auch speziell modifizierte Versuchsaufbauten mit vergleichsweise großen Gesamtabmessungen entwickelt wurden, vgl. [ACL99] und [CAS06].

Neben der auch im quasistatischen Fall zu beachtenden Wirkung von Reibung zwischen Lasteinleitung und Probekörper sind mit der Wellenausbreitung zusammenhängende Effekte wie die axiale und laterale Trägheit sowie Wellenreflexion und -brechung zu beachten [HHL10]. Wie bei [ARD97] und [TS11] ausgeführt wird, spielt beim SHB die Trägheit quer zur Belastungsrichtung eine wichtige Rolle. Unter Druckbelastung wird die Materialprobe in Längsrichtung schlagartig gestaucht, wobei der dabei entstehenden Quer- bzw. Radialdehnung bei zylindrischen Proben die Trägheit entgegenwirkt. Durch die Dehnungsbehinderung entstehen Querdruckspannungen, die im Fall von Beton- oder Mörtelprobekörpern die materialspezifische Festigkeitssteigerung so überlagern können, dass die gemessene Druckfestigkeit steigt (*lateral bzw. radial inertia confinement*), vgl. Abb. 4-6 sowie Abschn. 4.1.3.3. Das tatsächliche dehnratenabhängige Materialverhalten wird also von Trägheitseffekten überlagert, deren vertiefter Untersuchung und Quantifizierung mittels experimenteller, analytischer oder numerischer Ansätze in der Literatur zahlreiche Veröffentlichungen gewidmet sind, siehe z. B. [LM03], [ZH08], [HHL10], [CLG13], [Ha13], [Al15].

Ein weit verbreiteter Versuchsaufbau zur Materialcharakterisierung bei Dehnraten oberhalb des SHB ist der (*Flyer-*)*Plate Impact Test* resp. *High-velocity Plate Impact* in Abb. 4-5. Das Verfahren erlaubt die Erzeugung sehr großer Dehnraten und Drücke unter kontrollierten Bedingungen. Durch die sehr hohen Drücke können nach [Ge13] so große Temperaturerhöhungen entstehen, dass sie sich ungünstig auf die Festigkeit auswirken. Auf eine Darstellung der Methode wird an dieser Stelle mit Verweis auf [GPZ01] verzichtet. Eine Chronologie zu vorwiegend in Deutschland durchgeführten Untersuchungen zum hochdynamischen Materialverhalten von Beton ist darüber hinaus in [SLS06] enthalten.

4.1.4.3 Materialtechnologische Ursachen für das dehnratenabhängige Materialverhalten

Wie z. B. in [Am83], [BP91], [Li05a] und [Ge13] zusammengefasst ist, führten Materialuntersuchungen bei erhöhten Dehnraten zu der Erkenntnis, dass sowohl die Druck- als auch die Zugfestigkeit bis zu einem Schwellenwert der Dehnrate nur moderat, und bei darüber liegenden Dehnraten stärker bis auf ein Vielfaches der quasistatischen Festigkeiten ansteigen. In der Regel werden für Druck- und Zugbeanspruchung unterschiedliche Schwellenwerte angegeben. Je Schwellenwert finden sich in der Literatur in Abhängigkeit von Untersuchungsmethode, Betonmischung etc. voneinander abweichende Werte [Al15]. Folgt man dem Ansatz entsprechend [MC 2010], liegt der Schwellenwert mit Dehnraten für Druck 30 s^{-1} und für Zug 10 s^{-1} im unteren Dehnratenbereich von Untersuchungen mit dem im vorherigen Abschnitt beschriebenen SHB.

Die materialtechnologischen Ursachen für das dehnratenabhängige Materialverhalten von Beton sind wegen der Komplexität der sich teilweise überlagernden Effekte nicht abschließend geklärt. Wie bereits beschrieben, werden große Anstrengungen dabei im Hinblick auf die Identifizierung des tatsächlichen Materialverhaltens (*material behaviour*) gegenüber den strukturellen, durch die Untersuchungsmethode begründeten Begleiteffekten (*structural behaviour*), wie Reibung, Trägheit und den daraus folgenden triaxialen Spannungszuständen unternommen. Zwar treten Trägheitseffekte auch in realen Tragwerken auf – bei der numerischen Modellierung mit Hydrocodes, die später in Abschn. 6.3.1 beschrieben werden, führt ein Ansatz von durch Trägheit bedingter Festigkeitssteigerung aber zu einer Überschätzung des Materialwiderstands.

4.1.4.3.1 Einfluss des freien Wassers in den Porenräumen

Die Wirkung des Feuchtegehalts von Beton wurde in der Vergangenheit besonders für dynamisch zugbeanspruchte Materialproben untersucht. Bis zum Schwellenwert kann die Festigkeitssteigerung aber auch unter Druckbeanspruchung hauptsächlich dem im Beton befindlichen freien Wasser zugeschrieben werden. GEBBEKEN ET AL. [Ge13] führten aus, dass das Wasser in den Kapillarporenräumen unter erhöhten Dehnraten örtlich stützend und vergleichmäßigend auf die Gefügespannungen wirkt und auf diese Weise die Bildung von Mikrorissen verzögert wird. Für dynamische Druckfestigkeiten diskutierten BISCHOFF & PERRY [BP91] den Einfluss der Betonfeuchte kritisch und wiesen auf die Zusammenhänge zwischen den Lagerungsbedingungen, der Betonfeuchte bei der Prüfung sowie den „realen“ und gemessenen statischen Festigkeiten hin.

Auch unter Zugbeanspruchung wird die Festigkeitssteigerung bis zum Schwellenwert maßgeblich dem freien Wasser in den Mikroporen zugeschrieben, das sich, wie im Folgenden gezeigt wird, aber auch bei höheren Dehnraten festigkeitssteigernd auswirkt. Eine auf ROSSI [Ro91] zurückgehende, heute weitgehend akzeptierte qualitative Erklärung ist der *Stéfan-Effekt*. Mit dem Stéfan-Effekt wird nach [Ro91] die Entstehung einer Rückstellkraft F durch einen Flüssigkeitsfilm bezeichnet,

wenn dieser als Trennschicht zwischen zwei ideal flachen Platten liegt, die auseinandergezogen werden. Die folgende Gl. (4.8) nach [Ro91] ist für die Verhältnisse innerhalb des Betongefüges zwar nur bedingt aussagekräftig, verdeutlicht aber wesentliche Einflussfaktoren auf die Größe der Rückstellkraft F :

$$F = \frac{3\eta V^2}{2\pi a^5} \cdot \left(\frac{da}{dt}\right) \tag{4.8}$$

Nach diesem Modell haben das Volumen V der Flüssigkeit sowie insbesondere der Anfangsabstand a der Flächen exponentiellen Einfluss auf die Rückstellkraft F . Letztere steigt zudem proportional mit der Viskosität η sowie mit der Geschwindigkeit (da/dt) , mit der die Platten auseinander gezogen werden. Übertragen auf das Betongefüge wirkt das Wasser in den gesättigten Mikroporen damit einer äußeren Zugbelastung entgegen, sodass nach ROSSI & TOUTLEMONDE [RT96] die Mikrorissbildung und Rissfortpflanzung eingeschränkt wird. Je mehr Wasser in den Poren des Betons enthalten ist, desto höher ist auch die dehnratenabhängige Zugfestigkeitssteigerung bis zum Schwellenwert, wie z. B. in [Re82], [Ca01] oder [WF13] gezeigt wird.

VEGT [Ve16] hielt kürzlich auf Basis ihrer Literaturrecherche fest, dass das Materialverhalten wassergesättigter Betone in den dazu durchgeführten Untersuchungen im Bereich von 10^{-6} bis 10^2 s^{-1} eine übereinstimmend höhere Abhängigkeit von $\dot{\epsilon}$ zeigte, wobei sie unter Zugbeanspruchung einen Schwellenwert von ungefähr 1 s^{-1} ausmachte. Sie beschrieb außerdem, dass die Steigerung der Zugfestigkeit zwar von Dehnrate, Porenstruktur, Sättigungsgrad und Breite der Risszone abhängt, aber lediglich die in den Kapillarporenräumen enthaltene Feuchtigkeit zu der Festigkeitssteigerung unter Zug beiträgt. Zudem bewirkt das Porenwasser auch günstigere Materialeigenschaften im Nachbruchbereich. VEGT führte zur Festigkeitssteigerung unter Zug eigene Versuche durch, deren Ergebnisse in der folgenden Tab. 4-6 zusammengefasst sind.

Tab. 4-6: Dynamic Increase Factor (DIF) für die Zugfestigkeit von Beton in Abhängigkeit von dessen Feuchtegehalt, Auszug aus [Ve16]

Randbedingung	Prüfmethode	Probenanzahl n	$\dot{\epsilon}$ [s^{-1}]	f_t [MPa]	St.-Abw. s [MPa]	DIF [-]
Normal*	Statisch	6	$2,7 \cdot 10^{-6}$	3,30	0,32	1,0
	SHB**	6	1,1	5,58	0,21	1,7
	MSHB**	8	47,3	10,87	0,90	3,3
Dry 50*	Statisch	9	$2,7 \cdot 10^{-6}$	3,05	0,43	1,0
	SHB**	10	1,1	4,73	0,53	1,6
	MSHB**	5	40,7	8,39	0,80	2,8
Dry 105*	Statisch	5	$3,0 \cdot 10^{-6}$	3,48	0,55	1,0
	SHB**	6	1,8	5,04	0,12	1,5
Wet*	Stat	9	$2,6 \cdot 10^{-6}$	2,05	0,26	1,0
	SHB**	8	10	6,35	0,30	3,1
	MSHB**	7	58,1	17,14	2,50	8,4

* Bohrkernentnahme nach 28 Tagen, danach für ca. 21 Tage Lagerung unter den folgenden Bedingungen:
 Normal: 20°C, 50 % r. F.
 Dry 50: 50°C, 15 % r. F.
 Dry 105: 105°C, 2 % r. F.
 Wet: Wasserlagerung
 Alle Betone mit einem Wasser-Zement-Wert von 0,5 ausgeführt.
 ** Split-Hopkinson Bar (SHB) bzw. Modified Split-Hopkinson Bar (MSHB), vgl. [Ve16]

Es wird deutlich, dass sich der Wassergehalt im Beton über alle untersuchten Dehnratenbereiche (Größenordnungen: quasistatisch 10^{-6} , Schwellenwert 1, erhöhte Dehnraten 10^2 s^{-1}) signifikant auf die Zugfestigkeit auswirkte. Mit *Dry 50* bezeichnete, schonend ofengetrocknete Proben, bei denen nach [Ve16] keine signifikant erhöhte Mikrorissanzahl bzw. Länge festzustellen war, wiesen im Vergleich zu luftgelagerten Proben geringere Festigkeitssteigerungen auf. Wassergesättigte Proben erreichten hingegen die deutlich höchsten dynamischen Festigkeiten. Ungeachtet der großen Streuungen ist der mittlere Betrag des Festigkeitszuwachses der wassergelagerten Probekörper dabei vor dem Hintergrund der in allen Probekörpern ebenfalls wirkenden Trägheitseffekte im Vergleich bemerkenswert hoch.

Erwähnenswert ist an dieser Stelle, dass ROSSI [Ro91] ähnliche Beobachtungen zuvor für Dehnraten von bis zu 10 s^{-1} machte. Für trockene Proben war in seinen Untersuchungen sogar gar keine Abhängigkeit von der Dehnungsgeschwindigkeit erkennbar (wobei die genannte Veröffentlichung über etwaige Schädigungen durch die Trocknung bis zum Zustand *totally dry* keine Informationen enthält). Rossi [Ro91] machte die Beobachtung, dass die Bruchflächen mit zunehmender Dehnrate flacher und im Vergleich mehr Gesteinskörner direkt durchtrennt wurden. Er schloss daraus, dass durch freies Wasser in den Poren der Zementsteinmatrix und der Verbundzone zwischen Matrix und Gesteinskörnung eine Angleichung der Zugfestigkeiten zwischen den Betonkomponenten und letztlich eine Homogenisierung des Materials bewirkt wird. Weitere Erklärungsansätze hierzu werden im folgenden Abschn. 4.1.4.3.2 beschrieben. Bereits Anfang der 1990er Jahre resümierte ROSSI [Ro91], dass die Materialfeuchtigkeit nicht nur ein weiterer Parameter für die anwendungsorientierte Komposition des Betons (Porosität, Gehalt an freiem Wasser) ist, sondern deren zeitliche Entwicklung auch für die Implementierung von FE-Modellen berücksichtigt werden sollte.

Für Bauwerke mit Schutzfunktion gegenüber schnellen dynamischen Einwirkungen, wie langfristig ausgelegten Zwischenlagern, ergibt sich daraus ein Interesse an der Prognose bzw. Kenntnis des langzeitigen Austrocknungsverhaltens resp. aktuellen Feuchtegehaltes des Betons.

4.1.4.3.2 Trägheitseffekte auf Mikro- und Mesoebene

Unter anderem in [Cu87], [RT96], [LL11], [Ge13] und [WF13] wird beschrieben, dass mit steigender Belastungsgeschwindigkeit zunehmend Trägheitseffekte eine wichtige Rolle spielen. Neben der bereits beschriebenen Trägheit auf struktureller Ebene (Abschn. 4.1.4.2) betrifft dies auch die Mikro- und Mesoebene. In der Vergangenheit lag der Fokus vieler Veröffentlichungen auf der Analyse zugbeanspruchter Probekörper, bei denen sich im Vergleich zu druckbeanspruchten Proben im Allgemeinen eine deutlich stärkere Dehnratenabhängigkeit zeigt. Wie im Folgenden noch ausgeführt wird, sind viele der nachfolgend beschriebenen Erklärungsansätze aufgrund der meso- und bruchmechanischen Zusammenhänge (vgl. Abschn. 4.1.3) qualitativ auch auf das Verhalten unter Druckbeanspruchung übertragbar.

ZIELINSKI [Zi82], [Zi84] zeigte auf Basis eines bruchmechanischen Modells und begleitend durchgeführter Zugversuche mit dem SHB, dass mit steigender Spannungsrate $\dot{\sigma}$ die Bruchenergie besonders unter hohen Spannungsraten zunimmt. Es stellte sich außerdem heraus, dass die Rissbildung durch die Dehnrate beeinflusst wird und mit höheren Spannungsraten eine steigende Anzahl an Makrorissen zu beobachten war. Das Versagen tritt schließlich ein, wenn die Verformungsenergie schlagartig über die Fortpflanzung und Vereinigung weniger Hauptrisse direkt durch den Querschnitt abgebaut wird. Mit steigendem $\dot{\sigma}$ verliefen Risse nicht mehr hauptsächlich entlang der Verbundzone zwischen Zementsteinmatrix und Gesteinskörnung, sondern vermehrt auch direkt durch die Gesteinskörnung hindurch. In der Konsequenz nahmen Zugfestigkeit, Bruchdehnung und E-

Modul zu. Das Versagensbild resp. die Trennung von Gesteinskörnern und die damit verbundene Abflachung der Bruchflächen wurde später durch Untersuchungen z. B. von VEGT ET AL. [VBW07] und CHEN ET AL. [Ch13] bestätigt.

VEGT, WEERHEIJM & FORQUIN [WF13], [VW15] schlussfolgerten anhand einer Bilanzierung der Risse in den von ihnen untersuchten Proben, dass die Länge des zum Versagen führenden Makrorisses nahezu nicht abhängig von der Dehnrate ist. Bis zum Erreichen des maximalen Lastniveaus bildeten sich mit steigender Verformungsgeschwindigkeit weniger Mikrorisse mit größerer Länge aus, wobei sich die geschädigte Zone insgesamt vergrößerte. Der Beton zeigte unter hoher Belastungsgeschwindigkeit im Vergleich zur quasistatischen Belastung ein weniger sprödes Verhalten. Hinsichtlich der Beobachtungen zur Rissbildung steht das im Widerspruch zu den Ausführungen von ZIELINSKI [Zi82], [Zi84]. Da die von ZIELINSKI verwendeten Proben nicht wie bei den Untersuchungen von VEGT, WEERHEIJM & FORQUIN gekerbt und die Maximalspannungen demzufolge nicht auf eine Stelle konzentriert waren, sind die unterschiedlichen Beobachtungen erklärbar. Erwähnenswert ist jedoch, dass ZIELINSKI in [Zi82] festhielt, dass in seinen experimentellen Untersuchungen die Probenfeuchtigkeit keinen nennenswerten Einfluss auf die dynamische Zugfestigkeit hatte. Dies steht im Widerspruch zu den später von VEGT [VE16] und weiteren Autoren beobachteten deutlichen Festigkeitssteigerungen, vgl. hierzu Abschn. 4.1.4.3.1.

Wie CURBACH [Cu87] schon Ende der 1980er Jahre erläuterte, ist ein wichtiger Aspekt für die zuvor beschriebenen Beobachtungen die Geschwindigkeit der Rissbildung. Die Rayleigh-Wellengeschwindigkeit c_R gilt als obere Schranke für die Rissgeschwindigkeit. Letztere ist für spröde Materialien stets geringer als die Geschwindigkeit einer Rayleigh-Oberflächenwelle (Gl. (4.9) nach [Gr75]) und ergibt sich für Beton mit E-Modul E_c , Rohdichte ρ_c und Querdehnzahl ν aus [Cu87], [GS16]:

$$c_R = \frac{0,87 + 1,12\nu}{1 + \nu} \cdot \sqrt{\frac{E_c}{2(1 + \nu)}} \cdot \frac{1}{\rho_c} \quad (4.9)$$

Für einen konventionellen Beton C35/45 z. B. ergibt sich als Rayleigh-Wellengeschwindigkeit etwa $c_R = 2100 \text{ m/s}$. Die Rissgeschwindigkeit wird in [Cu87], [CE90] und [La09] mit 500 bis 700 m/s angegeben, in [Ge13] mit 1000 m/s oder sogar $1300 \pm 50 \text{ m/s}$ in [FC11]. Die Rayleigh-Welle entlang der Rissoberfläche bewegt sich demnach schneller, als sich der Riss fortpflanzen kann. Über die begrenzte Rissgeschwindigkeit lässt sich nach CURBACH [Cu87] bei schnellen Belastungen auch eine Vergleichmäßigung der Spannungsverläufe erklären, wie anhand von Abb. 4-7 deutlich wird:

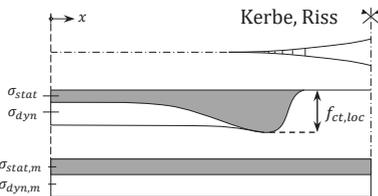


Abb. 4-7: Tatsächliche und mittlere Spannungsverläufe an einer Kerbe für den statischen und dynamischen Fall, in Anlehnung an [Cu87]

Unter quasistatischer Belastung entstehen an Fehlstellen bzw. Kerben Spannungsspitzen (tatsächlicher Spannungsverlauf σ_{stat}). Bei Erhöhung der äußeren Belastung bis zum Überschreiten der lokalen Zugfestigkeit $f_{ct,loc}$ werden Mikrorisse oder deren Fortpflanzung entlang der Schwachstellen im Gefüge initiiert (Poren, Verbundzonen, siehe auch Abschn. 4.1.3.1 und 4.1.3.2). Abseits der Fehlstellen sind die tatsächlichen Spannungen geringer, sodass die gemessene mittlere Spannung $\sigma_{stat,m}$ verhältnismäßig klein ist. Mit steigender Belastungsgeschwindigkeit wird die Rissfortpflanzung zunehmend behindert, sodass insgesamt ein höheres

(mittleres) Spannungsniveau ertragen werden kann. In anderen Veröffentlichungen, wie z. B. [VBW07] oder [XLM10] wird anschaulich beschrieben, dass die Risse bei schnellen Beanspruchungen nicht genügend Zeit haben, nach der „schwächsten Stelle im Gefüge zu suchen“. Wie in Abschn. 4.1.4.3.1 beschrieben ist, wirkt sich der Stéfan-Effekt zusätzlich verzögernd auf die Rissausbreitung aus. So stellten ZHENG & LI [ZL04b], [ZL04a] ein Modell vor, das unter Berücksichtigung des Stéfan-Effektes (Gl. (4.8)) auf Basis dynamischer Spannungsintensitätsfaktoren eine qualitative Erklärung für den Einfluss des freien Wassers und von Trägheitseffekten erlaubt.

Da sich Risse unter zentrischer Zugbelastung direkt unter Lasteinwirkung und nicht indirekt durch mechanische Unverträglichkeiten zwischen den Komponenten Zementstein und Gesteinskörnung bilden (vgl. [ND94] und Abschn. 4.1.3), liegt die stärkere Dehnratenabhängigkeit unter Zugbeanspruchung auf der Hand, vgl. auch [Cu87]. LI & MENG [LM03] sowie später ZHOU & Hao [ZH08] führten auf Basis numerischer Simulationen die stärkere Druckfestigkeitszunahme ab dem Schwellenwert auf das in Abschn. 4.1.4.2 beschriebene *lateral inertia confinement* zurück, wobei der Schwellenwert im Bereich verhältnismäßig hoher Dehnraten von 100 s^{-1} bzw. 200 s^{-1} verortet wurde.

Die Dehnratenabhängigkeit von Beton wird auch von dessen Zusammensetzung und der Festigkeitsklasse beeinflusst. Im Allgemeinen fällt die Dehnratenabhängigkeit für Betone mit niedrigeren quasistatischen Festigkeiten stärker aus, da der Einfluss der Verbundzone auf die Rissbildung unter erhöhten Dehnraten verringert wird. Mittels numerischer Simulationen zeigten HAO & HAO [HH11] zudem, dass mit steigendem Anteil an Gesteinskörnung höhere Festigkeitssteigerungen erreicht werden. Mit ihren Untersuchungen mittels SHB wiesen HAO ET AL. [Ha13] später auch experimentell nach, dass sich der DIF für die Druckfestigkeit mit steigendem Anteil an Gesteinskörnung resp. stärkerer Heterogenität vergrößerte. Dazu passen auch die Ausführungen von VEGT [Ve16], nach denen sich für Zugbeanspruchungen der Schwellenwert des Übergangs vom moderaten zum starken Festigkeitsanstieg in Richtung höherer Dehnraten verschiebt, wenn die Qualität resp. Homogenität und Festigkeit des Betons steigt.

4.1.4.3.3 Einfluss der Belastungsgeschichte

Wie in den vorherigen Abschnitten beschrieben ist, wird die materialbedingte Festigkeitssteigerung insbesondere unter hohen Dehnraten signifikant von der Bildung von Rissen beeinflusst. Wichtigen Einfluss hat demzufolge auch die Belastungsgeschichte (*memory effect*), was sich auch auf das Vorhandensein alterungsbedingter Mikrorisse und Vorschädigungen übertragen lässt. Abb. 4-8 zeigt

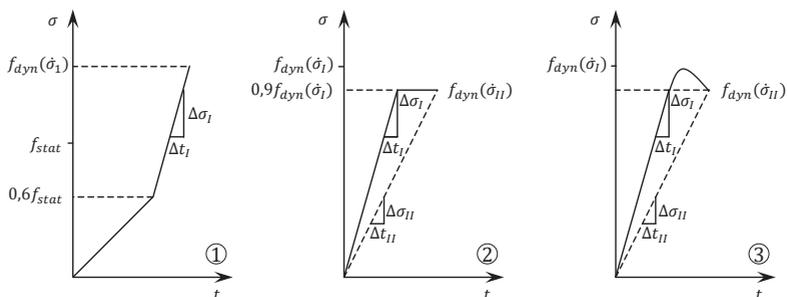


Abb. 4-8: Einfluss der Belastungsgeschichte auf das Materialverhalten unter erhöhten Belastungsgeschwindigkeiten, in Anlehnung an [CEB88]

zur Veranschaulichung drei mögliche Belastungsfälle entsprechend [CEB88]. Solange wie im Fall 1 im Bereich niedriger Belastungen bis zum 0,6-fachen der statischen Festigkeit praktisch keine bzw. sehr wenige Risse gebildet werden, haben die Beanspruchungen vernachlässigbaren Einfluss auf die Festigkeit unter erhöhten Belastungsgeschwindigkeiten. Die zu der jeweiligen Spannungsgeschwindigkeit $\dot{\sigma}_I$ gehörende Festigkeit $f_{dyn}(\dot{\sigma}_I)$ wird unabhängig von der Vorbelastung erreicht. Wird die Last entsprechend Fall 2 mit konstantem $\dot{\sigma}_I$ bis auf $0,9f_{dyn}(\dot{\sigma}_I)$ gesteigert und dann gehalten, so wird das Bauteil, das nun Zeit für die Bildung von Rissen hat, innerhalb kurzer Zeit versagen. Dieser Fall kann auch eintreten, wenn die Belastung wie in Fall 3 von knapp unterhalb der Versagenslast nicht schnell genug heruntergefahren wird. [CEB88] Würde in den Fällen 2 und 3 die Belastung so schnell sinken, dass sie immer unter der aktuellen Festigkeit läge, hätte das Bauteil eine höhere Maximallast ertragen, als unter quasistatischer Beanspruchung. Der Querschnitt hätte wegen der Schädigung aber eine insgesamt kleinere statische Resttragfähigkeit. [Cu87], [CEB88]

Das Materialverhalten entsprechend Fall 2 und 3 lässt sich auch in Übereinstimmung mit den in Abschn. 4.1.4.3.1 beschriebenen Zusammenhängen zur Wirkung des freien Porenwassers bringen. Zwar wirkt das freie Wasser aufgrund seiner Oberflächenspannung in den Kapillarporen auch ohne Bewegung zu einem gewissen Anteil stützend innerhalb des Gefüges (vgl. konstanten Term in [Ro91]) – der Stéfan-Effekt hängt jedoch von der Größe und Geschwindigkeit der Relativverschiebung ab und wird vernachlässigbar klein, sobald der Abstand groß oder die Geschwindigkeit zu null wird, vgl. Gl. (4.8).

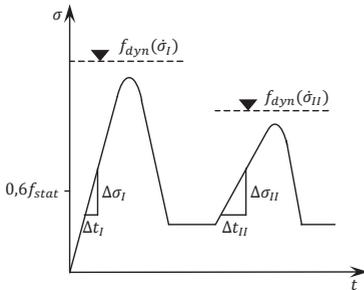


Abb. 4-9: Dynamische Festigkeiten bei unterschiedlichen Belastungsgeschwindigkeiten, in Anlehnung an [CEB88]

Dieser Zusammenhang gilt auch für die dynamische Wiederbelastung, die abhängig vom Lastniveau zu Ermüdungsversagen führen kann. Jeder Belastungsvorgang kann zur Mikrorissbildung und somit zur teilweisen Zerstörung des Querschnitts beitragen, sodass auch die dynamische Festigkeit sinkt. Dabei muss jeder Belastungsvorgang einzeln betrachtet werden, da die jeweils vorhandene Festigkeit, zusätzlich zu der zum Zeitpunkt t_i vorhandenen Schädigung von der Spannungsgeschwindigkeit $\dot{\sigma}_i$ abhängt. Dieser Zusammenhang geht aus Abb. 4-9 hervor. [Cu87], [CEB88]

ZIELINSKI [Zi82] berichtete von Untersuchungen mit zyklisch aufgebracht, dynamischer Zugbelastung, wobei bis zu ca. 6000 Belastungszyklen gefahren wurden. Er stellte einen klaren Zusammenhang zwischen der Anzahl der Belastungszyklen und dem Abfallen der dynamischen Zugfestigkeit fest. ZIELINSKI [Zi82] führte außerdem aus, dass in den Bruchflächen im Vergleich zur einfachen dynamischen Belastung weniger durchtrennte Gesteinskörnung zu finden war. Auch die Untersuchungen von XIAO ET AL. [XLM10] bei relativ geringen Dehnraten zwischen 10^{-5} und $10^{-2} s^{-1}$ zeigten einen deutlichen Zusammenhang zwischen Vorbelastung und dynamischer Zugfestigkeit. Ähnliche Beobachtungen zur dynamischen Zugfestigkeit machten TINIÇ & BRÜHWILER [TB85] für den Einfluss einer Druckvorbelastung. Im Bereich von Dehnraten zwischen 10^{-5} bis $10^{-1} s^{-1}$ stellten sie eine ausgeprägte Korrelation fest, die sie auf die Rissbildung unter der Vorbelastung zurückführten.

Die zuvor genannten Autoren belegen die Schadensakkumulation durch Vorbelastung und deren Auswirkung auf die dynamische Festigkeit (im Bereich moderat erhöhter Dehnraten), wobei Art

und Ausmaß der Rissbildung maßgebende Parameter sind. Es liegt auf der Hand, dass sich auch alterungsbedingte Risse negativ auf die mechanischen Eigenschaften unter dynamischen Beanspruchung resp. deren Festigkeiten auswirken können.

Erwähnenswert sind in diesem Zusammenhang noch die numerischen Untersuchungen von HAO & HAO [HH11]. Mittels numerischer, mesomechanischer Simulationen untersuchten sie den Einfluss der Verbundzone (*interfacial transition zone*, ITZ) auf das mechanische Verhalten von druckbeanspruchten Proben im Dehnratenbereich von 10^1 bis 10^3 s^{-1} . Sie stellten im Vergleich mit einem numerischen Zwei-Phasen-Modell aus Matrix und Gesteinskörnung fest, dass sich neben der statischen Festigkeit durch die Implementierung einer ITZ als poröse Zwischenschicht die Spannungs- und Dehnungsverteilung sowie das Bruchverhalten unter dynamischer Beanspruchung veränderte. Da die Veränderungen der statischen und dynamischen Festigkeiten jedoch proportional zueinander waren, blieb der DIF als auf die statische Festigkeit normierte Größe nahezu unbeeinflusst.

Insbesondere letzteres ist eine wichtige Beobachtung für die später beschriebene Ableitung von Materialparametern für gealterten resp. vorgeschädigten Beton.

4.1.4.4 Steifigkeit und Bruchdehnung

Hauptgegenstand der meisten Veröffentlichungen zur Dehnratenabhängigkeit von Beton ist die Festigkeitssteigerung unter einaxialer Zug- bzw. Druckbeanspruchung – die experimentelle Absicherung mehraxialer Spannungszustände ist nach [Ge13] schwierig umzusetzen – sowie die Klärung ihrer möglichen Ursachen. Dabei sind teilweise auch Informationen über weitere mechanische Parameter wie E-Modul und Bruchdehnung dokumentiert, die hier kurz erwähnt werden sollen.

ZIELINSKI hielt in [Zi82], [Zi84] fest, dass E-Modul und Bruchdehnung unter Zugbelastung dehnratenabhängig ansteigen. Die Steigerung des E-Moduls wurde später durch ROSSI & TOUTLEMONDE [RT96] bestätigt, wobei als Ursachen der Stéfan-Effekt sowie Trägheitseffekte angeführt wurden und der DIF im Vergleich zur Festigkeit weitaus geringer ausfiel. Unter Zugbelastung stellten XIAO ET AL. [XLM10] später fest, dass sich der E-Modul für moderate Dehnraten bis 10^{-1} s^{-1} kaum veränderte, wobei die Proben jedoch vor der Prüfung über ein halbes Jahr im Innenraum gelagert waren. Eine ähnliche Dehnratenabhängigkeit ist für den E-Modul sowie für die Bruchdehnungen auch unter Druck gegeben. Dies wird beispielsweise anhand der Kurvenverläufe aus dem SHB in [GPZ01] und [CWZ15] erkennbar.

Neben der Festigkeit zeigen also auch Steifigkeit und Bruchdehnung ein dehnratenabhängiges Verhalten.

4.1.4.5 Zusammenfassende Bewertung zu den Ursachen des Dehnrateneffektes

Für das dehnratenabhängige Verhalten von Beton werden in der Literatur verschiedene mögliche Ursachen diskutiert, wobei zwischen den Einflüssen aus der Untersuchungsmethode und den materialtechnologischen Ursachen zu unterscheiden ist. Auf der Materialseite zeigen sich sowohl die Wirkung des freien Wasser in den Kapillarporen als auch Trägheitseffekte auf der Mikro- und Mesoebene als wahrscheinlichste Ursachen für den zu beobachtenden Dehnrateneffekt. Es wurde erwartungsgemäß auch gezeigt, dass eine Vorschädigung gleichermaßen Auswirkungen auf die quasistatische und die dynamische Festigkeit hat. Inwieweit das relevanten Einfluss auf die Eigenschaften gealterten Betons haben kann, wird im Weiteren in Abschn. 5.1.2 diskutiert.

4.1.5 Mechanisches Verhalten unter hohen Drücken

Die Beschreibung des Materialverhaltens von Beton unter hohen Drücken ist insbesondere für die Verwendung von Simulationsprogrammen, im Speziellen Hydrocodes (siehe Abschn. 6.3.1), interessant. Wesentliche Zusammenhänge werden im Folgenden wiedergegeben. Von einer Darstellung der Formeln wird in diesem Abschnitt mit Verweis auf weiterführende Literatur aber abgesehen, da sie in der weiteren Arbeit allenfalls implizit über die Implementierung von Hydrocode-Simulationen verwendet werden.

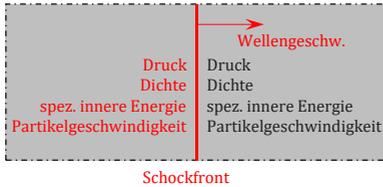


Abb. 4-10: Schematische Darstellung der Zustandsgrößen vor (schwarz) und hinter (rot) einer planaren Schockfront, in Anlehnung an [Ha09]

Wie in Abschn. 3.5 beschrieben wird, können sich die durch einen Stoßvorgang in das getroffene Bauteil eingebrachten Wellen zu Schockwellen aufsteilen. Über eine Schockfront ändern sich die Zustandsgrößen im Material in Form von Druck, Dichte, spezifischer innerer Energie und Partikelgeschwindigkeit schlagartig, d. h. diskontinuierlich. Abb. 4-10 zeigt diese vier Zustandsgrößen vor und hinter einer Schockfront sowie die Geschwindigkeit der Schockwelle. Sind die Zustandsgrößen vor der Schockfront bekannt, stehen auf Basis der Massen-, Impuls- und Energieerhaltung mit den *Rankine-Hugoniot-Sprungbedingungen* drei Gleichungen für fünf Unbekannte zur Verfügung, vgl. z. B. [Ha09].

Mit der Definition einer Anfangsbedingung und einer weiteren Bestimmungsgleichung – einer *Zustandsgleichung* (engl. *Equation of State (EoS)*) – lässt sich das Problem eindeutig lösen. Verschiedene Arten und Formen von *Hugoniot-Kurven* bzw. von *Hugoniot-Zustandsgleichungen* haben als konstitutive Beziehungen Eingang in leistungsfähige Materialmodelle gefunden, die u. a. für die Modellierung von hochdynamisch beanspruchten Bauteilen entwickelt wurden. Die Zustandsgleichung dient in der numerischen Modellierung der Beschreibung des Druck-Dichte-Verhältnisses bzw. Druck-Volumen-Verhältnisses, das für eine realitätsnahe Erfassung des mechanischen Verhaltens von Beton unter hohen Drücken berücksichtigt werden muss.

Die experimentelle Bestimmung von materialspezifischen Daten für eine EoS ist aufwändig und teuer, weil sehr hohe Drücke weit jenseits der einaxialen Druckfestigkeit von Beton erzeugt werden müssen und sich diese nur hochdynamisch aufbringen lassen. Weil jeder Punkt der Hugoniot-EoS einem thermodynamisch stabilen Zustand entspricht, müssen für die Bestimmung des Funktionsverlaufs mehrere Versuche durchgeführt werden (siehe hierzu Abschn. 3.5.2). Zumeist geschieht die experimentelle Bestimmung der Materialparameter über *Flyer-Plate Impact Tests* (vgl. 4.1.4.2) oder *Kontaktdetonationen*. RIEDEL [Ri00] und HARTMANN [Ha09] bedienten sich darüber hinaus aufwändiger mesomechanischer Simulationen zur rechnerischen Bestimmung einer EoS für Beton. Zusammenstellungen von experimentellen EoS-Daten für Beton werden in [Gr04] und [La07] angegeben. Detaillierte Beschreibungen zu den theoretischen Grundlagen einer EoS sind in [Ri00] und [Ha09] zu finden.

4.1.5.1 Einfluss des freien Wassers in den Porenräumen

Analog zur Dehnratenabhängigkeit hat der Feuchtegehalt des Betons signifikanten Einfluss auch auf das Materialverhalten unter hohen Drücken hat. VU ET AL. [Vu09] untersuchten zylindrische

Proben (Durchmesser 7 cm, Länge 14 cm) aus Normalbeton unter hohen quasistatischen Druckbelastungen in einer Triaxialzelle. Die Druckbelastung setzte sich aus einem hydrostatischen Spannungsanteil p_h von bis zu 650 MPa und einer (deviatorischen) Spannung in Probenlängsrichtung p_d zusammen. Es wurden wassergesättigte (Wassersättigung $Sr = 100\%$), nasse bzw. feuchte (85 %, 70 % und weitere) sowie ofengetrocknete Proben (11 %) untersucht. Dabei zeigte sich, dass Verformungsverhalten und Festigkeit nicht nur vom Betrag der anstehenden hydrostatischen Druckspannung p_h , sondern auch stark von der Wassersättigung Sr abhängen. Das für diese Arbeit wesentliche Untersuchungsergebnis soll anhand des Diagramms auf der rechten Seite von Abb. 4-11 erläutert werden. Auf der linken Seite ist zur besseren Anschaulichkeit eine Skizze des Betonzyinders mit den anstehenden Spannungen dargestellt.

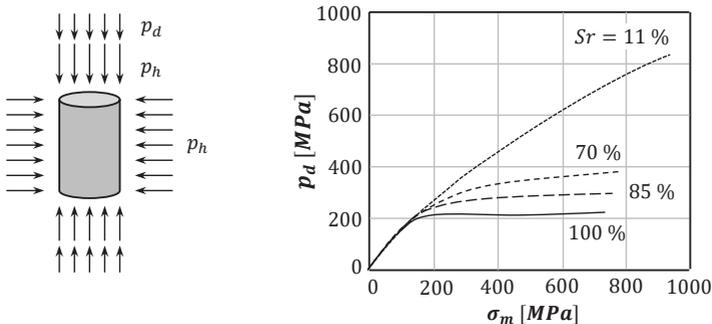


Abb. 4-11: Idealierte Darstellung des Zusammenhangs zwischen mittlerer und deviatorischer Spannung σ_m und p_d für Beton unterschiedlicher Wassersättigung, nach [Vu09]

Das Diagramm zeigt für unterschiedlich feuchte Betone das Verhältnis aus der mittleren Spannung σ_m und der axialen Druckspannung p_d , wobei für σ_m nach [Vu09] gilt:

$$\sigma_m = \frac{1}{3} \cdot ((p_h + p_d) + 2p_h) \quad (4.10)$$

Ein Hauptergebnis der Untersuchungen von VU ET AL. [Vu09] ist, dass die maximal ertragbare Spannung p_d mit der Wassersättigung des Betons korreliert und mit zunehmender Austrocknung eine höhere maximale Spannung p_d resp. Festigkeit erreicht wird. Dieser Zusammenhang lässt sich in Abb. 4-11 leicht ablesen. VU ET AL. [Vu09] beschrieben weiter, dass sich wassergesättigte oder nasse Probekörper unter hohen hydrostatischen Spannungen gegenüber Volumenverringerungen ε_v zwar steifer verhielten, gleichzeitig aber bedeutend an zusätzlich aufnehmbare Druckspannung p_d einbüßten. Dabei scheint die maximale Spannung p_d bei wassergesättigtem und nassem Beton nach [Vu09] unabhängig von der Höhe der anstehenden hydrostatischen Spannung p_h durch eine obere Schranke begrenzt zu sein, vgl. die unteren beiden Kurven in Abb. 4-11.

Einen Zusammenhang zwischen Wassersättigung und Festigkeit stellten VU ET AL. [Vu15] kürzlich auch für hochfesten Beton fest. Für diese Arbeit lässt sich daraus schließen, dass die Bauteilfeuchte nicht nur im Hinblick auf die Dehnratenabhängigkeit, sondern eine wichtige Randbedingung auch für das Materialverhalten unter hohen Drücken ist.

4.1.6 Quantifizierung der Materialkennwerte und stochastischer Streuungen

Die mechanischen Eigenschaften von Beton sind aufgrund des inhomogenen Gefüges, der stochastischen Streuungen der Eigenschaften der Einzelkomponenten und hinsichtlich des tatsächlichen Mischungsverhältnisses, der Bedingungen bei Betonbereitung, -einbau und -nachbehandlung, der Baustellenüberwachung und der unterschiedlichen Prüfmethode Streuungen unterworfen. Für die Bemessungspraxis sind durch [MC 2010] resp. [DIN EN 1992-1-1] die Zusammenhänge zwischen den Fraktil- und Mittelwerten der Festigkeiten und deren Beziehung zur Steifigkeit gegeben. Im weiteren Verlauf der Arbeit werden für Beton an mehreren Stellen rechnerische Zusammenhänge und einige statistische Kenngrößen benötigt. Diese sind im Folgenden zusammengetragen.

4.1.6.1 Kurzzeitige Beanspruchung

4.1.6.1.1 Druckfestigkeit

RÜSCH ET AL. [RSR69] fanden in einer statistischen Auswertung international erhobener Daten von Baustellen heraus, dass die Verteilung der Betondruckfestigkeit am besten durch eine Normalverteilung oder im Falle sehr niedriger Betongüten durch eine logarithmische Normalverteilung beschrieben werden kann, was durch spätere Untersuchungen bestätigt wurde, vgl. [SFL09]. Sie schlugen auf Basis ihrer Untersuchungen zudem einen multiplikativen Ansatz für die Berechnung der Standardabweichung vor, in dem die Art und die Eigenschaften der Ausgangsstoffe, der Betonbereitung und der Überwachung berücksichtigt werden und in dessen Ergebnis die Standardabweichungen zwischen 1,5 und 10 MPa liegen.

In der Schweiz wurden später die Ergebnisse aus der Qualitätskontrolle in einem Fertigteilwerk über ein Jahrzehnt für eine Sorte von höherfestem Normalbeton mit Würfeldruckfestigkeiten von etwa 60 MPa durch STAMM & ZENOBI [SZ75] ausgewertet, wobei für die 28-Tage-Festigkeit mehr als 1600 Prüfergebnisse vorlagen. Unabhängig vom Prüfzeitpunkt innerhalb der ersten 28 Tage ergab sich für die normalverteilten Messergebnisse eine nahezu konstante Standardabweichung von etwa 3,6 MPa. Diese Größenordnung findet sich auch in einer Zusammenstellung von Variationskoeffizienten und Standardabweichungen in Abhängigkeit von den Bedingungen der Fertigung und Überwachung nach SPAETHE [Sp92] wieder. Dieser schlug vor, für niedrige Festigkeiten konstante Variationskoeffizienten *var* und für mittlere und höhere Festigkeiten konstante Standardabweichungen *s* anzusetzen. Für heute übliche Normalbetone kann demnach hauptsächlich mit konstanten Standardabweichungen gerechnet werden. Eine Zusammenstellung entsprechender Werte für *s* in Abhängigkeit von der Fertigungsqualität und Kontrolle enthält Tab. 4-7.

Tab. 4-7: Standardabweichungen für die Druckfestigkeit von Normalbeton, Auszug aus [Sp92]

Qualität der Fertigung und Kontrolle	Standardabweichung s_{f_c} [MPa] für $f_{cm} \geq 20 \text{ MPa}$
Betonwerke mit guten Ausgangsstoffen, geschultem Personal und einwandfreier Fertigungskontrolle	$s_{f_c} = 2,5 \dots 4,0$ $s_{f_c} = 3,0$
Größere Baustellen und Transportbeton mit normalen Fertigungs- und Kontrollbedingungen	$s_{f_c} = 4,0 \dots 5,5$ $s_{f_c} = 4,5$
Kleinere Baustellen mit Herstellung des Betons auf der Baustelle	$s_{f_c} = 5,5 \dots 7,0$ $s_{f_c} = 6,0$

Entsprechend SCHNELL ET AL. [SFL09] stellte TUE [Tu07] später auf Basis seiner Untersuchungen einen Zusammenhang zwischen s_{f_c} und f_c her und gab für Normalbeton als Mittelwert für die Standardabweichung $3,5 \text{ MPa}$ sowie als 5%- und 95%-Quantilwert $1,3 \text{ MPa}$ und $5,6 \text{ MPa}$ an.

In der Praxis werden in [MC 2010] bzw. [DIN EN 1992-1-1] die Streuungen über einen Zusammenhang zwischen der charakteristischen und der mittleren Festigkeit f_{ck} und f_{cm} berücksichtigt. Als wichtigste mechanische Größe sind die charakteristischen Werte der Zylinder- und Würfeldruckfestigkeiten nach 28 Tagen und Normlagerung heute direkt aus der Bezeichnung der Betonfestigkeitsklassen ablesbar. Dabei entsprechen die charakteristischen Festigkeiten dem 5%-Quantil der möglichen Festigkeitsmesswerte für den jeweils betrachteten Beton. In der Schreibweise von [MC 2010] lautet der Zusammenhang zwischen f_{ck} und f_{cm} :

$$f_{cm} = f_{ck} + \Delta f \quad (4.11)$$

mit $\Delta f = 8 \text{ MPa}$

Hierin ist Δf ein Maß für die Streuungen und unabhängig von der Festigkeitsklasse des Betons. Für den gegebenen Wert lässt sich aus Gl. (2.25) für Normalbeton eine Standardabweichung von $s_{f_c} = 4,86 \text{ MPa}$ berechnen. Man erkennt im Vergleich mit den genannten Untersuchungsergebnissen in der Literatur, dass die normgemäße Festlegung von Δf eher konservativ ist.

Der Vollständigkeit halber sei an dieser Stelle darauf hingewiesen, dass beim Mischungsentwurf in der Regel Vorhaltemaße definiert werden, die die angestrebte Festigkeit erhöhen und im Bauwerk tendenziell zu höheren Betongütern führen. Dies hat jedoch keine Auswirkungen auf Zuverlässigkeitsbetrachtungen im Zuge der Planung neuer Anlagen und wird im Rahmen dieser Arbeit nicht weiter verfolgt.

4.1.6.1.2 Zugfestigkeit

Die Zugfestigkeit ist ein stark streuender Parameter. So können sich z. B. mögliche, hauptsächlich durch Austrocknung bedingte Eigen- und Gefügespannungen mit der äußeren Belastung überlagern und die tatsächlich ertragbaren Zugspannungen stark beeinflussen, siehe z. B. [Re10], [MW14]. Die mittlere Zugfestigkeit f_{ctm} von Normalbeton darf entsprechend [MC 2010] in Abhängigkeit von der charakteristischen Betondruckfestigkeit f_{ck} ermittelt werden zu:

$$f_{ctm} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} \quad (4.12)$$

Weiter kann f_{ctm} für Betonfestigkeitsklassen oberhalb eines C50/60 abgeschätzt werden zu:

$$f_{ctm} = 2,12 \ln(1 + 0,1 (f_{ck} + \Delta f)) \quad (4.13)$$

Analog zur Druckfestigkeit gilt $\Delta f = 8 \text{ MPa}$. Nach [MC 2010] dürfen die charakteristischen Werte $f_{ctk,min}$ und $f_{ctk,max}$ der Zugfestigkeiten berechnet werden aus:

$$f_{ctk,min} = 0,7 f_{ctm} \quad (4.14)$$

$$f_{ctk,max} = 1,3 f_{ctm} \quad (4.15)$$

Mit $\Delta x_p = 0,3 f_{ctm}$ aus Gl. (4.14) und (4.15) ergibt sich entsprechend Gl. (2.25) für $s = 0,182 f_{ctm}$.

Wegen der verhältnismäßig großen Streuungen darf die Betonzugfestigkeit beim Nachweis auf Biegung im Grenzzustand der Tragfähigkeit entsprechend [DIN EN 1992-1-1] nicht angesetzt werden. Es ist im Rahmen dieser Arbeit dennoch sinnvoll, die statistischen Kennwerte der Zugfestigkeit zu berücksichtigen, da diese für bestimmte Versagensmodi unter Impactbelastungen eine wichtige Rolle spielt. Wie in Abschn. 4.1.4.3 bereits beschrieben wurde, weist Beton unter Zugbeanspruchung darüber hinaus eine stärkere Dehnratenabhängigkeit auf.

4.1.6.1.3 Elastizitätsmodul

Wie die Zugfestigkeit darf auch der E-Modul von Beton in Abhängigkeit von der Druckfestigkeit berechnet werden. Der Tangentenmodul E_{ci} im Ursprung der Spannungsdehnungslinie kann nach Gl. (4.16) ermittelt werden, sodass sich in der Formulierung nach [MC 2010] ergibt:

$$E_{ci} = E_{c0} \alpha_{GK} \left(\frac{f_{ck} + \Delta f}{10} \right)^{\frac{1}{3}} \quad (4.16)$$

mit $E_{c0} = 21,5 \cdot 10^3 \text{ MPa}$

In Gl. (4.16) geht über den Wert $\Delta f = 8 \text{ MPa}$ wieder die Streuung der mechanischen Eigenschaften ein. Über den Koeffizienten α_{GK} nach Tab. 4-8 wird der Einfluss der Art der Gesteinskörnung auf die Steifigkeit des Betons berücksichtigt.

Tab. 4-8: Einfluss der Art der Gesteinskörnung auf den E-Modul von Beton, Faktor α_{GK} nach [MC 2010]

Art der Gesteinskörnung	α_{GK}
Basalt, dichter Kalkstein	1,2
Quarzitische Gesteinskörnung	1,0
Kalkstein	0,9
Sandstein	0,7

Der E-Modul E_c kann nach [MC 2010] dann unter Berücksichtigung der schon früh einsetzenden Rissbildung unter Last (siehe hierzu auch Abschn. 4.1.3.1) als Sekantenmodul ermittelt werden mit:

$$E_c = \kappa E_{ci} \quad (4.17)$$

mit $\kappa = 0,8 + 0,2 \frac{f_{cm}}{88} \leq 1,0$ bzw. $\kappa = 0,8 + 0,2 \frac{f_{ck} + \Delta f}{88} \leq 1,0$ (4.18)

4.1.6.2 Erhöhte Dehnraten

Bei den in der Vergangenheit durchgeführten Untersuchungen wurde schwerpunktmäßig der DIF für die Festigkeit unter einaxialer Druck- und Zugbeanspruchung bestimmt. Für weitere Materialeigenschaften, wie z. B. das Spannungs-Dehnungs-Verhalten, die Querdehnzahl, die maximale Bruchdehnung oder die Entfestigung durch Rissbildung liegen wegen der experimentellen und numerischen Komplexität wenige bis gar keine Daten vor. Zur Beschreibung des DIF für die (einaxialen) Festigkeiten sind verschiedene Ansätze in der Literatur verfügbar, die jeweils durch Regression an Versuchsdaten angepasst wurden. Wegen der großen Vielfalt an Versuchsaufbauten und Messtechnik ergeben sich bei grundsätzlicher Bestätigung der Tendenz zur Festigkeitssteigerung jedoch streuende Ergebnisse und unterschiedliche Gültigkeitsbereiche [Cu87], [XW13], [Ch13].

Im Folgenden wird exemplarisch der Ansatz zur Erfassung der dehnratenabhängigen Steigerung der Festigkeit und des E-Moduls nach [MC 2010] beschrieben, der den, auch für diese Arbeit relevanten Dehnratenbereich, bis $\dot{\epsilon} = 300 \text{ s}^{-1}$ abdeckt. Dieser Ansatz ermöglicht die Beschreibung der Festigkeitssteigerung, des E-Moduls und der Bruchdehnung sowohl auf Basis der Spannungsrate $\dot{\sigma}$ als auch auf Basis der Dehnrate $\dot{\epsilon}$. Die folgenden Angaben beziehen sich ausschließlich auf die üblicherweise verwendeten Formulierungen in Abhängigkeit von der Dehnrate $\dot{\epsilon}$.

4.1.6.2.1 Druckfestigkeit

In Abhängigkeit von der Stauchungsrate $\dot{\epsilon}_c$ darf die Erhöhung der Festigkeit resp. der DIF nach [MC 2010] bestimmt werden mit:

$$\frac{f_{c,imp,k}}{f_{cm}} = \left(\frac{\dot{\epsilon}_c}{\dot{\epsilon}_{c0}} \right)^{0,014} \quad \text{für } \dot{\epsilon}_c \leq 30 \text{ s}^{-1} \quad (4.19)$$

$$\frac{f_{c,imp,k}}{f_{cm}} = 0,012 \left(\frac{\dot{\epsilon}_c}{\dot{\epsilon}_{c0}} \right)^{1/3} \quad \text{für } \dot{\epsilon}_c > 30 \text{ s}^{-1} \quad (4.20)$$

für $30 \cdot 10^{-6} \text{ s}^{-1} < |\dot{\epsilon}_c| < 3 \cdot 10^2 \text{ s}^{-1}$

mit $\dot{\epsilon}_{c0} = 30 \cdot 10^{-6} \text{ s}^{-1}$

Zur Berücksichtigung der Spannungs-Dehnungs-Beziehung darf für monoton steigende Druckbeanspruchungen dabei näherungsweise die den quasistatischen Fall beschreibende Gl. (4.1) verwendet werden. In Gl. (4.19) und (4.20) wird die Festigkeitssteigerung als Quotient aus einer charakteristischen dynamischen Druckfestigkeit $f_{c,imp,k}$ und der mittleren Druckfestigkeit unter quasistatischer Belastung f_{cm} angegeben, was implizit eine verzerrte Darstellung der dehnratenabhängigen Festigkeitssteigerung zur Folge hat. Setzt man zur Herleitung eines Quotienten zweier vergleichbarer Werte Gl. (4.11) in Gl. (4.19) und (4.20) ein, erhält man nach einiger Umformung:

$$\frac{f_{c,imp,k}}{f_{ck}} = \left(1 + \frac{\Delta f}{f_{ck}} \right) \left(\frac{\dot{\epsilon}_c}{\dot{\epsilon}_{c0}} \right)^{0,014} \quad \text{für } \dot{\epsilon}_c \leq 30 \text{ s}^{-1} \quad (4.21)$$

$$\frac{f_{c,imp,k}}{f_{ck}} = 0,012 \left(1 + \frac{\Delta f}{f_{ck}} \right) \left(\frac{\dot{\epsilon}_c}{\dot{\epsilon}_{c0}} \right)^{1/3} \quad \text{für } \dot{\epsilon}_c > 30 \text{ s}^{-1} \quad (4.22)$$

Die vorstehenden Formulierungen erlauben die Berechnung eines DIF in Abhängigkeit von den charakteristischen Werten der Druckfestigkeit. Allerdings sind die bereits beschriebenen Unsicherheiten hinsichtlich des dynamischen Materialverhaltens zu beachten, was mutmaßlich auch der Grund für den konservativen Ansatz nach Gl. (4.19) und (4.20) ist. Eine Zusammenstellung weiterer Ansätze enthält z. B. [Sc09].

4.1.6.2.2 Zugfestigkeit

Analog zur Druckfestigkeit wird in [MC 2010] die Zugfestigkeitssteigerung in Abhängigkeit von der Dehnrate $\dot{\epsilon}_{ct}$ als Quotient aus einer charakteristischen und einer mittleren Festigkeit angegeben:

$$\frac{f_{ct,imp,k}}{f_{ctm}} = \left(\frac{\dot{\epsilon}_{ct}}{\dot{\epsilon}_{ct0}} \right)^{0,018} \quad \text{für } \dot{\epsilon}_{ct} \leq 10 \text{ s}^{-1} \quad (4.23)$$

$$\frac{f_{ct,imp,k}}{f_{ctm}} = 0,0062 \left(\frac{\dot{\epsilon}_{ct}}{\dot{\epsilon}_{ct0}} \right)^{1/3} \quad \text{für } \dot{\epsilon}_{ct} > 10 \text{ s}^{-1} \quad (4.24)$$

für $1 \cdot 10^{-6} \text{ s}^{-1} < |\dot{\epsilon}_{ct}| < 3 \cdot 10^2 \text{ s}^{-1}$

mit $\dot{\epsilon}_{ct0} = 1 \cdot 10^{-6} \text{ s}^{-1}$

Drückt man die mittlere Zugfestigkeit als $f_{ctm} = f_{ctk} + \Delta f_{ct}$ aus, ergibt sich in Analogie zu Abschn. 4.1.6.2.1 nach einiger Umformung:

$$\frac{f_{ct,imp,k}}{f_{ctk}} = \left(1 + \frac{\Delta f_{ct}}{f_{ctk}} \right) \left(\frac{\dot{\epsilon}_{ct}}{\dot{\epsilon}_{ct0}} \right)^{0,018} \quad \text{für } \dot{\epsilon}_{ct} \leq 10 \text{ s}^{-1} \quad (4.25)$$

$$\frac{f_{ct,imp,k}}{f_{ctk}} = 0,0062 \left(1 + \frac{\Delta f_{ct}}{f_{ctk}} \right) \left(\frac{\dot{\epsilon}_{ct}}{\dot{\epsilon}_{ct0}} \right)^{1/3} \quad \text{für } \dot{\epsilon}_{ct} > 10 \text{ s}^{-1} \quad (4.26)$$

Unter Berücksichtigung von Gl. (4.14) und $\Delta f_{ct} = 0,3 f_{ctm}$ folgt:

$$\frac{f_{ct,imp,k}}{f_{ctk}} = 1,429 \left(\frac{\dot{\epsilon}_{ct}}{\dot{\epsilon}_{ct0}} \right)^{0,018} \quad \text{für } \dot{\epsilon}_{ct} \leq 10 \text{ s}^{-1} \quad (4.27)$$

$$\frac{f_{ct,imp,k}}{f_{ctk}} = 0,00886 \left(\frac{\dot{\epsilon}_{ct}}{\dot{\epsilon}_{ct0}} \right)^{1/3} \quad \text{für } \dot{\epsilon}_{ct} > 10 \text{ s}^{-1} \quad (4.28)$$

Der DIF für die Zugfestigkeit kann mit den vorstehenden Formulierungen in Abhängigkeit von den charakteristischen Werten berechnet werden.

4.1.6.2.3 Elastizitätsmodul

Die Erhöhung des E-Moduls kann wie auch die Festigkeiten über eine Exponentialfunktion abgeschätzt werden. Eine Besonderheit unter dynamischer Belastung besteht darin, dass der E-Modul für Druck und Zug getrennt als $E_{c,imp}$ und $E_{ct,imp}$ angegeben wird. Entsprechend [MC 2010] gilt:

$$\frac{E_{c,imp}}{E_{ci}} = \left(\frac{\dot{\epsilon}_c}{\dot{\epsilon}_{c0}} \right)^{0,026} \quad (4.29)$$

$$\frac{E_{ct,imp}}{E_{ci}} = \left(\frac{\dot{\epsilon}_{ct}}{\dot{\epsilon}_{ct0}} \right)^{0,026} \quad (4.30)$$

Darin wird E_{ci} entsprechend Gl. (4.16), $\dot{\epsilon}_{c0}$ entsprechend Gl. (4.19) und (4.20) sowie $\dot{\epsilon}_{ct0}$ entsprechend Gl. (4.23) und (4.24) angesetzt. Zur Abschätzung der dehnratenabhängigen Änderung der Dehnung unter Maximallast wird an dieser Stelle auf [MC 2010] verwiesen.

4.1.6.3 Zusammenfassung

Die in den vorherigen Abschnitten beschriebenen Zusammenhänge erlauben die (normenkonforme) Berechnung wesentlicher mechanischer Parameter in Abhängigkeit von der Druckfestigkeit. Für Druck- und Zugfestigkeiten sowie den E-Modul unter kurzzeitiger Beanspruchung sind mögliche Streuungen direkt aus den Gleichungen ablesbar, wobei jeweils der Bezug zwischen mittleren und charakteristischen Werten hergestellt wird. Für jede Betonfestigkeitsklasse gemäß Norm sind die Mittelwerte und Streuungen damit eindeutig beschrieben.

Zur Beschreibung des dehnratenabhängigen Materialverhaltens kann auf [MC 2010] zurückgegriffen werden. Die anhand der vorgestellten Zusammenhänge berechneten Kurvenverläufe für den DIF sind in Abb. 4-12 aufgetragen.

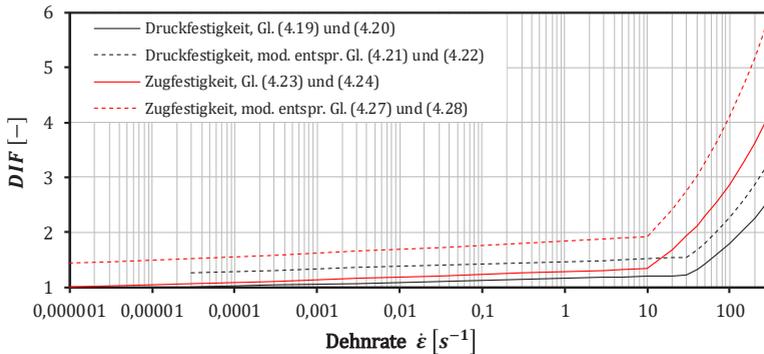


Abb. 4-12: Dehnratenabhängige Festigkeitssteigerungen für einen exemplarischen Beton C35/45

Deutlich erkennbar sind die Unterschiede zwischen Druck- und Zugfestigkeiten hinsichtlich der Gültigkeitsbereiche sowie dem Schwellenwert zwischen moderatem und stärkerem Festigkeitsanstieg. Im Vergleich der beiden Ansätze entsprechend Abschn. 4.1.6.2.1 und 4.1.6.2.2 wird offensichtlich, dass die Absolutwerte des DIF insbesondere für höhere Dehnraten oberhalb des Schwellenwertes deutlich voneinander abweichen – die den Kurven zugrundeliegenden Daten also erheblichen Streuungen unterliegen. Dabei sticht insbesondere die Zugfestigkeit heraus, für die sich nach Gl. (4.28) maximale Festigkeitssteigerungen um das etwa 6-fache ergeben. Tatsächlich wird in [Ge13] und [XW13] davon berichtet, dass im Versuch das bis zu 9-fache der quasistatischen Zugfestigkeit gemessen wurde. Auch VEGT [Ve16] stellte maximale Festigkeitssteigerungen fest, die in diesem Bereich liegen, vgl. Tab. 4-6. Nach [MC 2010] ist in diesem Bereich ein maximaler DIF von nur etwa 4 anzusetzen.

Im Gegensatz zu den Festigkeitssteigerungen ist die dehnratenabhängige Erhöhung des E-Moduls nach Gl. (4.29) und (4.30) moderat und verfügt über keinen ausgeprägten Schwellenwert. Unter schneller Druck- bzw. Zugbeanspruchung beträgt der DIF für den E-Modul maximal nur etwa 1,7 bzw. 1,5.

Wie später in Kap. 6 deutlich wird, werden bei empirischen und analytischen Berechnungsansätzen zur Quantifizierung des Materialwiderstands häufig repräsentativ die quasistatische Druck- oder Zugfestigkeit von Beton angesetzt. Die Druckfestigkeit ist als normalverteilte Zufallsvariable über f_{cm} und f_{ck} definiert und im Allgemeinen die wesentliche Bezugsgröße zur Charakterisierung der mechanischen Eigenschaften von Beton. Die mittlere Zugfestigkeit f_{ctm} lässt sich für Normalbeton nach Gl. (4.12) direkt aus der charakteristischen Druckfestigkeit f_{ck} berechnen und hängt somit unmittelbar von der Betondruckfestigkeitsklasse ab. Rechnerisch wird aber im Gegensatz zu der konstanten Standardabweichung für die Druckfestigkeit mit Gl. (4.14) und (4.15) ein proportionaler Zusammenhang zwischen der mittleren Zugfestigkeit und deren Streuungsmaß hergestellt. Auch vor dem Hintergrund der funktionalen Zusammenhänge im mechanischen Verhalten erscheint es als sinnvoll, die Zugfestigkeit in probabilistischen Untersuchungen als eigene, stochas-

tisch unabhängige Variable anzunehmen. Ein solcher Ansatz macht auch im Hinblick auf etwaige Vorschädigungen durch Risse Sinn, die die Zugfestigkeit in stärkerem Maße beeinträchtigen als die Druckfestigkeit.

Wie in Kap. 6 weiter gezeigt wird, können bei der Implementierung von Hydrocode-Simulationen in Abhängigkeit vom Materialmodell weitaus mehr Materialparameter, wie z. B. der E-Modul, die Dehnratenabhängigkeit oder eine Zustandsgleichung, berücksichtigt und entsprechend eingestellt werden. Eine Berücksichtigung aller Parameter als stochastisch unabhängige Zufallsvariablen geht jedoch schon für weniger komplexe Systeme mit sehr hohem Rechenaufwand einher, der dem eigentlichen Zweck nicht gerecht wird (siehe hierzu auch Abschn. 2.2.2.4 und 2.2.3). Eine pragmatische Lösung für das vorliegende Parameterset besteht darin, die dynamischen Materialeigenschaften im Modell nicht anhand von Zufallsvariablen, sondern entsprechend des jeweils gewählten Ansatzes für DIF und EoS zu beschreiben. Sofern die quasistatischen Festigkeiten als Zufallsvariable beschrieben sind, werden deren Streuungen dabei über den DIF auch auf die dynamischen Festigkeiten übertragen.

Es bietet sich darüber hinaus an, in numerischen Simulationen gezielt das Systemverhalten und dessen Grenzen anhand der Eingabe statistisch begründeter Grenzwerte zu studieren. Hierfür müssen sinnvolle Ober- und Untergrenzen gewählt werden, zwischen denen der größte Teil der denkbaren Fälle abgedeckt ist. Auf Basis der Standardnormalverteilung kann dieser Teil als Integral in Abhängigkeit von einem Vielfachen n der Standardabweichungen angegeben werden. Für die benötigten Berechnungsvorschrift wird zunächst der folgende mathematische Ausdruck nach [Br01] in umgeformter Schreibweise benötigt:

$$\phi[p] = 1 - \phi[-p] \tag{4.31}$$

Nach einiger Umformung ergibt sich schließlich für die Wahrscheinlichkeit P , z. B. [Ze13]:

$$P(\mu_{X_i} - n \cdot s_{X_i} \leq x_i \leq \mu_{X_i} + n \cdot s_{X_i}) = 2\phi(n \cdot s_{X_i}) - 1 \tag{4.32}$$

In Tab. 4-9 sind die Ergebnisse für einige Werte von n zusammengestellt.

Tab. 4-9: Fläche unter der Standardnormalverteilung für Unter- bzw. Obergrenze jeweils im Abstand von n Standardabweichungen s vom Mittelwert μ

Koeffizient n	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0
Wahrscheinlichkeit P	0,6826	0,8664	0,9546	0,9876	0,9974

Man erkennt, dass mit $n = 3$ Standardabweichungen nahezu alle denkbaren Fälle abgedeckt sind. Es kann folglich als Untergrenze $x_{i,min}$ resp. als Obergrenze $x_{i,max}$ definiert werden:

$$x_{i,min} = \mu_{X_i} - 3s_{X_i} \tag{4.33}$$

$$x_{i,max} = \mu_{X_i} + 3s_{X_i} \tag{4.34}$$

Für X_i können beispielsweise Festigkeiten berücksichtigt werden. Sollen nun etwa für einen C35/45 eine obere und eine untere Grenze bestimmt werden, ergeben sich mit $f_{cm} = 43 \text{ MPa}$ und $s = 4,86 \text{ MPa}$ (vgl. Abschn. 4.1.6.1.1) die Werte $f_{c,min} = 28,4 \text{ MPa}$ und $f_{c,max} = 57,6 \text{ MPa}$.

4.2 Betonstahl

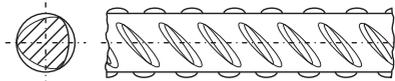
Die große Verbreitung von Beton als Konstruktionsbaustoff wäre ohne den Einsatz von leistungsfähigem Betonstahl heute nicht denkbar. Beton- bzw. Bewehrungsstahl ist in Deutschland seit etwa 100 Jahren genormt und hat in diesem Zeitraum deutliche Veränderungen bezüglich der lieferbaren Sorten und (u. a.) deren mechanischen Eigenschaften erfahren. Für eine in jüngerer Vergangenheit erstellte chronologische Zusammenfassung der Betonstähle und die Entwicklung der mechanischen Eigenschaften sowie deren Streuungen sei beispielsweise auf [SFL09], [Lo14] und [Vo14] verwiesen. In dieser Arbeit liegt der Schwerpunkt auf den heute lieferbaren Betonstahlsorten. [MC 2010] ist analog zu Beton auch im Fall von Bewehrungsstahl die Grundlage für die meisten Bestimmungen der [DIN EN 1992-1-1], enthält aber vergleichsweise wenig Angaben zu stochastischen Parametern. Die folgenden Ausführungen enthalten die wichtigsten Informationen zu den charakteristischen Eigenschaften solcher Betonstähle und relevanter Streuungen.

4.2.1 Stahlsorten

In Deutschland sind die Anforderungen an Bewehrungsstahl in den Produktnormen [DIN 488-1] bis [DIN 488-6] festgeschrieben. Seit der letzten Aktualisierung der [DIN 488-1] aus dem Jahr 2009 sind für stab- oder mattenförmige Bewehrung nur noch Betonstähle der Sorte B500 zugelassen. Dabei sind verschiedene Erzeugnisformen lieferbar, die von Stabstahl über Matten und Bewehrungsdraht in Ringen bis zu Gitterträgern reichen. Die Betonstähle sind jeweils naturharte Stähle, die sich im Hinblick auf das Herstellungsverfahren unterscheiden und demzufolge auch unterschiedliche mechanische Eigenschaften aufweisen. I. d. R. werden Stabstähle wärmebehandelt und Bewehrungsmatten kaltverformt. Letztere verfügen daher über eine geringere Duktilität als Stabstahl und zumeist in die Duktilitätsklasse A eingeteilt. Stabstahl mit seiner höheren Duktilität genügt i. d. R. der Duktilitätsklasse B. Die Duktilitätsklassen lassen sich direkt aus der Bezeichnung der Betonstahlsorte ablesen: B500A (normalduktil) bzw. B500B (hochduktil). Abb. 4-13 zeigt schematisch die Profilierung der Betonstabstähle, die gleichzeitig als Kennzeichnung verwendet wird.

Bei einigen Herstellern ist darüber hinaus Betonstahl B500C lieferbar, dessen Duktilitätseigenschaften über die Forderungen der [DIN 488-1] hinausgehen. In [MC 2010] wird zudem eine Duktilitätsklasse D genannt. Betonstahl hoher Duktilität wird in der Regel bei in Erdbebengebieten errichteten (oder anderweitig dynamisch beanspruchten) Bauwerken eingesetzt, um eine ausreichende Rotationsfähigkeit sicherzustellen und auf diese Weise die Dissipation von kinetischer Energie sowie Schnittgrößenumlagerungen von stark zu weniger stark beanspruchten Bereichen zu ermöglichen. Insofern wären solche Stähle auch im Hinblick auf den Widerstand gegen Stoßbeanspruchungen sinnvoll einzusetzen. Als Sonderfälle sind B500C und B500D aber nicht explizit in [DIN 488-1] geregelt, sodass keine sortenspezifischen stochastischen Daten in der Norm verfügbar sind. Betonstahl der Duktili-

B500A (3 Rippenreihen)



B500B (2 bzw. 4 Rippenreihen)

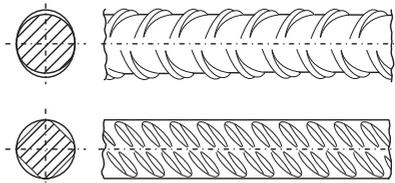


Abb. 4-13: Schematische Darstellung der Kennzeichnung der Betonstähle nach [DIN 488-1]

tätsklasse C ist darüber hinaus zwar entsprechend [DIN EN 1992-1-1/NA] in *Allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen* geregelt, derzeit gibt es nach [DIBt17] aber keine derartige Zulassung. Die beiden Stahlsorten B500C und -D werden im Rahmen dieser Arbeit nicht weiter betrachtet.

4.2.2 Mechanisches Verhalten

Betonstahl zeichnet sich besonders durch sein elastisch-plastisches Verformungsverhalten aus, das dem Verbundbaustoff Stahlbeton einen wesentlichen Teil seiner Duktilität verleiht. Die Materialkennwerte für Betonstähle werden i. d. R. repräsentativ auch für die Eigenschaften unter Druckbeanspruchung im Zugversuch ermittelt. Abb. 4-14 zeigt typische Spannungs-Dehnungs-Beziehungen von warmgewalztem und kaltverformtem Betonstahl.

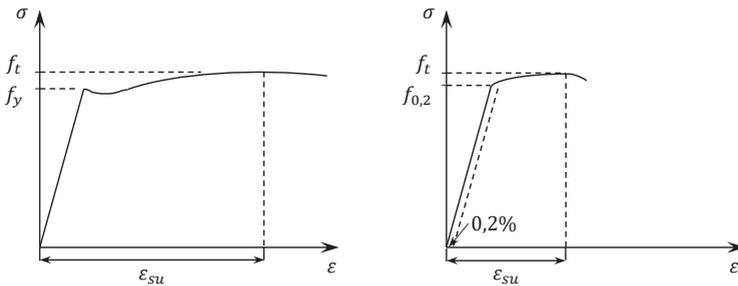


Abb. 4-14: Spannungs-Dehnungs-Linie für typische Betonstähle (li.: warmgewalzt, re.: kaltverformt) in Anlehnung an [DIN EN 1992-1-1] und [MC 2010]

Bis zum Erreichen der Elastizitätsgrenze verhält sich Betonstahl linear-elastisch und geht bei weiterer Laststeigerung in den plastischen Bereich über. Bei warmgewalzten Stählen folgt nach Überschreiten der Streckgrenze f_y zunächst ein Fließplateau, in dem die Dehnungen ohne nennenswerte Laststeigerung größer werden. Im weiteren Verlauf der Spannungs-Dehnungs-Linie geht der Stahl in den Verfestigungsbereich über und nimmt wieder höhere Spannungen auf, bis die Maximalspannung unter gleichmäßiger plastischer Dehnung resp. die Zugfestigkeit f_t erreicht wird. Ab diesem Punkt bildet sich an der schwächsten Stelle der Probe eine Einschnürung, an der es im weiteren Verlauf schließlich zum Bruch kommt. Bei warmgewalzten Stählen lässt sich die Elastizitätsgrenze über ein ausgeprägtes Fließplateau deutlich identifizieren. Da bei kaltverformten Stählen durch das Herstellungsverfahren bereits Gitterverzerrungen im Gefüge eingepreßt sind, gehen diese direkt in den Verfestigungsbereich über. Da sich kein ausgeprägtes Fließplateau zeigt, wird die Elastizitätsgrenze ersatzweise über die 0,2%-Dehngrenze $f_{0,2}$ beschrieben.

Die für die folgenden Betrachtungen wichtigsten Eigenschaften sind in Tab. 4-10 zusammengestellt. Dabei sei für eine Zuordnung der einzelnen Formelzeichen in diesem Abschnitt ausdrücklich auf die Anmerkung in der letzten Tabellenzeile hingewiesen. Die mechanischen Kennwerte in der Nomenklatur der Produktnorm werden jeweils auf den charakteristischen Wert für die Bemessung bezogen. Die Duktilitätsanforderungen beziehen sich auf das Streckgrenzenverhältnis R_m/R_e resp. auf den charakteristischen Wert des Verhältnisses f_t/f_y , sowie auf die Dehnung unter Höchstlast A_{gt} .

Tab. 4-10: Für diese Arbeit relevante Eigenschaften der Betonstahlsorten B500A und B500B nach [DIN 488-1]

Name	Formelzeichen	B500A	B500B	Quantile p [%] bei $W = 1 - \alpha$ (einseitig)
Oberfläche		gerippt	gerippt	
Erzeugnisform/ Lieferform		Betonstahl in Ringen, abgewinkelte Erzeugn., Betonstahlmatten, Gitterträger	Betonstabstahl, Betonstahl in Ringen, abgewinkelte Erzeugn., Betonstahlmatten, Gitterträger	
Streckgrenze	R_e bzw. $R_{p0,2}$ [MPa]	500		5,0 bei $W = 0,90$
Streckgrenzenverhältnis	R_m/R_e	1,05	1,08	10,0 bei $W = 0,90$
Prozentuale Ges.-dehnung bei Höchstlast	A_{gt} [%]	2,5	5,0	10,0 bei $W = 0,90$
Unter- oder Überschreitung der Nennquerschnittsfläche	A_n [%]	+6/-4		95,0/5,0 bei $W = 0,90$
<small>In [DIN 488-1] wird ein Zusammenhang zwischen den verwendeten Symbolen der Produkt- und der Bemessungsnorm, der damaligen DIN 1045-1:2008-08 als Vorgängernorm von [DIN EN 1992-1-1], hergestellt. Demnach ist $R_e = f_{yk}$, $R_m = f_{tk}$, $R_m/R_e = (f_t/f_y)_k$, $R_{p0,2} = f_{0,2k}$, $A_{gt} = \epsilon_{suk}$ und $A_n = A_s$.</small>				

Im Allgemeinen wird der E-Modul von Betonstahl nach [DIN EN 1992-1-1] mit $E_s = 200.000 \text{ MPa}$ angesetzt, die mittlere Dichte ρ_s liegt bei 7850 kg/m^3 . Die Querdehnzahl kann mit $\nu = 0,3$ angenommen werden, vgl. [NVW11].

Für weitere, umfangreiche Informationen zu Betonstählen sei insbesondere auf [M]16) verwiesen.

4.2.3 Mechanisches Verhalten unter hohen Belastungsgeschwindigkeiten

Wie auch bei Beton zeigen experimentelle Ergebnisse übereinstimmend, dass Bau- und Betonstähle ein dehnratenabhängiges Materialverhalten aufweisen. Im Zuge der Experimente wurden in der Vergangenheit außerdem die Spannungs-Dehnungs-Beziehungen über den Belastungsverlauf aufgezeichnet. Kompakte Zusammenstellungen einiger Versuchsreihen sind z. B. bei [Ma75a], [Gr04], [Li05a] sowie [Mi17] zu finden und sollen hier nicht reproduziert werden. Die folgenden Ausführungen fassen die grundlegenden Änderungen des mechanischen Verhaltens von Betonstählen unter erhöhten Verformungsgeschwindigkeiten zusammen.

Auf Basis experimenteller Untersuchungen konnte gezeigt werden, dass die Spannungs-Dehnungs-Beziehung auch unter erhöhten Belastungsgeschwindigkeiten eine prinzipiell ähnliche Gestalt hat, wie im statischen Fall, und sich der DIF der relevanten mechanischen Parameter dabei lediglich verzerrend auswirkt, siehe Abb. 4-15. Während der E-Modul unter erhöhten Belastungsgeschwindigkeiten praktisch unverändert bleibt, konnte im Bereich von bis zu $\dot{\epsilon} = 10 \text{ s}^{-1}$ eine dehnratenabhängige Erhöhung der Streckgrenze, der Zugfestigkeit und der Gleichmaßdehnung festgestellt werden. Der jeweilige DIF wird dabei auch maßgeblich durch die Stahlgüten bzw. das Herstellungsverfahren beeinflusst. Der auf die Festigkeit bezogene DIF nimmt mit steigender Stahlgüte ab, wobei die Festigkeitssteigerungen verglichen mit Beton verhältnismäßig gering ausfallen.

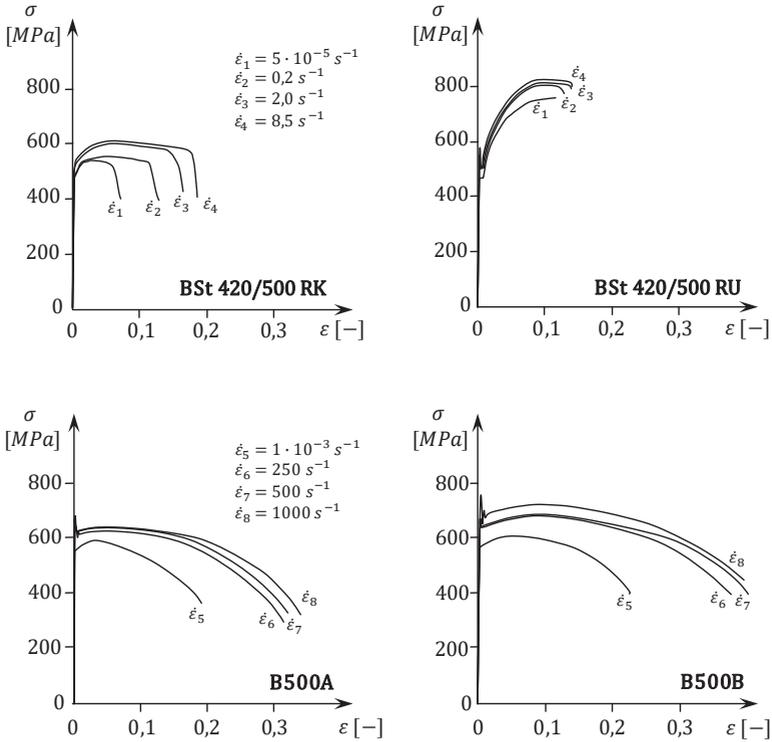


Abb. 4-15: Spannungs-Dehnungs-Beziehungen für kaltverformte und warmgewalzte Betonstähle, mit Daten aus [BL85] (o.) und [CFC15] (u.)

In den von BRANDES & LIMBERGER [BL85] durchgeführten Versuchen an Stählen der damaligen Betonstahlsorten BSt 420/500 RK (kaltverformt) und BSt 420/500 RU (warmgewalzt) war die Erhöhung der Streckgrenze für beide Stahlsorten vergleichbar, siehe Abb. 4-15 oben. Eine starke Korrelation zwischen Herstellungsverfahren und DIF war dagegen für die Gleichmaßdehnung zu beobachten. Der ohnehin duktilere, warmgewalzte Stahl zeigte eine weitaus geringere Steigerung der plastischen Verformungsfähigkeit, als der kaltverformte Stahl.

In jüngerer Vergangenheit durchgeführte Untersuchungen an in Deutschland zugelassenen, modernen Betonstählen unter hohen Dehnraten von bis zu $\dot{\epsilon} = 1000 \text{ s}^{-1}$ (u. a. B500A und -B) sind in [Ca11] und [CFC15] dokumentiert, siehe Abb. 4-15 unten. Im Gegensatz zu moderaten Dehnraten bis $\dot{\epsilon} = 10 \text{ s}^{-1}$ zeigte der B500A bei diesen Versuchen keine signifikant erhöhte Gleichmaßdehnung, aber näherte sich auch unter sehr hohen Dehnraten dem Verhalten des B500B an. Die Versuche zeigen darüber hinaus, dass bei sehr hohen Verformungsgeschwindigkeiten die höchste durchlaufene Spannung nicht der Zugfestigkeit, sondern der oberen Streckgrenze entspricht. Das Phänomen der oberen Streckgrenze führte z. B. MAINSTONE [Ma75a] wie im statischen Fall auf Gitterfehler, z. B. Fremdatome oder Korngrenzen, zurück, die von der der oberen Streckgrenze entsprechenden Spannung zunächst überwunden werden müssen, bevor es zu Gleitprozessen kommen kann.

Hierbei ist die obere Streckgrenze abhängig von der Temperatur und der Dauer der Einwirkung. Unter Verweis auf [RH66] und [CF69] führte MAINSTONE [MA75A] zudem viskose Dämpfungseffekte im Gefüge als weitere Begründung an. Eine wichtige Ursache für die „Überschreitung“ der Zugfestigkeit dürfte zudem wie auch bei sehr schnell beanspruchtem Beton der steigende Einfluss der Trägheit sein (siehe hierzu Abschn. 4.1.4.1).

Zusammenfassend bleibt festzuhalten, dass Betonstahl durch die Steigerung seiner Festigkeit und seines plastischen Dehnungsvermögens unter erhöhten Belastungsgeschwindigkeiten ein günstiges Materialverhalten für den Widerstand von (hoch-)dynamisch beanspruchten Bauteilen entwickelt. Das hier beschriebene mechanische Verhalten unterliegt wie auch im statischen Fall einer Temperaturabhängigkeit. Wegen der für die mechanischen Eigenschaften von Stahl verhältnismäßig geringen Temperaturdifferenzen in Zwischenlagern wird deren Einfluss für das vorliegende Problem im Folgenden vernachlässigt. Für weitere Informationen hierzu sei an dieser Stelle auf [FH01] und [CDF16] verwiesen.

4.2.4 Mechanisches Verhalten unter hohen Drücken

Wie von GEBBEKEN ET AL. [Ge12] ausgeführt wurde, ist Stahl ein sehr dichtes Material, dessen sehr wenige Poren erst unter extremen Drücken kollabieren. Bei Betonstahl sind solche extremen Drücke in Stahlbetonbauteilen jedoch nicht zu erwarten, da die auf den Stahl übertragenden Drücke durch den umliegenden (weicheren) Beton begrenzt sind. GEBBEKEN ET AL. [Ge12] schlugen daher auf Basis des Kompressionsmoduls von Stahl die Berücksichtigung einer linearen Zustandsgleichung vor.

Aus Sicht des Autors ist der Einfluss einer solchen EoS für Betonstahl vergleichsweise gering und wird im Rahmen dieser Arbeit vernachlässigt. Zudem wird eine dreidimensionale Wellenfortpflanzung in numerischen Berechnungen nicht erfasst, wenn die Bewehrung, wie später in Abschn. 6.3 beschrieben ist, mittels Balkenelementen innerhalb von Volumenelementen berücksichtigt wird.

4.2.5 Quantifizierung der Materialkennwerte und stochastischer Streuungen

4.2.5.1 Statisch

Betonstahl ist ein kristalliner und homogener Baustoff, der überwiegend aus Schrott hergestellt wird. Das mechanische Verhalten wird neben den Prozessschritten im Herstellungsverfahren auch durch die chemische Zusammensetzung und etwaige Spurenelemente beeinflusst. [OB05] Die Streuungen der meisten seiner mechanischen Parameter fallen gegenüber Beton dennoch gering aus und spielen beim Nachweis von Stahlbetonbauteilen nur im Einzelfall eine Rolle.

Es wird sich im Verlauf von Kap. 6 zeigen, dass die Bewehrung bisher kaum rechnerisch erfasst werden kann, sofern nicht z. B. nichtlineare Hydrocode-Simulationen verwendet werden. Für die Verwendung *nichtlinearer Verfahren zur Schnittgrößenermittlung* wird in [DIN EN 1992-1-1/NA] die Berücksichtigung einer wirklichkeitsnahen Spannungs-Dehnungs-Linie gefordert, wobei zur Vereinfachung auch ein idealisierter bilinearer Verlauf angenommen werden darf. Für die maximale Dehnung gilt im Allgemeinen $\varepsilon_s \leq \varepsilon_{suk}$, wobei ε_{suk} in Abhängigkeit von der Duktilitätsklasse als A_{gt} aus Tab. 4-10 abgelesen werden kann.

Für die vereinfachte Spannungs-Dehnungs-Linie können die Mittelwerte für die Streckgrenze f_y und Zugfestigkeit f_t berechnet werden aus:

$$f_{ym} = 1,1f_{yk} \tag{4.35}$$

$$f_{tm} = 1,05f_{ym} \text{ (B500A) und } f_{tm} = 1,08f_{ym} \text{ (B500B)} \tag{4.36}$$

Anhand dieser Zusammenhänge ergibt sich als mittlere Streckgrenze $f_{ym} = 550 \text{ MPa}$. Für B500A resp. -B folgen mittlere Zugfestigkeit von ca. $f_{tm} = 580 \text{ MPa}$ resp. $f_{tm} = 595 \text{ MPa}$. Ein solcher Ansatz erscheint auch im Sinne der Begrenzung der Anzahl stochastisch unabhängiger Variablen (vgl. Abschn. 4.1.6.3) für die Modellierung von Impactbelastungen sinnvoll. Dabei kann der E-Modul deterministisch mit $E_s = 200.000 \text{ MPa}$ berücksichtigt werden (vgl. Abschn. 4.2.2).

4.2.5.2 Erhöhte Dehnraten

Während [MC 2010] verhältnismäßig umfangreiche Angaben zur dehnratenabhängigen Änderung der Festigkeits- und Steifigkeitswerte von Beton enthält, wird für das Verhalten von Betonstahl schlicht auf das aus dem Jahr 1988 stammende Dokument [CEB88] verwiesen. Es ist u. a. darin beschrieben, dass der E-Modul unabhängig von der Dehnrate konstant als statischer Bemessungswert $E_s = 200.000 \text{ MPa}$ angesetzt werden kann. Demnach betreffen die Beziehungen zur Beschreibung des dehnratenabhängigen Materialverhaltens von Betonstahl die Größe der Streckgrenze und den plastischen Bereich. Zur Beschreibung der Änderung der dehnratenabhängigen Parameter findet man in [CEB88] den folgenden Zusammenhang:

$$DIF_w = 1 + \left(\frac{\kappa}{w}\right) \cdot \ln\left(\frac{\dot{\epsilon}}{\dot{\epsilon}_0}\right) \text{ für } \dot{\epsilon} \leq 10 \text{ s}^{-1} \tag{4.37}$$

Darin ist $\dot{\epsilon}_0 = 5 \cdot 10^{-5} \text{ s}^{-1}$. Weiter ist κ ein Regressions- und w ein Materialparameter für einige zu dieser Zeit verfügbare Betonstahlsorten. Die Werte für κ und w sind in Tab. 4-11 zusammengefasst, wobei die Nomenklatur für w an die Schreibweise der aktuellen Regelwerke angepasst ist.

Tab. 4-11: Parameter für die Berechnung des dehnratenabhängigen Materialverhaltens von Betonstahl nach [CEB88]

Parameter	w	κ	
		kaltverformt	warmgewalzt
0,2%-Dehngrenze	$R_{p0,2}$	4,3	–
Streckgrenze	R_e	–	5,1
Zugfestigkeit	R_m	6,5	6,4
Gleichmaßdehnung	A_{gt}	0,6	0,3

Es ist zu beachten, dass für die Gültigkeit der Parameter in [CEB88] für kaltverformte Betonstähle lediglich der in Abschn. 4.2.3 bereits beschriebene BSt 420/500 RK angegeben ist. Für warmgewalzte Betonstähle wird neben dem ebenfalls in dieser Arbeit genannten BSt 420/500 RU auch Betonstahl der Sorte BSt 500/550 RTS genannt, der ungefähr einem heutigen B500B entspricht. Man erkennt anhand der Werte für κ in Tab. 4-11 z. B. die in Abb. 4-15 sichtbare, vergleichsweise starke dehnratenabhängige Steigerung der Gleichmaßdehnung A_{gt} bei kaltverformten Stahl wieder.

Erst vor kurzem ermittelten CADONI ET AL. [CFC15] für den gegenüber [CEB88] erweiterten und für metallische Werkstoffe weit verbreiteten Ansatz nach JOHNSON & COOK [JC85] die zur Implementierung in numerische Modelle benötigten Materialkonstanten von modernen Betonstählen B500A und -B. Einige der den Werten zugrundeliegenden Versuchsergebnisse sind weiter vorne in Abb. 4-15 unten abgebildet.

Nach JOHNSON & COOK [JC85] gilt für die Fließspannung σ unter Zug der Zusammenhang:

$$\sigma = [A + B\varepsilon_{pl,eq}^\theta] \left[1 + C \cdot \ln \left(\frac{\dot{\varepsilon}_{pl}}{\dot{\varepsilon}_{pl,0}} \right) \right] [1 - T_0^\omega] \quad (4.38)$$

Der mit Gl. (4.37) verwandte mittlere Term in Gl. (4.38) dient der Beschreibung des dehnratenabhängigen Verhaltens, wobei mit C eine Materialkonstante bezeichnet wird. Weiter wird die Geschwindigkeit bzw. Rate der plastischen Dehnung $\dot{\varepsilon}_{pl}$ auf einen Referenzwert von $\dot{\varepsilon}_{pl,0} = 1,0 \text{ s}^{-1}$ bezogen. Über den vorderen Term kann die Verfestigung mit A, B und θ als Materialkonstanten und $\varepsilon_{pl,eq}$ beschrieben werden. Über den hinteren Term kann mit der Materialkonstante ω und der sogenannten *homologen Temperatur* T_0 (die das Verhältnis der Einsatztemperatur zur Schmelztemperatur eines Materials angibt, siehe [JC85]) die temperaturabhängige Erweichung des Materials berücksichtigt werden. Entsprechende Parameter nach [CFC15] sind in Tab. 4-12 angegeben.

Tab. 4-12: Parameter zur Beschreibung des dehnratenabhängigen Materialverhaltens von B500A und -B, Auszug nach [CFC15]

Stahlsorte	JOHNSON & COOK			
	A [MPa]	B [MPa]	θ [-]	C [-]
B500A	564	946	0,875	0,01769
B500B	571	643	0,720	0,02139

Weil deren Untersuchungen nur bei konstanter Raumtemperatur durchgeführt wurden, setzten CADONI ET AL. [CFC15] den Temperaturfaktor für die Ermittlung der in Tab. 4-12 beschriebenen Parameter auf 1. Damit erübrigt sich die Bestimmung von ω . In Abb. 4-16 sind exemplarisch Kurvenverläufe nach JOHNSON & COOK [JC85] dargestellt, die einen breiten Dehnratenbereich eingrenzen. Die Verfestigung und Dehnratenabhängigkeit ist deutlich zu erkennen.

Zur Implementierung in ein numerisches Modell ist neben dem linearelastischen Bereich z. B. noch die Dehnung unter Höchstlast zu definieren. Wie später noch beschrieben wird, kam ein entsprechendes Materialmodell nach JOHNSON & COOK [JC85] auch für die Beispielberechnungen in dieser Arbeit zum Einsatz.

4.2.5.3 Zusammenfassung

Wie in den beiden vorherigen Abschnitten gezeigt wird, lässt sich das Materialverhalten von Betonstahl unter quasistatischer Beanspruchung gut über die Mittelwerte bzw. unter dynamischen Beanspruchung über deterministische Funktionen beschreiben. Im Rahmen von Zuverlässigkeitsbetrachtungen zu Impactbelastungen kann demnach auf die statistische Beschreibung der eingebauten Bewehrung verzichtet werden.

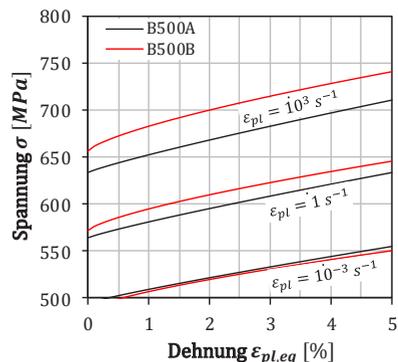


Abb. 4-16: Johnson-Cook-Modell für den plastischen Bereich von B500A und -B mit den Werten nach [CFC15]

4.3 **Verbund**

Das Zusammenwirken bzw. die Kraftübertragung zwischen Bewehrungsstahl und Beton wird als Verbund bezeichnet und beeinflusst das mechanische Verhalten von Stahlbeton maßgeblich – was sich, wie noch gezeigt wird, auch für stoßbelastete Stahlbetonplatten zeigt. Im Folgenden sind die wesentlichen Aspekte zum Verbund zwischen Beton und Betonstahl zusammengefasst.

4.3.1 **Mechanisches Verhalten**

Die Verbundwirkung von heute üblichem, geripptem Betonstahl entsteht im Wesentlichen über die drei Mechanismen Haftung, Reibung und mechanische Verzahnung, die durch Relativverschiebungen des Betons gegenüber dem Stahl aktiviert werden, siehe Abb. 4-17. Die mechanische Verzahnung zwischen den Rippen und dem umgebenden Beton überträgt dabei den wesentlichen Teil der Verbundspannung, wenn Haft- und Reibverbund durch die anfänglichen Verschiebungen bereits überwunden wurden. Es existieren verschiedene Modelle zur Quantifizierung des Verbundverhaltens auf Mikro- und Makroebene. Zur quantitativen Beschreibung der Verbundwirkung wird in der

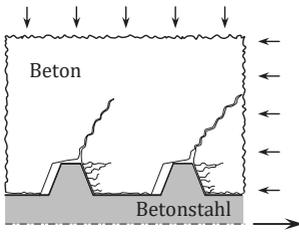


Abb. 4-17: Schematische Darstellung des Verbundmechanismus über mechanische Verzahnung, in Anlehnung an [ZZ10]

Regel vereinfachend eine in der Grenzfläche zwischen Beton und Stahl wirkende Verbundspannung angesetzt, die über den Stabumfang die Kräfteffferenz zwischen den beiden Verbundpartnern ins Gleichgewicht setzt. Besonders in diesem (für gerippte Stähle Regel-)Fall entspricht die Annahme einer konstanten, über den Stabumfang wirkenden Verbundspannung zwar einer groben Näherung, wird im Allgemeinen aber dennoch zur Beschreibung des mechanischen Verhaltens in einer sogenannten *Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung* verwendet. Dabei wird mit *Schlupf* die Summe der Verschiebungen in der Verbundfuge bezeichnet. [ZZ10]

Nimmt die Verbundspannung bis auf ein kritisches Maß zu, werden bei ausreichender Betondeckung mit weiter steigender Verbundspannung zunehmend Betonkonsolen abgeschert bzw. zerstört, bis schließlich nur noch Reibverbund in der Scherfuge wirkt und der Bewehrungsstab über

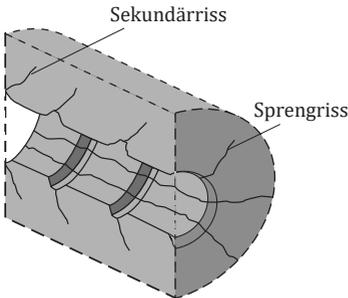


Abb. 4-18: Schematische Darstellung zur Sprengrissbildung, in Anlehnung an [ZZ10]

sogenanntes *Ausziehversagen* kontinuierlich aus dem umgebenden Beton herausgezogen wird. Ist die Betondeckung unzureichend und ist keine oder nur unzureichende, das Spalten verhindernde Bügelbewehrung vorhanden, entstehen durch die um die Betonkonsolen herum herrschenden Ringzugspannungen bei Überschreiten der lokalen Zugfestigkeit Längsrisse entlang des Bewehrungsstabs, die bis an die Bauteiloberfläche reichen können. Durch die Bildung solcher Risse fällt die Verbundspannung schlagartig ab. Man spricht dann vom *Sprengriss*- oder auch *Spaltbruchversagen*. [ZZ10], [Ri13b] Ein entsprechendes Rissbild für die direkte Umgebung eines Bewehrungsstabs ist schematisch in Abb. 4-18 dargestellt.

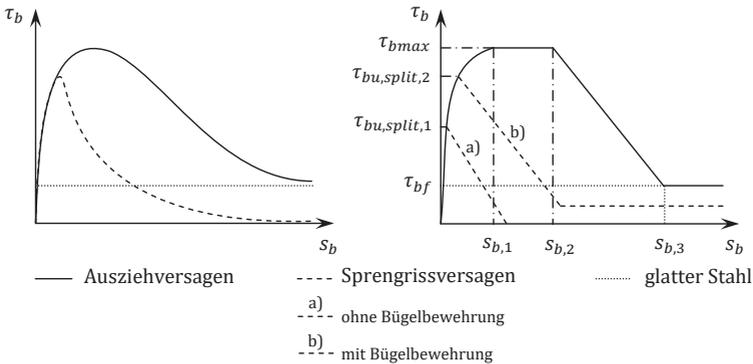


Abb. 4-19: Schematische Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung in Anlehnung an [ZZ10] li.; analytischer Ansatz für die Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung nach [MC 2010] re.

Neben der Betondeckung, der Lage und Menge der Querbewehrung sowie den Einflüssen aus der Bildung von Rissen wird das Verbundverhalten durch eine Vielzahl weiterer Parameter beeinflusst. Dazu zählen beispielsweise die Druck-, Zug- und Schubfestigkeit des Betons, die Oberflächenbeschaffenheit, Rippengeometrie sowie der Durchmesser des Betonstahls, den im Stahl und seiner Umgebung herrschenden Spannungszustand, seine Lage zur Betonierichtung und die Verbundlänge, siehe z. B. [Si07], [Fu09], [We13], [DLM16] und [Mi17].

Anhand der schematisch dargestellten Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung in Abb. 4-19 links wird im Gegensatz zum Ausziehversagen deutlich, wie stark die Verbundspannung τ_b durch Sprenggrissversagen sinkt. Darüber hinaus können mit größerer Relativverschiebung resp. größerem Schlupf s_b zwischen Beton und Betonstahl kaum noch Verbundspannungen übertragen werden. In [MC 2010] ist ein analytischer Ansatz enthalten, der die Bestimmung einer modellhaften Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung anhand der Schlupfparameter $s_{b,1}$, $s_{b,2}$ und $s_{b,3}$ und die Berechnung zugehöriger maximaler Verbundspannungen erlaubt, siehe Abb. 4-19 rechts. Der höchste Wert τ_{bmax} kennzeichnet dabei die maximale Verbundspannung bei Ausziehversagen. Mit $\tau_{bu,split,1}$ und $\tau_{bu,split,2}$ werden die maximalen Verbundspannungen bei Sprenggrissversagen in Abhängigkeit von den Verbundbedingungen und der Querbewehrung beschrieben. τ_{bf} bezeichnet die maximale Verbundspannung von Glattstähen. Zur Berechnung entsprechender Zahlenwerte für die maximalen Verbundspannungen werden z. T. zahlreiche Parameter benötigt, die die Betondruckfestigkeit, geometrische Parameter der Bewehrungsführung, etwaige Bügelbewehrung, die Oberflächenbeschaffenheit bzw. Profilierung des Stahls etc. umfassen. Auf eine Darstellung der Gleichungen wird an dieser Stelle mit Verweis auf [MC 2010] verzichtet.

Es ist festzuhalten, dass sich das Verbundverhalten und die maximal übertragbaren Verbundspannungen in Abhängigkeit von den gegebenen Randbedingungen stark voneinander unterscheiden können. Das zeigt sich besonders für glatte Betonstähle, in deren Verbundfuge nur ein Bruchteil der Verbundspannung des gerippten Stahls übertragen werden kann. Im Allgemeinen hat die Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung als maßgeblich die Rissbildung quer zur Bewehrungslängsachse steuernder Einflussfaktor besondere Bedeutung für das mechanische Verhalten eines Stahlbetonbauteils. Daher ist es von großem Interesse, die wesentlichen Eigenschaften zum dynamischen Verbundverhalten zumindest qualitativ abschätzen zu können.

4.3.2 Mechanisches Verhalten unter hohen Belastungsgeschwindigkeiten

Es ist bekannt, dass nicht nur die Einzelkomponenten Beton und Betonstahl, sondern auch die Eigenschaften des Verbunds eine Abhängigkeit von der Dehngeschwindigkeit aufweisen. Eine kürzlich erstellte Zusammenfassung bisher gewonnener Daten ist bei WENSAUER [We13] und MICHAL [Mi17] zu finden. Demnach wurden die ersten Versuche zum Verbundverhalten von Stahlbetonbauteilen unter erhöhten Belastungsgeschwindigkeiten bereits in den 1960er Jahren durchgeführt. In der Literatur sind bis heute dennoch verhältnismäßig wenige Veröffentlichungen zu entsprechenden Versuchsreihen mit unterschiedlichen Aufbauten, Probekörpergeometrien, Einbindelängen und Prüfkörpern (glatt/profilert/gerippt, unterschiedliche Stahlsorten, Stahlfasern etc.) zu finden. So sind aufgrund der gegenüber dem quasistatischen Fall vergleichsweise kleinen experimentellen Datenbasis sowohl der Einfluss einzelner Faktoren als auch deren Gewichtung noch ungeklärt. Dennoch sind in der Literatur einige für diese Arbeit relevante Beobachtungen beschrieben, die im Folgenden qualitativ in komprimierter Form wiedergegeben werden.

Erstmals stellten PASCHEN ET AL. [PSH74] fest, dass das Verbundverhalten bei glatten Bewehrungsstäben praktisch nicht von der Belastungsgeschwindigkeit beeinflusst wird. Dies bestätigte sich mit Ausnahme der von WEATHERSBY [We03] durchgeführten Versuche bei allen weiteren Versuchsreihen. Als sicher gilt darüber hinaus, dass die übertragbare Verbundspannung bei profilierten und gerippten Bewehrungsstäben mit steigender Belastungsgeschwindigkeit zunimmt. Die Dehnratenabhängigkeit wird damit bei gerippten Bewehrungsstäben maßgeblich von der mechanischen Verzahnung bzw. dem Scherverbund bestimmt, was in guter Übereinstimmung mit den Beobachtungen im quasistatischen Fall steht. Da sich, wie im vorherigen Abschn. 4.3.1 bereits beschrieben, vor den Rippen Betonkonsolen ausbilden, führte WENSAUER [We13] die dehnratenabhängige Steigerung der Verbundfestigkeit u. a. auf das in [MC 2010] beschriebene Modell zur Berechnung der dehnratenabhängigen Betondruckfestigkeitssteigerung (siehe Gl. (4.19) und (4.20)) zurück. Hierzu passt auch die von vielen Autoren gemachte Beobachtung, dass die Steigerung der Verbundfestigkeit mit steigenden Betonfestigkeiten abnimmt. PASCHEN ET AL. [PSH74] zeigten darüber hinaus, dass sich die maximal ertragbare dynamische Verbundspannung bei länger gehaltener Höchstlast bis über 60 Sekunden kaum mehr von der quasistatischen Verbundfestigkeit unterscheidet, was sich qualitativ durch das in Abschn. 4.1.4.3.3 beschriebene Verhalten von Beton erklären lässt.

Vor kurzem führte MICHAL [Mi17] zahlreiche Versuche zum quasistatischen und dynamischen Verbundverhalten mit profilierten und gerippten Betonstäben durch. Er berichtete, dass sich der Schlupf bei gerippten Stählen mit steigender Belastungsgeschwindigkeit deutlich verringert – die Verbundsteifigkeit also signifikant ansteigt. Zudem stellte er fest, dass sich der Versagensmodus bei geripptem Stahl mit steigender Belastungsgeschwindigkeit zunehmend vom Auszieh- zum Sprengrissversagen verändert, und es bei sehr hohen Belastungsgeschwindigkeiten zu explosionsartigen Betonabplatzungen kommen kann. Auf Basis seiner Untersuchungsergebnisse entwickelte er ein analytisches Modell zur Beschreibung des Verbundverhaltens, auf dessen detailliertere Beschreibung hier aus Platzgründen verzichtet wird.

Es bleibt zusammenfassend festzuhalten, dass die maximal übertragbare Verbundspannung und die Verbundsteifigkeit bei gerippten Stählen mit der Belastungsgeschwindigkeit ansteigen. Das überwiegend von den Betoneigenschaften abhängende Verbundverhalten kann dabei folgerichtig starken Streuungen unterliegen. Wie oben beschrieben, ist das Verbundverhalten unter erhöhten Belastungsgeschwindigkeiten noch Gegenstand der Forschung. So ist z. B. der für diese Arbeit wichtige Einfluss einer Vorschädigung durch Rissbildung und Korrosion noch weitestgehend ungeklärt.

Allerdings führte WENSAUER [We13] quasistatische Beton- und Verbundfestigkeitsprüfungen an von FUCHS [Fu09] durch Kontaktdetonation beschädigten Stahlbetonplatten durch. Auf Basis theoretischer Überlegungen leitete er zunächst ab, dass die Ausbreitung von Druckwellen besonders im Bereich der Bewehrung zu einer vergleichsweise starken Schädigung des Betons bzw. zu lokal verstärkter Rissbildung führt: Die Bewehrung wirkt im Betongefüge wie eine Kerbe und zieht gleichzeitig durch ihre höhere Steifigkeit Spannungen an. Des Weiteren führt der Impedanzunterschied zwischen Beton und Betonstahl dazu, dass Druckwellen an den Grenzflächen zwischen Beton und Bewehrung teilweise als Zugwellen zurückgeworfen werden. Die komplexe Oberflächengeometrie führt darüber hinaus zu Mehrfachreflexionen und Überlagerungen (siehe auch Abschn. 3.5.1). Bei quasistatischen Versuchen mit vorgeschädigten Probekörpern stellte WENSAUER [We13] schließlich fest, dass bereits vorhandene Risse die Verbundfestigkeit erheblich herabsetzen können. Es liegt auf der Hand, dass hierdurch auch die dynamische Verbundfestigkeit und -steifigkeit signifikant beeinträchtigt werden könnte.

4.3.3 Quantifizierung der Kennwerte und stochastischer Streuungen

Wie in Abschn. 4.3.1 beschrieben ist, enthält [MC 2010] ein analytisches Modell, das die rechnerische Berücksichtigung der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung für gerippte Betonstähle erlaubt. Es stellt sich allerdings die Frage, inwieweit das Verbundverhalten in der ingenieurmäßigen Modellierung überhaupt abgebildet wird resp. werden kann. Hierzu haben sich erst kürzlich neue Entwicklungen ergeben, die die Berücksichtigung einer Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung im Zuge der numerischen Simulation von größeren Stahlbetonbauteilen erlauben, siehe Abschn. 6.3.2.3.2. Für modernen, gerippten Betonstahl darf nach [DIN EN 1992-1-1] ausreichender Verbund angenommen werden, wenn die geforderte Rippenfläche eingehalten ist, also produktnormenkonforme Betonstähle eingebaut werden. Nennenswerte Abweichungen von dieser Annahme sind unter Einhaltung der konstruktiven Regeln hinsichtlich einer ausreichenden Betondeckung, der versetzten Positionierung von Bewehrungsstößen etc. nicht zu erwarten. Wie im vorigen Abschnitt beschrieben ist, steigt die Verbundfestigkeit zudem bei erhöhten Belastungsgeschwindigkeiten an. Es kann also sinnvollerweise zunächst von einem voll wirksamen Verbund ausgegangen werden. Inwieweit diese Annahme auch für gealterte Bauteile gilt, wird u. a. im folgenden Kap. 5 untersucht.

Es sei an dieser Stelle noch auf die Mitwirkung des Betons zwischen Rissen bzw. das *tension stiffening* hingewiesen, das wichtigen Einfluss auf das Last-Verformungs-Verhalten insbesondere von Biegebauteilen hat. Wegen der untergeordneten Bedeutung für die in dieser Arbeit behandelte Belastungsart wird für zusammenfassende Darstellungen hierzu z. B. auf [ZZ10] verwiesen.

4.4 Kurzzusammenfassung

In den vorherigen Abschnitten werden die Materialeigenschaften von Beton und Betonstahl und das Verbundverhalten unter quasistatischer und dynamischer Belastung beschrieben und Rechenwerte zu deren Beschreibung in Ingenieurmodellen angegeben. Der Schwerpunkt liegt dabei wegen der großen Komplexität hinsichtlich des mechanischen Verhaltens und seiner Bedeutung für die zu untersuchende Belastung auf Beton. Beton zeigt unter erhöhten Verformungsgeschwindigkeiten günstige mechanische Eigenschaften, wie insbesondere höhere Druck- und Zugfestigkeiten. Es wird deutlich, dass für das dynamische Materialverhalten von Beton vermutlich zu großen Teilen Trägheitseffekte auf Mikro- und Mesoebene verantwortlich sind, eine wichtige Rolle aber auch die Bauteilfeuchte spielt. Auch Betonstahl (im Wesentlichen höhere Duktilität) und der Verbund (höhere Festigkeit und Steifigkeit) weisen im Hinblick auf dynamische Belastungen ein überwiegend günstiges Materialverhalten auf.

In diesem Kapitel wird darüber hinaus beschrieben, welche Materialparameter sinnvollerweise im Rahmen von Zuverlässigkeitsbetrachtungen als unabhängige Zufallsvariablen angesetzt werden sollten. Wesentliche Größen sind dabei die Druck- und die Zugfestigkeit des Betons. Es stellt sich weiter heraus, dass trotz zahlreicher relevanter Materialparameter die Anzahl stochastisch unabhängiger Zufallsvariablen stark reduziert werden kann.

Die detaillierten Darstellungen insbesondere zum dynamischen Materialverhalten bilden die Grundlage für die im folgenden Kap. 5 abgeleiteten Schlussfolgerungen zum dynamischen Verhalten von gealterten und korrosionsgeschädigten Stahlbetonbauteilen und deren Berücksichtigung in Zuverlässigkeitsbetrachtungen.

5 Veränderung des Materialwiderstands durch Alterung und Korrosion

Über den Nutzungszeitraum eines Stahlbetonbauwerks verändern sich wesentliche Eigenschaften von Beton und Betonstahl u. a. in Abhängigkeit von den Umgebungsbedingungen und der Art der Nutzung. Die Zuverlässigkeit einer baulichen Struktur wird dabei von vielen, teils gegenläufigen Effekten beeinflusst. Wird zur Vermeidung von Bewehrungskorrosion als Bezugsgröße für das erforderliche Performance-Level beispielsweise eine maximale Carbonatisierungstiefe definiert, sinkt die Performance mit dem Eindringen der Carbonatisierungsfront in das Bauteil, was in Abb. 5-1 links verdeutlicht wird. Im Gegensatz dazu kann die Performance mit der Zeit aber auch verbessert werden, wenn z. B. Festigkeitszuwächse durch die Nacherhärtung von Beton die Querschnittsausnutzung verringern. Besonders bei der Auslegung, aber auch im Zuge regelmäßiger Inspektionen und Periodischer Sicherheitsüberprüfungen (PSÜ) besteht ein Interesse daran, die (weitere) Zustandsentwicklung eines Bauteils prognostizieren zu können. Dabei ist das erforderliche Performance-Level nicht zwingend ab der Auslegung konstant, sondern kann prinzipiell mit jedem Intervall der Überprüfung variieren.

Angesichts der Prognoseunsicherheiten über einen Nutzungszeitraum von 100 Jahren ist es außerdem sinnvoll, die Systemempfindlichkeit anhand von Grenzfallebetrachtungen denkbarer Alterungs- und Korrosionserscheinungen zu untersuchen. Das gilt umso mehr, wenn es sich bei den betrachteten Teilen eines Bauwerks nicht um inhärent austauschbare und damit regelmäßig zu reparierende oder zu ersetzende Bauteile (vgl. Abb. 5-1 rechts) handelt.

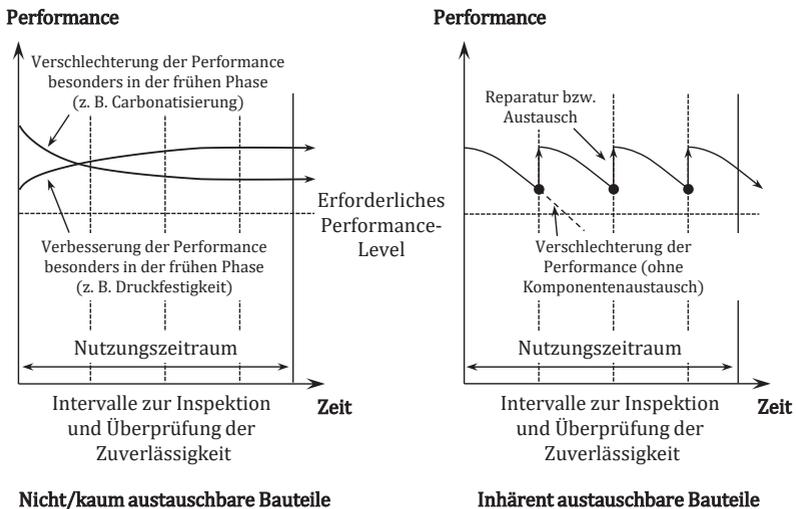


Abb. 5-1: Schematische Darstellung der Veränderung des Zustands bzw. der Performance, nach [Um16]

Im Hinblick auf Bauteile in Zwischenlagern für hoch radioaktive, Wärme entwickelnde Abfälle wurden die maßgebenden dauerhaftigkeitsrelevanten Parameter in Abschn. 1.2.3 identifiziert. Die für

die Standsicherheit relevanten Degradationserscheinungen sind demnach die Bildung von Rissen und Betonabplatzungen sowie die carbonatisierungsinduzierte Bewehrungskorrosion, die zu einer Verschlechterung des Widerstands von Material und Bauteil führen und den Zuverlässigkeitsindex herabsetzen können. Günstig kann sich hingegen die Nacherhärtung des Betons auswirken, die auch über den Bezugszeitraum von i. d. R. 28 Tagen hinaus stattfindet.

Es wird im Folgenden darum gehen, potenzielle alterungs- und korrosionsbedingte Veränderungen der mechanischen Eigenschaften über einen Zeitraum von bis zu 100 Jahren abzuschätzen und zur Klärung der Fragestellungen in dieser Arbeit sinnvoll zu quantifizieren.

5.1 Alterung von Beton

Erwartete Nutzungsdauern von 100 Jahren und mehr sind für moderne Ingenieurbauwerke nichts Ungewöhnliches. AHRENS ET AL. [Ah13] gaben für Brücken und Tunnel Zeiträume von etwa 100 Jahren, für Staudämme sogar von etwa 150 Jahren an. In der Literatur sind Untersuchungsergebnisse zur langzeitigen Entwicklung der mechanischen Eigenschaften von Beton jedoch vergleichsweise selten dokumentiert.

Umfangreiche Laboruntersuchungen zur langzeitigen Festigkeitsentwicklung wurden vor allem in den USA durchgeführt. Da die Festigkeitsentwicklung des Betons vor allem durch die Hydratation des Zementsteins bestimmt wird, sind die Eigenschaften des Zements (insbesondere Mahlfineinheit und Klinkerphasenzusammensetzung) wichtige Parameter für die Interpretation der Ergebnisse. Die verfügbaren Daten müssen zur Übertragung auf modernen Beton anhand der Eigenschaften heutiger Zemente (vgl. Abschn. 4.1.1.1) eingeordnet werden. Zudem haben sich Herstellungs- und Lagerungsarten sowie zerstörende Prüfmethode und zugehörige Regelwerke in der Vergangenheit immer wieder verändert. Allerdings werden seit mehr als 100 Jahren 28-Tage-Festigkeitswerte an Würfeln, Zylindern und Balken (mit über die Zeit variierenden Abmessungen) gemessen, sodass sich viele Laborwerte zerstörender Prüfmethode gut aus heutiger Sicht einordnen lassen.

Im weiteren Verlauf wird u. a. auf Basis von in der Literatur dokumentierten Bauwerksdaten auch der Frage nachgegangen, inwieweit von der Bildung alterungsbedingter Risse bzw. von einer Gefügauflockerung, insbesondere infolge Bewitterung bzw. thermischer und hygrischer Dehnungen, ausgegangen werden muss.

5.1.1 Mechanisches Verhalten bei kurzzeitiger Beanspruchung

5.1.1.1 Einaxiale Druckbeanspruchung

5.1.1.1.1 Langzeituntersuchungen an der University of Wisconsin

Ein in Systematik und Umfang bisher einmaliges Untersuchungsprogramm wurde an der *University of Wisconsin* in den USA im Jahre 1910 gestartet. Zur Erfassung der mechanischen Eigenschaften von Beton über einen Zeitraum von bis zu 100 Jahren wurden in den Jahren 1910 (Serie A), 1923 (Serie B) und 1937 (Serie C) insgesamt mehrere Tausend Beton- und Mörtelprobekörper hergestellt, von denen einige jeweils zu festgelegten Zeitpunkten (z. B. nach 7 und 28 Tagen bzw. 10, 50 und 100 Jahren) zerstörend geprüft wurden. Bis dato ist [WW75] die letzte zusammenfassende Dokumentation der bis dahin gewonnenen Erkenntnisse, die in [WSC89] um die 50-Jahreswerte der Serie C ergänzt wurden. Die 100-Jahresprüfung der Serie A wurde zwar entsprechend [Me10] im Jahr 2010 durchgeführt, deren Ergebnisse sind jedoch nach Kenntnis des Autors bisher nicht

publiziert worden. Darüber hinaus steht die für das Jahr 2023 vorgesehene Prüfung der Serie B noch aus.

Neben Wasser- und Innenlagerung wurde ein Großteil der untersuchten Proben ungeschützt im Freien gelagert. WASHA & WENDT [WW75] gaben für die klimatischen Bedingungen vor Ort u. a. eine mittlere relative Luftfeuchte von 75 % und Lufttemperaturen zwischen -32 und 35°C an. Es wurde festgestellt, dass bei unter diesen Bedingungen gelagerten Proben sich die im Verhältnis zur 28-Tage-Festigkeit größten Festigkeitszuwächse innerhalb der ersten 10 Jahre entwickelten, siehe Tab. 5-1 und Abb. 5-2. Bei verhältnismäßig grob gemahlene Zementen und hohem C_2S -Gehalt zeigte sich über 50 Jahre eine näherungsweise logarithmisch verlaufende Festigkeitsentwicklung. Betone, deren Zemente über höhere Mahlfineinheiten und niedrigere C_2S -Gehalte verfügten, erreichten ihre maximale Druckfestigkeit hingegen bereits nach 10 bis 25 Jahren, wobei sich im Anschluss sogar ein leichter Festigkeitsverlust verzeichnen ließ. WASHA & WENDT [WW75] führten weiter aus, dass im Innenklima gelagerte Proben (Lufttemperaturen zwischen 16 und 27°C) nach nur geringen Festigkeitsanstiegen zwischen dem 2. und 10. Jahr bis zum 50. Jahr überraschend noch sehr starke Festigkeitszuwächse aufwiesen. Über den letztgenannten Zeitraum fielen die Festigkeitszuwächse mit 30 bis 70 % deutlich stärker aus als bei den im Freien gelagerten Proben mit 10 bis 40 %.

Tab. 5-1: Änderungen der gemessenen Druckfestigkeiten $f_{c,t}$ für die Serien A, B und C, aus [WW75] und [WSC89]

Serie	Mittl. spez. Oberfl.* [cm^2/g]	Mittl. C_2S -Gehalt [%]	Außenlagerung [%]			Innenlagerung [%]		
			28 d – 10 a	10 a – 25 a	10 a – 50 a	28 d – 10 a	10 a – 25 a	10 a – 50 a
A-1910	1045	44,4	177	31**	42	97	44**	62
B-1923	1230	33,7	130	15	9	55	32	37
C-1937	1795	23,2	67	–5	–2***	–	–	–

* In [WW75] und [WSC89] werden keine Angaben zum Messverfahren für die Ermittlung der spezifischen Oberfläche gemacht. WALZ [Wa76] vermutete hier jedoch die Verwendung der Trübungsmessung nach WAGNER. Zur Umrechnung auf das in Deutschland gebräuchliche Luftdurchlässigkeitsverfahren nach BLAINE beträgt der Umrechnungsfaktor nach [Wa76] 1,7.
 ** 10 – 30 a
 *** aus [WSC89], alle weiteren aus [WW75]

In den Serien A, B und C wurden entsprechend der betontechnologischen Entwicklung die spezifischen Oberflächen der Zemente größer und gleichzeitig die Wasser-Zement-Werte geringer, sodass die 28-Tage-Festigkeitsen von Serie A zu B zu C zunahm. Unabhängig von den gewählten W/Z-Werten tendierten laut WASHA & WENDT [WW75] die älteren, d. h. gröber gemahlene Zemente mit niedrigerer Anfangsfestigkeit zu einer ausgeprägteren Nacherhärtung, sodass sich die Festigkeitsverläufe über 50 Jahre einander zunehmend annäherten, vgl. Abb. 5-2. Insgesamt zeigten alle bis dahin untersuchten Betone eine gute Witterungsbeständigkeit. Da die in [WW75] dokumentierten Festigkeitswerte bereits über eine geringe Probenanzahl gemittelt wurden, lassen sich aus den dokumentierten Daten keine Informationen über stochastische Streuungen ziehen.

Die Übertragung der oben beschriebenen Erkenntnisse auf gegenwärtige Zementarten ist vor allem für die Serien A und B nur bedingt möglich: Die spezifischen Oberflächen moderner Zemente sind im Regelfall deutlich größer (vgl. Tab. 4-2 und Tab. 5-1). Der größte Teil der Festigkeitsentwicklung geht daher innerhalb der ersten 28 Tage und nicht erst innerhalb der ersten 10 Jahre bzw. danach vorstatten. Des Weiteren weicht die Klinkerphasenzusammensetzung moderner Portlandzemente besonders von den Serien A und B deutlich ab: Das Verhältnis der hauptsächlich festigkeitsbildenden

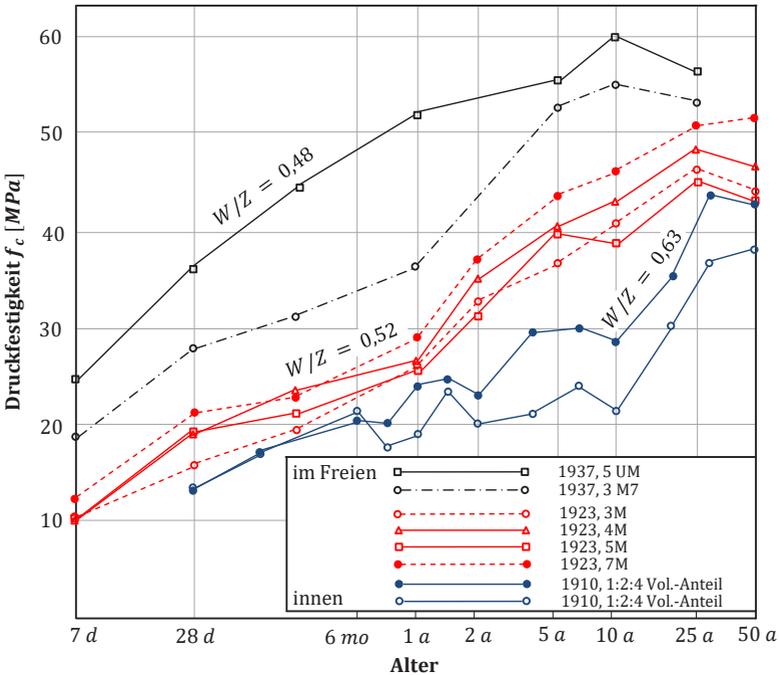


Abb. 5-2: Festigkeitsentwicklung über 50 Jahre für die Serien A, B und C, nach [WW75]

den Klinkerphasen C_2S und C_3S ist heute deutlich zugunsten des Gehalts an frühfestigkeitsbildendem C_3S verschoben, vgl. [VDZ02] und Tab. 4-1.

Später berichteten WASHA ET AL. [WSC89] von den Prüfungen der Betone der Serie C nach 50 Jahren. In dieser Serie wurden alle Probekörper im Freien gelagert, wobei wie auch zuvor eine gute Witterungsbeständigkeit festgestellt wurde. Eine Zusammenstellung der wichtigsten Kennwerte der Serie C nach 50 Jahren enthalten die Tabellen 5-2 und 5-3. WASHA ET AL. [WSC89] stellten auch nach 50 Jahren im Vergleich zur Druckfestigkeit nach 10 Jahren im Mittel keine nennenswerten Änderungen fest, vgl. auch Tab. 5-1. Jedoch erreichten alle Betone Druckfestigkeiten, die im oberen Bereich der Normalbetone oder sogar deutlich im Bereich der hochfesten Betone ($f_{cm} \geq 63 \text{ MPa}$) lagen, vgl. Abschn. 4.1.2. Der in [WSC89] angegebene Variationskoeffizient von 5 bis 8 % ist dabei im Vergleich zur mit Gl. (2.25), (2.26) und (4.11) für einen mit den 50-Jahres-Druckfestigkeiten in etwa vergleichbaren, modernen Beton C 60/75 (siehe Tab. 5-3) auch nach 50 Jahren bemerkenswert klein: Der berechnete Variationskoeffizient beträgt 8,1 %. Die geringen Streuungen weisen auf eine gute Qualität der Ausgangsstoffe und der Ausführung hin, können aber auch als Beleg für die gute Witterungsbeständigkeit der Betone interpretiert werden. Dies wird auch durch die dokumentierten E-Moduli nach 50 Jahren bestätigt: Im Vergleich zu nach [MC 2010] abgeschätzten mittleren E-Moduli vergleichbarer moderner Betone erreichten die Probekörper verhältnismäßig hohe Steifigkeiten (Sekantenmoduli, siehe Tab. 5-3). Es ergibt sich kein Hinweis auf nennenswerte Schädigungen oder Gefügauflockerungen, z. B. durch thermische und hygrische Beanspruchungen.

Tab. 5-2: Eigenschaften der Mischungszusammensetzung der Betone der Serie C von 1937, Auszug aus [WSC89]

Zement	Zement/Sand/ Gesteinsk. nach Gewicht	Zementge- halt Z [kg/m^3]*	W/Z	Zementeigenschaften			
				C ₃ S [%]	C ₂ S [%]	C ₃ A [%]	Spz. O.fl.** [cm^2/g]
3M7	1/2/4,25	316,5	0,49	53,1	21,5	10,4	1370
		324,3	0,40				
	1/2,51/5,34	263,6	0,49				
5M7	1/2/4,25	315,4	0,49	52,6	21,0	11,9	1780
		324,3	0,40				
	1/2,51/5,34	264,7	0,49				
5UM	1/2/4,25	318,7	0,48	37,5	34,0	4,53	1920
		325,4	0,39				
	1/2,51/5,34	265,2	0,47				
I	1/2/4,25	315,9	0,49	56,5	16,2	13,0	2110
		324,3	0,40				
	1/2,51/5,34	264,1	0,49				

* Einheit mit Faktor 55,7187 aus Sk/yd^3 umgerechnet
**vgl. Anmerkung in Tab. 5-1

Tab. 5-3: Mechanische Parameter der Betone der Serie C von 1937, Auszug aus [WSC89]

Zement	W/Z	Verd.	Druckfestigkeit $f_{c,t}$ [MPa]*			Sek- Modul $E_{c,t}$ [MPa]*	E_{cm} nach [MC 2010] [MPa]	B.-Zugf. $f_{ct,ft}$ [MPa]*	$\frac{f_{ct,ft}}{f_c}$ **
			28 d	10 a	50 a				
3M7	0,49	Hand	27,5	54,2	52,7	40300	34400	6,0	0,115
			34,7	60,0	63,6	44500	37600	6,4	0,100
	0,49	Vibr.	29,5	54,2	52,5	41100	34300	5,9	0,113
5M7	0,49	Hand	31,2	55,3	54,6	41200	35000	6,0	0,110
			42,6	72,2	71,7	46600	39900	6,9	0,096
	0,49	Vibr.	34,4	54,4	55,4	43900	35200	5,7	0,103
5UM	0,48	Hand	35,5	58,8	60,8	39200	36800	5,4	0,089
			43,2	69,9	71,0	45200	39700	7,0	0,099
	0,47	Vibr.	35,4	62,2	54,8	42700	35000	6,0	0,110
I	0,49	Hand	35,5	54,5	49,2	36500	33400	5,2	0,105
			48,6	65,6	63,8	42100	37700	6,7	0,106
	0,49	Vibr.	37,8	56,4	49,6	37500	33500	5,5	0,111

* Einheit mit Faktor 0,006895 aus psi umgerechnet
** durchschnittlich 0,105
Anmerkung: Zum Vergleich wurde der E-Modul entsprechend [MC 2010] berechnet, siehe Gl. (4.16) und (4.17). E_{cm} ergibt sich hier mit $(f_{ck} + \Delta f) = f_{c,50a}$ und dem im Mittel liegenden Wert $\alpha_{GK} = 1,0$.

Deutlich zu erkennen ist in Tab. 5-3 auch die Wirkung des W/Z-Werts, wohingegen der Einfluss der Zementzusammensetzung nicht so sehr hervortritt, wie zuvor in [WW75] festgehalten wurde. Wie aus dem Vergleich der Klinkerphasenzusammensetzungen in den Tabellen 4-2 und 5-2 hervorgeht, sind die im Jahr 1937 verwendeten Portlandzemente der Serie C mit Ausnahme des Zements 5UM modernen Zementen relativ ähnlich. Unter der Annahme, dass die angegebenen Mahlfeinheiten nach WAGNER ermittelt wurden (siehe auch Anmerkung in Tab. 5-1), können auf Basis von Zusammensetzung und Mahlfeinheiten der Zement 5M7 einem heutigen CEM I 32,5 und der Zement I einem CEM I 32,5 R bzw. einem CEM I 42,5 zugeordnet werden (grau hinterlegt in den Tabellen 5-2 und 5-3). Während das Festigkeitsniveau des Betons mit dem gröber gemahlten Zement 5M7 zwi-

schen 10 und 50 Jahren im Mittel nahezu unverändert bleibt, sind für Zement I Festigkeitsverluste von im Mittel etwa 8 % dokumentiert. Es ist jedoch kaum möglich, eindeutige, gleichgerichtete Tendenzen bezüglich der Auswirkungen der Zementzusammensetzungen und Mahlfineheiten auf die langzeitige Festigkeitsentwicklung allgemein zu identifizieren: Trotz seines vergleichsweise hohen C_2S -Gehalts lässt sich ein besonderes Nacherhärtungsvermögen bei Zement 5UM in Tab. 5-3 nicht erkennen.

Auf Basis des Verhältnisses aus 28-Tage- und 50-Jahre-Festigkeit lässt sich aus Tab. 5-3 ableiten, dass sich die Festigkeit des mit einem modernen CEM I 32,5 vergleichbaren Zements im Mittel um 68 % erhöhte. Entsprechend stieg die Festigkeit des Zementes, der einem CEM I 32,5 R bzw. CEM I 42,5 ähnelt, im Mittel um etwa 34 %.

Deutschsprachige Auswertungen zu diesem Forschungsprogramm wurden auf Basis der Veröffentlichungen bis 1976 auch von WALZ [Wa76] durchgeführt, sollen hier aber nicht wiedergegeben werden. Im folgenden Abschnitt werden die für diese Arbeit wichtigsten Aspekte der ebenfalls in [Wa76] erfolgten Auswertung eines Versuchsprogramm aus Deutschland diskutiert.

5.1.1.1.2 Auswertungen von WALZ

WALZ [Wa76] berichtete in seinem zusammenfassenden Beitrag u. a. von einem Untersuchungsprogramm, für das im Jahr 1941 unter Verwendung verschiedener Betone Würfel- und plattenartige Probekörper hergestellt wurden. Im Vergleich zu den in Abschn. 5.1.1.1.1 beschriebenen US-amerikanischen Untersuchungen war eine Besonderheit, dass nicht nur Portlandzemente (PZ), sondern auch *Eisenportland-* und *Hochofenzemente* (EPZ bzw. HOZ) eingesetzt wurden. Mit heutigen Bezeichnungen würden EPZ und HOZ als *Portlandhüttenzement* CEM II bzw. *Hochofenzement* CEM III benannt, vgl. [SST95]. Die Klinkerphasenzusammensetzung des Portlandzements nach [Wa76] entsprach mit im Mittel 62 % C_3S und 13 % C_2S in etwa der Zusammensetzung moderner Zemente, vgl. Tab. 4-1. Der Hütten sandanteil im EPZ bzw. HOZ lag bei etwa 25 bzw. 50 %, sodass die Zemente heute einem CEM II/B bzw. einem CEM III/A zuzuordnen wären, vgl. [DIN EN 197-1]. Mit Ausnahme des verhältnismäßig fein gemahlene Hütten sandzements HOZ S würden nach heutigen Maßstäben alle Zemente zu den grob gemahlene Zementen zählen.

Die Lagerungsbedingungen für die Würfel und Platten veränderten sich mehrmals und waren einander nicht gleichwertig. WALZ [Wa76] schätzte den Einfluss auf den Erhärtungsverlauf als gering ein, da stets ausreichend Wasser für die weitere Hydratation zur Verfügung gestanden habe. Zum Temperaturspektrum sowohl für die Würfel als auch die Platten machte er keine Angaben. Die Festigkeitsprüfungen an jeweils drei Würfeln eines Betons erfolgten bereits nach 2,5 Jahren. Von den Platten waren jeweils sechs in Blaubeuren, Partenen (Vorarlberg) und Stuttgart im Freien an der Außenluft und teilweise im Wasser stehend gelagert. Für die Festigkeitsprüfungen in den Jahren 1970 bis 1972 wurden Bohrkerne aus diesen Platten entnommen, geprüft und die Festigkeiten in Würfeldruckfestigkeiten umgerechnet. Jedem Mittelwert zur Druckfestigkeit nach etwa 30 Jahren lagen fünf bis sechs Messwerte zugrunde.

Wesentliche Eingangswerte und Ergebnisse der Untersuchungen sind in Tab. 5-4 zusammengestellt. Es wird deutlich, dass Betone mit hohen W/Z-Werten von 0,9 bis 1,3 und geringen Zementgehalten zwar verhältnismäßig niedrige 28-Tage-Festigkeiten entwickelten, im Allgemeinen aber noch stark nacherhärteten. Für mit heutigen Betonen am ehesten vergleichbare Parameter (grau hinterlegt) zeigen sich geringere Festigkeitsanstiege zwischen dem 1,6- und 2,3-fachen für PZ bzw. CEM I und dem 1,9- und 2,6-fachen der 28-Tage-Festigkeiten für HOZ und EPZ.

Tab. 5-4: Betontechnische Daten zu den untersuchten Probekörpern und Ergebnisse der Druckfestigkeitsprüfungen, mit den Werten aus [Wa76]

Zement *	Spez. Oberfl. [cm ² /g]	Zement- gehalt [kg/m ³]	Sieb- linie **	W/Z	Druckfestigkeit			$f_{c,2.5a}$ $f_{c,28d}$	$f_{c,30a}$ $f_{c,28d}$
					$f_{c,t}$ [MPa]***				
					28 d	2,5 a	30 a		
PZ D	2300	200	D/E	0,78	24,8	25,2	49,9	1,0	2,0
				1,02	17,2	17,3	42,2	1,0	2,5
			E/F	1,02	12,3	14,4	32,2	1,2	2,6
				1,29	7,2	9,6	27,5	1,3	3,8
		300	D/E	0,50	48,8	57,2	78,0	1,2	1,6
				0,66	38,5	42,0	68,8	1,1	1,8
			E/F	0,64	26,7	30,6	62,0	1,1	2,3
				0,82	20,8	24,0	45,3	1,2	2,2
HOZ S	3800	200	D/E	0,86	13,4	23,0	42,1	1,7	3,1
		300		0,62	28,9	42,4	54,4	1,5	1,9
HOZ R	2500	200		0,92	9,6	16,9	37,1	1,8	3,9
		300		0,63	22,8	36,5	55,8	1,6	2,5
EPZ B	2600	200		0,99	8,7	15,2	42,4	1,7	4,9
		300		0,67	22,6	33,4	58,8	1,5	2,6

* Portlandzement PZ D, Hochofenzemente HOZ S und HOZ R, Eisenportlandzement EPZ B
 ** Sieblinie D/E nach [Wa76] im günstigen Bereich mit Anteil Sand 0/7 bei 50 %, Sieblinie E/F mit höherem Anteil Sand 0/7 von 70 %
 *** Einheit mit Faktor 0,0980665 aus kp/cm^2 umgerechnet

Niedrigere Mahlfineheiten und Hüttensand wirkten sich in der Tendenz verstärkend auf die Nacherhärtung aus. Bemerkenswert ist dabei, dass die Mahlfineheit augenscheinlich wesentlich stärkeren Einfluss auf das Nacherhärtungsvermögen hat, als der Hüttensandanteil: Die hüttensandhaltigen Betone HOZ S, HOZ R und EPZ B erreichten zwar nach 30 Jahren vergleichbare „Endfestigkeiten“, die Festigkeitsentwicklungen der Betone HOZ R und EPZ B zeigen jedoch trotz unterschiedlicher Hüttensandgehalte deutlich größere Ähnlichkeit als die Betone HOZ R und HOZ S. Dies steht in guter Übereinstimmung mit dem später in Abschn. 5.1.4 beschriebenen Ansatz nach [MC 2010], der sich allein auf die Zementfestigkeitsklasse bezieht.

[Wa76] enthält keine Daten zu E-Moduli und Zugfestigkeiten.

5.1.1.1.3 Untersuchungen von Wood

Anfang der 1990er Jahre fasste Wood [Wo91] die Daten von vier US-amerikanischen Untersuchungsreihen zusammen, die zwischen 1940 und 1956 initiiert wurden und in deren Rahmen mechanische Parameter an mehr als 3500 Probekörpern im Zeitraum zwischen einem Tag und 34 Jahren nach der Betonage erhoben wurden. Neben verschiedenen Arten der Lagerung innen befanden sich auch einige Probekörper im Freien. Letztere waren allerdings so tief im Boden gelagert, dass nur die obere Fläche direkten Kontakt zur Atmosphäre hatte.

Die verwendeten Zemente waren Portlandzemente von Typ I bzw. III, die entsprechend [AS17] frei übersetzt als Zemente ohne besondere Eigenschaften (I) bzw. mit hoher Frühfestigkeit (III) bezeichnet werden könnten. Für deren Klinkerphasenzusammensetzung wurden von Wood [Wo91] je nach Untersuchungsreihe verhältnismäßig große Bereiche angegeben. Die (nach Blaine ermittelte) spezifische Oberfläche der Zemente vom Typ I betrug etwa 2800 bis 4000 cm^2/g , sodass diese diesbezüglich mit den heutigen Zementen CEM I 32,5 und 42,5 vergleichbar sind. Die feiner gemahlene Zemente liegen im Bereich von etwa 4100 bis 5800 cm^2/g und entsprechen einem feiner

gemahlene CEM I 42,5 bzw. CEM I 52,5, siehe auch Tab. 4-2. Die Untersuchungen von WOOD [Wo91] zeigen, dass die Entwicklung der Druckfestigkeit von im Freien gelagerten Betonen ungefähr einem logarithmischen Verlauf folgte, vgl. Abb. 5-3.

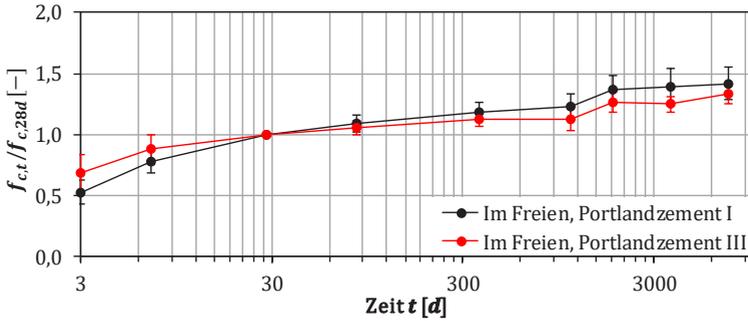


Abb. 5-3: Langzeitige Festigkeitsentwicklung des im Freien gelagerten Betons, nach [Wo91]

Wie aus Tab. 5-5 hervorgeht, erreichten die nach 20 bis 34 Jahren gemessenen Endfestigkeiten nicht nur bei im Freien gelagerten Proben das etwa 1,3 bis 1,45-fache der jeweiligen 28-Tage-Festigkeit. Eine Besonderheit der Auswertungen in [Wo91] sind die verfügbaren Daten zu den stochastischen Streuungen der 10 bis ca. 65 Proben je Datenpunkt. Für den 28-Tage-Wert sind keine Standardabweichungen verfügbar. Bezogen auf 1 sind Standardabweichung *s* und Variationskoeffizient *var* jedoch gleich und können zum Vergleich für heute übliche Betone entsprechend [MC 2010] zwischen 0,08 (C50/60) und 0,15 (C25/30) berechnet werden. WOOD [Wo91] stellte fest, dass die zugehörigen Standardabweichungen ab einem Betonalter von mehr als drei Monaten in allen Fällen tendenziell größer wurden.

Tab. 5-5: Bezogene Druckfestigkeiten zum Zeitpunkt *t*, Auszug aus [Wo91]

Alter	<i>f_{ct}/f_{c,28d} [-]</i> für Zement- und Lagerungsart											
	Klimatisiert**				Innenlagerung**				Im Freien**			
	I		III		I		III		I		III	
	<i>μ</i>	<i>s</i>	<i>μ</i>	<i>s</i>	<i>μ</i>	<i>s</i>	<i>μ</i>	<i>s</i>	<i>μ</i>	<i>s</i>	<i>μ</i>	<i>s</i>
1 d	0,18	0,07	0,30	0,11	0,16	0,08	0,24	0,08	–	–	–	–
3 d	0,46	0,10	0,62	0,11	0,44	0,10	0,56	0,13	0,53	0,10	0,69	0,15
7 d	0,70	0,09	0,81	0,08	0,67	0,09	0,78	0,10	0,78	0,09	0,88	0,12
28 d	1,00	–	1,00	–	1,00	–	1,00	–	1,00	–	1,00	–
3 m	1,14	0,05	1,08	0,04	1,08	0,04	1,05	0,07	1,09	0,07	1,06	0,06
1 a	1,22	0,07	1,10	0,07	1,02	0,10	0,98	0,12	1,19	0,08	1,13	0,06
3 a	1,28	0,08	1,18	0,05	1,02	0,04	0,98	0,09	1,23	0,10	1,13	0,10
5 a	1,33	0,09	1,15	0,11	1,02	0,06	0,98	0,09	1,37	0,11	1,27	0,09
10 a	1,33	0,11	1,24	0,07	1,11	0,05	–	–	1,39	0,15	1,25	0,06
20 a*	1,44	0,11	1,32	0,12	1,34	0,12	–	–	1,42	0,13	1,33	0,08

* Umfasst je nach Serie auch Daten nach 27 und 34 a
 ** Klimatisiert: 23°C und 100 % relative Luftfeuchte
 Innenlagerung: 21 bis 23°C und ca. 50 % relative Luftfeuchte
 Im Freien: s. o., Lagerung in Skokie, Illinois und Dallas, Texas.

Bemerkenswert ist dabei, dass sich die Vergrößerungen der stochastischen Streuungen auch deutlich unter kontrolliert klimatisierten Bedingungen zeigten. Durch thermische und hygrische Deh-

nungen hervorgerufene Gefügebrauchlockungen sind in diesem Fall nicht zu erwarten. Vielmehr wird hier die Wirkung anderer zufällig verteilter Parameter, die den Erhärtungsprozess beeinflussen, sichtbar.

5.1.1.1.4 Untersuchungen von AL-KHAIAT & FATTUHI

Eine weitere erwähnenswerte Untersuchung wurde in Kuwait durchgeführt und reichte über den vergleichsweise kurzen Zeitraum von nur fünf Jahren. AL-KHAIAT & FATTUHI [AF01] stellten Betonprobekörper verschiedener Mischungszusammensetzungen her, die alle nach 28 Tagen im Freien auf dem Dach des Laboratoriums gelagert wurden. Das *aride* Klima wird in [AF01] mit langen, heißen und trockenen Sommern sowie milden Wintern mit wenig Regenfällen charakterisiert. Hohe Umgebungstemperaturen und wenig bzw. keine direkte Beregnung sind in den frühen Jahrzehnten der Nutzung auch für Zwischenlagerbauteile charakteristisch, wobei in hiesigen Breiten jedoch im Mittel eine höhere Luftfeuchtigkeit zu erwarten ist.

Nach [AF01] wurden drei Arten Portlandzement (keine besonderen Eigenschaften, Weißzement, hoher Sulfatwiderstand) mit spezifischen Oberflächen zwischen 3500 und 4000 cm^2/g eingesetzt. Die Zemente würden damit etwa den europäischen Zementen CEM I 32,5 R bzw. CEM I 42,5 entsprechen. Die Druckfestigkeiten der Betonproben wurden zu verschiedenen Zeitpunkten innerhalb von fünf Jahren nach der Betonage ermittelt. Innerhalb der ersten 1,5 Jahre verzeichneten einige Betone gegenüber dem 28-Tage-Wert zunächst einen Festigkeitsverlust. AL-KHAIAT & FATTUHI [AF01] wiesen in diesem Zusammenhang darauf hin, dass die Proben bei der Auslagerung schlagartig deutlich anderen klimatischen Bedingungen ausgesetzt wurden. Zum Ende der Untersuchungen erreichten jedoch alle Betonmischungen eine Festigkeitssteigerung von im Mittel 33 %. Bemerkenswert ist nach [AF01] darüber hinaus, dass Beton, der direkt im Anschluss an das nach 18 bis 24 h erfolgte Ausschalen an der Innenluft gelagert wurde, trotz der im Vergleich mit dem wassergelagerten Beton geringen, nahezu halbierten 28-Tage-Festigkeit nach 5 Jahren in etwa eine gleiche Endfestigkeit erreichte. Die Hydratation wurde durch die frühe Austrocknung zwar offensichtlich empfindlich gestört, setzte sich aber trotz des ariden Klimas kontinuierlich fort.

5.1.1.2 Einaxiale Zugbeanspruchung

Als für die mechanische Charakterisierung wichtigster Bezugswert wurde bei Langzeituntersuchungen teilweise nur die Druckfestigkeit von Beton ermittelt. Von den beschriebenen Untersuchungen führten nur WASHA & WENDT [WW75], WASHA ET AL. [WSC89] und WOOD [Wo91] Zugversuche durch bzw. werteten entsprechende Daten aus.

WASHA & WENDT [WW75] gaben lediglich für die in Serie B (1923) hergestellten Mörtelproben die Zugfestigkeit und Informationen zu deren zeitlicher Entwicklung an. Die Zugfestigkeit zeigte sich nach [WW75] bei den im Freien gelagerten Proben nach 10 Jahren unabhängig vom Mischungsverhältnis bis zum 50. Jahr nahezu unverändert und erreichte insgesamt etwa 125 % der 28-Tage-Festigkeit. Der 50-Jahres-Wert der Biegezugfestigkeit lag für die im Freien gelagerten Proben im Mittel zwischen 10,6 und 14,2 %, für drinnen gelagerte Proben sogar zwischen 16,2 und 17,3 % der Druckfestigkeit nach 50 Jahren. Im Vergleich mit dem aus Gl. (4.3) und (4.12) ermittelten rechnerischen Verhältniswert für einen beispielhaft gewählten Beton C35/45 (ca. 11 %) sind diese Werte bemerkenswert hoch.

Später ermittelten WASHA ET AL. [WSC89] für Serie C nach 50 Jahren Biegezugfestigkeiten, deren Verhältnis zur Druckfestigkeit zwischen 9 und 11,5 % betrug, vgl. Tab. 5-3. Diese, sowie der Mittel-

wert von 10,5 %, liegen damit gut im Erwartungsbereich der genannten Umrechnungsformeln. Die im Freien gelagerten Mörtelprobekörper haben über 50 Jahre augenscheinlich keinen nennenswerten Schaden genommen.

WOOD [W091] berichtete später, dass die Biegezugfestigkeit von unter klimatisierten Bedingungen gelagerten Balken (100 % relative Luftfeuchte, folglich keine Schwindeigenspannungen, siehe auch Tab. 5-5) im Zeitraum von 28 Tagen bis 20 Jahren um etwa 20 % anstieg. Ein sehr ähnliches Nacherhärtungsverhalten stellte sie für die im Freien gelagerten Probekörper fest, wobei dies nur bedingt eine Aussage über die Zugfestigkeitsentwicklung im Freien zulässt. Thermische und hygrische Beanspruchungen im Tages- und Jahreszeitenverlauf dürften verlangsamt und abgeschwächt an die Probekörper weitergegeben worden sein, da diese im Boden (siehe Abschn. 5.1.1.1.3) gelagert waren.

5.1.1.3 Mehraxiale Beanspruchung

Soweit dezidiert der Klärung des mehraxialen Materialverhaltens gealterter Betone gewidmete Untersuchungen durchgeführt wurden, sind sie dem Autor nicht bekannt. Wie aus den vorigen Abschnitten 5.1.1.1 und 5.1.1.2 hervorgeht, unterliegen sowohl Druck- als auch Zugfestigkeiten zeitabhängigen Veränderungen, die unterschiedlich stark ausgeprägt sind. Die funktionalen Zusammenhänge des in Abschnitt 4.1.3 beschriebenen quasistatischen Tragverhaltens von Beton gelten jedoch auch für gealterten Beton. Für die Modelle zum mehraxialen Tragverhalten wird auf Abschn. 4.1.3.3 verwiesen.

5.1.1.4 Zusammenfassende Bewertung zur langzeitigen Festigkeitsentwicklung

Aus den beschriebenen Labor-Untersuchungen ergibt sich selbst unter anspruchsvollen atmosphärischen Bedingungen im Freien kein Hinweis darauf, dass der Beton im höheren Alter systematisch an Festigkeit einbüßt. Der Effekt der Nacherhärtung hingegen ist evident. Die Steigerung der Festigkeiten durch Nacherhärtung ist in der Literatur an vielen Stellen dokumentiert, wobei sich Zeiträume und Größenordnungen teils sehr voneinander unterscheiden. Der Großteil der Untersuchungen wurde an Portlandzementbetonen durchgeführt. Weil die Erhärtungseigenschaften moderner Betone vergleichsweise häufig zusätzlich durch latent hydraulische und puzzolanische Zusatzstoffe sowie Betonzusatzmittel beeinflusst werden (siehe Abschn. 4.1.1.3), sind die Ergebnisse nicht ohne weiteres übertragbar. Erschwerend kommt hinzu, dass die Materialkennwerte mithilfe von über die Zeit immer wieder angepassten Prüfmethoden ermittelt wurden (siehe mit Bezug zu Deutschland z. B. [SC18]).

Wie in den vorherigen Abschnitten gezeigt wurde, sind die verfügbaren Labordaten zum mechanischen Verhalten gealterter Betone bisher auf einen Zeitraum von „nur“ 50 Jahren beschränkt. Die in naher Zukunft zu erwartenden Ergebnisse der Untersuchungen an der *University of Wisconsin* werden voraussichtlich Aufschluss über das mechanische Verhalten von unter Laborbedingungen hergestelltem, 100 Jahre alten Beton geben, vgl. Abschn. 5.1.1.1.1. Einige Anhaltspunkte zum mechanischen Verhalten derart alter Betone, wie u. a. zu stochastischen Streuungen der Festigkeiten, können jedoch aus in der Literatur dokumentierten Ergebnissen von Bauwerksuntersuchungen abgeleitet werden. So führten bereits mehrere Autoren, wie z. B. [MHD99], [TOE], [Th01], [Do03], [Do05], [He13], [Gi15], [Pa16] oder [SC18], Untersuchungen an Bauwerksbetonen durch, die teilweise über 100 Jahre alt waren. Die für diese Arbeit wichtigsten Informationen sind in den Anhängen A, B und C zusammengefasst und werden im weiteren Verlauf von Abschn. 5.1 an entsprechen-

der Stelle eingebracht. Im Folgenden soll nun abgeschätzt werden, wie sich das dynamische Materialverhalten von Beton durch dessen Alterung verändern kann.

5.1.2 Mechanisches Verhalten unter hohen Belastungsgeschwindigkeiten

Aus der Einordnung dauerhaftigkeitsrelevanter Einwirkungen in Abschn. 1.2.3.4 und den Erkenntnissen der vorherigen Abschnitte lassen sich drei wesentliche Aspekte ausmachen, anhand derer das Materialverhalten von gealtertem Beton unter hohen Belastungsgeschwindigkeiten sowie unter hohen Drücken, abgeleitet werden kann:

- Nacherhärtung bzw. langzeitige Festigkeitsentwicklung (Abschn. 5.1.1)
- Rissbildung (Abschn. 4.1.4.3.2 und 4.1.4.3.3)
- Veränderung des Feuchtegehalts (Abschn. 4.1.4.3.1 und 4.1.5.1)

Unter anderem anhand dieser Punkte werden im Folgenden mögliche Veränderungen des dynamischen Materialverhaltens infolge Alterung diskutiert. Während es viele Literaturquellen zur Klärung der Ursachen des Dehnrateneffektes bei Beton sowie entsprechende experimentelle und numerische Untersuchungsergebnisse gibt, sind Daten zum dehnratenabhängigen Materialverhalten von gealtertem Beton in der Literatur nur vereinzelt verfügbar. Nach Kenntnis des Autors wurden bisher keine systematischen Laboruntersuchungen durchgeführt, um einen Einfluss von Alterungseffekten auf den Dehnrateneffekt zu identifizieren bzw. zu quantifizieren. Die wenigen Literaturquellen, die in Anhang C genannt werden, beziehen sich lediglich auf Bauwerksbetone.

Es ist im Rahmen dieser Arbeit daher angebracht, den möglichen Einfluss der Alterung auf Basis phänomenologischer Überlegungen zu diskutieren.

5.1.2.1 Nacherhärtung bzw. langzeitige Festigkeitsentwicklung

Im Zuge der Nacherhärtung des Zementsteins wachsen weitere CSH-Phasen überwiegend in den Gelporen- und Kapillarporenraum hinein, was zu einer Verdichtung des Mikrogefüges bzw. zu einer Stärkung der Verbundzonen und schließlich zu höheren Festigkeiten führt. Es ist bekannt, dass höherfester Beton aufgrund des verringerten Einflusses der Verbundzone im Allgemeinen eine geringere Dehnratenabhängigkeit zeigt, vgl. 4.1.4.3.2. Demzufolge ist auch für gealterten Beton zu erwarten, dass der DIF sinkt. Um einen Eindruck über die Größenordnung dieses Einflusses zu bekommen, wird die Änderung des DIF anhand des Ansatzes nach [MC 2010] abgeschätzt.

Abb. 5-4 zeigt einen auf Basis von [MC 2010] erstellten Vergleich des DIF für die Druckfestigkeit unterschiedlicher Betondruckfestigkeitsklassen. Wie in Abschn. 4.1.6.2.1 beschrieben ist, wird der DIF als Quotient aus einer charakteristischen und einer mittleren Festigkeit angegeben. Da das Streuungsmaß mit konstant $\Delta f = 8 \text{ MPa}$ angenommen wird, entsteht die in Abb. 5-4 sichtbare rechnerische Abhängigkeit von der Druckfestigkeitsklasse. Es zeigt sich, dass die Verringerung des DIF mit jeder Stufe steigender Betonqualität deutlich abnimmt. Schon im Bereich konventioneller Normalbetone sind die Veränderungen somit nur noch marginal und werden daher im Weiteren als vernachlässigbar klein eingeschätzt.

Auch für die Zugfestigkeit ist durch die Nacherhärtung kein nennenswerter Einfluss auf den DIF zu erwarten: Weil von einem konstanten Variationskoeffizienten ausgegangen wird, wirken sich unterschiedliche Festigkeitsklassen entsprechend des rechnerischen Ansatzes nach [MC 2010] nicht auf den DIF aus, vgl. Abschn. 4.1.6.1.2.

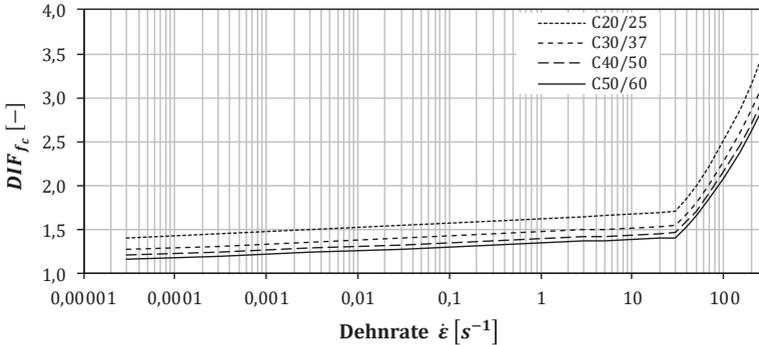


Abb. 5-4: Vergleich des DIF für die Druckfestigkeit verschiedener Betondruckfestigkeitsklassen. Ansatz entsprechend [MC 2010], vgl. Abschn. 4.1.6.2.1

5.1.2.2 Rissbildung

Das mechanische Verhalten und insbesondere die Festigkeiten von Beton unter quasistatischer und dynamischer Belastung werden maßgebend von Rissbildung bestimmt. Es ist naheliegend, dass sich aufgrund der in Abschn. 4.1.4 beschriebenen Zusammenhänge jegliche rissbedingte Beeinträchtigung der statischen Festigkeiten in ähnlicher Weise auch auf die dynamischen Festigkeiten auswirkt. Dabei ist zunächst anzunehmen, dass sich eine Vorschädigung durch Mikrorisse oder Gefügeflockungen stärker auf die quasistatischen Festigkeiten auswirkt: Die beiden wesentlichen Ursachen für die verzögerte Rissbildung unter dynamischen Belastungen – die Wirkung des Porenwassers und die Trägheitseffekte auf Mikro-, Meso- und Makroebene – sind mit allen nachgeschalteten Effekten geschwindigkeitsabhängig und unter quasistatischer Belastung somit zu vernachlässigen. Unter quasistatischer Belastung können sich Mikrorisse demnach „in Ruhe“ entlang der Schwachstellen im vorgeschädigten Bauteil ausbreiten und zu Makrorissen vereinigen. Jedoch weisen die in Abschn. 4.1.4.3.3 beschriebenen numerischen Untersuchungen von HAO & HAO [HH11] darauf hin, dass der DIF weitgehend unbeeinflusst von einer Vorschädigung zu sein scheint.

Im Hinblick auf den Einfluss von Vorschädigungen durch Risse kann festgehalten werden, dass der DIF unabhängig von einer steigenden Vorschädigung offenbar konstant bleibt oder möglicherweise sogar größer wird. Eine Verkleinerung des DIF infolge Vorschädigung erscheint hingegen unwahrscheinlich.

5.1.2.3 Veränderung des Feuchtegehalts

Wie in Abschn. 4.1.4.3.1 herausgearbeitet wurde, besteht ein deutlicher Zusammenhang zwischen dem Feuchtegehalt im Beton und dessen dehnratenabhängigem Verhalten. Für die Wirkung der Betonfeuchte auf das dehnratenabhängige Materialverhalten im Bauteil und den Einfluss auf den DIF können die folgenden Überlegungen angestellt werden:

- Die rissverzögernde Wirkung unter schneller Druckbelastung wirkt sich umso stärker aus, je mehr Wasser in den Kapillarporenräumen enthalten ist. Aus quasistatischen Druckprüfungen ist jedoch bekannt, dass die gemessene Festigkeit bei wassergesättigten Probekörpern geringer ist als bei nach Lufttrocknung geprüften Proben, z. B. [Da69]. Mit sinkender Bauteilfeuchtigkeit ergibt sich somit eine gegenläufige Tendenz für den DIF unter Druckbe-

anspruchung. Es ist angesichts des großen Einflusses der Trägheit allerdings fraglich, wie stark sich diese Tendenz in der Realität tatsächlich auswirkt.

- Die Feuchteabgabe an die Umgebung führt zur Entstehung von Schwindeigenspannungen bzw. Mikrorissen im Gefüge, die sich besonders stark auf die Zugfestigkeit auswirken. Stellt man eine beliebige quasistatische einer beliebigen dynamischen (also höheren) Versagensspannung gegenüber, ist der Anteil der Schwindeigenspannungen bei ersterer größer. Zudem wirken sich Vorschädigungen durch Risse, wie in Abschn. 5.1.2.2 beschrieben, in ähnlichem oder stärkerem Maße auf die quasistatische und dynamische Festigkeit aus. Der DIF müsste mit zunehmender Austrocknung des Betons demnach steigen. Allerdings wird die Vorbelastung durch Schwindeigenspannungen über die Bildung von Mikrorissen oder mit der Zeit über das Relaxationsvermögen des Betons abgebaut (siehe z. B. [VDZ02]), sodass dieser Einfluss mit der Zeit in den Hintergrund rücken dürfte. Zu beachten ist darüber hinaus auch, dass mit sinkendem Wassergehalt in den Kapillarporenräumen eine Verringerung der dynamischen Zugfestigkeit einhergeht, vgl. Abschn. 4.1.4.3.1. Es ist fraglich, welcher der beiden Effekte im zeitlichen Verlauf überwiegt. Vor dem Hintergrund des entsprechend Tab. 4-6 sehr deutlichen Einflusses auf die dynamische Festigkeit dürfte der DIF nach Einschätzung des Autors durch einen Verlust an Porenwasser langfristig kleiner werden.

Wie anhand des in Abb. 5-5 dargestellten Feuchteverlaufs in einem Wandquerschnitt eines seit mehr als 30 Jahren in Betrieb befindlichen Reaktorcontainments deutlich wird, muss auch lange nach dem Einbringen des Betons in die Schalung mit hoher Feuchtigkeit im Bauteilkern und entsprechenden Feuchtegradienten in Richtung der freien Oberflächen gerechnet werden. Ähnliche Beobachtungen machten auch OXFALL ET AL. [OJH14] bei ihren Untersuchungen eines weiteren etwa 30 Jahre alten Reaktorcontainments. Nach VU ET AL. [Vu09] bestimmt die Änderung der Dicke eines Bauteils die benötigte Zeit bis zum Erreichen der Ausgleichsfeuchte über einen quadratischen Zusammenhang, sodass trotz der relativ zügigen Feuchteabgabe der oberflächennahen Bereiche an die Umgebungsluft der Kern sehr massiger Bauteile über den gesamten Betriebszeitraum in einem quasigesättigten Zustand verbleiben kann.

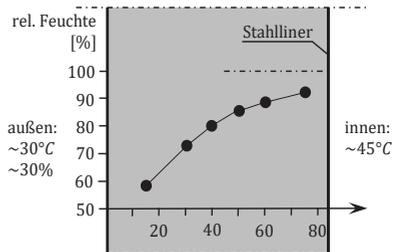


Abb. 5-5: Feuchtigkeitsverteilung in einer Außenwand eines Reaktorcontainments nach mehr als 30 Jahren Betriebszeit, entsprechend [TAL17], zitiert nach [An07]

5.1.2.4 Zusammenfassende Bewertung

Eine allgemeingültige Quantifizierung des Dehnrateneffektes bezüglich der Einzeleinflüsse Nacherhärtung, Vorschädigung durch Risse und Austrocknung ist auf Basis des aktuellen Kenntnisstands nicht sinnvoll möglich. Zudem ist der Einfluss erhöhter Bauteiltemperaturen (vgl. Abschn. 1.2.3.2) auf die dynamische Festigkeit von Beton bislang ungeklärt.

Vergleicht man den DIF für die 28-Tage-Werte und den DIF für gealterten Beton, kann für die Druckfestigkeit zusammenfassend festgehalten werden: Der Einfluss von Nacherhärtung und Austrocknung ist, wie beschrieben, offenbar klein. Weiter bleibt der DIF bei durch Risse vorgeschädigtem Beton augenscheinlich konstant oder wird möglicherweise sogar erhöht. Demnach kann von

einem für gealterten Beton gleichen DIF bzw. einer für Zuverlässigkeitsuntersuchungen auf der sicheren Seite liegenden Unterschätzung der dynamischen Festigkeitssteigerung ausgegangen werden.

Für die Zugfestigkeit hingegen ist auf Grundlage der oben bereits genannten Tab. 4-6 zu erwarten, dass sich der große Einfluss der Betonfeuchte deutlich in der Größe des DIF niederschlägt und dieser durch Austrocknung verhältnismäßig stark sinkt. Die dynamische Zugfestigkeit kann damit potenziell überschätzt werden, also auf der unsicheren Seite liegen.

Mangels weiterer Daten hierzu wird man in der Praxis vermutlich geneigt sein, den DIF über die Nutzungsdauer rechnerisch nicht zu variieren, sondern konstant zu halten. Vor allem im Hinblick auf zugbelastete, oberflächennahe Bereiche eines Bauteils müssen Berechnungsergebnisse kritisch hinterfragt werden, da dort mit nennenswert sinkender Betonfeuchte gerechnet werden muss (vgl. vorherigen Abschnitt). Es wird sich später zeigen, dass dies besonders im Fall des Scabbings, also rückseitiger Abplatzungen, relevant sein könnte. Darüber hinaus ist zu empfehlen, einen konservativen Ansatz zur Beschreibung des DIF wie z. B. in [MC 2010] zu wählen, vgl. Abschn. 4.1.6.2.2.

5.1.3 Mechanisches Verhalten unter hohen Drücken

Dem Autor sind keine in der Literatur dokumentierten Untersuchungen bekannt, die explizit dem Einfluss der Alterung von Beton auf das Materialverhalten unter sehr hohen Drücken gewidmet sind. Die folgenden Ausführungen basieren daher in Analogie zum Vorgehen in Abschn. 5.1.2 auf rein phänomenologischen Überlegungen zu den drei Aspekten Nacherhärtung, Rissbildung und Veränderung des Feuchtegehalts.

5.1.3.1 Nacherhärtung bzw. langzeitige Festigkeitsentwicklung

Durch die Nacherhärtung des Betons sind im Bereich elastischer Stauchungen geringfügig größere elastische Steifigkeiten bis zum Porenkollapsdruck (bzw. HEL, als Größenordnung gab beispielsweise GRADY [Gr96] einen hydrostatischen Druck von $0,5 \text{ GPa}$ an) zu erwarten, siehe hierzu Abschn. 3.5.2. Entsprechend Gl. (3.11) wird dadurch auch die elastische Wellengeschwindigkeit geringfügig ansteigen. Die Nacherhärtung dürfte sich durch eine verdichtete CSH-Kristallstruktur auch in einem höheren Porenkollapsdruck selbst niederschlagen. Erreichen die Drücke jedoch Werte oberhalb des Porenkollapsdruckes, unter denen das Gefüge des Betons zerdrückt bzw. zerstört wird, ist von einem vernachlässigbar kleinen Einfluss der Nacherhärtung auszugehen.

5.1.3.2 Rissbildung

Unter hydrostatischen Drücken sind keine nennenswerten Auswirkungen infolge einer Vorschädigung durch Risse zu erwarten. Mit zunehmendem hydrostatischem Druck werden solche Trennflächen und weitere Gefügedefekte schlicht überdrückt. Das Schließen von Mikrorissen und Störstellen würde sich vermutlich bei Aufbringen der Belastung initial durch einen geringfügig reduzierten Kompressionswiderstand äußern, ist für den weiteren Verlauf dann aber nicht mehr von Bedeutung. Auch vor dem Hintergrund der hohen Energien wird der Einfluss aus Rissbildung daher als vernachlässigbar klein eingeschätzt.

5.1.3.3 Veränderung des Feuchtegehalts

Wie bereits benannt wurde, besteht ein deutlicher Zusammenhang zwischen der Betonfeuchte und dem Materialverhalten unter hohen Drücken. Die in Abschn. 4.1.5.1 beschriebenen Untersuchungen von VU ET AL. [Vu09] zeigten, dass sich die Belastbarkeit von Beton unter dreiaxialer Druckbelas-

tung mit zunehmender Austrocknung verbessert. Zur Einordnung sei allerdings darauf hingewiesen, dass die bei hartem Impact erreichten Drücke die von VU ET AL. [Vu09] applizierten Drücke übersteigen können und im Gegensatz zu den experimentellen Untersuchungen den Baustoff schlagartig beanspruchen. GRADY [Gr96] diskutierte darüber hinaus den Einfluss der durch eine Schockwelle mit extremen Drücken von mehreren zehn *GPa* hervorgerufenen sehr starken Temperaturerhöhung im Gefüge, die in diesen Überlegungen gar nicht berücksichtigt sind. Wie später noch diskutiert wird, wurde bereits bei Versuchen Mitte des 20. Jahrhunderts tatsächlich eine Abhängigkeit des Penetrationswiderstands (Auftreten hoher Drücke an der Projektilspitze) von der Feuchte des untersuchten Bauteils festgestellt. Die Bauteilfeuchte ist demnach ein wichtiger Parameter auch für das Verhalten unter hohen Drücken.

5.1.3.4 Zusammenfassende Bewertung

Der Einfluss der diskutierten Alterungseffekte auf die Materialeigenschaften unter hohen Drücken ist auf Basis der verfügbaren Literaturdaten nicht quantifizierbar. Wie auch im Hinblick auf den DIF erscheint die Berücksichtigung derselben Hugoniot-Beziehung bzw. EoS über den gesamten Betrachtungszeitraum als sinnvoll. Günstig dabei ist vor dem Hintergrund des Einflusses der Betonfeuchte, dass dieses Vorgehen im Hinblick auf gealterten Beton tendenziell zu einer eher konservativen Abschätzung führt. Eine interessante Frage ist dabei aber, welcher Feuchtezustand jeweils in einem Bauteil zum Zeitpunkt der Bestimmung von EoS-Daten herrschte resp. welchen Feuchtezustand eine entsprechende EoS tatsächlich abbildet.

5.1.4 Quantifizierung der Materialkennwerte und stochastischer Streuungen

5.1.4.1 Kurzzeitige Beanspruchung

Anhand rechnerischer Ansätze in [DIN EN 1992-1-1] bzw. [MC 2010] kann die mittlere Festigkeitsentwicklung auf Basis der 28-Tage-Festigkeitswerte für spätere Zeitpunkte im Betrachtungszeitraum abgeschätzt werden. Unter Verwendung der Ansätze nach [MC 2010] wird im Folgenden das Ziel verfolgt, zu einem sinnvollen Ansatz für die Festigkeitsentwicklung in höherem Bauwerksalter zu kommen, der auch in den später noch durchgeführten exemplarischen Zuverlässigkeitsbetrachtungen verwendet werden soll. Daher wird auf Basis der Inhalte von Abschn. 5.1.1 auch ein möglicher Weg zur Berücksichtigung stochastischer Streuungen vorgestellt.

Die dauerhaftigkeitsrelevanten Randbedingungen wurden bereits in Abschn. 1.2.3 diskutiert. Die die Festigkeitsentwicklung von Beton wesentlich steuernde Bauteiltemperatur ist in einem Zwischenlager für hoch radioaktive Abfälle im Betrieb erhöht. Entsprechend [DIN 25449] darf eine Temperatureinwirkung bis maximal 100°C bei der Ermittlung der Materialkennwerte Festigkeit, Elastizitätsmodul, Schwindmaß etc. nach [DIN EN 1992-1-1] unberücksichtigt bleiben. Für die Erhärtung ergibt sich aus dieser Annahme der für mechanische Lasten günstige Effekt der rechnerischen Unterschätzung der frühen Festigkeitsentwicklung, die durch das asymptotische Verhalten der Ansatzfunktionen nach wenigen Monaten bis Jahren wieder verschwindet. Angesichts der erhöhten Bauteiltemperaturen ist zudem mit einer beschleunigten Verdunstung der Betonfeuchte zu rechnen. Diese dürfte jedoch keine Auswirkung auf die Nacherhärtung haben, da es sich bei Stahlbetonbauteilen in kerntechnischen Anlagen häufig um massive Bauteile handelt, deren Feuchtegehalt nur sehr langsam sinkt, siehe auch Abschn. 5.1.2.3. Darüber hinaus zeigten die Untersuchungen von AL-KHAIAT & FATUHI [AF01] an Betonprobekörpern weitaus kleinerer Abmessungen, dass die Nacherhärtung über die ersten 5 Jahre (verzögert) auch unter sehr trockenen Bedingungen im ariden Klima ablaufen konnte, vgl. Abschn. 5.1.1.1.4.

Insgesamt kann in Zwischenlagern für hoch radioaktive, Wärme entwickelnde Abfälle somit von einem robusten Nacherhärtungsprozess ausgegangen werden, dessen mittlerer Verlauf sich anhand verfügbarer Modelle abschätzen lässt. Zur Einordnung sei hier mit Verweis auf Abschn. 1.2.3.4 noch einmal angemerkt, dass im Rahmen dieser Arbeit angenommen wird, dass das Gefüge des Betons nicht durch chemische Angriffe oder Schädigungsreaktionen, insbesondere in Form der Alkali-Kieselsäure-Reaktion, geschädigt wird. Die Möglichkeit zur Berücksichtigung eines Schädigungsparameters im Verfahren bleibt von diesen Annahmen jedoch prinzipiell unberührt. Informationen zur praktischen Umsetzung sind z. B. bei [GM04], [MM16] und [Az17] zu finden.

5.1.4.1.1 Druckfestigkeit

In [VDZ02] werden überschlägige Werte für die *Endfestigkeit* von Beton angegeben, nach denen bei sehr schnell erhärtenden Zementen mit Festigkeitszuwachsen von bis zu 10 % sowie bei normal erhärtenden bzw. langsam erhärtenden Zementen von 10 bis 25 % bzw. 25 bis, in Einzelfällen, sogar 50 % zu rechnen ist. Die Zeitskala bis zum Erreichen der Endfestigkeit liegt nach [VDZ02] im Bereich von Monaten.

Ein einfacher Ansatz zur Berechnung der mittleren Festigkeitsentwicklung über Jahre wird in [MC 2010] in Abhängigkeit vom *effektiven Betonalter* t_T angegeben, welches sich wie folgt berechnen lässt:

$$t_T = \sum_{i=1}^n \Delta t_i \exp\left(13,65 - \frac{4000}{273 + T(\Delta t_i)}\right) \tag{5.1}$$

In Gl. (5.1) ist Δt_i ein Zeitraum, über den die Durchschnittstemperatur $T(\Delta t_i)$ in [°C] vorherrscht. Anhand des Exponenten wird der Einfluss dieser Temperatur auf die Erhärtung berücksichtigt. Bezogen auf die mittlere Druckfestigkeit nach 28 Tagen f_{cm} ergibt sich die Festigkeit zum Zeitpunkt $t = t_T$ aus:

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) f_{cm} \tag{5.2}$$

mit $\beta_{cc}(t) = \exp\left[b\left(1 - \sqrt{\frac{28}{t}}\right)\right]$ (5.3)

In Gl. (5.2) ist $\beta_{cc}(t)$ die Funktion, die die Festigkeitsentwicklung des Betons in Abhängigkeit von der Zeit t beschreibt. Der Zusammenhang wurde entsprechend [MC 2010] unter Verwendung von Portlandzement CEM I und Hochofenzement CEM III hergeleitet. Der Koeffizient b in Gl. (5.3) wird in Abhängigkeit von der Zementfestigkeitsklasse nach [DIN EN 197-1] angegeben, siehe Tab. 5-6.

Tab. 5-6: Koeffizient b zur Berücksichtigung verschiedener Zementarten nach [MC 2010]

f_{cm} [MPa]	Festigkeitsklasse des Zements	b
≤ 60	32,5	0,38
	32,5 R; 42,5	0,25
	42,5 R; 52,5; 52,5 R	0,20
> 60	alle Arten	0,20

Da bei massigen Betonkonstruktionen wegen der relativ geringen Hydratationswärmeentwicklung häufig Hochofenzemente CEM III zum Einsatz kommen, wird der vorstehende Ansatz zur Abschätzung von $f_{cm}(t)$ im Rahmen dieser Arbeit als zutreffend angenommen.

Abb. 5-6 zeigt den rechnerischen Verlauf der Druckfestigkeitsentwicklung in Abhängigkeit von der Zementfestigkeitsklasse. Hierbei wird der Einfluss der Mahlfineinheit deutlich: Im Mittel erreicht der am größten gemahlene Zement rechnerisch etwa 45 %, sehr fein gemahlener Zement hingegen nur etwa 20 % Festigkeitssteigerung. Es fällt außerdem auf, dass die rechnerische Nacherhärtung besonders innerhalb der ersten 10 Jahre erfolgt und danach nur noch geringfügige Festigkeitszuwächse zu verzeichnen sind.

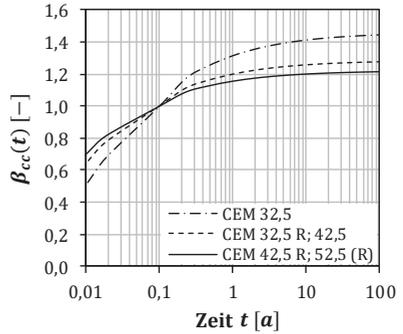


Abb. 5-6: Bezojene Entwicklung der Druckfestigkeit über 100 Jahre bei einer Temperatur von 20 °C nach [MC 2010]

Wie anhand von Abb. 5-7 deutlich wird, steht dieser Ansatz in guter Übereinstimmung mit den auf moderne Zemente übertragbaren Ergebnissen von WASHA ET AL. [WSC89] und WOOD [Wo91]. Deutlich fallen hier allerdings die von WALZ [Wa76] dokumentierten, vergleichsweise hohen Festigkeitswerte nach 30 Jahren auf. Weit über den Ansatz nach [MC 2010] hinausgehende Festigkeiten sind nicht grundsätzlich auszuschließen (siehe z. B. Untersuchungen von THUN ET AL. [Th01], [TOE] an Bauwerksbeton, vgl. Anhang B), sind im Hinblick auf die Standsicherheit als stille Tragfähigkeitsreserve aber unkritisch. Für die im Vergleich auffällig niedrigen Würfeldruckfestigkeiten nach 2,5 Jahren nannte WALZ [Wa76] als mögliche Begründung deren Prüfung nach Nasslagerung. Eine eindeutige Begründung für die später erfolgte, noch starke Nacherhärtung erscheint auf Basis der verfügbaren Daten jedoch nicht möglich.

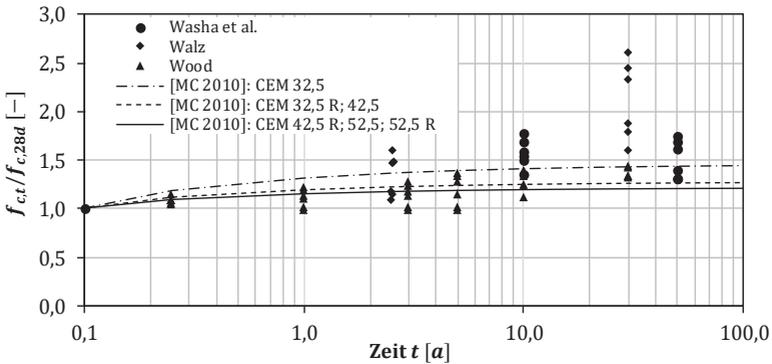


Abb. 5-7: Vergleich des Ansatzes nach [MC 2010] für eine Temperatur von 20°C mit einigen Messwerten zur Druckfestigkeitsentwicklung entsprechend der grau hinterlegten Werte (Vergleichbarkeit zu modernen Betonen) in den Tabellen von Abschn. 5.1.1.1.1 bis 5.1.1.1.3

Zur Definition einer stochastischen Streuung wird im Folgenden die auf einer breiten Datenbasis von Laboruntersuchungen aufbauende Auswertung von WOOD [Wo91] herangezogen, durch die nicht nur Mittelwerte, sondern auch Standardabweichungen bekannt sind, siehe Tab. 5-5. Man erkennt aus Tab. 5-5, dass die Streuungen mit zunehmender Festigkeit insgesamt zunehmen. Dem-

nach eignet sich der Ansatz eines über den Betrachtungszeitraum konstanten Streuungsmaßes, wie etwa $\Delta f = 8 \text{ MPa}$ bzw. eine konstante Standardabweichung nicht zur Beschreibung der zeitabhängigen Streuungen. Wenn man aber als Streuungsmaß den Variationskoeffizienten var_{f_c} auf Basis der 28-Tage-Werte nach [DIN EN 1992-1-1] bzw. [MC 2010] über den gesamten Betrachtungszeitraum als konstant ansetzt, erhält man einen normenkonformen 28-Tages-Wert und mit steigender Festigkeit automatisch auch steigende Streuungen.

Für die 28-Tage-Werte der Druckfestigkeiten ergeben sich die in Tab. 5-7 zusammengestellten Werte für den Variationskoeffizienten var_{f_c} in Abhängigkeit von der Betonfestigkeitsklasse.

Tab. 5-7: Variationskoeffizienten für die Druckfestigkeitsklassen von Normalbeton nach 28 Tagen

Festigkeitsklasse	C12/15	C16/20	C20/25	C25/30	C30/37
$f_{cm} \text{ [MPa]}$	20	24	28	33	38
$var_{f_c} \text{ [-]}$	0,24	0,20	0,17	0,15	0,13
Festigkeitsklasse	C35/45	C40/50	C45/55	C50/60	
$f_{cm} \text{ [MPa]}$	43	48	53	58	
$var_{f_c} \text{ [-]}$	0,11	0,10	0,09	0,08	

Betone niedrigerer Festigkeitsklassen werden über den Ansatz eines über die Zeit bzw. die Festigkeitsentwicklung konstanten Variationskoeffizienten mit im Vergleich größeren Streuungen für die praktisch erreichbare Endfestigkeit charakterisiert. Für eine solche Entwicklung in der Realität sprechen beispielsweise die geringeren Anforderungen an die Qualität der Ausgangsstoffe, an die Sorgfalt bei der Verarbeitung und Verdichtung sowie an die Überwachung. Zudem wird Beton geringer Festigkeit häufig mit gröber gemahlenem Zement ausgeführt, der bis nach 28 Tagen einen geringeren Hydratationsgrad erreicht als Zement höherer Mahlfeinheit. Wenn man die Erhärtung insgesamt als einen von diversen Zufallsvariablen beeinflussten Prozess begreift (vgl. Abschn. 5.1.1.1.3), steigt mit sinkendem Hydratationsgrad nach 28 Tagen die Wahrscheinlichkeit von Abweichungen während der Nacherhärtung. Insofern erscheint das vorgeschlagene Vorgehen zunächst sinnvoll.

Aus Tab. 5-5 in Abschn. 5.1.1.1.3 kann jedoch leicht abgelesen werden, dass die Standardabweichungen gegenüber den Mittelwerten überproportional stark ansteigen. Der Variationskoeffizient kann über die Erhärtungszeit demnach nicht konstant sein bzw. die Definition eines konstanten Variationskoeffizienten allein ist offenbar nicht ausreichend. Ausgehend von den 28-Tage-Werten wird daher ein proportional zur Festigkeitsentwicklung steigender Variationskoeffizient vorgeschlagen. Der zeitabhängige Variationskoeffizient $var_{f_c}(t)$ ergibt sich dann aus dem einfachen Zusammenhang:

$$var_{f_c}(t) = \frac{S_{f_c}}{f_{cm}} \cdot \beta_{cc}(t) \tag{5.4}$$

Abb. 5-8 zeigt einen Vergleich dieses Ansatzes für einen Normalbeton mittlerer Festigkeit C35/45 mit den nach den beiden Zementarten sortierten Werten von WOOD [Wo91]. Als obere und untere Grenzen sind jeweils die auf die mittlere Festigkeit bezogenen Positionen der über Gl. (5.4) ermittelten Standardabweichung dargestellt. Diesem Prinzip folgt auch die Darstellung der Datenpunkte in Abb. 5-8: Zu jedem Zeitpunkt sind drei Datenpunkte mit Mittelwert und oberer und unterer Standardabweichung dargestellt. Man erkennt, dass der Großteil der Datenpunkte innerhalb der

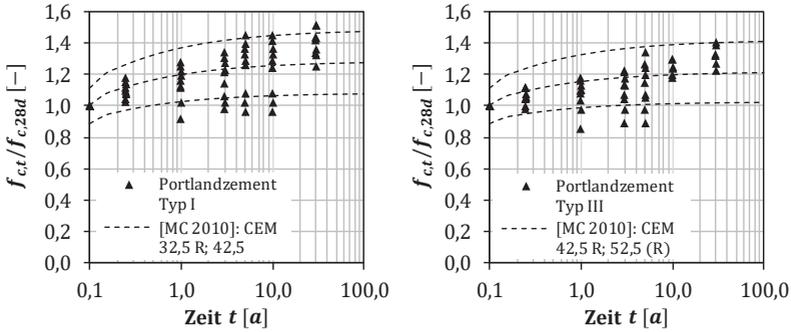


Abb. 5-8: Vergleich des Ansatzes nach [MC 2010] für einen exemplarisch gewählten Beton C35/45 mit den Werten nach [Wo91]. Die Zemente wurden anhand der Einordnung in moderne Zementfestigkeitsklassen in Abschn. 5.1.1.1.3 gewählt.

Kurven liegt, sodass der Ansatz trotz der in Realität nicht ideal logarithmisch verlaufenden Erhärtung die meisten Fälle einhüllt. Auffällig sind einige Datenpunkte unterhalb der Kurven: Die niedrigen Festigkeiten entsprechen innengelagerten Proben, die im Anschluss an eine 7-tägige Lagerung in einer Nebelkammer (*moist room*) im Innenraum zwischen 21 und 23°C unter etwa 50 % Luftfeuchte gelagert waren, vgl. [Wo91]. Möglicherweise reichte das Feuchteangebot unter diesen Bedingungen für eine nennenswerte Nacherhärtung nicht aus. Zudem wurde ein Teil der Proben vor der Prüfung für 48 Stunden wassergelagert, was in Analogie zur o. g. Vermutung von WALZ [Wa76] die gemessene Festigkeit zusätzlich herabgesetzt haben könnte.

Auf Basis der Berechnung des Variationskoeffizienten nach Gl. (5.4) und dem in Abschn. 4.1.6.3 vorgeschlagenen Weg zur Berechnung einer gedanklichen oberen und unteren Grenze einer Normalverteilung, hier für die Betondruckfestigkeit $f_{c,max}(t)$ und $f_{c,min}(t)$, können die praxisrelevanten Grenzen zu jedem Zeitpunkt t berechnet werden. Auf Basis von Gl. (4.33) und (4.34) lässt sich ableiten:

$$f_{c,min}(t) = f_{cm}(t) - 3s_{f_c}(t) \quad (5.5)$$

$$f_{c,max}(t) = f_{cm}(t) + 3s_{f_c}(t) \quad (5.6)$$

Es folgt mit Gl. (2.26):

$$f_{c,min}(t) = f_{cm}(t) - 3f_{cm}(t) \cdot var_{f_c}(t) \quad (5.7)$$

$$f_{c,max}(t) = f_{cm}(t) + 3f_{cm}(t) \cdot var_{f_c}(t) \quad (5.8)$$

Mit Gl. (5.2) und (5.4) ergibt sich nach einigen Umformungen schließlich:

$$f_{c,min}(t) = \beta_{cc}(t) \cdot (f_{cm} - 3s_{f_c}\beta_{cc}(t)) \quad (5.9)$$

$$f_{c,max}(t) = \beta_{cc}(t) \cdot (f_{cm} + 3s_{f_c}\beta_{cc}(t)) \quad (5.10)$$

Auf Grundlage von Gl. (5.9) und (5.10) können für die zeitliche Entwicklung von Beton jeweils Mittelwerte sowie obere und untere Grenzwerte ermittelt werden. Tab. 5-8 enthält entsprechende Werte für einen exemplarischen Beton C35/45.

Tab. 5-8: Zeitabhängige Druckfestigkeiten sowie obere und untere Grenzen für einen exemplarischen Beton C35/45, Annahme: $b = 0,25$

Beton	Zeitpunkt	$\beta_{cc}(t)$ [MPa]	$f_{c,min}(t)$ [MPa]	$f_{cm}(t)$ [MPa]	$f_{c,max}(t)$ [MPa]
C35/45	28 d	1,00	28,4	43,0	57,6
	1 a	1,20	30,6	51,5	72,4
	10 a	1,26	31,0	54,0	77,0
	100 a	1,28	31,1	54,8	78,5

Man kann aus Gl. (5.9) und (5.10) leicht ablesen, dass sich die Standardabweichung $s_{f_c}(t)$ zum Zeitpunkt t mit $s_{f_c}\beta_{cc}^2(t)$ abschätzen lässt. Für mit unterschiedlichen Zementarten ausgeführte Betone sind die zeitabhängigen Standardabweichungen $s_{f_c}(100 a)$ vergleichend in Tab. 5-9 aufgetragen.

Tab. 5-9: Standardabweichungen für mit unterschiedlichen Zementen ausgeführte Betone nach 100 Jahren

b	$\beta_{cc}(100 a)$	s_{f_c} [MPa]	$s_{f_c}(100 a)$ [MPa]	$3s_{f_c}(100 a)$ [MPa]
0,38	1,45	4,86	10,2	30,6
0,25	1,28		7,9	23,7
0,20	1,22		7,2	21,6

Es ist offensichtlich, dass die Streuungen besonders für $b = 0,38$ sehr stark ansteigen. Entsprechend Gl. (5.9) werden dabei besonders für Betone sehr niedriger Festigkeiten rechnerisch unphysikalische, negative Festigkeiten wahrscheinlicher. Mathematisch ließe sich dieses Problem zwar über eine logarithmische Normalverteilung lösen – es stellt sich aber ganz allgemein die Frage, wie groß die Standardabweichungen in der Realität nach 100 Jahren werden könnten.

Um Materialdaten von Betonen mit sehr hohem Alter zu gewinnen, wurden zuletzt von einigen Autoren mehr als 100 Jahre alte Stahlbetonbauwerke untersucht. So führten etwa HELLEBOIS [He13] sowie STEINBOCK & CURBACH [SC18] Untersuchungen an Hennebique-Betonen vom Beginn des 20. Jahrhunderts durch, die in Anhang A näher beschrieben sind. Anhand von Bohrkernen wurden Daten zu mittleren Druckfestigkeiten und entsprechenden Standardabweichungen erhoben. Aus den Untersuchungsergebnissen lässt sich als nach Ansicht des Autors konservative Einschätzung ableiten, dass eine Obergrenze der Standardabweichung für die Druckfestigkeit von modernen Bauwerksbetonen nach 100 Jahren Nutzung bei maximal etwa 8 MPa liegt. Als Anwendungsgrenze für diesen Ansatz wird daher definiert: $b \leq 0,25$. Für CEM 32,5 müsste die Steigerung des zeitabhängigen Streuungsmaßes demnach anhand von $\beta_{cc}(t)$ für $b = 0,25$ berechnet werden.

Der vorgestellte Ansatz scheint vor dem Hintergrund real gemessener Streuungen an Bauwerken tendenziell konservative, auf der sicheren Seite liegende Ergebnisse zu liefern. Im Folgenden wird das Vorgehen auf die Ermittlung der zeitabhängigen Zugfestigkeit übertragen.

5.1.4.1.2 Zugfestigkeit

Die Entwicklung der Zugfestigkeit folgt prinzipiell einem ähnlichen Verlauf wie die Druckfestigkeit. Als grobe Näherung für die Festigkeitsentwicklung über 28 Tage hinaus darf für die Zugfestigkeit nach [MC 2010] der Erhärtungsverlauf der Druckfestigkeit unterstellt werden. Die mittlere Zugfestigkeit f_{ctm} lässt sich dann in Abhängigkeit von der charakteristischen Druckfestigkeit f_{ck} aus Gl. (4.12) und (4.13) berechnen. Die beiden Gleichungen sind über den Wert $\Delta f = 8 \text{ MPa}$ auf einen stetigen Verlauf zwischen Normal- und hochfestem Beton eingestellt und können mit der Bezugsgröße f_{cm} auch wie folgt ausgedrückt werden:

$$f_{ctm} = 0,3 \cdot (f_{cm} - \Delta f)^{2/3} \quad \text{für Beton} \leq \text{C50/60} \quad (5.11)$$

$$f_{ctm} = 2,12 \ln(1 + 0,1 f_{cm}) \quad \text{für Beton} > \text{C50/60} \quad (5.12)$$

Obwohl Δf im Kern eine stochastische Größe ist (vgl. Abschn. 4.1.6.1.1) und sich über längere Zeiträume verändert, wird Δf an dieser Stelle im Sinne einer stetigen Beziehung zwischen Druck- und Zugfestigkeit konstant angesetzt. Die Streuungen der Zugfestigkeit werden analog zum bisherigen Vorgehen separat berücksichtigt. Zur Herleitung eines zeitabhängigen Ansatzes für die Berechnung der Zugfestigkeit lässt sich nun mit Gl. (5.1) und (5.12) unter Vernachlässigung der Festigkeitsentwicklung innerhalb der ersten 28 Tage ableiten:

$$f_{ctm}(t) = 0,3 \cdot (f_{cm}(t) - 8)^{2/3} \quad \text{für } f_{cm}(t) \leq 58 \text{ MPa} \quad (5.13)$$

$$f_{ctm}(t) = 2,12 \ln(1 + 0,1 f_{cm}(t)) \quad \text{für } f_{cm}(t) > 58 \text{ MPa} \quad (5.14)$$

Darin gilt für $f_{cm}(t)$ die Gl. (5.2). Bezogen auf den mit Gl. (5.11) bzw. (5.12) berechneten Wert der 28-Tage-Zugfestigkeit lässt sich nun auch für die mittlere Zugfestigkeit ein Koeffizient $\beta_{ct}(t)$ angeben:

$$\beta_{ct}(t) = \frac{f_{ctm}(t)}{f_{ctm}} \quad (5.15)$$

Der Verlauf der Festigkeitsentwicklung entsprechend der für den größten Teil der Normalbetone gültigen Gl. (5.13) ist in Abb. 5-9 links dargestellt. Aus Abschn. 4.1.6.1.2 ist ein unabhängig von der

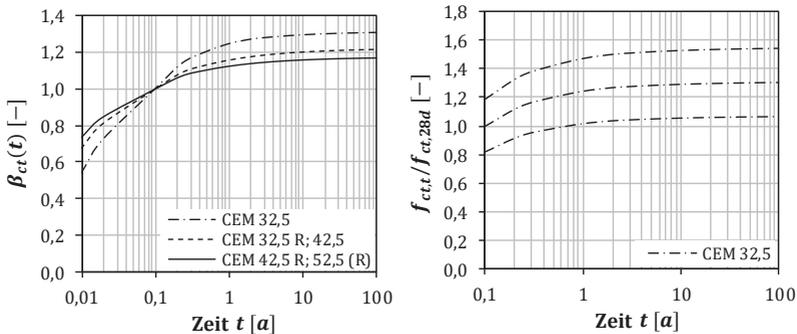


Abb. 5-9: Entwicklung der Zugfestigkeit über 100 Jahre bei einer Temperatur von 20 °C nach [MC 2010] (li.); Beispielhafte Darstellung der mittleren und der Grenzl意思 zur rechnerischen Zugfestigkeitsentwicklung für einen CEM 32,5 (re.)

Betonfestigkeitsklasse konstanter Variationskoeffizient von 0,182 bekannt.

Geht man analog zur Beschreibung der Druckfestigkeitsentwicklung vor, kann der Variationskoeffizient $var_{f_{ct}}(t)$ in Abhängigkeit vom Zeitpunkt t wie folgt ermittelt werden:

$$var_{f_{ct}}(t) = 0,182\beta_{ct}(t) \tag{5.16}$$

Ebenfalls in Anlehnung an das Vorgehen im vorherigen Abschn. 5.1.4.1.1 kann formuliert werden:

$$f_{ct,min}(t) = f_{ctm}(t) - 3s_{f_{ct}}(t) \tag{5.17}$$

$$f_{ct,max}(t) = f_{ctm}(t) + 3s_{f_{ct}}(t) \tag{5.18}$$

Es folgt mit Gl. (2.26):

$$f_{ct,min}(t) = f_{ctm}(t) - 3f_{ctm}(t) \cdot var_{f_{ct}}(t) \tag{5.19}$$

$$f_{ct,max}(t) = f_{ctm}(t) + 3f_{ctm}(t) \cdot var_{f_{ct}}(t) \tag{5.20}$$

Mit Gl. (5.15) und (5.16) ergibt sich nach einigen Umformungen schließlich:

$$f_{ct,min}(t) = f_{ctm}(t) \cdot \left(1 - 0,546 \cdot \frac{f_{ctm}(t)}{f_{ctm}} \right) \tag{5.21}$$

$$f_{ct,max}(t) = f_{ctm}(t) \cdot \left(1 + 0,546 \cdot \frac{f_{ctm}(t)}{f_{ctm}} \right) \tag{5.22}$$

Darin werden f_{ctm} nach Gl. (4.12) und (4.13) sowie $f_{ctm}(t)$ nach Gl. (5.13) und (5.14) berechnet. Für die Parameter zur Zugfestigkeitsentwicklung eines Betons C35/45 gilt die Tab. 5-10.

Tab. 5-10: Zeitabhängige Zugfestigkeiten sowie obere und untere Grenzen für einen exemplarischen Beton C35/45, Annahme: $b = 0,25$

Beton	Zeitpunkt	$\beta_{ct}(t)$ [MPa]	$f_{ct,min}(t)$ [MPa]	$f_{ctm}(t)$ [MPa]	$f_{ct,max}(t)$ [MPa]
C35/45	28 d	1,00	1,5	3,2	5,0
	1 a	1,16	1,4	3,7	6,1
	10 a	1,20	1,3	3,9	6,4
	100 a	1,21	1,3	3,9	6,5

Besonders im Hinblick auf die Zugfestigkeit sind Berechnungsergebnisse auf Basis dieses Ansatzes kritisch zu hinterfragen. Die Zugfestigkeit ist wegen der starken Abhängigkeit von insbesondere bereits vorhandenen Mikrorissen und Schwindeigenspannungen ein stark streuender Parameter. Die in Abschn. 5.1.1.2 beschriebenen Laboruntersuchungen ergaben für gealterten Beton Zugfestigkeiten mindestens im Erwartungsbereich der Zusammenhänge nach [MC 2010] bzw. [DIN EN 1992-1-1]. Ähnlich waren die Ergebnisse der Festigkeitsuntersuchungen auch bei den von HELLEBOIS [He13] untersuchten Bauwerksbetonen, vgl. Anhang A. Im krassen Gegensatz dazu stehen jedoch die Untersuchungen von THUN ET AL. [TH01], [TOE], in deren Rahmen an Bauwerksbetonen deutlich unter den Erwartungswerten liegende Zugfestigkeiten und vergleichsweise geringe Standardabweichungen gemessen wurden, vgl. Anhang B. Zu beachten ist hinsichtlich der Zugfestigkeiten auch,

dass die dynamischen Zugfestigkeiten gealterten Betons rechnerisch möglicherweise überschätzt werden könnten, vgl. Abschn. 5.1.2.

Unter den genannten Einschränkungen kann der vorgestellte Ansatz im Rahmen von Zuverlässigkeitsbetrachtungen verwendet werden und dient in der weiteren Arbeit auch der Identifikation wesentlicher Einflussparameter auf den Widerstand von gealterten Stahlbetonplatten gegen Stoßbelastungen.

5.1.4.1.3 Elastizitätsmodul

Der zeitabhängige E-Modul $E_{ci}(t)$ lässt sich nach [MC 2010] einfach über eine Wurzelfunktion der Druckfestigkeitsentwicklung berechnen:

$$E_{ci}(t) = \beta_E(t)E_{ci} \quad (5.23)$$

$$\text{mit } \beta_E(t) = \sqrt{\beta_{cc}(t)} \quad (5.24)$$

und $\beta_{cc}(t)$ aus Gl. (5.3)

Wie in Abschn. 4.1.6.3 bereits diskutiert wurde, sollte der E-Modul zur Minimierung statistisch unabhängiger Parameter, und vor dem Hintergrund der verhältnismäßig geringen Bedeutung für den Lastfall des harten Impacts, auch für alternden Beton deterministisch angesetzt werden.

5.1.4.2 Erhöhte Dehnraten

Zur Berücksichtigung der möglichen Auswirkungen der Baustoffalterung auf das dynamische Materialverhalten von Beton wird an dieser Stelle auf Abschn. 5.1.2 und 5.1.3 verwiesen. Darin wurden bereits die wichtigsten Aspekte zur rechnerischen Berücksichtigung der gleichen deterministischen Zusammenhänge für quasineuwertigen und gealterten Beton diskutiert und bewertet.

5.2 Korrosion von Betonstahl

Die Korrosion von Betonstahl ist für die mechanische Integrität von Bauteilen von großer Bedeutung und eine der häufigsten Ursachen für Schäden an Stahlbetontragwerken, die eine Instandsetzung erforderlich machen. Auch für kerntechnische Anlagen besitzt Bewehrungskorrosion eine große Relevanz. Das betrifft zum einen den Einfluss auf den mechanischen Widerstand, zum anderen aber auch den Aspekt eines möglichen Vertrauensverlustes in der Bevölkerung, den offensichtliche Korrosionserscheinungen (Rotfärbungen, Rostfahnen, deutliche Rissbildung und Abplatzungen) an einer solchen Anlage hervorrufen können.

Im Folgenden werden die wesentlichen Charakteristika der für die gegebenen Randbedingungen zu erwartenden Korrosionserscheinungen zusammengefasst und ein rechnerischer Ansatz, u. a. für die exemplarischen Zuverlässigkeitsbetrachtungen in dieser Arbeit, hergeleitet.

5.2.1 Korrosion von Stahl in Beton

Die Dauerhaftigkeit bewehrter Betonbauteile ist hauptsächlich einem Mechanismus zu verdanken, der durch das stark alkalische Milieu des Zementsteins hervorgerufen wird. Das überwiegend durch die Hydratation von C_3S und C_2S freigesetzte Calciumhydroxid $Ca(OH)_2$ bewirkt zusammen mit den in Lösung gehenden Alkalihydroxiden KOH und $NaOH$ pH-Werte von 13 bis 13,8 in der Porenlösung des Zementsteins. Unter diesen hochalkalischen Bedingungen bildet Stahl eine nur wenige Atomlagen dicke und sehr dichte Deckschicht aus Eisenoxiden und -hydroxiden, die eine sehr

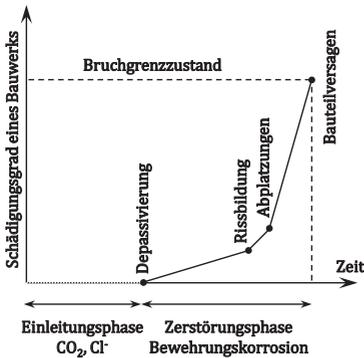


Abb. 5-10: Zeitabhängige Entwicklung des korrosionsinduzierten Schädigungsfortschritts, in Anlehnung an [Tu82] und [Ge00]

die Aufhebung des inhärenten Korrosionsschutzes sorgen, sind die Carbonatisierung und das Eindringen von Chloridionen. Die Parameter der Belastung mit Chloriden hängen stark von der Chloridquelle ab (erhöhter Chloridgehalt in den Ausgangsstoffen, Tausalzbehandlung, Meeresnähe), wobei chloridinduzierte Korrosionsschäden wegen des in der Regel örtlichen Durchstoßens der Passivschicht vergleichsweise große lokale Querschnittsverluste zur Folge haben können, vgl. z. B. [VDZ02]. Entsprechend Abschn. 1.2.3.4 ist im Rahmen dieser Arbeit nicht von einer spezifischen Expositionssituation mit Chloriden auszugehen, sodass sich die weitere Untersuchung einer derartigen Belastung erübrigt. Hingegen ist der praktisch an allen Betonoberflächen mit direktem Kontakt zur Luft beginnende Prozess der Carbonatisierung zwingend zu berücksichtigen.

5.2.1.1 Carbonatisierung von Zementstein

Wesentliche Voraussetzung für den Prozess der Carbonatisierung ist das Eindiffundieren von Kohlenstoffdioxid CO₂ in die Kapillarporen des Zementsteins. Eine Reihe chemischer Reaktionen, die übersichtlich z. B. in [SW13] beschrieben sind, führt über die mit der folgenden Gl. (5.25) beschriebene chemische Reaktion im Porenwasser zum Verbrauch des in kristalliner Form vorliegenden Portlandits Ca(OH)₂, das praktisch als Alkalireservoir fungiert und im Prozess fortwährend im Porenwasser in Lösung geht:



Erst nachdem das kristalline Portlandit aufgebraucht ist, carbonatisieren die gelösten Alkalihydroxide und der pH-Wert beginnt zu sinken. Grundsätzlich kann die Carbonatisierung auch an allen anderen Hydraten des Zementsteins, so z. B. auch an den CSH-Phasen, stattfinden. Nach [SW13] führt die Unterschreitung eines pH-Wertes von 11 dazu, dass der Betonstahl depassiviert wird und prinzipiell korrosionsbereit vorliegt. In [VDZ02] wird als Schwellenwert für die Bildung der Passivschicht ein pH-Wert von 10 angegeben, wobei diese ab einem pH-Wert von unter 9 angegriffen wird und die Bewehrungskorrosion infolge Carbonatisierung stattfinden kann. Letztere entspricht auch der häufigsten Angabe in der Literatur.

geringe Löslichkeit aufweist. Durch diesen Zustand wird der Stahl passiviert und der korrosive Materialabtrag so stark verlangsamt, dass er nicht von baupraktischer Relevanz ist. [SW13]

Bevor es zu einem Korrosionsabtrag kommen kann, muss der Betonstahl depassiviert werden. Eine auf TUUTTI [Tu82] zurückgehende Einteilung des Prozesses korrosionsinduzierender Schädigungen unterscheidet zwischen Einleitungs- und Schädigungsphase (*Initiation, Propagation*), deren Verbindungspunkt die Depassivierung ist. GEHLEN [Ge00] entwickelte diese zu der in Abb. 5-10 dargestellten, hinsichtlich des Schädigungsverlaufs nach der Depassivierung detaillierteren Darstellung weiter. Eine weitere Unterscheidung nach der Korrosionsart ist z. B. bei [Os13] zu finden. Die beiden maßgebenden Prozesse, die in der Einleitungsphase mit der Zeit für

Weil die unterschiedlichen CaCO_3 -Modifikationen gegenüber Portlandit $\text{Ca}(\text{OH})_2$ ein um 3 bis 19 % größeres Volumen aufweisen, ist ein positiver Nebeneffekt der Carbonatisierung die Verdichtung des Betongefüges. Im carbonatisierten Bereich wird der Zutritt von Wasser und Gasen gehemmt und die Betonfestigkeiten sind erhöht, vgl. [SW13]. Allerdings setzt gleichzeitig *Carbonatisierungsschwinden* ein, das durch den aus der reduzierten Zementsteinoberfläche folgenden Wasserverlust begründet ist. Infolge dieses sich mit dem Trocknungsschwinden überlagernden Schwindprozesses können oberflächennahe Mikrorisse entstehen, die die Dichtigkeit beeinträchtigen. [VDZ02], [SW13]

Die wichtigsten Einflussparameter auf die Carbonatisierung sind die Art und Menge des Zements und der vorhandenen Zusatzstoffe, die Porosität (gesteuert u. a. durch den W/Z-Wert) sowie die Umgebungsbedingungen (Temperatur, relative Luftfeuchte resp. Feuchtigkeitsgehalt des Betons etc., für weitere siehe [SW13]). Für die hier vorliegenden Randbedingungen lässt sich bezüglich einiger wichtiger Einflussparameter festhalten:

- Im Allgemeinen wird im Vergleich mit Portlandzementbeton von einem niedrigeren Carbonatisierungswiderstand von Hochofenzementbeton ausgegangen [SW13]. Wie in [VDZ12a] zusammengefasst wird, wurden bei letzterem im Laborversuch höhere Carbonatisierungstiefen gemessen. Entgegen der Erwartung ließ sich nach [VDZ12a] bei Bauteilen unter Bewitterung im Freien jedoch bisher kein nennenswerter Einfluss der Zementart feststellen.
- Als wichtigster Parameter zur Beeinflussung des Kapillarporenvolumens resp. der Dichtigkeit erhöht ein niedriger W/Z-Wert den Carbonatisierungswiderstand.
- Bezüglich des Einflusses der erhöhten Betriebstemperaturen in einem Zwischenlager für hoch radioaktive, Wärme entwickelnde Abfälle berichtete KÖHNKE [Kö17], dass nach [Dr10] die Carbonatisierungstiefen bei experimentellen Untersuchungen mit erhöhten Temperaturen von 50 und 80°C im Vergleich zu 20°C erhöht waren.
- Die Carbonatisierungsfront dringt nach STARK & WICHT [SW13] bei relativen Luftfeuchten zwischen 60 und 80 % am schnellsten in den Beton ein, weil gleichzeitig sowohl CO_2 eindiffundieren kann als auch ausreichend Wasser für die Reaktion zur Verfügung steht. Entsprechend [SW13] entspricht das ungefähr den klimatischen Bedingungen in Mitteleuropa, die damit prinzipiell auch im Inneren eines Zwischenlagers denkbar sind. Am schnellsten schreitet die Carbonatisierungsfront im Allgemeinen im Innenraum voran. Bei direkt berechneten Oberflächen von Außenbauteilen hingegen ist die Carbonatisierungsgeschwindigkeit wegen der zeitweisen Wassersättigung im Randbereich und dem dann um mehrere Größenordnungen höheren Diffusionswiderstand gegenüber CO_2 deutlich geringer, siehe hierzu auch [VDZ02].

Als Näherung zur zeitabhängigen Beschreibung der Carbonatisierungstiefe wird in der Literatur meist ein Zusammenhang genannt, nach dem die Carbonatisierungsfront in Abhängigkeit von der Quadratwurzel der Zeit in das Bauteil vordringt. Die derzeitige Normung zur dauerhaften Auslegung von Stahlbetonbauteilen nach [DIN 1045-2] bzw. [DIN EN 1992-1-1] baut auf der Einhaltung deskriptiver Regeln auf, die überwiegend auf Erfahrungswerten in Abhängigkeit von der jeweiligen Expositionssituation basieren. Komprimierte Informationen zum aktuellen Stand der Normung bezüglich der Einteilung in Expositions- und Feuchtigkeitsklassen enthält z. B. [OB18]. Auf Basis dieser Einteilung in Expositionsklassen werden dann betontechnologische Parameter, wie u. a. Mindestdruckfestigkeiten, -zementgehalte und maximale W/Z-Werte festgelegt. Dieses Vorgehen hat keine ingenieurwissenschaftliche Basis und bringt einige Nachteile wie z. B. die Nichtberück-

sichtigung möglicher Wechselwirkungen zwischen gleichzeitig auftretenden Schädigungsprozessen sowie spezifischer Randbedingungen mit sich. So wird auch der o. g. Einfluss der Bauteiltemperatur auf die Carbonatisierungsgeschwindigkeit nicht abgebildet. Besonders in den letzten beiden Jahrzehnten wurden daher probabilistische Nachweiskonzepte zur Dauerhaftigkeitsbemessung von Stahlbetonbauteilen entwickelt. Bezüglich der Carbonatisierung sei an dieser Stelle neben [Ge00] und [FIB06] beispielsweise auf die erst kürzlich veröffentlichte Arbeit von GREVE-DIERFELD [Gr15] hingewiesen.

5.2.1.2 Elektrochemische Korrosion von Betonstahl

In der Regel wird bei Beton davon ausgegangen, dass sich durch das gleichmäßige Angebot an CO₂ an den Bauteiloberflächen mit direktem Kontakt zur Luft eine verhältnismäßig gleichmäßige Carbonatisierungsfront einstellt, siehe z. B. [Ge00]. Die Depassivierung findet folglich in mehreren Bereichen gleichzeitig statt, sodass sich infolge Carbonatisierung eine flächige, überwiegend gleichmäßige Korrosion einstellt. Diese Annahme gilt für ungerissene Bauteile bzw. ausreichend große Bereiche zwischen einzelnen Rissen. Im Bereich von Rissen, die bis zur Bewehrung reichen, ist eine gesonderte Betrachtung notwendig.

Indem die Carbonatisierungsfront die Bewehrungslage erreicht und die schützende Passivschicht verloren geht, wird eine wesentliche Voraussetzung zur Korrosion geschaffen. Als weitere Voraussetzung ist der für die Bildung von Lokalelementen erforderliche Potentialunterschied zwischen benachbarten Bereichen auf der Metalloberfläche praktisch immer vorhanden. Der Korrosionsprozess ist in Abb. 5-11 schematisch dargestellt. Damit es zur Korrosion von Betonstahl kommen kann, muss ein ausreichendes Angebot an Sauerstoff und an Feuchtigkeit (Elektrolyt) vorhanden sein. Entsprechend [VDZ02] kann es zur Korrosion infolge Carbonatisierung erst ab einer verhältnismäßig hohen relativen Luftfeuchte von etwa 90 % kommen – wegen der Hygroskopizität von Salzen beginnt der Betonstahl in chloridbelasteten Strukturen schon bei niedrigeren Luftfeuchten zu korrodieren. Nach [Mü09] besteht aufgrund des geringen Feuchtigkeitsangebots in Innenräumen daher praktisch keine Gefahr der Bewehrungskorrosion.

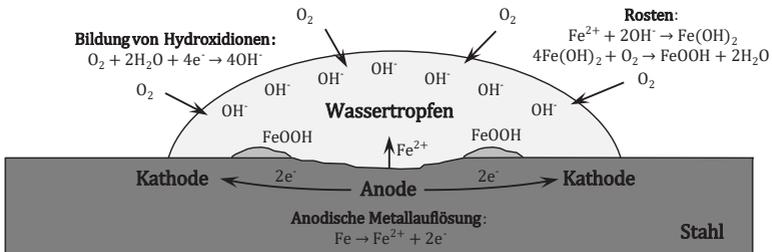


Abb. 5-11: Sauerstoffkorrosion von Eisen bzw. Stahl, in Anlehnung an [SW13]

In Zwischenlagern für hoch radioaktive, Wärme entwickelnde Abfälle hat jedoch die Außenluft über die Belüftungsöffnungen im Inneren ständigen Zutritt zum Gebäude. Zusätzlich sind der Einfluss der erhöhten Betriebstemperatur und deren zeitlicher Entwicklung auf die Korrosionsgeschwindigkeit zu beachten. Solange die Bauteile durch die Wärmeemissionen des radioaktiven Inventars dauerhaft erwärmt sind, wäre zunächst von einem beschleunigten Korrosionsfortschritt auszugehen. So stellte z. B. TUUTTI [Tu82] in carbonatisiertem Beton bei 100 % relativer Luftfeuchte zwi-

schen -25 und 20°C einen mit steigender Temperatur logarithmischen Anstieg der Korrosionsrate fest. Durch die Wärmequellen im Inneren des Bauwerks ist jedoch innerhalb der ersten Jahrzehnte davon auszugehen, dass an und in den Bauteilen häufig höhere Temperaturen als im Freien herrschen. Es ist fraglich, ob und in welchem Umfang selbst im seltenen Fall von 100 % relativer Luftfeuchte in der Außenluft die für die carbonatisierungsinduzierte Korrosion erforderliche Luftfeuchte erreicht wird. Zusammen mit der Passivschicht ist also zunächst ein guter Korrosionsschutz vorhanden.

Die Berechnungen von PÖNITZ [Pö17] zeigen, dass der größte Teil der Radioaktivität resp. Wärmeleistung innerhalb der ersten 30 bis 50 Jahre nach der Entnahme der Brennelemente aus dem Reaktorkern bzw. nach der Befüllung der Brennstoffkokillen in einer Wiederaufarbeitungsanlage abklingt. In der Konsequenz sinken die mittleren Temperaturen im Inneren eines Zwischenlagers kontinuierlich. Wie bereits in Abschn. 1.2.3.3 beschrieben wurde, kann nun durch die zunehmende Abkühlung der Bauteile potenziell der Fall einer temporären Tauwasserbildung auftreten. Hierdurch wird an den betroffenen Stellen das für die Betonstahlkorrosion notwendige Feuchteangebot bereitgestellt, siehe hierzu auch [Tu82]. Wenn die Carbonatisierungsfront bis zur Bewehrung vorgedrungen ist, muss damit gerechnet werden, dass alle Voraussetzungen für die Betonstahlkorrosion erfüllt sind.

Die Geschwindigkeit, mit der Betonstahl korrodiert, wird entsprechend [OBA11] neben den oben diskutierten Einflüssen von zahlreichen weiteren Faktoren, wie z. B. Zementart, W/Z-Wert, Betonqualität, Rissen sowie Belastungssituation und -geschichte beeinflusst. In der Schädigungsphase entsteht z. B. nach GEHLEN [Ge00] wegen des größeren Volumens der Korrosionsprodukte ein Sprengdruck, der zu korrosionsinduzierten Rissen führen kann, siehe auch Abb. 5-10. Im weiteren Verlauf entwickeln sich schließlich Abplatzungen der Betondeckung, sodass ein Teil der Bewehrung ständigen Kontakt zur Außenluft hat. Mit jedem Zwischenzustand entstehen somit günstigere Bedingungen für einen beschleunigten Materialabtrag. In Deutschland entstanden im Rahmen der Forschergruppe 537 der Deutschen Forschungsgemeinschaft (DFG) zahlreiche Veröffentlichungen sowie in Analogie zur Beschreibung der Einleitungsphase (siehe Abschn. 5.2.1.1) ein vollprobabilistisches Modell zur Bewehrungskorrosion, siehe z. B. [Be12], [OS12], [Os13] und [Bo13].

5.2.2 Korrosionsbedingte Auswirkungen auf das mechanische Verhalten

Untersuchungen zum mechanischen Verhalten korrodierter Betonstähle wurden in der Literatur von mehreren Autoren dokumentiert. So berichtete z. B. GEHLEN [Ge00] für mechanisch unterschiedlich tief gekerbte Betonstahlproben, dass sich das plastische Verformungsvermögen und die Zugtragfähigkeit verringerte. Später beschrieben DU ET AL. [DCC05] für korrodierte Bewehrung u. a., dass sich das Verhältnis aus Zugfestigkeit und Streckgrenze sowie der E-Modul (vgl. Abschn. 4.2.2) durch Korrosion nicht signifikant veränderten. Die hingegen ebenfalls beobachteten veränderten Duktilitätseigenschaften, die Verringerung der Gleichmaß- und Bruchdehnung sowie die Verkleinerung des plastischen Bereichs insgesamt begründeten DU ET AL. [DCC05] mit den über die Längsachse eines Bewehrungsstabs ungleichmäßig verteilten Querschnittsflächen. Ähnliche Beobachtungen machten XIA ET AL. [Xi13] und ergänzten ferner, dass sich das Fließplateau mit zunehmendem Korrosionsgrad verkleinerte, unregelmäßiger wurde und schließlich nicht mehr erkennbar war.

In der Literatur sind zwar unterschiedliche Stahlgüten und Oberflächen (glatt, gerippt) dokumentiert – entsprechende Beobachtungen können anhand des elastisch-plastischen Materialverhaltens von Betonstahl jedoch plausibel erklärt werden. Durch plastische Verformungen können Spannungsspitzen im Bereich korrosionsbedingter Kerben abgebaut werden. Je größer und schärfer die

Kerben durch den korrosiven Materialabtrag werden, desto schneller wird lokal die Streckgrenze erreicht und desto schneller gerät das Material im lokalen Restquerschnitt ins Fließen. In Analogie zu einer Kette bestimmt der schwächste Querschnitt die maximale Kraftaufnahme, wobei die Verfestigung zunächst noch eine weitere Laststeigerung erlaubt. Durch diese gerät das Material auch an weiteren Stellen ins Fließen. Dabei sind die plastischen Verformungen im Verfestigungsbereich bis zur Zugfestigkeit aber nicht mehr gemäß der Idealvorstellung von einem unkorrodierten Stab gleichmäßig über die Längsachse verteilt, sondern konzentrieren sich vorwiegend auf mehrere kleinere Bereiche. Dadurch wird u. a. das plastische Dehnungsvermögen insgesamt herabgesetzt. Unter diesen Voraussetzungen kann man zu dem Schluss kommen, dass das in Abschn. 4.2.3 beschriebene dehnratenabhängige Materialverhalten von Betonstahl, das durch eine erhöhte Duktilität gekennzeichnet ist, diesem ungünstigen Effekt entgegenwirkt und die negativen Auswirkungen der Korrosion zu einem bestimmten Teil „abgefedert“ werden.

Tatsächlich wurde das dehnratenabhängige Materialverhalten von korrodiertem Betonstahl nach Kenntnis des Autors jedoch bisher kaum untersucht. Lediglich ZHANG ET AL. [ZCG16] veröffentlichten hierzu erst kürzlich die Ergebnisse ihrer experimentellen Untersuchungen im Dehnratenbereich etwa zwischen 10^{-4} und 10^2 s^{-1} . Es handelte sich bei den untersuchten Betonstählen aber nicht um gerippten (europäischen) Betonstahl B500, sondern um warmgewalzte Glattstähle mit Streckgrenzen von nur 235, 335 und 400 MPa. ZHANG ET AL. [ZCG16] stellten u. a. fest, dass die Dehnung von korrodierten Bewehrungsstäben unter Höchstlast nicht von der Dehnrate beeinflusst wurde. Bei unterschiedlichen Dehnraten ließ sich jedoch ein linearer Zusammenhang zwischen dem mittleren Korrosionsgrad (definiert als mittlerer bezogener Querschnittsverlust) eines Bewehrungsstabs und dem Abfallen von Streckgrenze und Zugfestigkeit erkennen. Dabei wirkte sich der mittlere Korrosionsgrad bei hohen Dehnraten stärker aus. Angesichts der untersuchten Stähle und der insgesamt kleinen Datenbasis erscheint die Übertragung der quantitativen Zusammenhänge auf europäische Betonstähle aber nicht sinnvoll zu sein.

Der Vollständigkeit halber sei an dieser Stelle auch das mechanische Verhalten unter sehr hohen Drücken thematisiert. Bei Anwesenheit poröser Korrosionsprodukte ist zu erwarten, dass sich das Verhalten des Betonstahls und dadurch auch die Parameter der Wellenausbreitung, -reflektion und -brechung im Bauteil verändern. Wie bereits in Abschn. 4.2.4 beschrieben wurde, ist der Einfluss des Betonstahls auch vor dem Hintergrund der weiteren alterungs- und korrosionsbedingten Veränderungen im mechanischen Verhalten jedoch nach Einschätzung des Autors als gering einzuschätzen und kann vernachlässigt werden.

5.2.3 Quantitative Berücksichtigung der Betonstahlkorrosion

Aus den vorherigen Abschnitten wird deutlich, dass der Schädigungsprozess der carbonatisierungsinduzierten Korrosion von zahlreichen Parametern abhängt, die in komplexen Wechselwirkungen miteinander stehen und teilweise noch weitere Forschung erfordern. Im Zuge von Zuverlässigkeitsbetrachtungen lassen sich Einleitungs- und ein Teil der Schädigungsphase unter Verwendung der in jüngerer Vergangenheit entwickelten Modelle probabilistisch erfassen. Eine Aussage zum tatsächlichen Schutz eines Bauteils vor Korrosion ist jedoch erst mit der Festlegung einer spezifischen Betondeckung und diverser weiterer Parameter möglich. Gleichzeitig besteht beispielsweise neben modellabhängig unterschiedlichen Eingangsparametern und Ergebnissen (vgl. [St09]) besonders auch Ungewissheit hinsichtlich der prognostizierten Carbonatisierungstiefe bei erhöhten Bauteiltemperaturen. Für den Zweck dieser Arbeit ist eine Anwendung dieser Modelle daher nur bedingt sinnvoll. Darüber hinaus wird sich in den folgenden Kapiteln 6 und 7 noch herausstellen, dass die

Bewehrung im speziellen Fall des Widerstands gegen harte Stoßbelastungen nennenswerten Einfluss nur auf den Schadensmodus der Perforation hat. Gleichzeitig sind bezüglich des dynamischen Verhaltens korrodiertes Betonstähle und des Perforationsprozesses insgesamt bislang noch viele Einflüsse ungeklärt, sodass in der ingenieurmäßigen Modellierung von harten Stoßvorgängen der Detaillierungsgrad probabilistischer Abschätzungen kaum abgebildet werden kann. Bezüglich der Betonstahlkorrosion ist es daher sinnvoll, einige Vereinfachungen einzuführen.

Von einer für die vorliegende Arbeit nützlichen Vereinfachung machte AHRENS [Ah10] hinsichtlich der Berücksichtigung der Schädigungsphase Gebrauch. Er sah von einer Verwendung komplexer Modelle ab und begründete dies mit der in der Literatur dokumentierten Kritik, dass die Modelle noch experimentell abzuschließen seien. AHRENS [Ah10] verwendete schließlich eine einfache Formel auf Basis einer integralen Korrosionsrate k_s nach SARJA & VESIKARI [SV96], mit der sich die durch Korrosion reduzierte Querschnittsfläche des Betonstahls in Abhängigkeit von der Zeit wie folgt abschätzen lässt:

$$A_s(t) = n \frac{\pi(d_s - 2k_s t)^2}{4} \quad (5.26)$$

In Gl. (5.26) ist n die Anzahl der Bewehrungsstäbe. Die Korrosionsgeschwindigkeit wird in [Ah13] auf Basis von Literaturwerten zur Korrosionsrate i_{corr} und den daraus umgerechneten Werten für k_s entsprechend Tab. 5-11 zusammengefasst.

Tab. 5-11: Größenordnungen von Korrosionsraten, nach [Ah13]

Korrosionsrate	i_{corr} [$\mu A/cm^2$]	k_s [mm/a]
klein	$i_{corr} < 0,1$	$k_s < 1,16 \cdot 10^{-3}$
klein bis moderat	$0,1 < i_{corr} < 0,5$	$1,16 \cdot 10^{-3} < k_s < 5,80 \cdot 10^{-3}$
moderat bis hoch	$0,1 < i_{corr} < 1,0$	$5,80 \cdot 10^{-3} < k_s < 1,16 \cdot 10^{-2}$
hoch	$i_{corr} > 1,0$	$k_s > 1,16 \cdot 10^{-2}$

Beispielsweise in [Ah10] und [Be10] sind mehrere Quellenhinweise zu gemessenen Korrosionsraten bzw. zu deren rechnerischer Abschätzung zu finden. AHRENS [Ah10] zeigte am Vergleich einiger Literaturwerte, wie stark die Restlebensdauer von Tragwerken durch unterschiedliche Größenordnungen der Korrosionsraten beeinflusst wird. Für die folgenden Betrachtungen wird als durchschnittlicher Wert zunächst neben einer nach Tab. 5-11 moderat erhöhten Korrosionsrate von $1 \cdot 10^{-2} mm/a$ eine Korrosionsrate entsprechend TUUTTI [Tu82] angenommen. Für die carbonatisierungsinduzierte Korrosion gibt TUUTTI für Schweden eine mittlere Korrosionsrate von $5 \cdot 10^{-2} mm/a$ an – was im Hinblick auf die Werte in Tab. 5-11 bereits deutlich im Bereich hoher Korrosionsraten liegt.

Als zeitabhängige geometrische Größe wirkt sich der Querschnittsverlust auf Betonstähle verschiedener Durchmesser unterschiedlich stark aus. AHRENS [Ah10] leitete als einfachen Ausdruck für den gleichförmigen korrosionsbedingten Querschnittsverlust her:

$$\Delta A_s(t) = 4 \left[\frac{k_s t}{d_s} - \left(\frac{k_s t}{d_s} \right)^2 \right] \quad (5.27)$$

Unter Berücksichtigung der beiden unterschiedlichen Korrosionsraten ergeben sich mit Gl. (5.27) in Anlehnung an AHRENS [Ah10] die in Abb. 5-12 dargestellten Verläufe der zeitabhängigen Entwicklung der Querschnittsflächen. Man erkennt, dass mit Einsetzen der Korrosion unter der groben

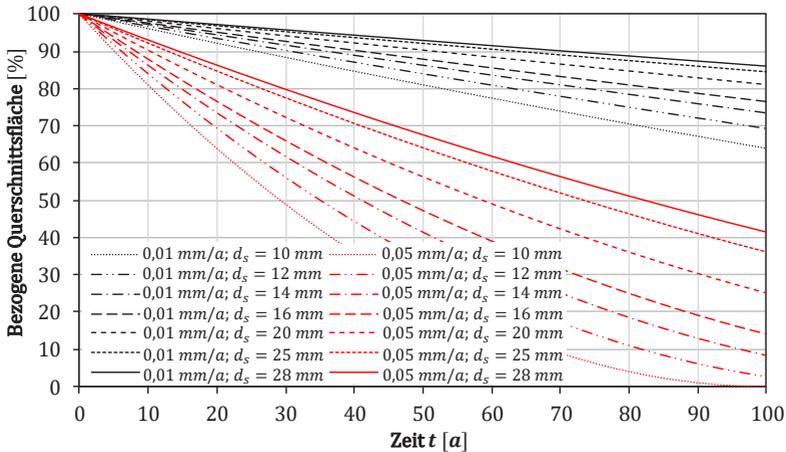


Abb. 5-12: Zeitabhängige Entwicklung der Querschnittsfläche von korrodierendem Betonstahl in Abhängigkeit von Korrosionsrate und Stabdurchmesser

Annahme einer konstanten Korrosionsrate innerhalb weniger Jahrzehnte auch für größere Stabdurchmesser potenziell ein erheblicher Teil des Querschnitts verloren gehen kann. Allerdings ist das Auftreten solch ausgeprägter (gleichmäßiger) Querschnittsverluste in der Realität überaus unwahrscheinlich, sofern ein Bauwerk überwacht wird und die Mittel zu dessen Instandsetzung zur Verfügung stehen. Letzteres sollte insbesondere für kerntechnische Anlagen auch unter widrigen politischen und gesellschaftlichen Bedingungen sichergestellt sein.

Es ist zu erwarten, dass sich nennenswerte Querschnittsverluste durch deutlich sichtbare Risse, großflächige Abplatzungen und Verformungen zeigen und nur in bestimmten Grenzen vom statischen System toleriert werden können. Für die weiteren Betrachtungen wird ein vereinfachter Ansatz gewählt, in dessen Rahmen auf Basis einer Fallunterscheidung zur Instandhaltung zwei verschiedene Fälle definiert werden:

- Fall I: Korrosionsabtrag bis zu dem Moment, an dem sich an der Bauteiloberfläche gerade noch kein Riss bildet, wobei der Verbund noch vollständig intakt ist.
- Fall II: Unter der Annahme, dass nach dem Auftreten von Rissen und auch im weiteren Verlauf der Schädigungsphase keine Instandsetzungsmaßnahmen durchgeführt werden (können), ist nach einem weiteren Korrosionsabtrag von einem Kollaps des betroffenen Bauteils bzw. des Bauwerksteils überwiegend unter der Wirkung seines Eigengewichtes auszugehen.

Zu Fall I sei angemerkt, dass die Gefahr der Bewehrungskorrosion und deren Fortschritt im Zuge fachgerechter Überwachung wahrscheinlich schon vor der Bildung von Rissen erkannt werden würde. Insofern spiegelt Fall I eine sehr ungünstige Situation wider, in der es *trotz* der Überwachung eines Bauwerks zu unerkannter Korrosion kommen könnte. Zur überschlägigen Quantifizierung des zugehörigen Querschnittsverlustes wird an dieser Stelle einem Aspekt aus dem folgenden Abschn. 5.3.1 vorgegriffen. So stellte man fest, dass bei Querschnittsverlusten zwischen 10 und 12 % die Verbundfestigkeit schon um etwa die Hälfte reduziert wurde. Vor dem Hintergrund des großen Einflusses der Radialrissbildung auf die Verbundspannung (vgl. Abschn. 4.3.1 und 4.3.2) ist

ein solches Verhältnis ein deutlicher Hinweis auf ein ausgeprägtes System korrosionsinduzierter Risse, das sich bei solchen Korrosionsgraden nach Einschätzung des Autors wahrscheinlich auch an der Betonoberfläche zeigt. Für Fall I wird der relevante Querschnittsverlust daher in starker Vereinfachung mit 10 % angenommen.

Als grobe Näherung für die Größenordnung des tolerierbaren Querschnittsverlustes in Fall II wird im Folgenden in Anlehnung an den vereinfachten Brandschutznachweis für Stahlbetonstützen nach [DIN EN 1992-1-2] ein Ausnutzungsgrad abgeschätzt. Dabei handelt es sich im Kern um den Vergleich der Sicherheitsmargen im *Grenzzustand der Tragfähigkeit* in der *außergewöhnlichen* und der *ständigen und vorübergehenden Bemessungssituation*. Wird für letztere von einer rechnerischen Ausnutzung von 100 % ausgegangen, ergibt sich allein aus der Gegenüberstellung der Teilsicherheitsbeiwerte nach [DIN EN 1990/NA] für die bei Stahlbetonbauwerken in der Regel den größten Belastungsanteil ausmachende, ständige Einwirkung aus Eigengewicht, ein Ausnutzungsgrad von $1,0/1,35 = 74\%$. Dies steht in guter Übereinstimmung mit [DIN EN 1992-1-2], nach der der maximale Ausnutzungsgrad bei 70 % liegt. Geht man nun davon aus, dass die Bewehrung in der ständigen und vorübergehenden Einwirkungskombination rechnerisch zu 100 % ausgenutzt ist, tritt das Versagen nach Aufbrauchen der Sicherheiten durch Korrosion rechnerisch bei einem Querschnittsverlust von etwa 30 % ein. Dabei wird allerdings außer Acht gelassen, wie viel Bewehrung bei einer Auslegung für extreme Beanspruchungen (siehe auch Abschn. 1.2.2) tatsächlich im Bauteil eingebaut ist, und ob die rechnerische Ausnutzung gegenüber der *ständigen und vorübergehenden Bemessungssituation* nicht geringer bzw. der tolerierbare Materialabtrag nicht sogar entsprechend größer wäre. Gleichzeitig wird die korrosionsbedingte Beeinträchtigung der Verbundwirkung und damit der Biegetragfähigkeit betroffener Bauteile (siehe hierzu auch Abschn. 5.3.2) durch diese Abschätzung nicht abgebildet. In erster Näherung kann Fall II aber als untere Grenze dienen, um die Empfindlichkeit des Widerstands von Stahlbetonbauteilen gegen die lokalen Auswirkungen von harten Stößen einzuschätzen. Für Fall II wird der relevante Querschnittsverlust in starker Vereinfachung also mit 30 % angenommen.

Wie bereits beschrieben, kann neben dem korrosionsbedingten Querschnittsverlust für Stahlbetonbauteile prinzipiell auch der Verlust der Verbundtragfähigkeit versagensrelevant werden. Letzteres wird im folgenden Abschn. 5.3 näher behandelt.

5.3 Verbundschädigung durch Betonstahlkorrosion

5.3.1 Auswirkungen auf das mechanische Verhalten

Es ist bekannt, dass die porösen Korrosionsprodukte von Betonstahl ein größeres Volumen als unkorrodierte Ausgangsmaterial einnehmen. Der Faktor der Volumenvergrößerung liegt z. B. nach WEIZHONG ET AL. [WRW10] für carbonatisierungsinduzierte Korrosion bei 3,3, wobei dieser je nach Umgebungsbedingungen auch andere Werte im Bereich von etwa 2,1 bis 4 annehmen kann. Die Bildung von Korrosionsprodukten in Stahlbeton führt infolge der Behinderung der Volumenausdehnung durch den umgebenden Beton zunächst zu einem Aufbau von auf den Betonstahlquerschnitt bezogenen radialen Druckspannungen im Betongefüge. Wie in Abb. 5-13 dargestellt ist, kann dadurch anfangs geringfügig mehr Verbundspannung übertragen werden. Allerdings bilden sich in Tangentialrichtung gleichzeitig Ringzugspannungen aus, die mit fortschreitender Korrosion irgendwann so groß werden, dass die lokale Zugfestigkeit des Betons erreicht wird und sich Longitudinalrisse entlang der Bewehrung bilden. Auf Grundlage von experimentellen und numerischen Untersuchungen stellte BOHNER [Bo13] vor wenigen Jahren ein Schädigungsmodell vor, das die

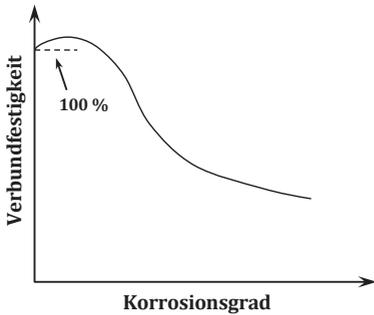


Abb. 5-13: Schematische Darstellung der Veränderung der Verbundfestigkeit mit dem Korrosionsgrad, nach [DPA09]

rechnerische Abschätzung des Zeitpunkts der korrosionsinduzierten Erstrissbildung ermöglicht. Die Bildung von Rissen entlang der Stablängsachse führt entsprechend Abschn. 4.3.1 für unkorrodierte Stähle zu einem nennenswerten Verlust an Verbundfestigkeit. Nach [FIB00] ist dies auch eine Ursache für die Beeinträchtigung der Verbundfestigkeit bei korrodierten Betonstählen in Beton, wobei als weitere Gründe die porösen Korrosionsprodukte zwischen Stahl und Beton sowie der Verlust an Querschnittsfläche durch ein Abrostern der Betonstahlrippen gelten. Letzteres hat wiederum starke Auswirkungen auf das dynamische Verbundverhalten, da sich eine Dehnratenabhängigkeit primär aus der mechanischen Verzahnung zwischen Betonstahl und Beton ergibt, vgl. Abschn. 4.3.2.

Nach [FIB00] ist der Verlust an Verbundfestigkeit potentiell von weitaus größerer Bedeutung für die Tragfähigkeit von Stahlbetonbauteilen als der eigentliche Querschnittsverlust. So stellten z. B. AL-HAMMOUD ET AL. [AST10] bei ihren Experimenten an Stahlbetonbiegebalken bei einem Korrosionsgrad von nur 3,9 % fest, dass die Tragfähigkeit um 25 % zurückging. Als Bestätigung des großen Einflusses der Betonstahlkorrosion auf die Verbundfestigkeit wurde bereits in [FIB00] berichtet, dass bei Experimenten in Verbindung mit einem Querschnittsverlust von nur etwa 10 bis 12 % eine etwa um die Hälfte reduzierte Verbundfestigkeit einherging. [FIB00] enthält eine umfangreiche Literaturliste zur Thematik bis in das Jahr 1998. Auch bei späteren Forschungsarbeiten, z. B. [KPS11], [SDC11], [AS12], [SVB14], [YLL18], wurden die in [FIB00] zusammengefassten Ergebnisse qualitativ bestätigt. Wie auch in [FIB00] wird dabei häufig auf die großen Streuungen bei der Quantifizierung des Verbundfestigkeitsverlustes infolge Korrosion verwiesen. Für eine Modellierung von dynamischen Beanspruchungen kommt erschwerend die Dehnratenabhängigkeit des Verbundverhaltens und insbesondere der Verbundfestigkeit hinzu.

5.3.2 Quantitative Berücksichtigung der Verbundschädigung

Bereits für unkorrodierten Betonstahl hängt die Verbundfestigkeit bzw. die Verbundspannung-Schlupf-Beziehung von zahlreichen Parametern ab, die sich entsprechend des Modells nach [MC 2010] u. a. aus der Betondruckfestigkeit, dem Durchmesser des Bewehrungsstahls und geometrischen Größen der Bewehrungsführung wie Stababständen, Betondeckung etc. ableiten. Aus diesem Grund und wegen der Problematik der schwierigen Quantifizierung einer korrosionsbedingten Verbundschädigung soll in Analogie zur Berücksichtigung der carbonatisierungsinduzierten Korrosion und auf Basis der in Abschn. 5.2.3 eingeführten Fallunterscheidung ein vereinfachter Ansatz verfolgt werden.

Wie die Untersuchungen von AL-HAMMOUD ET AL. [AST10] deutlich zeigten, ist ein Verlust an Verbundfestigkeit nicht automatisch mit einem Tragfähigkeitsverlust in derselben Größenordnung gleichzusetzen – schon geringe Korrosionsgrade können aufgrund der Verbundschwächung zu einer signifikant reduzierten Tragfähigkeit führen. Für Stahlbetonbauteile unter Stoßbelastung muss jeweils geprüft werden, ob der Querschnittsverlust oder die Beeinträchtigung der Verbundspannung versagensrelevant werden kann bzw. wie sich entsprechende Veränderungen auf das mecha-

nische Verhalten des untersuchten Bauteils auswirken. Üblicherweise wird bei Nachweisen in den Grenzzuständen der Tragfähig- und Gebrauchstauglichkeit implizit von einer hinreichenden Verbundfestigkeit ausgegangen (siehe auch Abschn. 4.3.3), weshalb diese in rechnerischen Verfahren i. d. R. nicht explizit berücksichtigt wird. Eine belastbare Abschätzung der Veränderung der Tragfähigkeit durch die Verringerung der maximal übertragbaren Verbundspannung ist auf Basis dieser Verfahren demnach nicht möglich. Es bieten sich zwar auf Basis jüngster Weiterentwicklungen der numerischen Methoden neue Möglichkeiten zur Berechnung größerer Bauteile unter Berücksichtigung einer Verbundschädigung (siehe hierzu Abschn. 6.3.2.3.2) – im Folgenden wird für Fall I (definiert als Zeitpunkt direkt vor der Rissbildung) jedoch unter Verwendung etablierter numerischer Funktionen von einem vollständig intakten Verbund ausgegangen.

Geht man nun entsprechend Fall II von einem Korrosionsgrad der Bewehrung von bis zu 30 % aus, liegt der Verlust der Verbundfestigkeit entsprechend bisheriger Forschungsergebnisse im Bereich von mindestens 50 %. Wie aus Abschn. 4.3.1 deutlich wird, kann die auf Haft- und Reibverbund basierende Verbundfestigkeit bei Glattstählen im Verhältnis zu gerippten Stählen signifikant geringer sein. Zusätzlich geht mit dem Verlust der mechanischen Verzahnung durch Abrostung der Rippen auch die Dehnratenabhängigkeit der Verbundsteifigkeit und -festigkeit verloren. Es ist daher zu erwarten, dass sich die korrosionsbedingte Beeinträchtigung der Verbundeigenschaften unter dynamischer Belastung noch verstärkt. Neben diesem Aspekt und angesichts der großen Unsicherheiten hinsichtlich der Bildung von Rissen und Abplatzungen am realen Bauteil wird für Fall II in starker Vereinfachung davon ausgegangen, dass die Verbundfestigkeit infolge der korrosionsbedingten Schädigung auf einen vernachlässigbar kleinen Wert abfällt. Im Zuge der exemplarischen numerischen Simulationen in dieser Arbeit wird folglich als konservative Grenze für Fall II der Verlust der Verbundfestigkeit und -steifigkeit unterstellt, d. h. in Stablängsrichtung findet keine Kraftübertragung zwischen Beton und Bewehrung statt.

Zusammengefasst gilt für die beiden Fälle als grobe Näherung:

- Fall I: 10 % gleichmäßiger Querschnittsverlust, intakter Verbund
- Fall II: 30 % gleichmäßiger Querschnittsverlust, Verlust der Verbundfestigkeit

5.4 Kurzzusammenfassung

In diesem Kapitel werden die möglichen Auswirkungen der Alterung von Beton und der Bewehrungskorrosion auf das quasistatische und das dynamische Materialverhalten sowie den Verbund diskutiert. Es wird ein Parameterset zur Quantifizierung möglicher alterungs- und korrosionsbedingter Veränderungen vorgeschlagen. Auf Basis einer umfangreichen Diskussion von Forschungsergebnissen zur langfristigen Festigkeitsentwicklung von Beton werden unter Verwendung des Ansatzes nach [MC 2010] denkbare Streuungsmaße für den gesamten Erhärtungsverlauf (bezogen auf die Betondruck- und -zugfestigkeit) hergeleitet, die sich für die Verwendung in Zuverlässigkeitsbetrachtungen eignen. Ausgehend von den in Kap. 4 identifizierten wesentlichen Mechanismen zum dynamischen Materialverhalten wird diskutiert, unter welchen Einschränkungen sich das dynamische Materialverhalten gealterten Betons anhand der Zusammenhänge für nicht gealterten Beton beschreiben lässt. Es werden weiter die wesentlichen Randbedingungen zu erwartender Korrosionsschäden in Zwischenlagern für hoch radioaktive, Wärme entwickelnde Abfälle diskutiert und Ableitungen für einen stark vereinfachten Ansatz zur Quantifizierung der Betonstahlkorrosion und der dadurch hervorgerufenen Verbundschädigung getroffen. Der genannte Ansatz basiert auf einer Fallunterscheidung, nach der für Fall I eine (gerade noch) unerkannte Bewehrungskorrosion

infolge Carbonatisierung sowie für Fall II signifikante Korrosionsschäden bis kurz vor dem Einsturz einer Struktur unter Eigengewicht unterstellt werden.

Im folgenden Kapitel wird es um die Frage gehen, wie die in Kap. 4 und 5 beschriebenen Parameter in die Modellierung von harten Stoßvorgängen eingehen. Zudem wird sich u. a. herausstellen, auf welche Weise und innerhalb welcher Grenzen sich die vorgestellten Ingenieurmethoden für Zuverlässigkeitsbetrachtungen verwenden lassen.

6 Modellierung von harten Stoßvorgängen

Die Bestimmung der Auswirkungen von Stoßbelastungen auf Bauwerke zählt zu den komplexesten Aufgabenstellungen nichtlinearer Tragwerksdynamik. Wie von mehreren Autoren, z. B. in [Li05b], [JC14] oder [Ko15], beschrieben wurde, lassen sich die lokalen Auswirkungen von harten Stoßbelastungen auf Baustrukturen mittels experimenteller Untersuchungen, empirischer und analytischer Ansätze sowie numerischer Simulationen abschätzen.

Abb. 6-1 zeigt schematisch die Modellvorstellung zur Ausgangssituation mit wichtigen Eingangsparametern sowie die in der Literatur meist verwendeten Bezugsgrößen zur Beschreibung des Widerstands gegen einen harten Impact. Wichtige Eingangsparameter sind etwa die Eigenschaften des Projektils (Masse m , Durchmesser d sowie Form der Spitze, im Allgemeinen beschrieben durch einen *Nose Shape Factor* N), die Belastungscharakteristik (Auftrittgeschwindigkeit v_0 und Auftreffwinkel, hier 90°) und die Eigenschaften des getroffenen Bauteils (Dicke h , Rohdichte ρ_c sowie Festigkeiten f_c etc. unter den gegebenen Randbedingungen, aber auch Größe der Gesteinskörnung sowie Bewehrungsanordnung und -menge). Die wesentlichen Randbedingungen für die Materialeigenschaften wurden in den vorherigen Teilen dieser Arbeit bereits beschrieben, eingeordnet und als Parameterset für die weitere Verwendung vorbereitet.

Die Zielgrößen zur Beschreibung der Auswirkungen durch harten Impact, also die Penetrationstiefe, das Scabbing Limit und das Perforation Limit (zur Definition der Begrifflichkeiten siehe Abschn. 3.6) werden im Allgemeinen nicht als absoluter Wert, sondern als eine auf den Projektildurchmesser d bezogene, dimensionslose Größe z_p/d , h_s/d oder h_e/d angegeben. Dieser Ausdruck

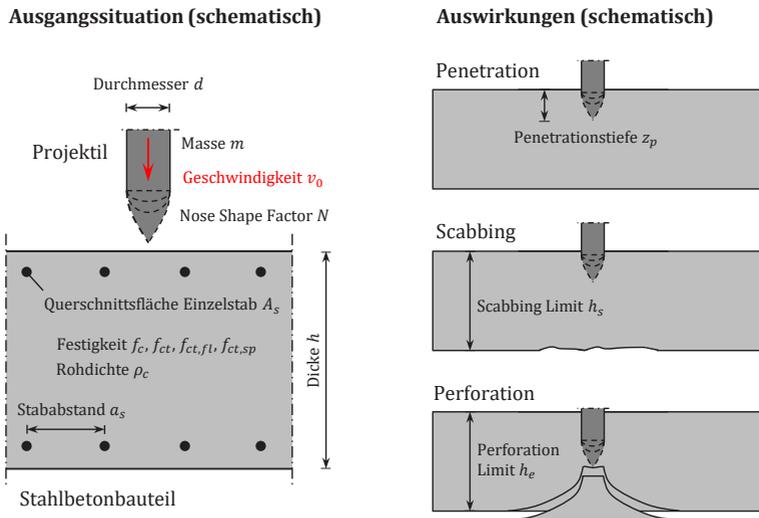


Abb. 6-1: Schematische Darstellung der Ausgangssituation und der Auswirkungen von harten Stößen (Penetration, Scabbing und Perforation) mit Darstellung der für die Modellbildung wichtigsten Größen

ermöglicht die Einordnung eines Impacts im Hinblick auf die wesentlichen Charakteristika des Stoßvorgangs und die Antwort der getroffenen Struktur. Ein hohes Verhältnis aus x_p/d weist z. B. unabhängig vom tatsächlichen Wert des Durchmessers d auf eine hohe Intensität der Einwirkung im Aufschlagbereich bzw. auf eine verhältnismäßig hohe kinetische Energie hin, die dort durch die Struktur aufgenommen werden muss.

Im Rahmen der Erstellung dieser Arbeit wurden keine experimentellen Untersuchungen durchgeführt, sodass zur Beantwortung der beiden zentralen Fragestellungen in Kap. 1 in den folgenden Abschnitten zunächst ausgewählte empirische und analytische Ansätze beschrieben und diskutiert werden. Empirischen Ansätzen liegen z. T. sehr umfangreiche Versuchsprogramme zugrunde, in deren Rahmen anhand von gezielt variierenden Eingangsparametern (z. B. d , m , v_0 , h) die Auswirkungen von harten Stößen auf Stahlbetonplatten untersucht wurde. Mittels Regression wurden die Versuchsergebnisse dann für die o. g. Zielgrößen in empirische Ansätze umgesetzt. Diese bieten zwar den Vorteil, dass sich im Rahmen der Validitätsgrenzen (im Folgenden auch Gültigkeitsgrenzen genannt) direkt Penetrationstiefe, Scabbing und Perforation Limit bzw. die o. g. Verhältniswerte berechnen lassen, entbehren aber meist einer physikalischen Basis. Das zeigt sich auch an dem häufig sehr einfachen Aufbau der zugrundeliegenden Formeln.

Im Gegensatz dazu führen analytische Modelle ohne Weiteres zunächst nicht zu konkreten Ergebnissen, helfen aber dabei, die Zusammenhänge und den Prozess des Impacts besser zu verstehen. Dementsprechend sind derartige Ansätze oftmals komplizierter aufgebaut. Um sie in der Realität einsetzen zu können, ist es notwendig, einzelne Parameter mittels Regression an verfügbare Versuchsdaten anzupassen, weshalb in der Literatur auch der Begriff des *semi-empirischen* bzw. *semi-analytischen Ansatzes* verwendet wird.

Als leistungsfähigste Methode bietet die Modellierung von harten Stößen mittels numerischer Simulationen die weitreichendsten Möglichkeiten zur Berücksichtigung von Materialparametern und Verbundeigenschaften – und damit auch zur Beschreibung von alterungs- und korrosionsbedingten Veränderungen, wie sie etwa in Kap. 4 und 5 vorgeschlagen werden. Im Vergleich ist die Verwendung numerischer Simulationen aber auch mit dem größten Aufwand und dem größten Fehlerpotential verbunden. Darüber hinaus sind Bewertungen hinsichtlich der Gültigkeit der Berechnungsergebnisse sowie deren Interpretation anspruchsvolle Aufgaben.

Die folgenden Abschnitte geben u. a. zur Vorbereitung der in Kap. 7 exemplarisch untersuchten Fälle einen Überblick über die wichtigsten Ingenieurmethoden, deren Eigenschaften, Möglichkeiten und Grenzen. Anhand der empirischen und analytischen Ansätze werden entsprechend der in Abb. 6-1 dargestellten Modellvorstellung die wesentlichen Einflussgrößen identifiziert, wobei auch deutlich wird, welche Parameter in den Berechnungen berücksichtigt werden können. Das erforderliche Verständnis für den Prozess des harten Impacts auf Stahlbetonbauteile wird überwiegend über ausgewählte analytische Ansätze hergestellt. Die im Weiteren diskutierten empirischen und analytischen Ansätze werden zur Diskussion und Quantifizierung möglicher alterungs- und korrosionsbedingter Veränderungen des Bauteilwiderstands in Kap. 7 herangezogen und bedürfen daher einer detaillierten Beschreibung. Gleichzeitig werden der Einfluss bestimmter Materialparameter und die Möglichkeiten zur Berücksichtigung der denkbaren alterungs- und korrosionsbedingten Veränderungen deutlich.

6.1 Empirische Ansätze

Seit Beginn des 20. Jahrhunderts wurde eine Vielzahl empirischer Formeln zunächst primär für den militärischen und seit Ende des Zweiten Weltkriegs verstärkt auch für den zivilen Gebrauch – im Wesentlichen zur Abschätzung der Zuverlässigkeit von sicherheitsrelevanten Strukturen in Kernkraftwerken – entwickelt und häufig durch Modifikationen an spezifische Versuchsergebnisse und Anwendungsgebiete angepasst. In der Literatur sind zahlreiche empirische Ansätze zur rechnerischen Charakterisierung der Auswirkungen durch harten Impact zu finden. Die Anwendbarkeit ist jedoch jeweils auf den durch die Versuche abgedeckten Bereich (Validitätsbereich) begrenzt, was die Vergleichbarkeit der Verfahren untereinander erschwert und breite Parametervariationen nur sehr eingeschränkt erlaubt. Erschwerend kommen die Inhomogenität der verwendeten Einheiten (SI, imperial, dimensionslos) und die unterschiedlichen Definitionen der Form des vorderen Projektilteils (in Form des Nose Shape Factors) hinzu. In der Vergangenheit wurden wiederholt vergleichende Untersuchungen an empirischen Ansätzen durchgeführt und deren Ergebnisse anhand jeweils neuer, experimentell ermittelter Daten überprüft. Beispiele hierfür sind die Untersuchungen in [Ke76], [AA85], [Su93b], [CRJ96], [Te98], [Li05b], [BDE13a], [BDE13b], [Ko15] und [FW17]. Besondere Beachtung muss auch hier den Validitätsbereichen geschenkt werden, da diese teilweise gar nicht oder nur unvollständig angegeben werden und häufig keine originalen Versuchsdaten verfügbar sind.

Die für die folgenden Ausführungen wichtigsten Parameter sind zur besseren Übersichtlichkeit noch einmal tabellarisch in Tab. 6-1 zusammengestellt.

Tab. 6-1: Wichtigste Parameter für die empirischen Ansätze zur Beschreibung harter Stöße

	Parameter	Formelzeichen
Ergebnisgröße	Penetrationstiefe	z_p [m]
	Scabbing Limit	h_s [m]
	Perforation Limit	h_e [m]
Eigenschaften des Projektils	Masse	m [kg]
	Durchmesser	d [m]
	Aufprallgeschwindigkeit	v_0 [m/s]
	Nose Shape Factor	N [–]
Eigenschaften des getroffenen Bauteils bzw. der getroffenen Stahlbetonplatte	Dicke	h [m]
	Aktuelle Betondruckfestigkeit	f_c [Pa]
	Biegezugfestigkeit	$f_{ct,fl}$ [Pa]
	Spaltzugfestigkeit	$f_{ct,sp}$ [Pa]
	Rohdichte des Betons	ρ_c [kg/m ³]
Bewehrungsgrad, -menge	$\rho_{r/c}$ [% ewef]	

Um den Einfluss der Bewehrung auf den Bauteilwiderstand zu beschreiben, wird im Hinblick auf Impactbelastungen häufig ein Bewehrungsgrad bzw. eine Bewehrungsmenge $\rho_{r/c}$ angegeben. Zur Berechnung von $\rho_{r/c}$ gilt entsprechend [CEB88] für harte Stöße:

$$\rho_{r/c} = \frac{A_s}{a_s h} \quad (6.1)$$

In Gl. (6.1) ist A_s die Querschnittsfläche eines einzelnen Bewehrungsstabs, a_s der Stababstand und h die Dicke des Bauteils, siehe hierzu auch Abb. 6-1. $\rho_{r/c}$ ist demnach als eine Art lokaler Bewehrungsgrad bezüglich eines Einzelstabes auf einer Bauteilseite zu verstehen und wird i. d. R. in der

Einheit [% ewef] angegeben, wobei ewef für *each way each face* steht. Für den Fall unterschiedlicher Bewehrungsgrade auf der Vorder- und Rückseite wird in [CEB88] empfohlen, eine Summe aus $\rho_{r/c}/3$ der Bewehrungsmenge vorne und $2\rho_{r/c}/3$ rückseitig zu bilden.

In den folgenden Abschnitten sind ausgewählte Ansätze zusammengestellt, die in der Fachliteratur weit verbreitet sind und hauptsächlich auf der *Modified NDRC Formula* und der Definition eines *Impact Factors* beruhen. Ein weiterer Abschnitt stellt die Gleichungen nach *R3 Impact Assessment Procedure* vor, deren Besonderheit die verhältnismäßig weitreichende Möglichkeit zur Berücksichtigung des Bewehrungsgehalts ist. Die Ansätze dienen u. a. der rechnerischen Abschätzung möglicher Veränderungen des Bauteilwiderstands durch Alterung und Korrosion im Kap. 7.

6.1.1 Modified NDRC Formula und CEB Bulletin No. 187

Auf Basis umfangreicher Versuchsprogramme während des Zweiten Weltkriegs entwickelte die *National Defense Research Committee* (NDRC) in den USA einen rechnerischen Ansatz zur Abschätzung von Penetrationstiefe, Scabbing Limit und Perforation Limit. Die Formel enthielt zur Berechnung der Penetrationstiefe zunächst noch einen Penetrationsfaktor für den Beton (*penetrability of the concrete*, vgl. [NDRC46]), der nach Ende des Krieges jedoch nicht näher quantifiziert wurde. KENNEDY [Ke66] überführte diesen Faktor in einen von der Betondruckfestigkeit f_c abhängenden Ausdruck, sodass die Formel (in SI-Einheiten) ihre noch heute übliche Form erhielt, in der sie als *Modified NDRC Formula* bekannt und weit verbreitet ist:

$$H = 3,8 \cdot 10^{-5} \cdot \frac{N_{NDRCm} (v_0)^{1,8}}{d \sqrt{f_c}} \tag{6.2}$$

$$\frac{z_p}{d} = 2H^{0,5} \text{ für } H \geq 1 \tag{6.3}$$

$$\frac{z_p}{d} = H + 1 \text{ für } H < 1 \tag{6.4}$$

In Gl. (6.2) ist H ein Wert, der u. a. für eine Fallunterscheidung herangezogen wird. Zur Berücksichtigung der Form der Projektilspitze in Gl. (6.2) dient der *Nose Shape Factor* N_{NDRC} . Auf Basis der in [NDRC46] angegebenen Formel lassen sich die in Tab. 6-2 zusammengestellten Werte für typische Projektilformen ableiten.

Tab. 6-2: Nose Shape Factor N_{NDRC} für den Ansatz in der Modified NDRC Formula nach [Ke76], für Projektilspitzenformen siehe auch Abb. 6-1

Form	flach (flat)	abgerundet (blunt)	halbrund (spherical)	spitz (very sharp)
Nose Shape Factor N_{NDRC}	0,72	0,84	1,00	1,14

Der zugehörige Rechenansatz für das Scabbing Limit basiert auf Untersuchungen des ebenfalls aus den USA stammenden *Army Corps of Engineers* (ACE) und weicht nur unwesentlich von der kurz darauf erarbeiteten, in [NDRC46] ebenfalls vorgestellten Beziehung ab. Das Scabbing Limit lässt sich in der Schreibweise h_s nach [Li05b] berechnen zu:

$$\frac{h_s}{d} = 7,91 \left(\frac{z_p}{d}\right) - 5,06 \left(\frac{z_p}{d}\right)^2 \text{ für } \frac{z_p}{d} \leq 0,65 \text{ oder } \frac{h_s}{d} \leq 3 \tag{6.5}$$

$$\text{oder } \frac{h_s}{d} = 2,12 + 1,36 \left(\frac{z_p}{d}\right) \text{ für } 0,65 < \frac{z_p}{d} \leq 11,75 \text{ oder } 3 < \frac{h_s}{d} \leq 18 \quad (6.6)$$

Auch die Abschätzung des Perforation Limits h_e basiert auf Arbeiten des ACE. In der Schreibweise entsprechend [Li05b] gilt:

$$\frac{h_e}{d} = 3,19 \left(\frac{z_p}{d}\right) - 0,718 \left(\frac{z_p}{d}\right)^2 \text{ für } \frac{z_p}{d} \leq 1,35 \text{ oder } \frac{h_e}{d} \leq 3 \quad (6.7)$$

$$\text{oder } \frac{h_e}{d} = 1,32 + 1,24 \left(\frac{z_p}{d}\right) \text{ für } 1,35 < \frac{z_p}{d} \leq 13,5 \text{ oder } 3 < \frac{h_e}{d} \leq 18 \quad (6.8)$$

Nach CORBETT ET AL. [CRJ96] liegen die Streuungen von Gl. (6.6) und (6.8) im Bereich von $\pm 20\%$.

Die Modified NDRC Formula hat einen analytischen Kern zur Berechnung der Penetrationstiefe, der später in Abschn. 6.2.1 beschrieben wird. KENNEDY [Ke76] empfahl wegen dieser analytischen, aber auch wegen der breiten experimentellen Basis die Verwendung der Modified NDRC Formula. Der Umfang der zugrundeliegenden Untersuchungen und die Zusammenstellung der Informationen aus diversen Reports in [NDRC46] erschwert eine klare Identifikation des Gültigkeitsbereichs, sodass in der Literatur teils widersprüchliche Angaben zu finden sind. Im Folgenden wird der Versuch unternommen, die Validitätsgrenzen auf Basis der Originalquelle und weiterer Literaturangaben zusammenzustellen, wobei die Werte jeweils aus angloamerikanischen Einheiten (*imperial units*) in SI-Einheiten umgerechnet sind:

- Während in [NDRC46] bei der Definition der Formel selbst, sowie z. B. in [Ke76] und [CRJ96] die Projektilgeschwindigkeiten im Bereich von $30,5 < v_0 < 914,4 \text{ m/s}$ angegeben sind, findet sich in den Nomogrammen der Originalquelle in den Anhängen 2A1, 2B1 und 2C1 eine Mindestgeschwindigkeit von 152 m/s . Letztere wird auch in [HH84], [Hu84] und [DOE96] ausgewiesen. Da der erstgenannte Bereich im Zuge der Formeldefinition beschrieben ist, wird dieser als zutreffend angenommen.
- Der Validitätsbereich für den Projektildurchmesser wird in der Literatur übereinstimmend mit $0,025 < d < 0,406 \text{ m}$ angegeben.
- Der experimentell untersuchte Bereich liegt laut [NDRC46] im Bereich $3 \leq h/d \leq 18$. Für das Scabbing und das Perforation Limit sind entsprechend [Ke76] auch rechnerische Ansätze für $h/d \leq 3$ verfügbar, die auf einer Extrapolation von Gl. (6.6) und (6.8) basieren und in Gl. (6.5) und (6.7) münden.
- In [NDRC46] werden im Zuge der Definition des empirischen Ansatzes keine expliziten Angaben zum Validitätsbereich der Betondruckfestigkeit gemacht. Die vom NDRC durchgeführten Untersuchungen zum Scabbing und Perforation Limit wurden an Betonen mit (Zylinder-)Druckfestigkeiten f_c zwischen 10 und 48 MPa durchgeführt, in den o. g. Nomogrammen werden Druckfestigkeiten zwischen 10 und 55 MPa berücksichtigt. Vor diesem Hintergrund erscheint die Angabe $21 < f_c < 48 \text{ MPa}$ nach [Hu84] hier als experimentell gut abgesicherter, sinnvoll zu verwendender Bereich.
- Laut [Hu84] lag der Bewehrungsanteil bei 0,3 bis 1,5 % *ewef* und entsprechend [CRJ96] bei 0,4 bis 0,6 % *ewef* (zur Definition der Einheit siehe Abschn. 6.1).
- Deutliche Unterschiede finden sich bezüglich der Angabe des Wertes der sogenannten *Caliber Density* $D = m/d^3 \text{ [lb/in}^3\text{]}$. Nach [Hu84] liegt D im Bereich zwischen 0,2 und 0,8, nach [Ke76] zwischen 0,2 und 6 und nach [CRJ96] zwischen 0,2 und 16. Entsprechend [NDRC46] liegt D bei (militärischen) Projektilen häufig zwischen 0,15 und $0,65 \text{ lb/in}^3$, in

entsprechenden Nomogrammen finden sich Werte zwischen 0,2 und 0,8 lb/in^3 . Im Weiteren wird die Definition nach [Hu84] berücksichtigt. In SI-Einheiten umgewandelt gilt demnach ca. $5500 < D < 22.000 \text{ kg/m}^3$.

In der Literatur findet man einige weiterentwickelte Ansätze, die zumindest in Teilen auf der Modified NDRC Formula basieren. HALDAR ET AL. beschrieben in [HHM83] und [HH84], dass die ursprüngliche Modified NDRC Formula für große Projektile nicht zutreffende Ergebnisse lieferte. Mit großen Projektilen sind in diesem Kontext bis zu mehrere Tonnen schwere Turbinenteile (z. B. Rotorblätter) gemeint, die sich in einem Kernkraftwerk infolge eines Fehlers im Turbinenhaus lösen und als Projektil auf sicherheitsrelevante Bereiche treffen könnten, siehe hierzu auch [Ye76] und [TDF84]. Eine erwähnenswerte Anpassung erfolgte wenig später durch BARR in [Ba87]. Die geänderte Formulierung ist auch als *UKAEA Formula* bekannt, wobei UKAEA für *United Kingdom Atomic Energy Authority* steht. Für die Anpassung wurden nach [Li05b] auf Grundlage der ursprünglichen Modified NDRC Formula neue Randbedingungen erarbeitet, wobei primär die in der Kerntechnik zumeist niedrigeren Geschwindigkeiten berücksichtigt werden sollten. Entsprechend der in [CEB88] beschriebenen Fassung lautet der Ansatz unter Bezugnahme auf Gl. (6.2) mit Umformung nach z_p/d :

$$\frac{z_p}{d} = 0,275 - \sqrt{0,275^2 - H} \text{ für } H \leq 0,0726 \quad (6.9)$$

$$\text{oder } \frac{z_p}{d} = \sqrt{4H - 0,242} \text{ für } 0,0726 < H \leq 1,0605 \quad (6.10)$$

$$\text{oder } \frac{z_p}{d} = H + 0,9395 \text{ für } H > 1,0605 \quad (6.11)$$

Weiter wird der Validitätsbereich angegeben mit:

- $25 \leq v_0 \leq 300 \text{ m/s}$
- $22 < f_c < 44 \text{ MPa}$
- $5000 \leq m/d^3 \leq 200.000 \text{ kg/m}^3$.

Die Ergebnisse streuen im Bereich kleiner Eindringtiefen beträchtlich: Für geringe Penetrationstiefen von $z_p/d < 0,75$ liegen die Streuungen zwischen +100 und –50 %, aber sind für $z_p/d > 0,75$ mit ± 20 % wesentlich kleiner.

Ebenfalls in [CEB88] enthalten ist der folgende Ansatz zur Berechnung des Scabbing Limits:

$$\frac{h_s}{d} = 5,3H^{1/3} \quad (6.12)$$

Der Gültigkeitsbereich ist angegeben mit:

- $29 < v_0 < 238 \text{ m/s}$
- $26 < f_c < 44 \text{ MPa}$
- $1500 < m/(d^2 h_s) < 40.000 \text{ kg/m}^3$.

Für das Scabbing Limit liegen die Streuungen nach [CEB88] für $0,18 < d/h_s < 0,5$ im Bereich von ± 40 %.

6.1.2 Ausgewählte Ansätze mit Impact Factor

6.1.2.1 HALDAR ET AL.

HALDAR ET AL. [HM82], [HHM83], [HH84] führten eine Regressionsanalyse anhand der bis dahin verfügbaren Versuchsdaten durch. Neben einer Anpassung der ursprünglichen Formulierung der Modified NDRC Formula auf aktuellere Daten führten sie einen dimensionslosen Impact Factor I_{Ha} ein, mit dem nicht nur kleine, sondern auch größere Projektile berücksichtigt werden können:

$$I_{Ha} = \frac{mNv_0^2}{f_c d^3} \quad (6.13)$$

$$\frac{Z_p}{d} = -0,0308 + 0,2251 \cdot I_{Ha} \text{ für } 0,3 \leq I_{Ha} \leq 4,0 \quad (6.14)$$

$$\text{oder } \frac{Z_p}{d} = 0,6740 + 0,0567 \cdot I_{Ha} \text{ für } 4,0 < I_{Ha} \leq 21,0 \quad (6.15)$$

$$\text{oder } \frac{Z_p}{d} = 1,1875 + 0,0299 \cdot I_{Ha} \text{ für } 21,0 < I_{Ha} \leq 455,0 \quad (6.16)$$

In Gl. (6.13) folgt N der Definition nach der Modified NDRC Formula, d. h. $N = N_{NDRC}$. Je größer der Impact Factor I_{Ha} wird, desto höher ist auch die in das Bauteil eingebrachte Energie. HALDAR ET AL. [HM82], [HHM83], [HH84] hielten fest, dass der Ansatz entsprechend Gl. (6.13) bis (6.16) für alle Arten von Projektilen verwendet werden kann. Für Gl. (6.14) bis (6.16) wiesen sie auf große stochastische Streuungen der bis dahin verfügbaren Daten hin. Die Variationskoeffizienten für Geschosse (*bullets*, 590 Versuche) und größere Projektile (*solid missiles*, 35 Versuche) lagen bei 0,46 und 0,68.

Zur Berechnung des Scabbing Limits wurde der folgende Zusammenhang ermittelt:

$$\frac{h_s}{d} = 3,3437 + 0,0342I_{Ha} \text{ für } 21,0 \leq I_{Ha} \leq 455,0 \quad (6.17)$$

Da die Daten für Gl. (6.17) aus Versuchen mit (verhältnismäßig kleinen) Projektilen stammen, ist der Gültigkeitsbereich im Vergleich zu Gl. (6.13) bis (6.16) eingeschränkt. Auch in diesem Fall wurde ein großer Variationskoeffizient von 0,63 ermittelt. Verglichen mit den für die Modified NDRC Formula ermittelten Streubreiten (siehe Abschn. 6.1.1) erscheinen die von HALDAR ET AL. [HM82], [HHM83], [HH84] berechneten Variationskoeffizienten unverhältnismäßig groß. Nach Einschätzung des Autors lässt sich zwar ein Anteil vermutlich auf unterschiedliche Arten des Versuchsaufbaus, der -durchführung und -auswertung zurückführen, kann aber im Zuge probabilistischer Betrachtungen nicht aus den Streuungen herausgerechnet werden. Wegen der beachtlichen Streuungen rieten HALDAR & HAMIEH [HH84] ausdrücklich davon ab, Gl. (6.13) bis (6.17) im Zuge probabilistischer Betrachtungen deterministisch anzusetzen. Sie schlugen vor, die Zusammenhänge probabilistisch zu erfassen. Ein Beispiel zum möglichen Vorgehen wird später in Abschn. 7.3.1 gezeigt.

6.1.2.2 ADELI & AMIN

Unter Verwendung des Impact Factors I_{Ha} führten ADELI & AMIN [AA85] wenig später eine Anpassung an die in [SI80] zusammengefassten Versuchsergebnisse durch. Sie kritisierten an den bis dahin verfügbaren empirischen Ansätzen hinsichtlich der Berechnung des Scabbing und Perforation

Limits jeweils zu konservative bzw. zu unsichere Ergebnisse. Eine wichtige Zielsetzung bei der Entwicklung ihres Ansatzes lag nach [AA85] in der Ausgewogenheit der Berechnungsergebnisse („*least conservative but at the same time the safest formula*“, [AA85, S. 305]). Sie schlugen als Ansatz für den Bereich von $0,3 \leq I_{Ha} \leq 21$ Polynomfunktionen zweiter und dritter Ordnung vor:

$$\frac{z_p}{d} = 0,0416 + 0,1698I_{Ha} - 0,0045I_{Ha}^2 \text{ für } 0,3 \leq I_{Ha} \leq 21 \quad (6.18)$$

$$\text{bzw. } \frac{z_p}{d} = 0,0123 + 0,196I_{Ha} - 0,008I_{Ha}^2 + 0,0001I_{Ha}^3 \text{ für } 0,3 \leq I_{Ha} \leq 21 \quad (6.19)$$

Auf Basis statistischer Auswertungen kamen ADELI & AMIN [AA85] zu einer Empfehlung des quadratischen Ansatzes nach Gl. (6.18), der bei ca. 30 Versuchsergebnissen über den gesamten Gültigkeitsbereich (siehe unten) Variationskoeffizienten von etwa 0,14 aufwies. Bei Geschwindigkeiten von $v_0 \geq 145 \text{ m/s}$ lagen die Variationskoeffizienten der Modified NDRC Formula mit etwa 0,12 sogar geringfügig unter dem Ansatz nach Gl. (6.18).

Die Formulierung von ADELI & AMIN [AA85] für das Scabbing Limit (ca. 100 Versuchsergebnisse) ergänzt den Ansatz nach HALDAR ET AL. [HM82], [HHM83], [HH84] um den Bereich $0,3 \leq I_{Ha} \leq 21$:

$$\frac{h_s}{d} = 1,8685 + 0,4035I_{Ha} - 0,0114I_{Ha}^2 \text{ für } 0,3 \leq I_{Ha} \leq 21 \quad (6.20)$$

ADELI & AMIN [AA85] hielten neben ihrer Empfehlung für Gl. (6.20) auf Basis vergleichender Auswertungen fest, dass die Modified NDRC Formula sich prinzipiell gut zur rechnerischen Abschätzung des Scabbing Limits eignet, im Vergleich aber eher konservative Ergebnisse liefert. Als Ansatz für das Perforation Limit (ca. 70 Versuchsergebnisse) empfahlen sie die Formulierung:

$$\frac{h_e}{d} = 0,906 + 0,3214I_{Ha} - 0,0106I_{Ha}^2 \text{ für } 0,3 \leq I_{Ha} \leq 21 \quad (6.21)$$

Der Validitätsbereich wird angegeben mit:

- $27 < v_0 < 312 \text{ m/s}$
- $0,11 \leq m \leq 343 \text{ kg}$
- $d \leq 0,30 \text{ m}$
- $0,7 \leq h/d \leq 18$
- $z_p/d \leq 2,0$.

HUGHES [Hu84] berichtete, dass der Bewehrungsgehalt in den dem Ansatz von ADELI & AMIN [AA85] zugrundeliegenden Versuchen nach SLITER [Sl80] bei 0,8 bis 1,7 % *each way back face* (hier: Bewehrungsgehalt auf der Rückseite) und 0 bis 1 % *each way front face* (hier: Bewehrungsgehalt auf der Vorderseite) lag. Der Ansatz eignet sich gut für die Untersuchungen in dieser Arbeit, da der Validitätsbereich innerhalb der in Abschn. 3.4 relevanten Grenzen für einen harten Impact liegt und darauf basierende Berechnung realitätsnahe Ergebnisse ergeben.

6.1.2.3 Weitere Ansätze

Ebenfalls auf Basis eines Impact Factors stellte HUGHES [Hu84] seinen Ansatz vor, der in Anhang D beschrieben ist. Erwähnenswert dabei ist, dass die Bezugsgröße für den Materialwiderstand nicht die Druckfestigkeit f_c , sondern die Biegezugfestigkeit $f_{ct,fl}$ ist. Insbesondere für das Scabbing und

das Perforation Limit ergibt der Ansatz verhältnismäßig konservative Ergebnisse und wird daher bei den in Kap. 7 folgenden Rechnungen nicht berücksichtigt.

Ein weiterer Ansatz auf Grundlage eines Impact Factors wurde von RIERA [Ri89] vorgeschlagen. Auch in diesen Ansatz geht eine Zugfestigkeit, in diesem Fall die Spaltzugfestigkeit $f_{ct,sp}$, ein. Eine interessante Besonderheit ist, dass RIERA [Ri89] anhand der Größe des Impact Factors eine Unterteilung in verschiedene Versagensmodi (*punching through process, penetration process*) vornahm. Für weitere Informationen sei auf Anhang E verwiesen.

6.1.3 R3 Impact Assessment Procedure

Ein für den Zweck dieser Arbeit noch sehr nützlicher empirischer Ansatz geht auf Untersuchungen für das *R3 Impact Assessment Procedure* zurück, das für Sicherheitsbewertungen von Kernkraftwerken entwickelt wurde. Der Ansatz ist daher auch für relativ große und schwere Projektile gültig. Darüber hinaus geht die Bewehrung verhältnismäßig detailliert in die Berechnungen ein. Die Penetrationstiefe lässt sich nach [Li05b], zitiert nach [RW01] und [BN03], abschätzen zu:

$$\frac{z_p}{d} = \frac{2}{\pi} \cdot \frac{m N_{R3} v_0^2}{0,72 \sigma_t d^3} \tag{6.22}$$

$$\text{mit } \sigma_t = 4,2 f_c + 135 \cdot 10^6 + (0,014 f_c + 0,45 \cdot 10^6) v_0 \tag{6.23}$$

In Gl. (6.22) ist N_{R3} der Nose Shape Factor nach Tab. 6-3. Die Werte für f_c und v_0 in Gl. (6.23) zur Berücksichtigung einer dehnratenabhängigen Festigkeit σ_t werden in $[Pa]$ und $[m/s]$ eingesetzt. LI ET AL. [Li05b] merkten unter Bezugnahme auf [BN03] an, dass Gl. (6.22) auf Versuchsdaten mit $h/d \geq 0,5$ basiert.

Tab. 6-3: Nose Shape Factor N_{R3} für den Ansatz entsprechend R3 Impact Assessment Procedure nach [Li05b]

Form	flach (flat)	abgerundet* (blunt)	halbrund* (spherical)	spitz (very sharp)
Nose Shape Factor N_{R3}	0,72	0,84	1,00	1,13
* In [Li05b] werden die Werte für <i>blunt</i> und <i>hemispherical</i> mit 1,00 und 0,84 angegeben. Aus Sicht des Autors ist jedoch aus Konsistenzgründen zu Tab. 6-2 und Tab. D-1 in Anhang D vermutlich von obiger Einteilung auszugehen.				

Der Validitätsbereich wird für Gl. (6.22) in [Li05b] angegeben mit:

- $50 < d < 600 \text{ mm}$
- $35 < m < 2500 \text{ kg}$
- $3,0 < v_0 < 66,2 \text{ m/s}$
- $0 < z_p/d < 2,5$.

Die Formeln für Scabbing und Perforation beziehen sich nicht, wie bei den bis hierhin beschriebenen Ansätzen, auf eine Mindestbauteildicke, um den jeweiligen Schadensmodus zu vermeiden. Die nachfolgend vorgestellten Gleichungen stellen einen Zusammenhang zwischen dem Wert h/d und einer *kritischen kinetischen Energie* $E_k = (mv_0^2)/2$ für das Auftreten eines bestimmten Schadensmodus her. Geht man von einer gegebenen deterministischen Belastung (konstante kinetische Energie und konstanter Durchmesser d) aus, muss h demnach dem Scabbing bzw. dem Perforation Limit entsprechen. Im Rahmen der später durchgeführten Fallstudien in Abschn. 7.3.2 werden die nachfolgend beschriebenen Zusammenhänge als Nullstellenproblem betrachtet.

Bezüglich der kritischen kinetischen Energie $E_{k,s}$ für das Auftreten von Scabbing gilt:

$$\text{bzw. } \frac{E_{k,s}}{\eta \sigma_t d^3} \frac{N_{R3}}{0,72} = -0,005441 \left(\frac{h}{d}\right) + 0,01386 \left(\frac{h}{d}\right)^2 \quad (6.24)$$

Darin wird σ_t nach Gl. (6.23) berechnet, die Erläuterung von η folgt mit Gl. (6.27).

Für die Perforation wurde eine Fallunterscheidung in Abhängigkeit vom Verhältnis h/d eingeführt. Die kritische kinetische Energie $E_{k,p}$ für die Perforation ergibt sich zu:

$$\frac{E_{k,p}}{\eta \sigma_t d^3} = -0,00506 \left(\frac{h}{d}\right) + 0,01506 \left(\frac{h}{d}\right)^2 \quad \text{für } 0 < h/d \leq 1 \quad (6.25)$$

$$\text{bzw. } \frac{E_{k,p}}{\eta \sigma_t d^3} = -0,01 \left(\frac{h}{d}\right) + 0,02 \left(\frac{h}{d}\right)^3 \quad \text{für } 1 < h/d < 5 \quad (6.26)$$

In Gl. (6.24) bis (6.26) wird der Bewehrungsgrad η berechnet aus:

$$\eta = \begin{cases} \frac{3}{2} \cdot \frac{d}{a_s} \cdot \rho_{r/c} + 0,5 & \text{wenn } \frac{d}{a_s} < \sqrt{\frac{d}{d_s}} \\ \frac{3}{2} \cdot \sqrt{\frac{d}{d_s}} \cdot \rho_{r/c} + 0,5 & \text{wenn } \frac{d}{a_s} \geq \sqrt{\frac{d}{d_s}} \end{cases} \quad (6.27)$$

In Gl. (6.27) wird $\rho_{r/c}$ nach Gl. (6.1) berechnet, vgl. Abschn 6.1. Für $h/d \geq 5$ vereinfachen sich die Gleichungen für die jeweiligen kritischen Energien entsprechend [Li05b] zu:

$$\frac{E_{k,s}}{\sigma_t d^3} \frac{N_{R3}}{0,72} = \frac{\pi}{4} \left[\left(\frac{h}{d}\right) - 4,3 \right] \quad (6.28)$$

$$\frac{E_{k,p}}{\sigma_t d^3} = \frac{\pi}{4} \left[\left(\frac{h}{d}\right) - 3,0 \right] \quad (6.29)$$

Man sieht, dass η in Gl. (6.28) und (6.29) nicht berücksichtigt wird. Die Biegebewehrung hatte in diesem Bereich augenscheinlich keinen nennenswerten Einfluss auf den Bauteilwiderstand.

Die die Perforation beschreibenden Gleichungen (6.25), (6.26) und (6.29) wurden für Flugkörper mit flacher Vorderseite entwickelt. Wie LI ET AL. [Li05b] unter Bezugnahme auf [RW01] beschrieben, wurden die Gleichungen an mehreren hundert Versuchen kalibriert. Folgende Gültigkeitsgrenzen wurden angegeben:

- $50,8 < h < 640 \text{ mm}$
- $22 < d < 600 \text{ mm}$
- $1 < m < 2622 \text{ kg}$
- $0 < v_0 < 427 \text{ m/s}$
- $19,9 < f_c < 78,5 \text{ MPa}$
- $0 < \rho_{r/c} < 4 \% \text{ ewef.}$

Über die Streuungen des in diesem Abschnitt vorgestellten Ansatzes enthält [Li05b] keine Informationen.

6.1.4 Ballistic Limit und Restgeschwindigkeiten

In dieser Arbeit wird auf eine Berücksichtigung von Ansätzen zur Bestimmung der ballistischen Grenzggeschwindigkeit bzw. etwaiger Projektilrestgeschwindigkeiten nach dem Perforationsprozess verzichtet. Die Bestimmung des Ballistic Limits v_{BL} und des Perforation Limits h_e basiert auf demselben Grenzzustand, siehe auch Abschn. 3.6. Für ersteres wird jedoch bei gegebener Geometrie die Geschwindigkeit ermittelt, ab der ein Projektil ein bestimmtes Bauteil durchdringt, wohingegen bei letzterem für eine festgelegte kinetische Energie bzw. Geschwindigkeit v_0 Parameter (Wanddicke, Bewehrungsgrad) gesucht werden, die das Durchdringen gerade verhindern. Das Perforation Limit lässt sich somit im Vergleich mit dem tatsächlichen Bauteil direkt für Sicherheitsbetrachtungen verwenden. Vor dem Hintergrund deterministischer Belastungsszenarien ist demnach im Rahmen dieser Arbeit die Untersuchung der Änderungen von h_e im Hinblick auf mögliche Einflüsse durch Alterung und Korrosion angezeigt. Dabei gilt die Annahme, dass eine bautechnische Barriere im kerntechnischen Bereich für den Schutz des Bauwerksinneren anforderungsgemäß die Perforation und übermäßige Sekundärtrümmerbildung verhindern soll. Auf die Untersuchung einer etwaigen Sekundärtrümmerbildung wird daher ebenfalls verzichtet. Diesbezüglich sei z. B. auf [LJ76] und [ST03] verwiesen.

6.2 Analytische Ansätze

Kern und zugleich Startpunkt eines analytischen Ansatzes zur Berechnung der Penetrationstiefe und der Perforationsdicke ist die korrekte Beschreibung der Widerstandskraft, die durch die getroffene Struktur während des Eindringens auf das Projektil wirkt. Zur mathematischen Formulierung findet man in der Literatur unterschiedliche Ansätze, die je von der Aufprallgeschwindigkeit v_0 , der Penetrationstiefe z oder beidem abhängen. In der Vielfalt dieser Ansätze spiegelt sich auch die wissenschaftliche Diskussion und Entwicklung zum Verlauf der Widerstandsfunktion und zur Identifizierung entsprechender Abhängigkeiten wider.

Ähnlich wie bei den in Abschn. 6.1 beschriebenen empirischen Ansätzen werden im Folgenden anhand repräsentativer Modelle wesentliche Zusammenhänge und Parameter verdeutlicht. Diese Ansätze bilden zudem ebenfalls eine Grundlage u. a. für die quantitativen Untersuchungen zu möglichen alterungs- und korrosionsbedingten Veränderungen des Widerstands in Kap. 7. Umfangreiche Zusammenstellungen analytischer Ansätze im Allgemeinen enthalten z. B. [Li05b], [ZRB10], [BDE13b], [BDE15] und [RD16].

6.2.1 Ausgewählte Ansätze zur Penetration im semi-infiniten Körper

Als Basis für die Formulierung der Widerstandskraft F_p gilt das zweite Newton'sche Gesetz zur Beschreibung der Projektilbewegung während des Impacts (in z -Richtung), siehe z. B. [NDRC45b], [NDRC46] und [Ke76]:

$$-F_p = -\sigma_p A_p = m \frac{d^2 z}{dt^2} \quad (6.30)$$

Wie in Abschn. 6.1.1 bereits benannt, wurden im Zuge der Entwicklung der ursprünglichen Form der Modified NDRC Formula auch theoretische Überlegungen zu grundlegenden Zusammenhängen zwischen den relevanten Parametern angestellt. Nach [NDRC46] ergibt sich die auf der Fläche $A_p = \pi d^2/4$ zwischen einem zylindrischen Projektil und der Struktur wirkende Spannung σ_p zu:

$$\sigma_p = \kappa \cdot f_{p,1} \left(\frac{z}{d} \right) \cdot f_{p,2}(v_0) \quad (6.31)$$

In Gl. (6.31) setzt sich σ_p neben einem den Penetrationswiderstand des Betons charakterisierenden Koeffizienten κ aus den Funktionen $f_{p,1}$ und $f_{p,2}$ in Abhängigkeit von der bezogenen Penetrationstiefe z/d und der Aufprallgeschwindigkeit v_0 (resp. *instantaneous remaining velocity*, im Deutschen sinngemäß: anfängliche Geschwindigkeit im Betrachtungszeitraum) zusammen. Mit der Modifikation von KENNEDY (siehe auch Abschn. 6.1.1) werden die Funktionen entsprechend [Ke76] und [Li05b] zu:

$$f_{p,1} \left(\frac{z}{d} \right) = \begin{cases} \frac{z}{2d} & \text{für } \frac{z}{d} \leq 2 \\ 1 & \text{für } \frac{z}{d} > 2 \end{cases} \quad (6.32)$$

$$f_{p,2}(v_0) = \frac{121,7 \sqrt{f_c}}{N} \left(\frac{v_0}{1000d} \right)^{0,2} \quad (6.33)$$

In Gl. (6.33) ist der Koeffizient κ aus Gl. (6.31) bereits enthalten. Mit Gl. (6.32) wurde eine Fallunterscheidung eingeführt, um den Effekt der Kraterbildung beim Eintritt des Projektils in die Struktur zu berücksichtigen [NDRC46]. Im Anschluss an die Kraterphase bleibt die Widerstandskraft entsprechend Gl. (6.32) konstant. Als einziger Parameter, der die Materialeigenschaften der getroffenen Struktur direkt charakterisiert, geht dabei die Druckfestigkeit des Betons f_c in Gl. (6.33) ein.

HUGHES [Hu84] ging bei der Entwicklung seines Ansatzes (siehe Anhang D) ab Beginn des Impacts zunächst von einer linear steigenden Kraft aus, die zunächst bis auf einen Maximalwert ansteigt. Dieser Maximalwert wird nach [Hu84] dann erreicht, wenn sich vorderseitige Betonausbrüche bilden (*Spalling Force*). Nach Erreichen des Maximums sinkt die Widerstandskraft im Verlauf einer von der Penetrationstiefe z abhängenden Parabelfunktion bis zum Ende des Impactvorgangs auf Null. RIERA [Ri89] hingegen ging bei der Entwicklung seines Ansatzes (siehe Anhang E) von einer Exponentialfunktion aus, die sich von einem Startwert ungleich Null mit zunehmender Tiefe asymptotisch einem Grenzwert annähert.

Zur Form der Widerstandsfunktion zeigten ROSENBERG & DEKEL [RD10] sowie WARREN ET AL. [WFR14] anhand einiger der im folgenden Abschn. 6.2.1.1 genannten Versuchsdaten, dass die Bremsbeschleunigung des Projektils im betrachteten Geschwindigkeitsbereich in der Eintrittsphase praktisch linear bis zu einem Maximalwert ansteigt und danach bis zum Stillstand des Projektils konstant bleibt (siehe hierzu auch Anhang F). Nach dem zweiten Newton'schen Axiom ist bei praktisch unveränderter Masse des Projektils in der Tunnelphase somit auch die Widerstandskraft konstant. Für den Penetrationsprozess bestätigt das prinzipiell die analytische Basis der Modified NDRC Formula.

6.2.1.1 Penetrationstiefe auf Basis des Ansatzes von FORRESTAL ET AL.

Wie BEN-DOR ET AL. in [BDE13b] und [BDE15] erläuterten, sind zweistufige Modelle zur Berücksichtigung der beiden Phasen der Krater- und Tunnelbildung heute am weitesten verbreitet für die Berechnung von Penetrationsprozessen in semi-infiniten Körpern. Eine wesentliche Entwicklung geht dabei auf FORRESTAL ET AL. [Fo94] zurück, die das in [FL92] für Böden auf Basis der *Cavity Expansion Theory* (siehe z. B. [BDE06]) entwickelte Modell an die Eigenschaften von Beton anpassten. Das

Modell gilt im Allgemeinen als Basis für analytische Modelle zur Beschreibung von Penetration, und auch Perforation von Betonstrukturen endlicher Dicke [BDE13b], [BDE15]. Das Penetrationsmodell wird daher im Folgenden unter Berücksichtigung nützlicher Verallgemeinerungen und Modifikationen insbesondere von LI & CHEN [LC02], [LC03] vorgestellt.

Die auf die Projektilspitze wirkende Widerstandskraft lässt sich entsprechend des Ansatzes von FORRESTAL ET AL. ausdrücken mit:

$$F_p = \xi z \quad \text{für } z < \zeta d \quad (6.34)$$

$$F_p = \frac{\pi d^2}{4} (S_F f_c + N \rho_c v^2) \quad \text{für } \zeta d \leq z \quad (6.35)$$

Der Koeffizient ξ dient der Quantifizierung der Widerstandskraft in der Kraterphase und ergibt sich entsprechend [LC02], [LC03]:

$$\xi = \frac{\pi d}{4\zeta} \cdot \frac{S_F f_c + N \rho_c v_0^2}{1 + \frac{\pi \zeta d^3}{4m} N \rho_c} \quad (6.36)$$

In der von FREW ET AL. [Fr98] aus Versuchsdaten zu [Fo94], [Fo96] und [Fr98] abgeleiteten Formulierung kann die Materialkonstante S_F in Abhängigkeit von der Druckfestigkeit im Bereich $13,5 < f_c < 97 \text{ MPa}$ berechnet werden mit:

$$S_F = 82,6 f_c^{-0,544} \quad (6.37)$$

Einen ähnlichen, alternativen Ausdruck leiteten LI & CHEN [LC02], [LC03] für den Vergleich ihrer Modellmodifikationen mit der Modified NDRC Formula (für Validitätsgrenzen siehe Abschn. 6.1.1) ab:

$$S_F = 72,0 f_c^{-0,5} \quad (6.38)$$

Weiterhin entwickelten WU ET AL. [Wu12] aus Versuchsdaten in einem großen Festigkeitsbereich von $16,5 < f_c < 176 \text{ MPa}$ die folgende Beziehung:

$$S_F = 127,7 f_c^{-0,675} \quad (6.39)$$

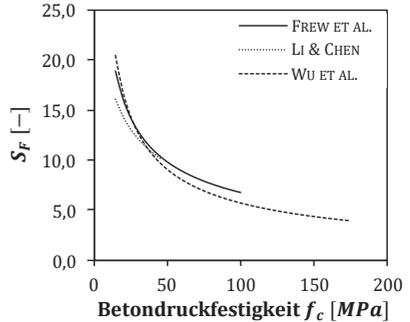


Abb. 6-2: Vergleich der verschiedenen Kurven zur Berechnung von S_F

Die verschiedenen Kurvenverläufe für S_F in Abhängigkeit von der Betondruckfestigkeit sind vergleichend in Abb. 6-2 gegenübergestellt. Es ist deutlich erkennbar, dass die Gleichungen zur Berechnung von S_F im Rahmen ihrer Gültigkeitsgrenzen ähnliche Ergebnisse liefern. Sowohl in der Krater- als auch in der Tunnelphase wirkt sich eine Festigkeitssteigerung mit zunehmenden Festigkeiten immer weniger auf die Widerstandskraft F_p aus.

Für den Nose Shape Factor N schlugen LI & CHEN [LC02], [LC03], hier als $N = N_{Li}$ bezeichnete allgemeine Formulierungen vor, die nach der Form der Projektilspitze unterschieden werden:

$$N_{Li} = \frac{1}{3\psi} - \frac{1}{24\psi^2} \quad (6.40)$$

für spitzbogenartige (*ogive-nosed*) Projektilspitzen mit $\psi = r_{n,og}/d$

$$N_{Li} = \frac{1}{1 + 4\psi^2} \quad (6.41)$$

für konische Projektilspitzen mit $\psi = l_{n,co}/d$

$$N_{Li} = 1 - \frac{1}{8\psi^2} \quad (6.42)$$

für abgerundete/halbrunde Projektilspitzen mit $\psi = r_{n,bl}/d$

In Gl. (6.40) bis (6.42) bezeichnet $r_{n,og}$ den Radius des Spitzbogens, $l_{n,co}$ die Länge einer konisch geformten Projektilspitze und $r_{n,bl}$ den Radius einer abgerundeten Spitze. Nach [LC02], [LC03] liegt N_{Li} generell im Bereich zwischen 0 und 1. Für flache und halbrunde Projektilspitzen gilt beispielsweise $N_{Li} = 1$ bzw. $N_{Li} = 0,5$. Die Projektilspitze hat zudem wesentlichen Einfluss auf die Tiefe des Kraters resp. den Faktor ζ :

$$\zeta = \left(0,707 + \frac{l_n}{d}\right) \quad (6.43)$$

Darin ist l_n die Länge einer beliebig geformten Projektilspitze. Aus Gl. (6.43) lässt sich direkt ablesen, dass die Phase der Tunnelbildung nach dieser Definition bei spitzen Projektilen erst in größter Tiefe z beginnt. Nach [LC02], [LC03] lässt sich die bezogene Penetrationstiefe berechnen zu:

$$\frac{z_p}{d} = \sqrt{I_{Li} \cdot \frac{4\zeta}{\pi} \cdot \frac{\left(1 + \frac{\zeta\pi}{4N_{Li}^*}\right)}{\left(1 + \frac{I_{Li}}{N_{Li}^*}\right)}} \quad \text{für } \frac{z_p}{d} \leq \zeta \quad (6.44)$$

$$\frac{z_p}{d} = \frac{2}{\pi} N_{Li}^* \cdot \ln\left(\frac{1 + \frac{I_{Li}}{N_{Li}^*}}{1 + \frac{\zeta\pi}{4N_{Li}^*}}\right) + \zeta \quad \text{für } \frac{z_p}{d} > \zeta \quad (6.45)$$

LI & CHEN [LC02], [LC03] führten auf Grundlage einer Dimensionsanalyse die beiden dimensionslosen Faktoren λ und den Impact Factor I_{Li} in einer den empirischen Verfahren ähnlichen Form ein:

$$\lambda = \frac{m}{\rho_c d^3} \quad (6.46)$$

$$I_{Li} = \frac{mv_0^2}{S_F f_c d^3} \quad (6.47)$$

Dabei geht λ in Gl. (6.44) und (6.45) über die Geometriefunktion für das Projektil N_{Li}^* ein:

$$N_{Li}^* = \frac{\lambda}{N_{Li}} = \frac{m}{N_{Li}\rho_c d^3} \quad (6.48)$$

Anhand eines Vergleichs mit den Versuchsdaten aus [Fo94], [Fo96] und [Fr98] zeigten LI & CHEN [LC02], [LC03], dass Gl. (6.45) für große Penetrationstiefen $z_p/d \geq 5$ (*deep penetration*) gute Ergebnisse liefert. Die Versuchsdaten lagen dabei etwa im Bereich $5 < z_p/d < 95$. Sie stellten zudem

fest, dass die bezogene Penetrationstiefe maßgebend durch I_{Li} bestimmt wird. Solch hohe Penetrationstiefen sind vor dem Hintergrund der im Vergleich zu militärischen Geschossen größeren Projektildurchmesser (siehe Abschn. 3.2) und begrenzter Wanddicken für die hier vorliegende Problemstellung jedoch nur bedingt relevant.

Für kleine bis mittlere Penetrationstiefen von $0,5 \leq z_p/d < 5$ stellten LI & CHEN [LC02], [LC03] jedoch auch gute Übereinstimmungen mit der Modified NDRC Formula und der Modifikation nach [CEB88] (vgl. Abschn. 6.1.1) fest. Auch im Vergleich mit der zusammenfassenden Auswertung von Versuchsdaten in [SI80], die Penetrationstiefen überwiegend im Bereich von $0,1 \leq z_p/d < 3$ abdecken, zeigte der Ansatz gute Übereinstimmungen. LI & CHEN [LC02], [LC03] wiesen jedoch für letztere auf große Streuungen hin, die sich zum Teil dadurch erklären ließen, dass in [SI80] keine Informationen zur Form der Projektilspitzen dokumentiert sind. Um den Abweichungen insbesondere im Bereich $z_p/d < 0,5$ Rechnung zu tragen, schlugen LI & CHEN [LC03] eine Modifikation vor, in der aus dem rechnerischen Wert nach Gl. (6.44) und (6.45) mit $z_p = z_{p,cal}$ auf die tatsächliche Penetrationstiefe $z_{p,test}$ geschlossen werden kann:

$$\frac{z_{p,cal}}{d} = 0,6142 \left(\frac{z_{p,test}}{d} \right)^{0,3585} \quad \text{für } \frac{z_{p,test}}{d} \leq 0,5 \quad (6.49)$$

Nach Gl. (6.49) liegt der obere Grenzwert für die Verwendung der alternativen Formulierung für $z_{p,cal}/d$ bei 0,48. Die tatsächliche Penetrationstiefe lässt sich über die Bildung der Umkehrfunktion aus dem folgendem Zusammenhang berechnen:

$$\frac{z_{p,test}}{d} = 3,893 \left(\frac{z_{p,cal}}{d} \right)^{2,789} \quad \text{für } \frac{z_{p,test}}{d} \leq 0,5 \quad (6.50)$$

Es sei an dieser Stelle angemerkt, dass LI & CHEN in [LC03] eine von Gl. (6.50) im Hinblick auf den Koeffizienten 3,893 abweichende Formulierung angaben (1,628), die sich über die Umformung von Gl. (6.49) in (6.50) jedoch nicht begründen lässt. Unter dieser Voraussetzung kamen LI & CHEN [LC03] zu dem Schluss, dass die Modifikation nach Gl. (6.50) neben der Formulierung nach [CEB88] trotz bedeutender Streuungen für kleine Werte von $z_p/d < 0,5$ zu sinnvollen Rechenergebnissen führt.

Für die Untersuchungen in dieser Arbeit ist es aufgrund der beschriebenen Unsicherheiten bei der Berechnung verhältnismäßig kleiner Penetrationstiefen sinnvoll, die quantitativen Untersuchungen im Sinne aussagekräftiger Ergebnisse im Bereich von $z_p/d \geq 0,5$ durchzuführen.

6.2.2 Ausgewählte Ansätze zur Perforation eines Körpers endlicher Dicke

Im Gegensatz zur Berechnung der Penetrationstiefe im semi-infiniten Körper ist die rechnerische Modellierung eines Impacts auf einen Körper endlicher Dicke bedeutend komplexer. Nach ROSENBERG & KOSITSKI [RK16] hat das zwei Gründe: Die Widerstandskraft ist in der Nähe der Rückseite geringer als im Kern des Körpers. Gleichzeitig sind vor dem Hintergrund verhältnismäßig geringer Zugfestigkeiten die Schädigungsmechanismen für Beton im Bereich des Penetrationstunnels vielfältig, sodass eine Quantifizierung schwierig ist. Hinzu kommt, dass die in Konstruktionsbauteilen in der Regel vorhandene Biege- und ggf. Schubbewehrung ihrerseits Einfluss auf die Bauteilantwort nimmt und u. a. in Abhängigkeit von der Bewehrungsmenge das Verhalten im Nachbruchbereich verändern kann.

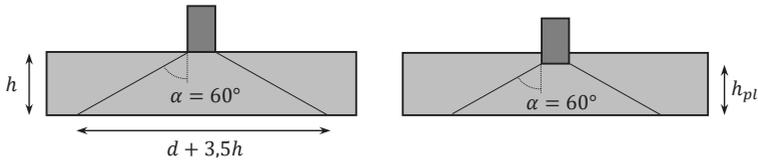


Abb. 6-3: Perforationsmodi nach [Hu84]

Im Zuge der analytischen Überlegungen zur Modified NDRC Formula wurde davon ausgegangen, dass sich die Widerstandskraft F_p gegenüber Penetration für semi-infinite Körper sowie Körper endlicher Dicke zunächst gleich verhält: In der Phase der Kraterbildung steigt die Widerstandskraft bis auf einen Maximalwert, der in der Phase der Tunnelbildung konstant bleibt. Sobald das Material auf der Rückseite geschädigt wird, nimmt die Widerstandskraft schnell bzw. schlagartig ab, vgl. [NDRC46]. Die Simulationsergebnisse von ROSENBERG & KOSITSKI [RK16] weisen darauf hin, dass die Widerstandskraft in der Austrittsphase linear abnimmt (siehe hierzu auch Anhang F).

HUGHES [HU84] stellte unter Bezugnahme auf [Sl80] zudem fest, dass sich für die Perforation insgesamt zwei Versagensmodi unterscheiden lassen, die von der Dicke des Bauteils beeinflusst werden. Bei dünnen Bauteilen tritt demnach ein konischer Betonausbruch ohne vorderseitige Abplatzung auf. Hingegen geht bei dickeren Bauteilen in die Bildung eines Betonausbruchs bzw. eines Stanzkonus der Höhe h_{pl} ein Penetrationsvorgang voraus, vgl. Abb. 6-3. Die Perforation setzt sich für letzteren Fall aus einer Penetration (mit Krater- und Tunnelbildungsphase) und der Bildung eines rückseitigen Betonausbruchs zusammen.

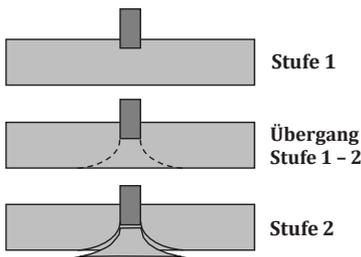


Abb. 6-4: Zweistufiges Perforationsmodell, in Anlehnung an [Ya97]

Später beschrieb auch YANKELEVSKY [Ya97] ein zweistufiges Modell zur Perforation einer Betonplatte im für kerntechnische Anlagen relevanten Geschwindigkeitsbereich von $10 \leq v_0 \leq 200 \text{ m/s}$. In Stufe 1 dringt das Projektil unbeeinflusst von der begrenzten Plattendicke in die Betonplatte wie in einen semi-infiniten Körper ein, siehe Abb. 6-4. Wenn die vor dem Projektil befindliche Schockfront die Bauteilrückseite erreicht, bilden sich im Übergang von Stufe 1 zu Stufe 2 Schubrisse, die einen glockenförmigen (*bell-shaped*) Bereich erfassen. In Stufe 2 wird dieser Bereich durch das Projektil von der umgebenden Platte abgetrennt und je nach Restgeschwindigkeit des Projektils ggf. beschleunigt.

Im Folgenden wird ein ausgewählter Ansatz zur Berücksichtigung eines rückseitigen Betonausbruchs beschrieben, wobei zudem eine verallgemeinerte Formulierung abgeleitet wird.

6.2.2.1 Perforation auf Basis des Penetrationsansatzes nach FORRESTAL ET AL.

LI & TONG [LT03] entwickelten auf Basis der Penetrationsformeln von FORRESTAL ET AL. (vgl. Abschn. 6.2.1.1) einen Ansatz unter der vereinfachenden Annahme, dass ein auf der Rückseite entstehender Betonausbruch nicht gekrümmte, sondern gerade Rändern aufweist. Die wesentliche Annahme zur Verknüpfung mit dem Penetrationsprozess besteht darin, dass sich der Stanzkörper genau dann

von der umgebenden Platte löst, wenn die Widerstandskraft vor der Projektilspitze gleich der maximalen resultierenden Schubkraft F_{pl} auf der Bruchoberfläche des Betonausbruchs $A_{pl,s}$ ist.

Es gilt demnach mit der über die Bruchoberfläche gemittelten, maximalen Schubspannung τ_f :

$$F_p = F_{pl} \quad (6.51)$$

$$F_{pl} = \tau_f \cdot A_{pl,s} \cdot \cos \alpha \quad (6.52)$$

$$\text{mit } A_{pl,s} = \frac{1}{\cos \alpha} (\pi d h_{pl} + \pi h_{pl}^2 \tan \alpha) \quad (6.53)$$

Dabei wird die Schubspannung unter der Annahme, dass der Bereich des sich bildenden Betonausbruchs unter Druck steht, in [LT03] nach TRESCAS Schubspannungshypothese erfasst mit:

$$\tau_f = \frac{f_c}{\sqrt{3}} \quad (6.54)$$

Unter der Annahme, dass die Restgeschwindigkeit zum Zeitpunkt der Ablösung des Stanzkörpers gerade Null wird, lässt sich h_{pl} mit Gl. (6.51) unter Berücksichtigung von Gl. (6.34) und (6.35) nach einigen Umstellungen entsprechend [LT03] rechnerisch wie folgt abschätzen:

$$\frac{h_{pl}}{d} = \frac{1}{2 \tan \alpha} \left[\sqrt{1 + 2S_F \tan \alpha \cdot \sqrt{\frac{3I_{Li} \left(1 + \frac{I_{Li}}{N_{Li}^*}\right)}{\zeta \pi \left(1 + \frac{\zeta \pi}{4N_{Li}^*}\right)}}} - 1 \right] \text{ für } \frac{z_p}{d} \leq \zeta \quad (6.55)$$

$$\frac{h_{pl}}{d} = \frac{1}{2 \tan \alpha} \left[\sqrt{1 + \sqrt{3} S_F \tan \alpha} - 1 \right] \text{ für } \frac{z_p}{d} > \zeta \quad (6.56)$$

Das Perforation Limit ergibt sich dann aus:

$$\frac{h_e}{d} = \frac{z_p}{d} + \frac{h_{pl}}{d} \quad (6.57)$$

Mit Gl. (6.57) gaben LI & TONG [LT03] einen direkten Zusammenhang zwischen der maximalen Penetrationstiefe z_p und dem Perforation Limit h_e an. Man erkennt, dass rückseitige Betonausbrüche im Anschluss an die Tunnelphase rechnerisch nur durch S_F nach Gl. (6.37) und (6.38) und den Winkel α bestimmt werden. Für α lagen entsprechend [LT03] für Normalbetone unter Bezugnahme auf [Da98] die Werte zwischen etwa 55 und 75° (Mittelwert 66°). Für hochfeste Betone war zudem ein mittlerer Winkel von 76° festzustellen. LI & TONG [LT03] zeigten, dass der rechnerische Einfluss von α verhältnismäßig gering ist, was in [BDE13b] bestätigt wird. Allerdings wurde die Schubfestigkeit τ_f hier zunächst noch gemittelt über Gl. (6.54) abgeschätzt. Wenig später schlugen LI ET AL. [Li05b] eine genauere Berechnung von τ_f anhand des Mohr'schen Spannungskreises vor. Hierbei gingen sie von zwei Grenzfällen an den Punkten A und B aus (siehe Abb. 6-5), in denen die Spannungen in Tiefen- und in Radialrichtung, σ_z und σ_r , und die Schubspannungen τ_{zr} wie folgt definiert sind:

- Punkt A: $\sigma_z = \sigma_r = -f_c$, $\tau_{zr} \neq 0$
- Punkt B: $\sigma_z = -f_c$, $\sigma_r = 0$, $\tau_{zr} \neq 0$

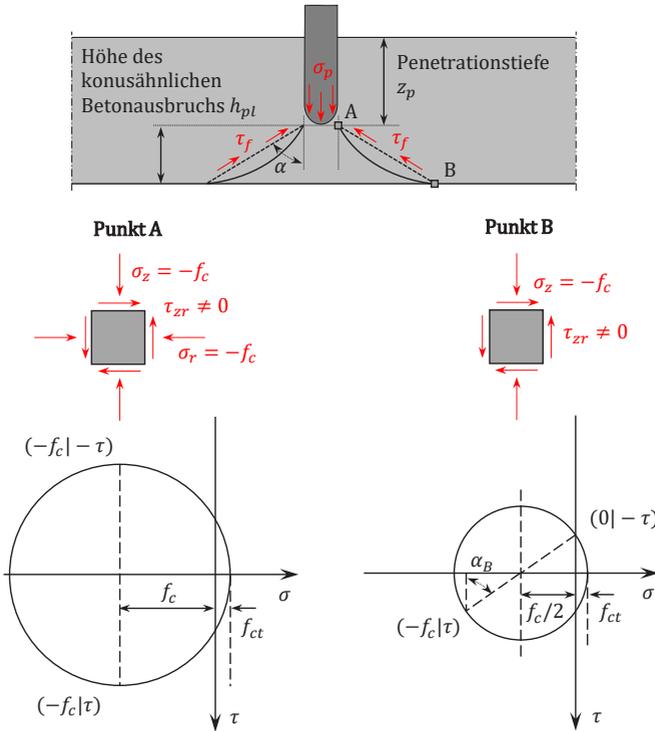


Abb. 6-5: Skizze der Perforation durch konusförmigen Betonausbruch nach [LT03] und Spannungen entsprechend [Li05a]

In Punkt A gilt für die Schubspannung unter der Annahme, dass die maximale Zugspannung der Zugfestigkeit entspricht:

$$\tau_{zr,A} = f_c + f_{ct} \tag{6.58}$$

In diesem Spannungszustand bildet sich die Bruchfläche unter dem Winkel der Hauptzugspannungen von $\alpha_A = 45^\circ$ aus. An Punkt B leiteten LI ET AL. [Li05b] als Schubspannung ab:

$$\tau_{zr,B} = f_c \sqrt{\left(\frac{f_{ct}}{f_c}\right)^2 + \frac{f_{ct}}{f_c}} \tag{6.59}$$

Der Winkel der Hauptzugspannungen resp. der Bruchfläche kann in gegenüber LI ET AL. [Li05b] leicht veränderter Form auch wie folgt berechnet werden:

$$\alpha_B = 45^\circ + \frac{1}{2} \arctan \frac{f_c}{2\tau_{zr,B}} \tag{6.60}$$

Der mittlere Winkel ergibt sich aus $\alpha_m = (\alpha_A + \alpha_B)/2$, sodass nach Koordinatentransformation als gemittelte maximale Schubspannung anhand des Mohr'schen Spannungskreises für Punkt B gilt:

$$\tau_f = \cos(90^\circ - 2\alpha_m) \sqrt{\left(\frac{f_c}{2}\right)^2 + \tau^2} = \cos(90^\circ - 2\alpha_m) \left(\frac{f_c}{2} + f_{ct}\right) \quad (6.61)$$

In diesen Betrachtungen sind einige vereinfachende Annahmen enthalten. So werden räumliche Effekte nur bedingt über die Annahme eines rotationssymmetrischen Systems und die Besonderheiten des Materialverhaltens unter der gegebenen Belastung abgebildet. Die Schubfestigkeit von Beton ist abhängig vom jeweils herrschenden triaxialen Spannungszustand und nimmt mit steigenden Drucknormalspannungen zu, vgl. z. B. [Ha92]. LI ET AL. [Li05b] stellten dennoch eine gute Übereinstimmung der Bruchflächenwinkel mit den Untersuchungsergebnissen von DANCYGIER [Da98] fest.

Mit dem u. a. von LI & CHEN [LC02], [LC03] modifizierten Penetrationsansatz nach FORRESTAL ET AL. [Fo94] sowie dem vom LI ET AL. [Li05b] modifizierten Perforationsmodell nach LI & TONG [LT03] lässt sich ein geschlossener Ansatz weiterentwickeln, mit dem z. B. auch die unterschiedliche Entwicklung von Druck- und Zugfestigkeiten prinzipiell berücksichtigt werden kann. Die Herleitung der folgenden Gleichungen ist in Anhang G zu finden. Für die Höhe des Betonausbruchs h_{pl} gilt dann:

$$\frac{h_{pl}}{d} = \frac{1}{2 \tan \alpha_m} \left[\sqrt{1 + \frac{2S_F f_c \tan \alpha_m}{\tau_f} \sqrt{\frac{I_{Li} \left(1 + \frac{I_{Li}}{N_{Li}^*}\right)}{\zeta \pi \left(1 + \frac{\zeta \pi}{4N_{Li}^*}\right)}}} - 1 \right] \quad \text{für } \frac{z_p}{d} \leq \zeta \quad (6.62)$$

$$\frac{h_{pl}}{d} = \frac{1}{2 \tan \alpha_m} \left[\sqrt{1 + \frac{S_F f_c \tan \alpha_m}{\tau_f}} - 1 \right] \quad \text{für } \frac{z_p}{d} > \zeta \quad (6.63)$$

Setzt man Gl. (6.54) in Gl. (6.62) bzw. (6.63) ein, erhält man Gl. (6.55) bzw. (6.56). In Abschn. 7.3.2 wird später gezeigt, dass dieser *verallgemeinerte Ansatz* in Verbindung mit Gl. (6.57) das Perforations Limit h_e im relevanten Bereich erstaunlich gut abbildet.

Dennoch haben die beschriebenen Ansätze einige, teilweise schon benannte Defizite. LI ET AL. [Li05b] schlussfolgerten u. a. aus der Tatsache, dass das Scabbing Limit in der Regel größer als das Perforation Limit ist, dass Perforation stets auch mit Scabbing einhergeht. LI ET AL. [Li05b] hielten einen signifikanten Einfluss des Scabbings bei der Initiierung der Perforation für möglich und merkten daher kritisch an, dass dieses in den mehrstufigen Modellen nicht berücksichtigt wird. Die beiden Modelle nach YANKELEVSKY [Ya97] und LI & TONG [LT03] erlauben zudem nicht die Berücksichtigung der Wirkung rückseitiger Biegebewehrung. YANKELEVSKY [Ya97] schätzte den Einfluss der Bewehrung als gering ein, weil der Stanzkörper die Bewehrung in den umliegenden Bereichen aus der Betondeckung herausbricht – wies aber auch auf die Möglichkeit hin, durch eine Erhöhung des Widerstands gegen den rückseitigen Ausbruch der Bewehrung (Vergrößerung der Betondeckung, Rückverankerung) den Gesamtwiderstand zu erhöhen. Im Folgenden soll nun der Einfluss der Bewehrung genauer betrachtet werden.

6.2.3 Einfluss der Bewehrung

In mehreren der bereits zitierten Dokumente, wie z. B. [NDRC46], [Hu84] und [Ri89], wurde der Zusammenhang zwischen Bewehrungsmenge und Perforation bzw. Ballistic Limit diskutiert. Deziert dem Einfluss der Bewehrung gewidmete Untersuchungen sind in der Literatur aber nur selten zu finden. Der jeweilige Schwerpunkt lag meist auf der Biegebewehrung, Bügel- bzw. Querkraftbewehrung wurde dabei nur vereinzelt thematisiert. Im Vergleich zur vorderseitigen wird der rückseitigen Bewehrung im Allgemeinen der größere bzw. alleinige Anteil an der erhöhten Widerstandskraft gegen Perforation zugesprochen.

HUGHES [Hu84] beschrieb z. B., dass für $h/d > 3,5$ bei leicht bewehrten Bauteilen (*lightly reinforced*) ein geringer bzw. vernachlässigbarer Einfluss der Bewehrung auf die Penetrationstiefe und das Scabbing Limit zu erwarten ist. Er gab dabei allerdings zu bedenken, dass hohe Bewehrungsgrade an der Vorderseite einen Einfluss auf die Penetrationstiefe haben können, wenn der Weg des Flugkörpers Bewehrungsstäbe großen Durchmessers unmittelbar kreuzt. Ein im Allgemeinen stärkerer Einfluss der Bewehrung ist nach [Hu84] hinsichtlich des Perforation Limits zu erwarten. Nach Ausbildung eines Betonausbruchs wird demnach die rückseitige Biege- und/oder die Schubbewehrung (sofern vorhanden) aktiviert, die das Austreten des gelösten Betons behindert. Demnach resultieren höhere Bewehrungsgrade in einem höheren Widerstand gegen Perforation.

RIERA [Ri89] schlug eine Formulierung zur Berücksichtigung des Bewehrungsgehaltes vor, die im theoretischen Kern auf der Addition der beiden Resultierenden über die Zugfestigkeit an der Bruchfläche des Betons und die Streckgrenze im kreuzenden Bewehrungsquerschnitt beruht. DANCYGIER [Da97] untersuchte später anhand von kleinskaligen Versuchen (u. a. Projektilgewicht 165 g, Plattendicken zwischen 5 und 6 cm) den Einfluss der Bewehrung auf den Perforationswiderstand und leistete auf Basis der Ergebnisse eine Beschreibung der Wirkung der Bewehrung im Plattenquerschnitt. Demnach wird die Bewehrung in dem Moment aktiviert, in dem sich eine

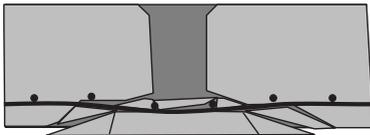


Abb. 6-6: Schematische Darstellung des Schadensbildes auf der Rückseite, in Anlehnung an [Da97]

Bruchfläche um den Betonausbruch auf der Rückseite bildet, sodass der Bewehrungsquerschnitt unter Zug- und wegen ihrer Neigung zur Bewegungsrichtung auch unter Schubspannungen steht. Die Bewehrung wölbt sich schließlich nach außen. Durch die Verformungen werden weitere Risse und neue Bruchflächen innerhalb des Betonausbruchs auf der Innen- und Außenseite der Bewehrung initiiert, sodass der Stanzkonus in mehrere Stücke zerbricht, vgl. Abb. 6-6.

Über die Auswölbungen wird eine Netztragwirkung der Bewehrung im eigentlichen Sinne hervorgerufen, die das Austreten des inneren Teils des Betonausbruchs behindert, die auch von anderen Autoren, beobachtet wurde, vgl. [DY96] und [Nö10] bzw. [Ri13a]. Die Bewehrung wird dann primär auf Normalkraft, im Bereich lokalisierter Beanspruchungen aber auch auf Abscheren und Biegung beansprucht. In der Bruchebene wirkt die Bewehrung gegenüber der Relativverschiebung zwischen Platte und Konus als Dübel. DANCYGIER [DA97] ging im Sinne einer *äquivalenten Zugfestigkeit* davon aus, dass sich die Widerstandskraft aus dem Maximalwert entweder der an der initialen Bruchfläche wirkenden (Biege-)Zugfestigkeit des Betons oder der resultierenden Zugkraft des Bewehrungsquerschnitts ergibt.

CHEN ET AL. [Ch08] schlugen einen Ansatz auf Basis des in Abschn. 6.2.2.1 beschriebenen dreistufigen Modells vor. Bei diesem Ansatz setzen sich die beiden Summanden auf Basis einiger Vereinfachungen aus der Resultierenden der Schubfestigkeit über der Bruchfläche des Betons und der Zugfestigkeit des Bewehrungsstahls zusammen. CHEN ET AL. [Ch08] definierten schließlich eine dimensionslose Größe zur Berücksichtigung des Bewehrungsgehalts und konnten im Vergleich mit den Daten nach [Da97] eine gute Übereinstimmung hinsichtlich des Perforation und Ballistic Limits erzielen. Vor dem Hintergrund der sehr kleinen Skala der Versuchsreihen von DANCYGIER [Da97] wird auf eine Darstellung des Ansatzes an dieser Stelle verzichtet.

DANCYGIERS [Da97] Fallunterscheidung macht hinsichtlich des Tragverhaltens von Stahlbetonbauteilen Sinn, denn sie enthält implizit die Unterscheidung zwischen einem ungerissenen und einem gerissenen Querschnitt. Solange der Querschnitt ungerissen ist, wirkt die Biegebewehrung bei angenommener äquivalenter Längsdehnung von Beton und Betonstahl in deren Achse lediglich über ihre erhöhte Steifigkeit, nimmt aber wegen der insgesamt geringen Dehnungen nur wenig Spannung auf. Nach Ausbilden der Bruchfläche überbrückt die Bewehrung den sich öffnenden Spalt durch die Aufnahme von Schub- und Zugspannungen. Solange der Spalt klein bleibt, ist das gemeinsame Wirken von Beton und Betonstahl denkbar, weil ein Teil des Schubs entlang der Bruchfläche über die Verzahnung der rauen Bruchoberflächen übertragen werden kann. Da die hydrostatischen Spannungen in der Nähe der Projektilspitze am größten sind und folglich dort die Bruchfläche am steilsten ist (vgl. Abb. 6-4), wird die meiste Schubkraft vermutlich in der Nähe der Projektilspitze übertragen. Mit zunehmender Spaltbreite verschiebt sich die Lastübertragung jedoch vollständig auf die Bewehrung, wobei sich deren Lastabtrag wegen der geringen Biegesteifigkeit der Querschnitte zunehmend einer reinen Normalspannungsbeanspruchung annähert. Mit der Zertrümmerung des Ausbruchs wirkt die kreuzweise Bewehrung schließlich wie ein Netz.

Es sei der Vollständigkeit noch auf weitere Untersuchungen zum Einfluss der Bewehrung auf den Bauteilwiderstand gegen harten Impact hingewiesen. SHIU ET AL. [SDD09] simulierten einige in [Be78] beschriebene Versuche mit Hilfe der Diskrete-Elemente-Methode. Sie bestätigten vorherige experimentelle Beobachtungen, nach denen die Bewehrung erst im Versagensmodus der Perforation eine signifikante Rolle spielt. ABDEL-KADER & FOUDA [AF14] führten experimentelle Untersuchungen an Stahlbetonplatten von 10 cm Dicke durch und kamen dabei u. a. zu dem Ergebnis, dass das Schadensausmaß durch die Bewehrungsführung (z. B. Verankerung der rückseitigen Bewehrung zur Vorderseite) begrenzt und der Perforationswiderstand erhöht werden kann. Kürzlich beschrieben IQBAL ET AL. [IRB17] u. a., dass die ballistische Grenzgeschwindigkeit bei Plattendicken von 6 cm mit dem Einbau von Bewehrung um 20 % anstieg.

Es wird deutlich, dass sich der Einfluss der Bewehrung bisher nur schwer analytisch beschreiben lässt. Im Allgemeinen beruhen die rechnerischen Ansätze zur Berücksichtigung der Bewehrung auf groben Annahmen, die das Tragverhalten vor dem Hintergrund der großen Komplexität des Schädigungsvorgangs nur unzureichend abbilden. Deziert der experimentellen Untersuchung des Einflusses der Bewehrung gewidmete Untersuchungen wurden hauptsächlich an verhältnismäßig dünnen Platten durchgeführt. Eine Schlüsselrolle bei der weiteren Erforschung mag hier neben weiteren experimentellen Arbeiten in Zukunft dem Einsatz von numerischen Methoden zukommen. Einige wichtige Aspekte der Modellierung werden vor dem Hintergrund der in Kap. 5 vorgeschlagenen Parameter zur Berücksichtigung von Alterung und Korrosion im folgenden Abschnitt beschrieben.

6.3 Numerische Methoden

6.3.1 Relevante Grundlagen von Hydrocodes

Als *Hydrocodes* werden im Allgemeinen Computerprogramme bezeichnet, die die numerische Simulation hochgradig nichtlinearer, dynamischer Einwirkungsszenarien in zeitlicher und räumlicher Diskretisierung unter Berücksichtigung komplexer Wellenausbreitungsphänomene ermöglichen. Sie eignen sich daher besonders für die Simulation hochdynamischer Belastungszustände und sind neben dem Impact auf Baustrukturen beispielsweise auch für die Untersuchung der Auswirkungen von Kontaktexplosionen oder sogar astrophysikalischen Phänomenen wie Meteoriteneinschlägen weit verbreitet. Moderne Hydrocodes verfügen über eine enorme Funktionsvielfalt und Komplexität und eignen sich in bestimmten Grenzen auch gut zur Untersuchung der Auswirkungen von Alterung und Korrosion.

Die Theorie der Hydrocodes basiert auf den Erhaltungssätzen für Masse, Energie und Impuls sowie auf der Formulierung von konstitutiven Beziehungen und Zustandsgleichungen für die Materialmodelle. [An87], [Co02] Wichtige Grundlagen für die Hydrocode-Modellierung wurden bereits bezüglich der Charakteristika von harten Stoßbelastungen in Kap. 3 sowie für die Eingangswerte der Materialmodelle vor allem in den Kapiteln 4 und 5 behandelt.

Bei der Anwendung von Hydrocodes sind einige methodische Aspekte zu beachten, die sich auch auf deren Verwendbarkeit in Zuverlässigkeitsbetrachtungen auswirken. Die wesentliche Zielsetzung der folgenden Ausführungen besteht darin, einen Überblick über die Charakteristika, Möglichkeiten und Grenzen numerischer Simulationen mittels Hydrocodes zu geben und diese im Hinblick auf die Verwendbarkeit im Rahmen von Zuverlässigkeitsbetrachtungen sowie die Berücksichtigung von Alterungs- und Korrosionseffekten einzuordnen.

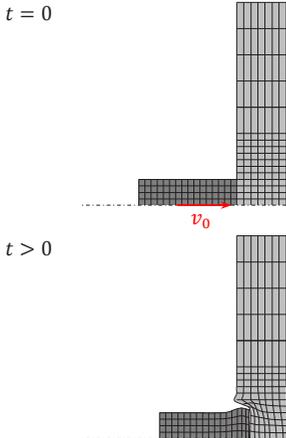
6.3.1.1 Räumliche Diskretisierung

Zur räumlichen Diskretisierung eines Problems wird ein Gitter über die betrachteten Geometrien gelegt, wobei bei der Verwendung von Hydrocodes und der Formulierung der zu lösenden Differentialgleichungen zur Massen-, Energie- und Impulserhaltung grundsätzlich zwischen der materialbezogenen *Lagrange'schen* und der raumfesten *Euler'schen Betrachtungsweise* unterschieden wird. Eine übersichtliche Beschreibung der zugrundeliegenden Differentialgleichungen ist in [An87] zu finden.

Abb. 6-7 verdeutlicht die wichtigsten Unterschiede: Bei der Lagrange'schen Betrachtungsweise sind Material und Gitter fest miteinander verbunden, wobei die Materialgrenzen klar definiert sind. Die zu berechnenden Größen (Verschiebungen, Geschwindigkeiten, Beschleunigungen, Dichte, Spannungen etc.) werden in jedem einzelnen Kreuzungspunkt zu jedem Zeitschritt neu berechnet, wobei auch Relativverschiebungen zwischen den Punkten möglich sind. Ein großer Vorteil dieser Betrachtungsweise besteht darin, den zeitlichen Verlauf beliebiger Größen in einer Zelle dokumentieren zu können, was man sich u. a. auf Basis von Verzerrungen für ein akkumulatives Schädigungsmodell zu Eigen machen kann. Das ist für die Modellierung von Beton und gerade vor dem Hintergrund der unter Stoßbelastungen lokal stets auftretenden Materialzerstörungen nützlich. Bei dieser Betrachtungsweise können jedoch große Stauchungen einzelner Zellen die Stabilität und Effizienz der Berechnung bedeutend beeinträchtigen. [An87], [Co02], [Ha09]

Im Gegensatz dazu liegt bei der Euler'schen Betrachtungsweise ein zu jedem Zeitpunkt raumfestes Gitter vor, wobei Masse, Energie und Impuls durch die Zellen des Gitters transportiert werden. In

Lagrange'sche Formulierung (materialbezogen)



Euler'sche Formulierung (raumfest)

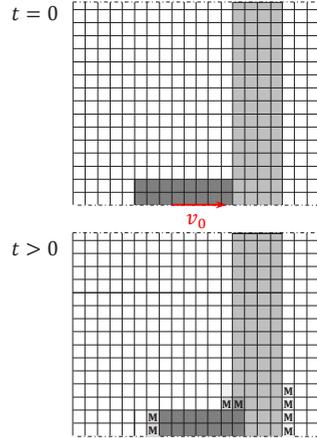


Abb. 6-7: Lagrange'sche und Euler'sche Betrachtungsweise für einen exemplarischen Stoßvorgang (bei „M“ (un. re.) mehrere Materialien in einer Zelle), in Anlehnung an [An87], [Co02] und [El12]

jedem Zeitschritt werden die zu bestimmenden Größen an den Gitterpunkten berechnet. Signifikanter Nachteil für die vorliegenden Fragestellungen ist aber, dass der Materialzustand zwar im aktuellen Rechenschritt bekannt ist, der zeitliche Verlauf aber nicht aufgezeichnet wird. [An87], [Co02], [Ha09] Für Fluid-Struktur-Analysen, oder um die Vorteile beider Betrachtungsweisen zu vereinen, wurden in der Vergangenheit auch Mischformen entwickelt, vgl. z. B. [LSTC18T].

Zur numerischen Lösung der zugrunde liegenden Differentialgleichungen stehen grundsätzlich die *Methode der finiten Elemente* (FEM), die *Methode der finiten Differenzen* (FDM) und die Technologie der *Smoothed Particle Hydrodynamics* (SPH) zur Verfügung.

6.3.1.2 Zeitliche Diskretisierung

In der Regel erfolgt die zeitliche Diskretisierung in Hydrocodes mittels expliziter Zeitintegration. Im Vergleich zur impliziten Zeitintegration werden dabei im selben Betrachtungszeitraum um mehrere Größenordnungen kleinere Zeitschritte benötigt, sodass z. B. entsprechend [LSTC18T] 10^2 bis 10^4 mehr Zeitschritte berechnet werden müssen. Das Verfahren ist für schnelle Belastungen dennoch sehr effizient, weil die Größen jedes Zeitschritts jeweils auf Basis des vorigen Zeitschritts extrapoliert werden und nicht, wie bei impliziten Lösern, in jedem Zeitschritt durch Iteration neu ermittelt werden müssen. Detaillierte Erläuterungen hierzu und zum von LS-DYNA® verwendeten zentralen Differenzenverfahren [LSTC18T] enthält z. B. [Wa17].

Abb. 6-8 zeigt den Berechnungsablauf je Zeitschritt. Dabei wird deutlich, an welchen Stellen die Erhaltungsgleichungen gelöst werden und wo die konstitutiven Beziehungen und die Zustandsgleichungen konkret in die Berechnung einfließen.



Abb. 6-8: Bei der expliziten Zeitintegration je Zeitschritt und Diskretisierungsort durchlaufenes Rechenschema, in Anlehnung an [Nö10] nach [Hi08]

6.3.2 Ausgewählte Aspekte zur Modellimplementierung für die explizite FEM

Für die im Folgenden beschriebenen Beispielberechnungen wurde u. a. wegen ihrer leistungsfähigen Materialmodelle für Beton die kommerzielle FEM-Software *LS-DYNA*® der *Livermore Software Technology Corporation (LSTC)* verwendet. Die Eingabe der Geometrie sowie das weitere Preprocessing erfolgten über die *ANSYS Workbench 18.2*, wobei in der Erweiterung *Workbench LS-DYNA* nicht implementierte Funktionen resp. *Keywords* wie z. B. die Materialmodelle für Beton mittels *Keyword Snippet* oder externen **.k-Dateien* implementiert wurden. Die Input-Datei *input.k* wurde mittels *ANSYS Workbench* erstellt und der Solver in der Version *R8.1.0* direkt aus der Umgebung der *Workbench* oder per *Batch-Datei* gestartet. Das Postprocessing erfolgte wegen seiner dezidierten Funktionalität mit dem von LSTC bereitgestellten Programm *LSPrePost 4.5*.

Im Vergleich zur im Bauwesen üblichen FEM für quasistatische Simulationen sind einige ergänzende Besonderheiten wie die zeitliche Diskretisierung, große Elementverzerrungen, komplexere Materialmodelle, Kontaktformulierungen sowie ein erweitertes Parameterset zur Rechenzeitoptimierung zu beachten. Der Fokus der folgenden Ausführungen liegt auf den für die durchgeführten Simulationen bzw. zur Bestimmung der Zuverlässigkeit relevanten, praxisrelevanten Eigenschaften der expliziten FEM und auf dem verwendeten Materialmodell für Beton. Eine umfangreiche, gut aufbereitete Einführung zur expliziten, nichtlinearen FEM enthält insbesondere [WG12], darüber hinaus z. B. [Wa17] und [LSTC18T].

6.3.2.1 Vernetzung und maximaler Zeitschritt

Im Rahmen der Erstellung dieser Arbeit kamen in der numerischen Modellierung sowohl Volumenelemente (*solid elements*) für das Projektil, die Auflager und den Beton als auch Balkenelemente (*beam elements*) für die Bewehrung zum Einsatz. Zur Vernetzung wurden wegen der Nutzerfreundlichkeit und der großen Leistungsfähigkeit die Vernetzungsfunktionen bzw. *Meshing Tools* der *ANSYS Workbench* verwendet.

Die Vernetzungsfineinheit ist in expliziten FEM-Simulationen ein zentraler Parameter nicht nur für die Güte der Ergebnisse, sondern beeinflusst wegen der direkten Verbindung zur Größe des Zeitschritts auch die Stabilität einer Berechnung und in besonderem Maße die benötigte Rechenzeit und den Speicherplatzbedarf. Anhand von Abb. 6-9 wird auf Basis einfacher geometrischer Überlegungen deutlich, dass eine Halbierung der Kantenlänge eine überproportionale Vervielfachung der Elementknotenanzahl zur Folge hat und sich dementsprechend stark auf Rechenzeit und Speicherbedarf auswirkt. Die Knotenanzahl hängt mit der Anzahl n der Teilungen einer Kante des Einheitsvolumens über n^3 zusammen.

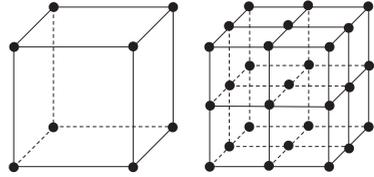


Abb. 6-9: Exemplarische Darstellung der Vervielfachung der Elementknoten bei Halbierung der Elementkantenlänge

Entscheidenden Einfluss hat die Elementgröße auch auf den Zeitschritt, da diese in das *Courant-Friedrichs-Levy-Stabilitätskriterium* eingeht. Der kritische Zeitschritt Δt_{krit} wird aus dem minimalen Zeitschritt aller Elemente berechnet. Nach [Wa17] gilt für Δt_{krit} :

$$\Delta t_{krit} = \min \frac{l_{char,e}}{c_{el}} \quad (6.64)$$

Darin ist $l_{char,e}$ die charakteristische Elementlänge und c_{el} die Schallgeschwindigkeit im Material. Anschaulich beschrieben sagt Gl. (6.64) aus, dass ein Zeitschritt nicht größer sein darf, als die von einer Longitudinalwelle benötigte Zeitspanne zur Durchquerung eines Elements bzw. der kleinsten charakteristischen Elementlänge – die Information der welleninduzierten Veränderung des Spannungszustands also nicht verloren gehen darf. Um beim vorherigen Beispiel zu bleiben, führt etwa eine Halbierung der Elementkantenlänge neben einer Vervielfachung der Knotenanzahl gleichzeitig zu einer Verdopplung der Anzahl benötigter Zeitschritte.

Für ein Balkenelement (Bewehrung, Gl. (6.65)) und ein Volumenelement (Beton, Gl. (6.66)) ergibt sich die Longitudinalwellengeschwindigkeit im linear-elastischen Bereich aus den folgenden Gleichungen, z. B. [Wa17]:

$$c_{el} = \sqrt{E/\rho} \quad (6.65)$$

$$c_{el} = \sqrt{\frac{E(1-\nu)}{\rho(1+\nu)(1-2\nu)}} \quad (6.66)$$

Mit den Werten aus Abschn. 4.2.2 ergibt sich im Bewehrungsstab $c_{el} \approx 5050 \text{ m/s}$. Beträgt die charakteristische Elementlänge 10 mm , folgt als kritischer Zeitschritt $\Delta t_{krit} \approx 1,98 \cdot 10^{-6} \text{ s}$. Für C35/45 ergibt sich mit E nach Abschn. 4.1.6.1.3 und $\nu = 0,2$ hingegen eine geringere Wellengeschwindigkeit von $c_{el} \approx 3800 \text{ m/s}$, als kritischer Zeitschritt folglich $\Delta t_{krit} \approx 2,63 \cdot 10^{-6} \text{ s}$. Für dieses Beispiel würde die Simulation über 1 s bereits etwa 500.000 Zeitschritte erfordern. Der kritische Zeitschritt bleibt im Verlauf der Berechnung jedoch nicht konstant, sondern wird vom Solver in jedem Rechenschritt auf Basis der kleinsten charakteristischen Elementlänge im System neu berechnet (siehe Abb. 6-8) und im Sinne einer stabilen und hinreichend genauen Berechnung häufig noch mit einem Faktor < 1 multipliziert, siehe z. B. auch [Wa17]. Große Elementstauchungen

führen demnach zu sehr kleinen Rechenschritten und haben entsprechend große Auswirkungen auf die Rechenzeiten.

Um die Auswirkungen auf die Rechenzeiten zu begrenzen, stehen Gegenmaßnahmen wie z. B. die Massenskalierung (*Mass Scaling*) zur Verfügung. Im Kern wird dabei zur Verringerung der Schallwellengeschwindigkeit die Materialdichte in stark gestauchten Elementen rechnerisch erhöht, sodass sich dort der kritische Zeitschritt vergrößert. In LS-DYNA® wird die Funktion der Massenskalierung über das Keyword *CONTROL_TIMESTEP gesteuert, vgl. [LSTC18M].

Eine weitere gebräuchliche Möglichkeit ist mit der Definition von Erosionskriterien (*Element Erosion*), also dem Löschen von über einen bestimmten Schwellenwert (z. B. einer bestimmten Dehnung, Verzerrung etc.) hinaus verformten Elementen gegeben. In einigen Materialmodellen für Beton (z. B. *MAT_159/*MAT_CSCM_CONCRETE, *MAT_272/*MAT_RHT) ist eine solche Funktion direkt implementiert, kann aber z. T. zur besseren Nachvollziehbarkeit auch eigens über das Keyword *MAT_ADD_EROSION definiert werden. Obgleich Erosionskriterien zur Vermeidung zu großer Elementverzerrungen entwickelt wurden, werden diese z. T. auch zur Kalibrierung numerischer Modelle anhand von Versuchsdaten verwendet. LUCCIONI ET AL. [LAL13] stellten einen Überblick über verschiedene Erosionskriterien zusammen, die sich u. a. prinzipiell auch zur Beschreibung des Schubversagens, der Kraterbildung oder von Abplatzungen eignen. Sie zeigten dabei deutlich, dass die Definition unterschiedlicher Erosionskriterien die Modellierungsergebnisse stark beeinflussen kann und dass weiterer Forschungsbedarf zu deren Anwendung besteht. Im Gegensatz dazu bewerteten HECKÖTTER & SIEVERS [HS16] die Verwendung von Erosionskriterien zur Kalibrierung von Berechnungsergebnissen wegen der unphysikalischen Veränderung der dynamischen Eigenschaften eines System kürzlich sogar als methodisch falsches Vorgehen.

In jedem Fall muss der Einfluss des Mass Scalings und der Element Erosion im Hinblick auf die dynamischen Eigenschaften eines Modells im Postprocessing verfolgt werden.

6.3.2.2 Verwendete Elementtypen

Wesentliche Komponenten zum Erzielen sinnvoller Ergebnisse sowie zur Optimierung der Rechenzeit sind die eingesetzten Elementtypen. LS-DYNA® liefert hierzu eine breite Palette verschiedenster Volumen-, Schalen und Balkenelemente.

6.3.2.2.1 Volumenelemente

Die Elementtypen für Volumenelemente (*solid element*) werden über das Keyword *SECTION_SOLID festgelegt. Für die im Rahmen dieser Arbeit berechneten überwiegend regelmäßigen, quaderförmigen Geometrien wurden im Sinne eines gleichmäßigen Netzes hexaedrische Volumenelemente resp. Quaderelemente verwendet. Es kamen die hinsichtlich der Rechenzeit optimierten reduziert integrierten Elemente (*constant stress solid element*; ELFORM = 1), wegen des teils auffälligen *Lockings* aber überwiegend selektiv-reduziert integrierte Elemente ohne Schub-Locking (*fully integrated S/R solid intended for elements with poor aspect ratio, efficient formulation*; ELFORM = -1; für beide siehe [LSTC18M]) zum Einsatz. Da letztere über acht und nicht nur einen Integrationspunkt verfügen (siehe Abb. 6-10), wird eine größere Rechenzeit benötigt. Allerdings erübrigt sich auch die *Hourglass-Kontrolle* zur Vermeidung energieloser Verformungszustände. Zu den theoretischen Grundlagen für die in LS-DYNA® angebotenen Volumenelementtypen und zum Effekt des *Hourglassings* sowie entsprechenden Gegenmaßnahmen sind ausführliche Informationen z. B. in [LSTC18T] und [LSTC18M] gegeben. Für eine in der Berechnungspraxis hilfreiche Übersicht über



Abb. 6-10: Integrationspunkte für reduziert integrierte und selektiv reduziert integrierte Elemente, in Anlehnung an [Er11]

die wichtigsten Volumenelementtypen und deren Eigenschaften sowie einfache Vergleichsuntersuchungen sei zudem auf [Er11] verwiesen.

Zur Optimierung der Rechenzeit wurden sowohl das Projektil, als auch die Auflagerplatten als Starrkörper (*rigid body*) angenommen.

6.3.2.2 Balkenelemente

Für die Modellierung der Bewehrung sind methodisch mehrere Ansätze denkbar, anhand derer der Stabstahl verschmiert oder auch diskret erfasst werden kann [MHB11]. Ein wesentlicher Nachteil der ersten Variante besteht u. a. darin, dass unterschiedliche Verbundeigenschaften auf diese Weise nicht abgebildet werden können. Im Rahmen dieser Arbeit wurde die Bewehrung daher diskret berücksichtigt und mittels Balkenelementen (*beam element*) modelliert. Auf diese Weise können Querschnitte und Bewehrungslagen diskret erfasst und im Zuge von Parametervariationen verändert werden, ohne dass das Elementnetz des Betons beeinflusst wird. Das ist besonders im Hinblick auf etwaige Querschnittsveränderungen durch Betonstahlkorrosion von Vorteil. Über das entsprechende Keyword `*SECTION_BEAM` wird in Analogie zu den Volumen- eine Reihe von Balkenelementen angeboten. Für die Berechnungen wurden ausschließlich die standardmäßig implementierten Balkenelemente (*Hughes-Liu with cross section integration*, `ELFORM = 1`) verwendet.

6.3.2.3 Relevante Kontaktalgorithmen

Damit mehrere Körper in einem Modellsystem interagieren können, müssen je nach Anwendungsfall spezifische Kontaktalgorithmen definiert werden. Diese können in Methoden zur Suche nach Penetrationen sowie zum Aufbringen von Kontaktkräften nach der Penetration unterschieden werden [LSTC18C]. In der häufigsten Form der *penalty-based contacts* werden Elementknoten gesucht, die eine Kontaktfläche durchdrungen haben, um sie im nächsten Zeitschritt mit Federn normal zur durchdrungenen Fläche zu belegen, die dann als Widerstand dem weiteren Eindringen entgegenwirken [LSTC18T]. Die Funktionsweise eines Kontaktes wird u. a. durch den Zeitschritt, die Kontakt- resp. Federsteifigkeit, die Art (Elementknoten, Elementflächen), Form (flach, rund, spitz) und Steifigkeit der Kontaktpartner, die Bewegungsrichtung (normal, schräg, parallel zum Kontakt) sowie die Richtung der Suche (einseitig, symmetrisch) bestimmt. Die Vielfalt der automatischen Kontaktalgorithmen und Einstellungsmöglichkeiten ist dementsprechend groß und soll hier nicht weiter thematisiert werden. Erwähnenswert sind hier aber der anspruchsvolle Algorithmus für den Kontakt zwischen Projektil und Beton sowie vor dem Hintergrund der korrosionsbedingten Beeinträchtigung des Verbundverhaltens (vgl. Abschn. 5.3) die verfügbaren Optionen zur Kopplung von Bewehrung und Beton.

6.3.2.3.1 Kontakt zwischen Projektil und Beton

Für die in dieser Arbeit durchgeführten Simulationen ist als wichtiger Kontakt besonders derjenige zwischen dem Projektil und der Betonoberfläche zu nennen. Im unmittelbaren Trefferbereich treten innerhalb kurzer Zeit sehr große Kontaktkräfte auf. Zudem können bei hohen Impactenergien die Elemente des Betonkörpers mitunter so stark gestaucht werden, dass diese infolge einer Überschreitung des Erosionskriteriums gelöscht werden. Damit verschwindet ein Kontaktpartner und einfachere Kontaktalgorithmen würden an dieser Stelle der Durchdringung nichts (mehr) entgegensetzen. Mittels *CONTACT_ERODING_SURFACE_TO_SURFACE werden die Kontaktoberflächen jedoch aktualisiert, sodass auch für die „freigelegten“, unter den gelöschten Elementen liegenden Flächen Durchdringungen gesucht werden [LSTC18C].

6.3.2.3.2 Kontakt zwischen Bewehrung und Beton

Zur Kopplung von Volumen- und Balkenelementen können generell mehrere Varianten verfolgt werden. Der Verbund kann über die Verbindung an gleicher Stelle liegender Elementknoten (*shared nodes*) implementiert werden, was jedoch besonders für komplexere Geometrien große Anforderungen an die Vernetzung stellt. Die Vernetzung der Volumen- und Stabkörper lässt sich jedoch auch unabhängig voneinander durchführen, indem die Kopplung vollständig kinematisch kompatibel mittels *CONSTRAINED_LAGRANGE_IN_SOLID (CTYPE = 2, vgl. [LSTC18M]) hergestellt wird. Wegen der von der Vernetzung unabhängigen Anwendbarkeit ist die Methode in der Literatur weit verbreitet, siehe z. B. [MHB11], [Sc14], [BSG14], [HS16], [Ch16]. Da über dieses Keyword im Prinzip ein starrer Verbund implementiert wird, ist jedoch keine Berücksichtigung einer Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung möglich. Für gerippten Betonstahl bildet die Annahme eines starren Verbunds auf Makro- bzw. Bauteilebene das tatsächliche Verbundverhalten auch unter dynamischer Beanspruchung relativ gut ab. Für korrodierten Betonstahl in Verbindung mit signifikanten Verlusten an Verbundsteifig- und -festigkeit ist die Methode jedoch kaum geeignet.

Erst kürzlich wurde von CHEN [Ch16] das auf Basis von *CONSTRAINED_LAGRANGE_IN_SOLID weiterentwickelte Keyword *CONSTRAINED_BEAM_IN_SOLID vorgestellt, das nun in LS-DYNA® zur Verfügung steht. Es erlaubt zum einen die Definition einer Subroutine zur Berücksichtigung einer Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung (AXFOR) und zum anderen sogar die Entkopplung allein in Axialrichtung (CDIR = 1), vgl. [LSTC18M]. Letzteres würde den vollständigen Verlust der Verbundfestigkeit repräsentieren.

Mit den beiden Keywords stehen die benötigten Funktionen für die Berücksichtigung der Bewehrung im unkorrodierten Zustand und die in Abschn. 5.2.3 und 5.3.2 eingeführte Fallunterscheidung zur Bewehrungskorrosion bereit. Die Keywords können daher wie folgt eingesetzt werden:

- Unkorrodiert: 100 % Querschnittsfläche, *CONSTRAINED_LAGRANGE_IN_SOLID
- Korrosion Fall I: 90 % Querschnittsfläche, *CONSTRAINED_LAGRANGE_IN_SOLID
- Korrosion Fall II: 70 % Querschnittsfläche, *CONSTRAINED_BEAM_IN_SOLID (CDIR = 1)

6.3.3 Materialmodelle für Beton

LS-DYNA® verfügt über zahlreiche Materialmodelle für Beton. In Abhängigkeit vom Anwendungsgebiet können diese anhand ihrer wesentlichen Eigenschaften (wie z. B. Dehnratenabhängigkeit, EoS, Schädigung) gewählt werden. Praktisch alle Materialmodelle erfordern für deren Implementierung die Eingabe von Parametern, die keine unmittelbar verständlichen mechanischen Größen, sondern Koeffizienten, Exponenten etc. der konstitutiven Beziehungen sind und anhand von Ver-

suchsdaten kalibriert wurden. Neben der Möglichkeit, diese Parameter selbst zu variieren, verfügen viele Materialmodelle über die Funktion der Autogenerierung. Auf Basis weniger Eingabeparameter (z. B. Druckfestigkeit) werden alle weiteren benötigten Werte automatisch ermittelt. Hierbei ist allerdings besonders auf den Gültigkeitsbereich zu achten.

Zur Simulation von Stoßbelastungen auf Stahlbetonstrukturen sind in der Literatur häufig die Modelle `*MAT_072R3/*MAT_CONCRETE_DAMAGE_REL3`, `*MAT_084/*MAT_WINFRITH_CONCRETE`, `*MAT_159/*MAT_CSCM_CONCRETE` und `*MAT_272/*MAT_RHT` zu finden. Komprimierte Informationen zu den Materialmodellen enthalten neben [LSTC2017M] z. B. [BL09], [Sc10a], [Sc10b] und [Mu07]. Insbesondere das RHT-Modell eignet sich gut für die Untersuchung alterungsbedingter Veränderungen im mechanischen Verhalten, da einige wesentliche Parameter entsprechend Abschn. 4.1.6 und 5.1.4 direkt als Materialkennwerte eingegeben werden können und das Modell über einen großen Betondruckfestigkeitsbereich von $35 < f_c < 140 \text{ MPa}$ gültig ist. Die wesentlichen Charakteristika des RHT-Modells werden im Folgenden wiedergegeben.

6.3.3.1 RHT-Modell

Das RHT-Modell nach RIEDEL, HIERMAIER und THOMA ist ein leistungsfähiges, makromechanisches Betonmodell und dient der Berechnung von Beton unter den für Impactbelastungen charakteristischen Dehnraten und Drücken. Das Modell verfügt über drei Grenzflächen im Spannungsraum, die die Grenze des elastischen Verhaltens (*elastic yield surface*), des Versagens (*failure surface*) und der Restscherfestigkeit (*residual friction surface*) beschreiben. In Abb. 6-11 rechts sind die Grenzflächen im Meridianschnitt dargestellt, wobei auf der Abszisse die hydrostatischen und auf der Ordinate die deviatorischen Spannungsanteile aufgezeichnet sind. [Ri00], [BR11]

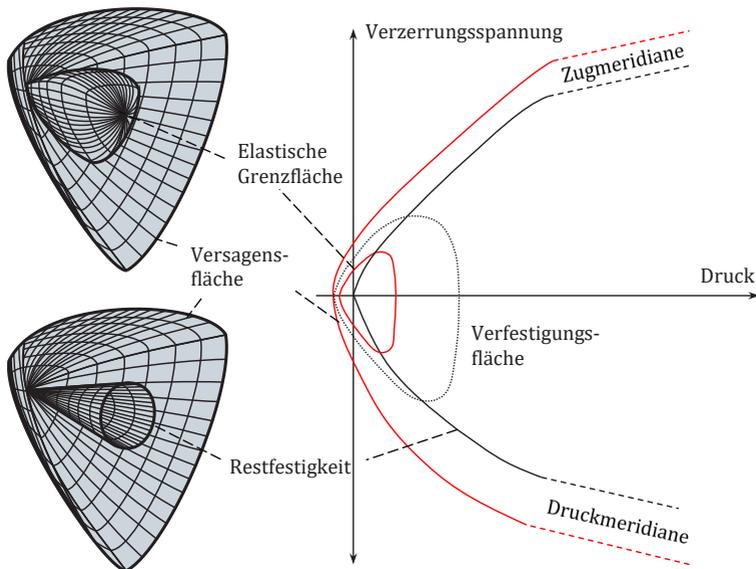


Abb. 6-11: Schematische Darstellung der Grenzflächen des RHT-Modells, nach [Ri00]

Die Funktionsweise des Festigkeitsmodells wurde anschaulich von BORVALL & RIEDEL beschrieben: Das Modell verhält sich solange elastisch, bis das Spannungsniveau die elastische Grenzfläche erreicht. Darüber hinaus entstehen plastische Dehnungsanteile. Wird die Versagensfläche erreicht, so wird der Zusammenhang zwischen den plastischen Dehnungen und den Spannungen nach dem Bruch unter Verwendung eines Schädigungsparameters über ein parametrisiertes Schädigungsmodell beschrieben. Je nach Schädigungsgrad wird das maximale Spannungsniveau durch Interpolation zwischen Versagens- und Restfestigkeitsfläche berechnet. Die Versagensfläche wird auf Basis der Eingabeparameter Druck-, Zug- und Schubfestigkeit berechnet. Die elastische Grenzfläche wird entsprechend Nutzerinput bzw. autogenerierter Parameter aus der Versagensfläche ermittelt und ist durch eine Kappe verschlossen, die am Porenkollapsdruck (HEL) endet. Das Festigkeitsmodell ist dehnratenabhängig, wobei die Dehnratenabhängigkeit bei vollständiger Schädigung nicht mehr gegeben ist und Schubspannungen nur noch unter Querdruck aufgenommen werden. [BR11] Auf eine Darstellung des dem Modell zugrundeliegenden Formelwerks inkl. Zustandsgleichung wird an dieser Stelle mit Verweis auf [LSTC2017M] verzichtet.

Das RHT-Modell findet verbreitet Anwendung zur Simulation transient dynamischer Beanspruchungen und wurde zur Berechnung von Impactbelastungen beispielsweise von HANSSON & SKOGLUND [HS02] sowie HANSSON & MALM [HM11] verwendet und darüber hinaus zuletzt von HECKÖTTER & SIEVERS [HS12], [HS16], [HS17] sowie GRUNWALD ET AL. [Gr17] auch mittels Ein-Element-Untersuchungen beschrieben und im Detail untersucht. Das RHT-Modell konnte experimentelle Ergebnisse im Allgemeinen zuverlässig abbilden, was sich auch in Abschn. 6.3.5 bestätigt. Als nachteilige Eigenschaft stellten HECKÖTTER & SIEVERS [HS16] anhand von umfangreichen Sensitivitätsstudien allerdings fest, dass das Versagensmodell netzabhängig ist.

Das vollständige Parameterset zählt beim RHT-Modell knapp 40 Parameter, wobei jedoch ein Großteil davon automatisch generiert werden kann. Als Materialkennwerte gehen die Rohdichte (RO), der Schubmodul (SHEAR) sowie die Druck-, Schub- und Zugfestigkeit ein (FC, FS*, FT*; die letzten beiden als Quotient aus Schub- bzw. Zugfestigkeit und Druckfestigkeit). Zudem verfügt das Modell auf Basis plastischer Dehnungen über eine Funktion zum Löschen stark verformter Elemente. U. a. kann der Schädigungsfaktor als *History variable #4* ausgegeben werden [LSTC2017M]. Für die zu untersuchenden Fragestellungen eignet sich das RHT-Modell neben seiner großen Leistungsfähigkeit und der Nutzerfreundlichkeit besonders wegen der Flexibilität hinsichtlich der getrennten Berücksichtigung der verschiedenen Betonfestigkeiten.

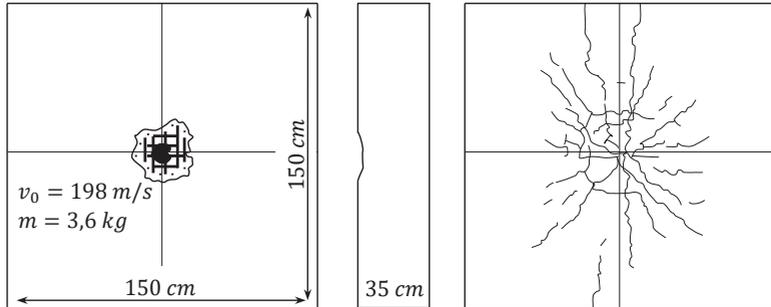
6.3.4 Materialmodelle für Betonstahl

Für den Betonstahl kann zur Berücksichtigung der dehnratenabhängigen Festigkeitssteigerung das Keyword *MAT_098_SIMPLIFIED_JOHNSON_COOK verwendet werden, vgl. Abschn. 4.2.5.2. Das Versagen kann über die effektive plastische Dehnung oder mittels maximaler Spannungen ohne bzw. mit Dehnrateneffekten berücksichtigt werden. Als Eingabewerte können die Parameter für einen B500B der Tab. 4-12 entnommen werden. Für den linear-elastischen Bereich wurden Rohdichte (RO), E-Modul (E) und Querdehnzahl (PR) entsprechend Abschn. 4.2.2 angesetzt. Für die Beispielberechnung dieser Arbeit wurde als Versagenskriterium eine maximale plastische Dehnung berücksichtigt, wobei hier die maximale Gleichmaßdehnung resp. Dehnung unter Höchstlast konservativ entsprechend der Mindestanforderungen an die Duktilität (unter quasistatischer Beanspruchung) zu 5 % angesetzt wurde, vgl. Tab. 4-10.

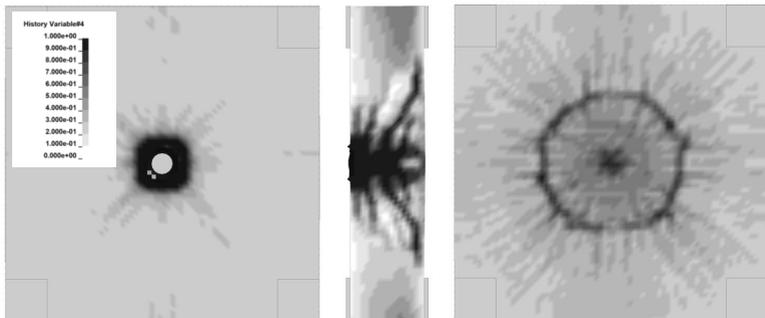
6.3.5 Auswertung exemplarischer Berechnungsergebnisse

Anhand der Nachrechnung einiger der Abb. 3-11 schematisch dargestellten Versuchsergebnisse von SUGANO ET AL. [Su93b] zeigt sich, dass die expliziten FEM-Berechnungen unter den beschriebenen Randbedingungen zu plausiblen Ergebnissen führen, vgl. Abb. 6-12 bis 6-14. Die Simulationen wurden vergleichend mit Elementkantenlängen von 10 und 20 mm durchgeführt.

Skizze des realen Schadensbildes



Elementkantenlänge 20 mm (~ 27 Min., 12,5 GB)



Elementkantenlänge 10 mm (~ 7 Std. 3 Min., 72 GB)

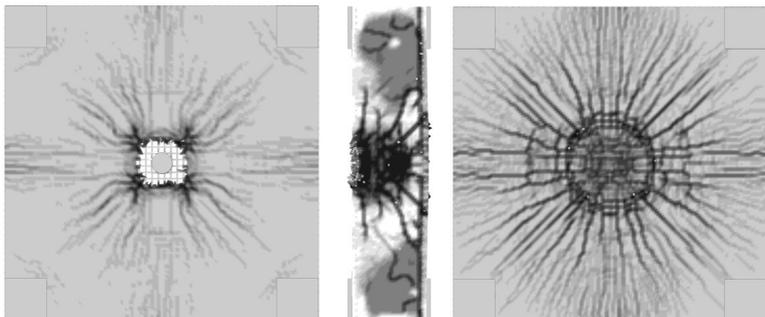
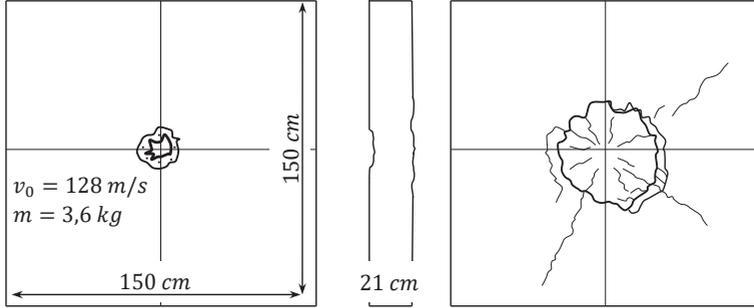
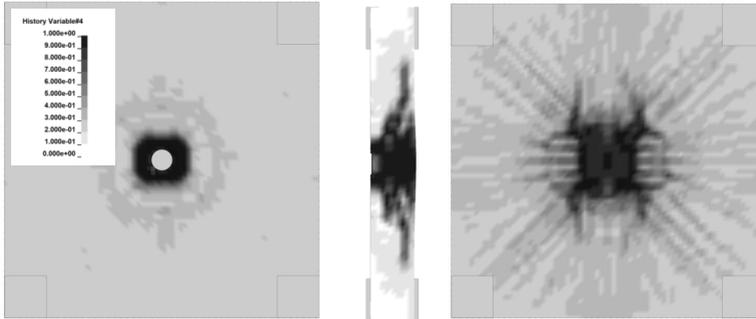


Abb. 6-12: Vergleich von Simulationsergebnissen (Vorder- und Rückseite, Schnitt), Rechenzeit und Speicherplatzbedarf für den Versuch S1 ($v_0 = 198 \text{ m/s}$, $h = 35 \text{ cm}$) nach [Su93c]

Skizze des realen Schadensbildes



Elementkantenlänge 20 mm (~ 43 Min., 8,1 GB)



Elementkantenlänge 10 mm (~ 6 Std. 47 Min., 40,2 GB)

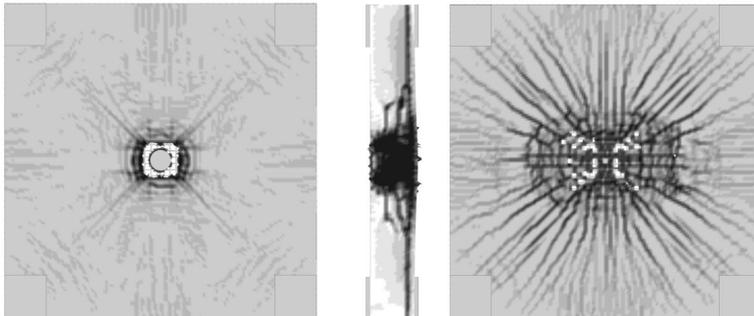
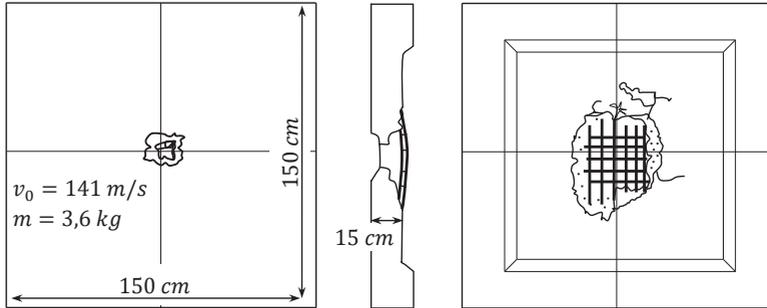


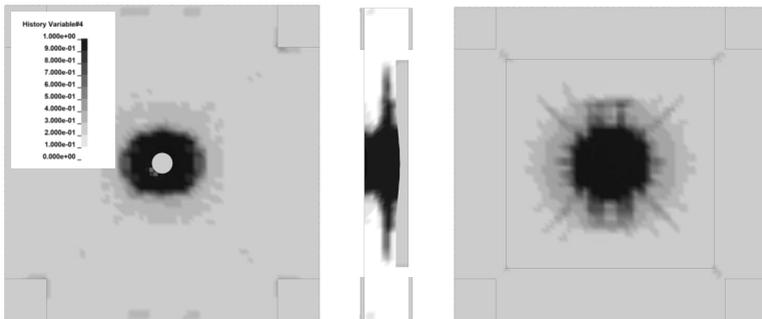
Abb. 6-13: Vergleich von Simulationsergebnissen (Vorder- und Rückseite, Schnitt), Rechenzeit und Speicherplatzbedarf für den Versuch S4 ($v_0 = 128 \text{ m/s}$, $h = 21 \text{ cm}$) nach [Su93c]

Anhand der Schadensbilder ist der Einfluss der Vernetzungsfeinheit deutlich sichtbar. Eine gröbere Vernetzung führt offensichtlich zum Verschmieren lokaler Schädigungen, wobei bei größerer Vernetzung für die untersuchten Fälle zudem keine Element Erosion auftrat. Bei feinerer Vernetzung zeigen sich ähnliche Schadensbilder, wobei jedoch insbesondere bei geringeren Plattendicken im Zuge der Bildung eines Betonausbruchs zahlreiche Elemente gelöscht wurden. Insgesamt wird das

Skizze des realen Schadensbildes



Elementkantenlänge 20 mm (~ 48 Min., 9,3 GB)



Elementkantenlänge 10 mm (~ 8 Std. 44 Min., 44,1 GB)

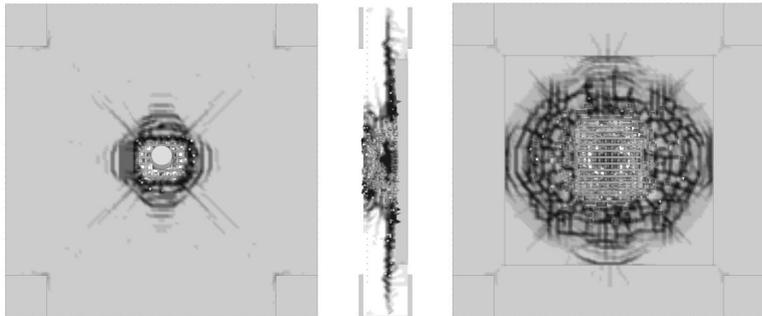


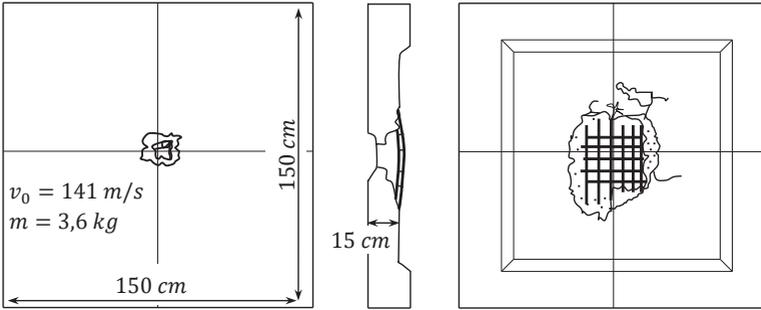
Abb. 6-14: Vergleich von Simulationsergebnissen (Vorder- und Rückseite, Schnitt), Rechenzeit und Speicherplatzbedarf für den Versuch S10 ($v_0 = 141 \text{ m/s}$, $h = 15 \text{ cm}$) nach [Su93c]

Bauteilverhalten bei deutlichen Einsparungen an Rechenzeit und Speicherplatzbedarf durch die größere Vernetzung verhältnismäßig gut abgebildet.

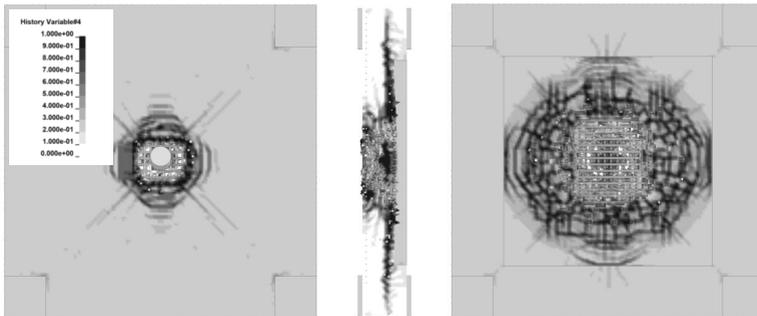
Abb. 6-15 zeigt auf Grundlage der in Abschn. 6.3.2.3.2 vorgeschlagenen Art der Berücksichtigung des Verbunds für unkorrodierten Bewehrungsstahl und die Korrosion entsprechend Fall II einen Vergleich der Schadensbilder. Im Fall der hier sehr dünnen Platte resultiert der Ansatz für Fall II in

weitaus größeren Schäden. Das Projektil wird nicht bis zum Stillstand abgebremst. Das Versagen tritt mit der Viertelung der Platte und mit großflächigen rückseitigen Abplatzungen ein. Eine derartige, möglicherweise durch Alterung und Korrosion bedingte Veränderung des Tragverhaltens lässt sich mit den in Abschn. 6.1 und 6.2 vorgestellten Ansätzen nicht abbilden.

Skizze des realen Schadensbildes



Ungeschädigtes Bauteil



Berücksichtigung von Fall II der Bewehrungskorrosion

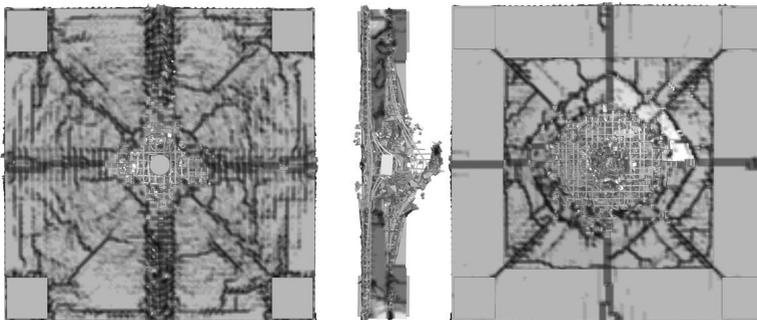


Abb. 6-15: Vergleich von Simulationsergebnissen (Vorder- und Rückseite, Schnitt) für Versuch S10 nach [Su93c], Elementkantenlänge 10 mm: „unkorrodirt“ (o) und „Korrosion Fall II“ (u) entsprechend Abschn. 6.3.2.3.2

6.4 Kurzzusammenfassung

In diesem Kapitel werden einige Ingenieurmethoden zur Modellierung von Stahlbetonbauteilen unter hartem Impact beschrieben. Es wird dabei deutlich, dass empirische und analytische Verfahren trotz der Komplexität des Stoßvorgangs relativ einfach anzuwenden sind und schnell zu verwertbaren Ergebnissen führen. Wesentliche Parameter, wie z. B. das dehnratenabhängige Materialverhalten oder die Wellenausbreitung, werden dabei jedoch nur implizit abgebildet. Nachteilig sind bei Anwendung der empirischen Ansätze des Weiteren die oftmals stark eingeschränkten Gültigkeitsbereiche. Sowohl Projekttilgröße, -form als auch -geschwindigkeit richten sich i. d. R. stark nach dem angestrebten Anwendungsgebiet. Im Gegensatz zu militärischen Anwendungen sind die Geschwindigkeiten im kerntechnischen Bereich im Allgemeinen bedeutend geringer, wobei gleichzeitig höhere Projekttilmassen und größere Abmessungen bzw. Durchmesser zu berücksichtigen sind, siehe hierzu auch Abschn. 3.4. Letzteres führt für die ingenieurmäßige Modellierung erschwerend dazu, dass der Widerstand häufig stärker von den Steifigkeitseigenschaften des getroffenen Bauteils und den Lagerungsbedingungen beeinflusst wird (vgl. z. B. Anhang D). Es muss daher mit größeren Streuungen gerechnet werden.

Mithilfe der beschriebenen analytischen Überlegungen zur Penetration und Perforation – für das Scabbing sind nach Kenntnis des Autors keine analytischen Ansätze verfügbar – wird in diesem Kapitel neben der Beschreibung von im Folgenden verwendeten Formeln ein Verständnis für den Prozess des harten Impacts hergestellt. Der Penetrationsprozess kann gut über zwei Phasen, d. h. die Kraterbildungs- und die Tunnelphase, beschrieben werden. Im Fall der Perforation bildet sich in der Modellvorstellung in Abhängigkeit von der Bauteildicke im Anschluss an eine der beiden Penetrationsphasen ein Betonausbruchkörper bzw. Stanzkonus. Die Bildung des rückseitigen Ausbruchs kann auch direkt im Anschluss an die Kraterbildungsphase auftreten. Dabei scheint die Größe des rückseitigen Ausbruchs weitgehend unabhängig von der Impactenergie zu sein, und wird vielmehr von den Materialeigenschaften bestimmt. Die Perforation bzw. das Perforation Limit kann zudem nennenswert durch die Bewehrung beeinflusst werden. Es ist bisher aber nur eingeschränkt (überwiegend durch die Anwendung empirischer Verfahren) möglich, den Einfluss von Biegebewehrung auf den Widerstand gegen harten Impact zu berücksichtigen.

Empirische und analytische Verfahren ermöglichen demnach anhand eines in material- und konstruktionstechnischer Hinsicht stark reduzierten Parametersets (insbesondere Betonfestigkeiten und Bewehrungsdichte), die Auswirkungen von harten Stößen abzuschätzen. Gleichzeitig sind die Möglichkeiten im Hinblick auf die Berücksichtigung von Alterungs- und Korrosionseffekten beschränkt. Wie beispielhaft mit Abb. 6-12 bis 6-14 gezeigt wurde, können mithilfe numerischer Methoden realitätsnahe Ergebnisse zu den Beanspruchungen bzw. Schadensmodi durch harten Impact erzielt werden. Darüber hinaus können alterungs- und korrosionsbedingte Veränderungen verhältnismäßig detailliert berücksichtigt werden. Die Komplexität der Methode und der hochgradig nichtlineare Impactprozess bedingen allerdings eine hohe Fehleranfälligkeit und stellen hohe Anforderungen an den Anwender. Das wird auch durch ein von der *Nuclear Energy Agency* (NEA) der *Organisation for Economic Co-operation and Development* (OECD) initiiertes Programm *IRIS_2010 Benchmark* [NEA12] belegt, in deren Rahmen etwa 30 Teams aus Deutschland, Frankreich, Kanada, Finnland, Japan etc. jeweils für verschiedene Impactszenarien numerische Simulationen durchführten. Während die entsprechenden Versuchsergebnisse nur geringfügig streuten, waren im Hinblick auf die Simulationsergebnisse im Vergleich der Teams große Streuungen festzustellen. Neben der verwendeten Software wurden diese u. a. vor dem Hintergrund der zahlreichen Eingabeparameter (vgl. vorherige Abschnitte) durch Entscheidungen des Nutzers hervorgerufen. Erst

kürzlich zeigten HECKÖTTER & SIEVERS [HS16] mittels ausgedehnter Sensitivitätsstudien, wie Berechnungsergebnisse durch unterschiedliche Modellparameter (Erosionskriterien, Vernetzungsfineinheit, Dehnratenabhängigkeit der Materialien, Kontaktalgorithmen etc.) verändert werden können. Es wurde in [NEA12] daher darauf hingewiesen, dass sich anstelle einzelner komplexer FE-Simulationen eine Kombination aus empirischen und analytischen Ansätzen zusammen mit numerischen Berechnungen empfiehlt. Mit letzteren lässt sich dann eine Größenordnung zu erwartender Schäden abschätzen, die eine Grundlage für die Interpretation von Simulationsergebnissen ist. Daher kommen entsprechende Ansätze im folgenden Kapitel zum Einsatz, u. a. um alterungs- und korrosionsbedingte Veränderungen des Widerstands überschlägig zu quantifizieren.

7 Zuverlässigkeit alternder Stahlbetonbauteile unter Stoßbelastung

In den folgenden Ausführungen werden die Erkenntnisse und Schlussfolgerungen aus der bisherigen Arbeit zusammengeführt und ausgewertet. Zur Klärung der Frage, wie sich die zeitabhängige Zustandsveränderung von Stahlbetonstrukturen auf deren Widerstand gegen harten Impact auswirken kann, wird zunächst der Einfluss der wesentlichen Materialparameter sowie der grundlegenden Zusammenhänge und Mechanismen auf die verschiedenen Versagensmodi Penetration, Scabbing und Perforation diskutiert. Anhand der empirischen und analytischen Verfahren wird mithilfe des in Kap. 4 und 5 erarbeiteten Parametersets die Größenordnung des Einflusses alterungs- und korrosionsbedingter Veränderungen quantitativ abgeschätzt. Im Anschluss werden zudem anhand von Fallstudien verschiedene Einzelaspekte von Zuverlässigkeitsbetrachtungen an stoßbeanspruchten Bauteilen thematisiert und Lösungsvorschläge zum Vorgehen bei der Bestimmung der Zuverlässigkeit gemacht.

7.1 Wesentliche Einflussfaktoren

Die wesentlichen Einflussfaktoren auf die Auswirkungen eines harten Impacts können gut anhand der empirischen und analytischen Ansätze identifiziert werden. Die meisten empirischen Ansätze beziehen sich im Kern auf einen Quotienten, in dem die Einwirkung über die Masse m , die Aufprallgeschwindigkeit v_0 und den Nose Shape Factor N im Zähler charakterisiert wird. Im Nenner steht i. d. R. eine Betonfestigkeit, oftmals die Druckfestigkeit f_c , sowie der Durchmesser d des Projektils. Gl. (7.1) gibt diesen, in der Literatur häufig als Impact Factor bezeichneten Koeffizienten wieder, der in dieser Formulierung dem Impact Factor I_{Ha} nach HALDAR ET AL. [HM82], [HHM83], [HH84] (vgl. Abschn. 6.1.2.1) entspricht:

$$I = \frac{mNv_0^2}{f_c d^3} \quad (7.1)$$

Der Impact Factor I nach Gl. (7.1) gibt die Intensität der lokalen Beanspruchungen an. Im Hinblick auf die mechanische Beanspruchung wird mit I veranschaulicht beschrieben, wie ein Projektil mit der Schlankheit m/d^3 (die vom NDRC als Calibre Density D bezeichnet wurde, vgl. Abschn. 6.1.1) und der Geschwindigkeit v_0 auf eine Platte der Druckfestigkeit f_c auftrifft. Dabei können der Nose Shape Factor N sowie der Ausdruck d^3 als Skalierungsfaktoren für den Druck an der Projektilspitze interpretiert werden. Eine geringe Masse und ein großer Durchmesser bewirken offensichtlich eine Verringerung der lokalen Beanspruchung, d. h. eine Verkleinerung von I . Je nach Ansatz können die Formulierungen des Nose Shape Factors und der Festigkeit in I voneinander abweichen, oder es werden Koeffizienten ergänzt, siehe z. B. H entsprechend Gl. (6.2). Auch in der im Vergleich eher ungewöhnlichen Formulierung des R3 Impact Assessment Procedure erkennt man bei der Berechnung der Penetrationstiefe nach Gl. (6.22) und kritischer kinetischer Energien nach Gl. (6.24) bis (6.26) sowie Gl. (6.28) und (6.29) die grundsätzliche Form des Quotienten wieder. Zudem werden in den vorgestellten analytischen Ansätzen ähnliche Quotienten zur Beschreibung der wesentlichen Charakteristika eines Impacts berücksichtigt, vgl. Gl. (6.47) oder Gl. (F.6) im Anhang F.

Für die Berücksichtigung der Materialeigenschaften des getroffenen Bauteils wird in diesen Faktoren unabhängig vom untersuchten Versagensmodus i. d. R. jeweils nur eine repräsentative Betonfestigkeit berücksichtigt. Zumeist wird die Druckfestigkeit f_c , vereinzelt aber auch die Biegezugfestigkeit $f_{ct,fl}$ (vgl. Anhang D) oder die Spaltzugfestigkeit $f_{ct,sp}$ (vgl. Anhang E), angesetzt.

Wie u. a. aus den Beschreibungen in Abschn. 6.2 hervorgeht, wird der Widerstand eines Stahlbetonbauteils gegen die verschiedenen Versagensmodi infolge Stoßbelastung nicht nur von einer, sondern von verschiedenen Materialeigenschaften bzw. Festigkeiten und Komponenten beeinflusst. Im Fall der Penetration und des Scabbings wird der Widerstand des Verbundbaustoffs Stahlbeton hauptsächlich durch den Beton hergestellt, sodass dessen Alterungsverhalten den Bauteilwiderstand alternder Bauteile entscheidend bestimmt. Im Versagensmodus der Perforation bzw. bei Überschreitung der ballistischen Grenzgeschwindigkeit v_{BL} wirkt zusätzlich die Bewehrung entsprechend den Beobachtungen und Auswertungen zu den empirischen Ansätzen nennenswert unterstützend, vgl. Abschn. 6.1.

7.2 Parameter des Materialwiderstands und Einfluss von Alterung und Korrosion

Im Sinne eines belastbaren Ansatzes zur Quantifizierung der alterungs- und korrosionsbedingten Veränderungen des Bauteilwiderstands ist es zunächst sinnvoll, die für die unterschiedlichen Versagensmodi jeweils vorherrschende Belastungscharakteristik bzw. Beanspruchungsart zu identifizieren. Auf dieser Grundlage können anhand der Schlussfolgerungen u. a. in Abschn. 5.1 Ableitungen zu möglichen Veränderungen des Widerstands von gealterten Bauteilen entwickelt werden.

Die im Rahmen dieser Arbeit untersuchten Effekte aus Alterung – langzeitige Festigkeitsentwicklung, Rissbildung und Veränderung des Feuchtegehalts – treten in Abhängigkeit vom Ort im Bauteil, d. h. abhängig vom Abstand zur Oberfläche, in unterschiedlich starker Ausprägung auf. Wie anhand von Abb. 7-1 veranschaulicht wird, ist der in der Nähe der Bauteiloberfläche befindliche Beton in besonderem Maße von den diskutierten alterungsbedingten Veränderungen hinsichtlich der Rissbildung (Mikrorisse durch thermische und hygrische Dehnungen, Schwinden, mechanische Lasten etc.) und der Veränderung des Feuchtegehalts (hauptsächlich im Vergleich zum Einbauzustand Feuchteabgabe an die Umgebung) betroffen. Hinzu kommt, dass die im gesamten Bauteil stattfindende Nacherhärtung in den oberflächennahen Bereichen durch eine carbonatisierungsbedingte Festigkeitserhöhung (vgl. 5.2.1.1) verstärkt wird. Mit zunehmender Entfernung zur Oberfläche ist mit geringeren rissinduzierenden Beanspruchungen, insbesondere mit weitaus langsameren Veränderungen des Feuchtegehalts und möglicherweise mit einem quasiwassergesättigten Zustand im Bauteilkern (vgl. Abschn. 5.1.2.3) zu rechnen. Im Vergleich zu den oberflächennahen Bereichen sind dort daher weniger Vorschädigungen durch Risse zu erwarten.

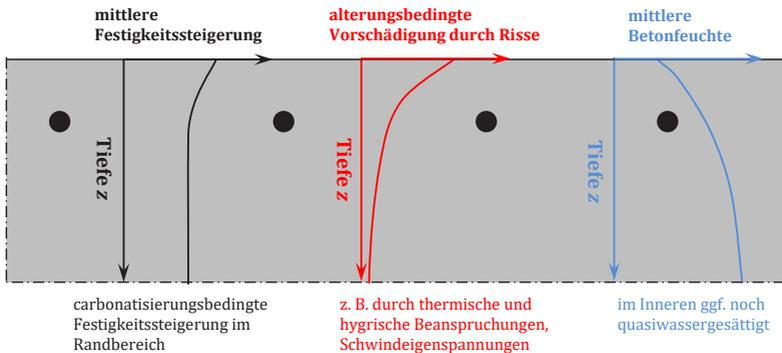


Abb. 7-1: Schematische Darstellung der für diese Arbeit relevanten Annahmen zur Ortsabhängigkeit von Alterungseffekten im Beton

7.2.1 Penetration

7.2.1.1 Materialspezifischer Widerstand

Bereits in [NDRC46] wurde anschaulich beschrieben, dass während des Penetrationsvorgangs zerstörtes Material an der Projektilspitze verdrängt wird und sich sehr hohe Druckspannungen sowie den Penetrationstunnel umfassende Ringzugspannungen bilden. In der Eintritts- resp. Kraterbildungsphase führen diese Ringzugspannungen bei Überschreiten der lokalen Zugfestigkeit zu Rissen und schließlich zu Betonabplatzungen, sodass ein Krater entsteht. RIEDEL [Ri00] vermutete als Ursache für vorderseitige Abplatzungen zudem ein Scherversagen des Betons infolge der Ausbreitung von Rayleigh-Wellen. Je tiefer das Projektil eindringt, desto mehr (noch) intakter Beton steht der Verdrängung von zerstörtem Material entgegen und desto größer werden die im Beton entstehenden triaxialen Druckspannungen an der Projektilspitze resp. die auf das Projektil wirkende Widerstandskraft. Wie die Ausführungen in Abschn. 6.2.1 zeigen, ist davon auszugehen, dass bei ausreichend großer Bauteildicke ab einem bestimmten Punkt, d. h. mit dem Eintritt des Projektils in die Tunnelphase, eine unabhängig von der Penetrationstiefe nahezu konstante Widerstandskraft erreicht wird.

Von HANCHAK ET AL. [Ha92] wurden anhand von in einer Triaxialzelle durchgeführten Versuchen die triaxialdruckabhängigen Festigkeiten zweier Betone mit (einaxialen) Druckfestigkeiten f_c von 48 und 140 MPa bestimmt, wobei die Ergebnisse z. B. von RIEDEL [Ri00] zur Kalibrierung des RHT-Modells (vgl. Abschn. 6.3.3.1) verwendet wurden. Die Ergebnisse sind in Abb. 7-2 dargestellt. σ_m und p_d ergeben sich dabei entsprechend Abb. 4-11 und Gl. (4.10). Da die Kurven im Gegensatz zu denen in Abb. 4-11 über weite Bereiche nahezu parallel verlaufen, kann nach Einschätzung des Autors von einem ähnlichen Feuchtegehalt der von HANCHAK ET AL. [Ha92] untersuchten Proben ausgegangen werden. Die Unterschiede in der Festigkeit unter hohem triaxialen Druck können somit auf die Festigkeitsklasse zurückgeführt werden. HANCHAK ET AL. [Ha92] gingen auf Basis ihrer Untersuchungsergebnisse davon aus, dass der Penetrationswiderstand in der Tunnelphase durch die triaxialdruckabhängige Festigkeit bestimmt wird. Der von FORRESTAL ET AL. [Fo94] vorgestellte Ansatz zur Penetration (siehe Abschn. 6.2.1.1) basiert dementsprechend auf der Charakterisierung des Materialverhaltens unter solchen Bedingungen. In dem Ansatz nach [Fo94] wird zusätzlich zu $S_F f_c$ ein Term $\rho_c v^2$ zur Berücksichtigung der Trägheit aufsummiert (vgl. Abschn. 6.2.1.1), der nach neueren Untersuchungen von WARREN ET AL. [WFR14] sowie ROSENBERG & KOSITSKI [RK16] für in dieser Arbeit betrachtete Geschwindigkeitsbereiche jedoch vernachlässigt werden kann.

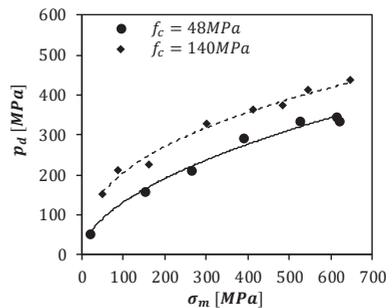


Abb. 7-2: Zusammenhang zwischen der mittleren und deviatorischen Spannung σ_m und p_d für unterschiedliche Betone in einer Triaxialzelle, nach [Ha92]

Die vom Beton entwickelte Widerstandskraft gegen Penetration wird damit maßgebend von dessen Verhalten unter hohen triaxialen Drücken bestimmt. Gegenüber den quasistatischen Untersuchungen an kleinen zylindrischen Probekörpern ist wegen der dynamischen Belastung im realen Bauteil davon auszugehen, dass der Materialwiderstand auch durch die Dehnratenabhängigkeit des Betons beeinflusst wird.

7.2.1.2 Veränderung des Materialwiderstands durch Alterung und Korrosion

7.2.1.2.1 Nacherhärtung bzw. langzeitige Festigkeitsentwicklung

Neben dem in Abb. 7-2 verdeutlichten Einfluss der Betonfestigkeitsklasse auf das Materialverhalten unter hohen triaxialen Drücken kann insbesondere aufgrund der in Abb. 6-2 dargestellten und mit S_F erfassten Zusammenhänge zwischen Festigkeit und Penetrationswiderstand angenommen werden, dass die langzeitige Festigkeitsentwicklung von Beton den Penetrationswiderstand erhöht.

7.2.1.2.2 Rissbildung

Mit zunehmender Penetrationstiefe steigt der Penetrationswiderstand, d. h. die triaxiale Druckbeanspruchung des Betons, und bereits vorhandene Risse werden immer stärker überdrückt. Gerade in der Nähe der Oberfläche ist aber aufgrund der vermutlich größeren Vorschädigung durch Risse sowie geringer Querdruckspannungen nicht auszuschließen, dass die bereits vorhandenen Risse früher zum Versagen oberflächennaher Schichten bzw. zu Abplatzungen führen. Der davon betroffene Bereich dürfte allerdings klein sein und sich daher auch vor dem Hintergrund der ohnehin großen Streuungen im Bereich geringer Penetrationstiefen (vgl. Abschn. 6.2.1.1) nach Einschätzung des Autors nicht nennenswert auf den Penetrationswiderstand auswirken.

7.2.1.2.3 Veränderung des Feuchtegehalts

Mit dem fortwährenden Feuchtigkeitsverlust des Betons muss im Hinblick auf die Dehnratenabhängigkeit entsprechend Abschn. 4.1.4.3.1 zunächst davon ausgegangen werden, dass die stützende Wirkung des Wassers bei schneller Verformung verringert wird. Überlagert wird diese Annahme allerdings von dem oben bereits genannten feuchtigkeitsabhängigen Verhalten von Beton unter hohen triaxialen Drücken, vgl. Abschn. 5.1.3. Unter entsprechenden Spannungszuständen konnten die untersuchten Probekörper umso mehr axiale Druckspannungen aufnehmen, desto geringer die Betonfeuchte war. Es stellt sich die Frage, welcher Effekt überwiegt.

Es wird angenommen, dass die dehnratenabhängige, vergleichsweise moderate Druckfestigkeitssteigerung bis zum Schwellenwert hauptsächlich der Betonfeuchte zuzuschreiben ist, vgl. Abschn. 4.1.4.3.2. Für die mittlere Festigkeitssteigerung im Bereich des Schwellenwertes liegt der DIF bei etwa 1,5 (siehe Abb. 4-12). Der quantitative Einfluss einer Veränderung des Feuchtegehalts auf die Festigkeit unter triaxialen Drücken (Abb. 4-11) scheint hingegen weitaus größer zu sein: Unter hohen mittleren Drücken von $\sigma_m > 500 \text{ MPa}$ entsprach in den Versuchen von VU ET AL. [Vu09] eine Reduzierung der Wassersättigung S_r von 100 auf 70 % schon nahezu einer Verdopplung der zusätzlich aufnehmbaren axialen Spannung p_a . In diesen Überlegungen sind zwar Druckzustände weit oberhalb des Porenkollapsdrucks nicht berücksichtigt, ein entsprechender Einfluss des Porenwassers ist aber nach Ansicht des Autors auch in diesem Bereich zu erwarten.

Eine vor diesem Hintergrund wichtige Beobachtung wurde durch das NDRC gemacht. Es wird in [NDRC46] berichtet, dass luftgetrocknete Proben (*dry-cured*) einen bis zu 20 % höheren Penetrationswiderstand als feuchte Proben (*moist-cured*) aufwiesen. Gleichzeitig wurden jedoch für erstere an den zugehörigen Begleitkörpern um 40 bis 50 % geringere Druckfestigkeiten gemessen. Die Lagerungsbedingungen werden im genannten Bericht nicht näher spezifiziert. In einer der als dessen Basis geltenden Quellen werden jedoch zwei unterschiedliche Zeitperioden der Nachbehandlung mit künstlichem Nebel (*fog-cured*) in Form von 7 resp. 28 Tagen genannt, vgl. [NDRC45a].

Damit scheint im Penetrationsprozess der Einfluss der Betonfeuchte vom Materialverhalten unter hohen Drücken dominiert zu werden. Es ist allerdings wegen der in der Regel nicht dokumentierten Feuchtigkeitswerte und der zeitlich veränderlichen mittleren Feuchten sowie Feuchtegradienten in einem Bauteil ohne weitere experimentelle Untersuchungen nicht möglich, einen allgemeingültigen, quantitativen Zusammenhang zwischen der Austrocknung des Betons und dessen Penetrationswiderstand herzustellen. Da bei einem Bauteil bis zum Erreichen der Ausgleichsfeuchte bzw. eines stationären Zustands mitunter mehrere Jahre bzw. Jahrzehnte vergehen können, ist zu vermuten, dass der Effekt der Bauteilfeuchte je nach Bauteildicke in den verfügbaren Daten verschmiert bzw. in den empirischen Ansätzen und Regressionskurven entsprechend Gl. (6.37), (6.38) und (6.39) implizit enthalten ist.

7.2.1.3 Zusammenfassende Bewertung

Zusammenfassend ergibt sich ein deutlicher Hinweis darauf, dass sich über lange Zeiträume neben der Nacherhärtung auch die langsam sinkende Bauteilfeuchte tendenziell verstärkend auf den Penetrationswiderstand auswirkt. Die langzeitige Festigkeitsentwicklung kann über das in Abschn. 5.1.4.1.1 beschriebene Vorgehen abgeschätzt und im jeweiligen Modell zur Berechnung der Penetrationstiefe direkt angesetzt werden. Der Effekt der Bauteilfeuchte ist jedoch nur schwer quantifizierbar und eher als mit zunehmendem Alter potentiell größer werdende, stille Reserve zu verstehen.

7.2.2 Perforation

7.2.2.1 Materialspezifischer Widerstand

Wie die Beschreibungen in Abschn. 6.2.2 zeigen, setzt sich die Perforation im Wesentlichen aus einem Penetrationsprozess und einem darauf folgenden, rückseitigen Herausbrechen eines Betonkörpers zusammen. Die Penetration kann dabei je nach Plattendicke und kinetischer Energie unterschiedlich stark ausgeprägt sein. Während sich der Einfluss des Materials auf den Penetrationsprozess verhältnismäßig klar zuordnen lässt, hat die Beschreibung des Bauteilwiderstands gegen die Bildung eines Ausbruchkörpers in der Literatur zu unterschiedlichen Formulierungen geführt. HUGHES [Hu84] entwickelte zur rechnerischen Abschätzung der benötigten Kraft zum Loslösen eines Ausbruchkörpers beispielsweise einen Ausdruck, der von der Biegezugfestigkeit des Betons abhängt. Die analytischen Ansätze von LI & TONG [LT03] sowie wenig später von LI ET AL. [Li05b] basierten hingegen auf der Annahme der Überschreitung der Schubfestigkeit des Betons unter mehraxialer Druckbeanspruchung, vgl. Abschn. 6.2.2.1.

Letztere Annahme ist nach Einschätzung des Autors plausibel. Anhand der beobachteten, glockenähnlichen Form des rückseitigen Ausbruchs (vgl. Abb. 6-4 und 6-5) zeigt sich, dass sich der Spannungszustand im Bauteil in z -Richtung von der Projektilspitze zur Plattenrückseite hin verändert. Weil harte Impactbeanspruchungen schlagartig lokale Beanspruchungen erzeugen und gleichzeitig – ähnlich wie im Fall des *lateral inertia confinement* bei der dynamischen Materialprüfung von Beton, vgl. Abschn. 4.1.4.2 – die Trägheit des umgebenden Bauteils wirkt, ist infolge der Querdehnungsbehinderung von einem mehraxialen Druckspannungszustand im Bereich der sich ausbildenden Bruchfläche auszugehen. Dabei sind die Druckspannungen in der Nähe der Projektilspitze am größten (siehe auch Ausführungen zum Penetrationsprozess) und nehmen in Richtung der Bauteilrückseite ab. Die Bildung des rückseitigen Betonausbruchs wird somit primär durch seine Schubfestigkeit unter triaxialem Druck bestimmt und unterliegt im Hinblick auf die Auswirkungen durch Alterung offenbar ähnlichen Gesetzmäßigkeiten wie der i. d. R. vorgeschaltete Penetrationsprozess.

7.2.2.2 Veränderung des Materialwiderstands durch Alterung und Korrosion

Die Schlussfolgerung aus dem vorherigen Abschnitt legt die Vermutung nahe, dass der Perforationswiderstand eines Bauteils mit zunehmendem Alter des Betons steigt und sich auf Basis der Erkenntnisse in Abschn. 7.2.1 über die Änderung der Druckfestigkeit zutreffend beschreiben lässt. Der Perforationswiderstand leitet sich dabei im Wesentlichen aus der zeitabhängigen Reduzierung der Penetrationstiefe z_p ab.

Als einfaches gedankliches Modell für die Steigerung des Perforationswiderstands bzw. ein sinkendes Perforation Limit sei für ein nicht gealtertes Bauteil zunächst ein Zustand entsprechend Abschn. 6.2.2.1 angenommen, in dem das Projektil im Bauteil gerade die Penetrationstiefe erreicht, ab der sich ein rückwärtiger Betonausbruch bildet. Nach Gl. (6.57) entspricht dies dem Grenzzustand für das Perforation Limit h_e . Bei gealterten Bauteilen kann das Projektil bei sonst gleichbleibenden Bedingungen auf der Vorderseite jedoch nicht mehr so tief eindringen, dass ein Stanzkonus entsteht. Hierzu wäre eine Erhöhung der kinetischen Energie oder eine zeitabhängige Verschlechterung der Materialeigenschaften nötig. Letzteres ist im Hinblick auf die im vorherigen Abschn. 7.2.2.1 diskutierten Randbedingungen jedoch nicht zu unterstellen. Vielmehr wird sich infolge der größeren Festigkeit die im genannten Grenzzustand benötigte Widerstandskraft mit einer kleineren Bruchfläche bzw. reduzierten Höhe des Stanzkonus h_{pl} einstellen. Anschaulich beschrieben entsteht zwischen der maximalen Penetrationstiefe und der Oberseite des Ausbruchs durch Alterung also eine Differenzstrecke, die man als eine durch Alterung entstehende Sicherheitsmarge interpretieren kann.

7.2.2.3 Zusammenfassende Bewertung

In Analogie zur Penetration kann davon ausgegangen werden, dass sich der Widerstand eines Stahlbetonbauteils durch die Alterung des Betons erhöht. Demnach kann die langzeitige Festigkeitsentwicklung über das in Abschn. 5.1.4.1.1 beschriebene Vorgehen abgeschätzt und im jeweiligen Modell zur Berechnung des Perforation Limits h_e direkt angesetzt werden. Inwieweit sich der Einfluss der sinkenden Bauteilfeuchte als stille Reserve auch auf die Bildung eines Betonausbruchs auswirkt (vgl. Abschn. 7.2.1.3), lässt sich vor dem Hintergrund der groben Näherungen zu den Spannungszuständen nicht abschließend beurteilen.

Zudem wird das Problem allein auf Basis des Betons nur unzureichend abgebildet. Wie von vielen Autoren berichtet wird, lässt sich ein nennenswerter Effekt durch die eingebaute Bewehrung (nur) für den Perforationsprozess feststellen, siehe Abschn. 6.2.3. Gleichzeitig sind jedoch viele Einflüsse hinsichtlich der Bewehrungsführung, der Verbundeigenschaften etc. ungeklärt.

7.2.3 Scabbing

7.2.3.1 Materialspezifischer Widerstand

Zur Identifizierung der wesentlich den Bauteilwiderstand gegen Scabbing bestimmenden Materialparameter ist zunächst eine Fallunterscheidung einzuführen. HUGHES [Hu84] führte das Entstehen rückseitiger Abplatzungen auf zwei unterschiedliche Mechanismen zurück. Er folgte dabei der Definition von SLITER [SL80], nach der man bei rückseitigen Abplatzungen erst dann von Scabbing spricht, wenn Betonabplatzungen mindestens der Dicke der Betondeckung entstehen und entsprechende Sekundärtrümmer gebildet werden (*secondary concrete missiles*).

Als eine mögliche Ursache nannte HUGHES [Hu84] die Reflektion der durch den Impact eines harten Projektils entstehenden Druckwelle an der Bauteilrückseite. Wird durch diese, als Zugwelle zurückgeworfene Welle die dynamische Zugfestigkeit überschritten, entstehen Abplatzungen. In diesem Fall wird der Bauteilwiderstand offensichtlich überwiegend durch die dynamische Zugfestigkeit im rückseitigen Bereich bestimmt.

Die zweite Ursache geht nach HUGHES [Hu84] mit dem Loslösen eines Ausbruchkörpers einher, der durch die rückseitige Bewehrung zwar am Austreten gehindert wird, durch seine Verschiebung aber Schäden und Abplatzungen auf der Rückseite erzeugt, siehe auch *Just Scabbing Mode* und *Scabbing Mode* in Abb. 3-11. Da das Scabbing in diesem Fall eine Folgewirkung des Perforationsprozesses ist, der im vorherigen Abschn. 7.2.2 vertieft diskutiert wurde, beziehen sich die folgenden Ausführungen allein auf das „welleninduzierte“ Scabbing.

7.2.3.2 Veränderung des Materialwiderstands durch Alterung und Korrosion

7.2.3.2.1 Nacherhärtung bzw. langzeitige Festigkeitsentwicklung

Es ist davon auszugehen, dass sich die langzeitige Festigkeitsentwicklung des Betons prinzipiell auch günstig auf den Widerstand gegen Scabbing auswirkt.

7.2.3.2.2 Rissbildung

Da die Zugfestigkeit von Beton sehr stark durch Rissbildung reduziert werden kann, muss vor allem in oder in der Nähe der Bauteiloberfläche lokal von einer verringerten Zugfestigkeit ausgegangen werden. Es ist zu erwarten, dass dadurch im Mittel auch der Widerstand gegen das „welleninduzierte“ Scabbing sinkt.

Darüber hinaus sind die möglichen Folgen von Bewehrungskorrosion nach Einschätzung des Autors als besonders kritisch einzustufen. Auf Höhe der Bewehrungslage liegt ein reduzierter Betonquerschnitt vor, der Kernbeton und Betondeckung verbindet und von der zurückgeworfenen Zugwelle durchlaufen wird. Die Zugspannungen wirken dabei näherungsweise senkrecht zum Querschnitt. Es ist daher auch vor dem Hintergrund der o. g. Definition des Scabbings wahrscheinlich, dass das Versagen in diesem Bereich einsetzt. Wenn das Betongefüge dort zusätzlich durch korrosionsbedingte Sprengdrücke bzw. Eigenspannungen belastet wird, muss von einem nennenswert verringerten Widerstand gegen Scabbing ausgegangen werden. Auch die weiteren Folgewirkungen der Bewehrungskorrosion, d. h. Makrorisse von der Bewehrungslage bis zur Betonoberfläche sowie bereits vorhandene Abplatzungen (vgl. Abb. 5-10), wirken sich augenscheinlich sehr ungünstig auf den Widerstand gegen Scabbing aus.

7.2.3.2.3 Veränderung des Feuchtegehalts

Die sinkende mittlere Bauteilfeuchte in der für das Scabbing relevanten Betondeckung führt zu Schwindeigenspannungen, die allerdings mit der Zeit über Relaxation oder auch durch Mikrorissbildung abgebaut werden können. Vor allem muss aber davon ausgegangen werden, dass durch die Feuchteabgabe des Betons die dynamische Zugfestigkeit signifikant verringert wird, vgl. Abschn. 5.1.2.3.

7.2.3.3 Zusammenfassende Bewertung

Die langzeitige Zugfestigkeitsentwicklung kann zwar analog zur Druckfestigkeit über das in Abschn. 5.1.4.1.2 beschriebene Vorgehen abgeschätzt und im verwendeten empirischen Ansatz direkt be-

rücksichtigt werden. Es ist auf Basis der empirischen Ansätze jedoch nicht möglich, klar zwischen dem „welleninduzierten“ und dem „perforationsinduzierten“ Scabbing nach HUGHES [Hu84] zu differenzieren. Hinzu kommt die nicht quantifizierbare Beeinträchtigung der Zugfestigkeit durch Rissbildung und sinkende Bauteilfeuchte, die der günstig wirkenden Nacherhärtung entgegensteht. Darüber hinaus sind in der Literatur ohnehin große Streubreiten für die Berechnung des Scabbing Limits dokumentiert, vgl. z. B. Abschn. 6.1.1 und 6.1.2.1. Eine rechnerische Prognose zur langzeitigen Entwicklung des Widerstands gegen Scabbing ist aus den genannten Gründen daher mit erheblichen Unsicherheiten behaftet.

7.3 Abschätzung des quantitativen Einflusses von Alterung und Korrosion

Wie in Abschn. 7.1 beschrieben, wurden in der Vergangenheit jeweils unterschiedliche Betonfestigkeiten für die empirischen und analytischen Ansätze berücksichtigt, wobei i. d. R. im Rahmen eines einzelnen Ansatzes nur eine einzige, repräsentative Festigkeit verwendet wird. Die gewählte Druck-, Spaltzug- oder Biegezugfestigkeit ist damit unabhängig vom Versagensmodus jeweils der einzige Bezugswert zur Charakterisierung der Betoneigenschaften. In Tab. 7-1 sind für die in Abschn. 6.1 und 6.2 diskutierten Ansätze jeweils der Ausdruck zur Berücksichtigung der Betonfestigkeit sowie die zugehörigen Gleichungsnummern, die Zielgrößen und die Gültigkeitsbereiche für die Betondruckfestigkeiten zusammengefasst.

Tab. 7-1: Überblick über die rechnerische Berücksichtigung der Betonfestigkeiten in den vorgestellten empirischen und analytischen Ansätzen

Name	Ausdruck	Gl.-Nr. in Abschn. [Zielgrößen]	Validitätsbereich für die Druckfestigkeit f_c
Modified NDRC [NDRC46] CEB Bulletin No. 187 [CEB88]	$\sqrt{f_c}$	(6.2) in 6.1.1 [z_p, h_s, h_e]	$21 < f_c < 48 \text{ MPa}$ $22 < f_c < 44 \text{ MPa}$
HALDAR ET AL. [HM82], [HHM83], [HH84] ADELI & AMIN [AA85]	f_c	(6.13) in 6.1.2.1 [z_p, h_s, h_e]	k. A., Definition über I_{Ha}
R3 Impact Ass. Proc. [Li05b]	σ_t^*	(6.22) in 6.1.3 [$z_p, E_{k,s}, E_{k,p}$]	$19,9 < f_c < 78,5 \text{ MPa}$
FORRESTAL ET AL. [Fo94] FREW ET AL. [FR98]	$S_F f_c^{**}$	(6.34) und (6.35) in 6.2.1.1; [z_p]	$13,5 < f_c < 97 \text{ MPa}$
LI & CHEN [LC02], [LC03]	$S_F f_c^{**}$	(6.47) in 6.2.1.1 [z_p]	$13,5 < f_c < 97 \text{ MPa}$ $16,5 < f_c < 176 \text{ MPa}$
WU ET AL. [WU12]	$S_F f_c^{**}$	(6.39) in 6.2.1.1 [z_p]	$16,5 < f_c < 176 \text{ MPa}$
LI & TONG [LT03]	f_c	(6.52) und (6.54) in 6.2.2.1; [h_e]	$13,5 < f_c < 97 \text{ MPa}$
* Die Betonfestigkeit wird in einem dehnratenabhängigen Ausdruck berücksichtigt.			
** Für S_F sind in der Literatur unterschiedliche Ansätze zu finden, mit denen sich Ausdrücke der Form $\kappa \cdot f_c^{0,325}$ bis $\kappa \cdot f_c^{0,5}$ ergeben, wobei der Koeffizient κ je nach Ansatz variiert.			

Es wird im Vergleich der Gültigkeitsbereiche deutlich, dass insbesondere die neueren Ansätze, wie etwa das R3 Impact Assessment Procedure oder die analytischen Ansätze (untere vier Zeilen), die relevante Bandbreite an Festigkeiten von Normalbetonen für Zuverlässigkeitsbetrachtungen in ausreichendem Maße abdecken. Sie eignen sich daher ebenfalls gut, um die Robustheit von Stahlbetonbauteilen gegenüber Alterung und Korrosion im Allgemeinen rechnerisch zu untersuchen.

Im Folgenden wird anhand der Ergebnisse von Parametervariationen der mögliche quantitative Einfluss von Alterung und Korrosion auf die verschiedenen Versagensmodi untersucht und bewertet. Um einen möglichen Missbrauch der Berechnungsergebnisse zu vermeiden, basieren die Modellannahmen dabei im Rahmen realistischer Randbedingungen auf fiktiven Werten. Die Werte haben zudem keinen unmittelbaren Bezug zu realen Baustrukturen, sondern orientieren sich hinsichtlich der geometrischen Randbedingungen für Projektil und Stahlbetonplatte an den von SUGANO ET AL. [Su93b] durchgeführten, kleinskaligen Versuchen. Das Projektil hat als Ausgangspunkt jeweils in Anlehnung an [Su93b] einen Durchmesser von $d = 100 \text{ mm}$, eine flache Spitze und trifft mit einer für kerntechnische Anlagen realistischen Geschwindigkeit von $v_0 = 100 \text{ m/s}$ auf, vgl. Abschn. 3.4. Zur Steuerung der kinetischen Energie wird in den folgenden Betrachtungen die Projektilmasse variiert, die Geschwindigkeit bleibt jeweils konstant. Es werden dabei hauptsächlich Fälle betrachtet, bei denen das Verhältnis aus Wanddicke und Projektildurchmesser im Sinne der kerntechnisch relevanten Einwirkungen (häufig große Projektildurchmesser d) mit $h/d \leq 5$ eingehalten ist.

7.3.1 Penetration

Wie aus Abschn. 6.2.1.1 hervorgeht, stellten LI & CHEN [LC02], [LC03] fest, dass deren modifizierter Ansatz nach FORRESTAL ET AL. [Fo94] bei der Berechnung von z_p/d im Allgemeinen gute Ergebnisse liefert. So zeigten sich auch für kleine bis mittlere Eindringtiefen, d. h. für $0,5 \leq z_p/d \leq 5$, gute Übereinstimmungen mit der Modified NDRC Formula und deren Modifikation nach [CEB88], siehe Abschn. 6.1.1. Aus diesem Grund wird der Ansatz auch für die folgenden Untersuchungen zum Einfluss der langzeitigen Festigkeitsentwicklung des Betons verwendet. Zur Berücksichtigung des Einflusses der Betondruckfestigkeit wurde dabei Gl. (6.37) nach FREW ET AL. [Fr98] berücksichtigt. Unter den beschriebenen Größenverhältnissen für h/d ist überwiegend mit Penetrationstiefen von etwa $z_p/d \leq 3,5$ bis 4 zu rechnen.

Der Zusammenhang zwischen der Betondruckfestigkeit f_c und z_p/d ist in den beiden Diagrammen in Abb. 7-3 dargestellt, wobei die Kurven jeweils bei einer Festigkeit von $f_c = 20 \text{ MPa}$ aus Gründen der Vergleichbarkeit auf ganzzahlige Werte angepasst wurden. Für eine Aufprallgeschwindigkeit

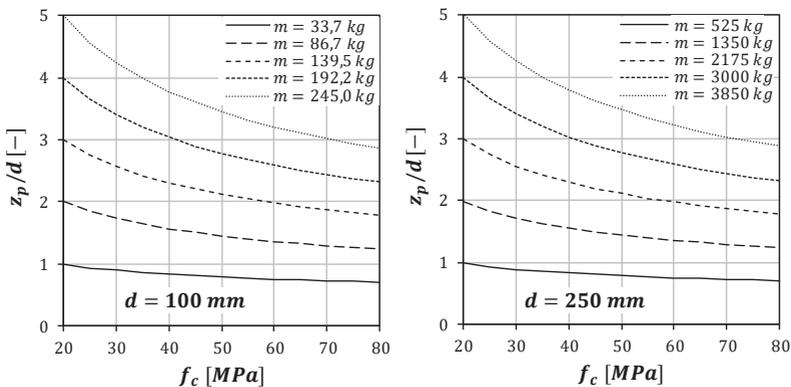


Abb. 7-3: Zusammenhang zwischen Penetrationstiefe und Betondruckfestigkeiten für $d = 100 \text{ mm}$ (li.) sowie $d = 250 \text{ mm}$ (re.) auf Basis des Ansatzes von FORRESTAL ET AL. [Fo94] mit S_F nach FREW ET AL. [Fr98]

von $v_0 = 100 \text{ m/s}$ wurde eine Vergrößerung der Penetrationstiefen dabei wie beschrieben durch die rechnerische Erhöhung der Projektilmassen erreicht. In Abb. 7-3 zeigt sich, dass sich unabhängig vom Projektildurchmesser d eine Änderung der Betondruckfestigkeiten mit zunehmender Penetrationstiefe offensichtlich in immer stärkerem Maße auf den Penetrationswiderstand auswirkt. Gleichzeitig nimmt die Steigung der Kurven in Richtung der höheren Festigkeiten ab, was so bereits auch aus Abb. 6-2 hervorging. In der Tendenz wirkt sich die langzeitige Festigkeitsentwicklung höherfester Betone neben dem häufig ohnehin geringeren Nacherhärtungspotential demnach nicht so stark auf die Penetrationstiefe aus wie für weniger feste Betone. Mit zunehmendem Durchmesser d steigt zudem die kinetische Energie überproportional an, wenn vergleichbare Werte für z_p/d erreicht werden sollen.

Über den gesamten Druckfestigkeitsbereich sinkt die Penetrationstiefe zwischen 20 und 80 MPa für $z_p/d = 1$ unabhängig von d um ca. 30 % und für $z_p/d = 5$ um etwa 43 %. Auf Basis von erstem Verhältnis lässt sich eine einfache, für die meisten Fälle auf der sicheren Seite liegende Faustformel für die Auswirkungen der langzeitige Festigkeitsentwicklung ableiten: Das Verhältnis aus Festigkeitsveränderung und Penetrationstiefe beträgt ca. 2 zu 1. Mit jeder Steigerung der Druckfestigkeit um 10 MPa sinkt die Penetrationstiefe um etwa 5 Prozentpunkte. Wie die Kurvenverläufe in Abb. 7-4 zeigen, können auch im Bereich weitaus höherer Penetrationstiefen die Auswirkungen von

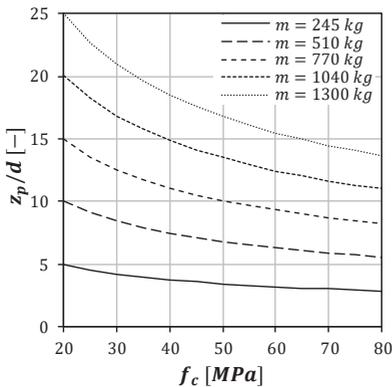


Abb. 7-4: Zusammenhang zwischen Penetrationstiefe und Betondruckfestigkeiten für $d = 100 \text{ mm}$ auf Basis des Ansatzes von FORRESTAL ET AL. [Fo94] mit S_F nach FREW ET AL. [Fr98]

Festigkeitssteigerungen in erster Näherung mithilfe dieser Faustformel abgeschätzt werden.

So beträgt z. B. die Verringerung der Penetrationstiefe für C35/45 infolge Alterung entsprechend Tab. 5-8 ($f_{cm}(28d) = 43 \text{ MPa}$, $f_{cm}(100a) = 54,8 \text{ MPa}$) im Mittel nur etwa 6 %. Der zugehörige Variationskoeffizient für die Penetrationstiefe liegt aus den Streuungen für die Festigkeit mit Gl. (2.26) und den Werten aus Tab. 5-8 und 5-9 ($s_{f_c} = 4,86 \text{ MPa}$, $s_{f_c}(100a) = 7,9 \text{ MPa}$) bei etwa 5 und maximal etwa 7 %. Die langzeitige Festigkeitsentwicklung hat demnach rechnerisch einen nur geringen Einfluss auf die Penetrationstiefe. Wie in Abschn. 7.2.1 bereits beschrieben wurde, beinhalten diese Rechenwerte die Konservativität, dass im Zeitverlauf je nach Bauteil- und Materialeigenschaften eine stärkere, rechnerisch nicht erfasste Zunahme des Penetrationswiderstands infolge des Effektes der sinkenden Bauteilfeuchte auftreten kann.

7.3.2 Perforation

7.3.2.1 Möglicher Einfluss von Alterung

Um den möglichen Einfluss der langzeitigen Festigkeitsentwicklung auf das Perforation Limit h_e abzuschätzen, wird im Folgenden zunächst der Ansatz von ADELI & AMIN [AA85] verwendet. Dieser wurde mit dem Ziel möglichst hoher Genauigkeit bzw. geringer Konservativität entwickelt und gilt hier zunächst als Referenz – wegen der Begrenzung des Validitätsbereichs auf $z_p/d \leq 2,0$ (vgl. Abschn. 6.1.2.2) – zunächst für kleine h_e/d -Verhältnisse.

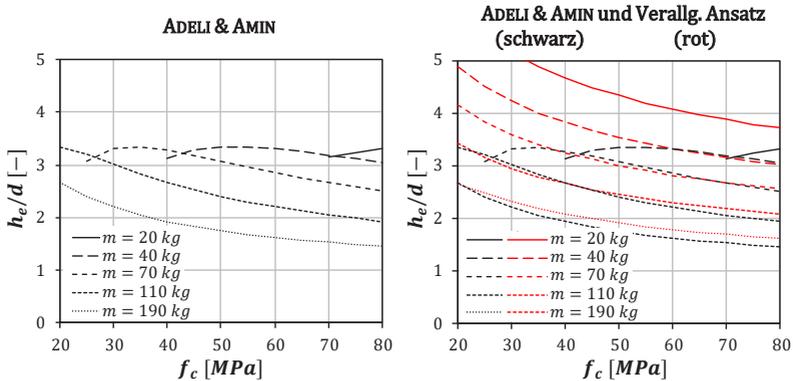


Abb. 7-5: Zusammenhang zwischen Druckfestigkeit f_c und Perforation Limit h_e nach dem Ansatz von ADELI & AMIN [AA85] (li.) und Vergleich mit dem verallgemeinerten Ansatz (re.) nach Abschn. 6.2.2.1

Der Zusammenhang zwischen der Druckfestigkeit f_c und dem Perforation Limit h_e nach ADELI & AMIN [AA85] ist anhand exemplarischer Projekttilmassen m bzw. kinetischer Energien in Abb. 7-5 li. dargestellt. Man erkennt die zugrundeliegende Parabelfunktion, die in ihrem Gültigkeitsbereich $0,3 \leq I_{Ha} \leq 21$ etwa bei $I_{Ha} \approx 15$ ein Maximum hat. Der Bereich $I_{Ha} > 15$ wird hier nicht weiter betrachtet, da ein niedrigeres Perforation Limit, d. h. ein höherer Bauteilwiderstand, für eine stärkere Einwirkung bzw. für geringere Festigkeiten in diesem Bereich physikalisch nicht begründbar ist. Für die beiden unteren Kurven, die den Bereich $I_{Ha} \leq 15$ größtenteils abdecken, beträgt die Verringerung des Perforation Limits über die gesamte Festigkeitsspanne von 20 bis 80 MPa im Mittel jedoch etwa 45 %. Damit geht das Perforation Limit h_e nach diesem Ansatz bei steigender Festigkeit rechnerisch stärker zurück als die Penetrationstiefe z_p .

In Abb. 7-5 re. ist ein Vergleich zwischen dem Ansatz von ADELI & AMIN [AA85] und dem, auf dem von LI & CHEN [LC02], [LC03] modifizierten Penetrationsmodell nach FORRESTAL ET AL. [Fo94] sowie auf dem von LI ET AL. [Li05b] modifizierten Perforationsmodell nach LI & TONG [LT03] basierenden, verallgemeinerten Ansatz nach Abschn. 6.2.2.1 dargestellt. Dabei fällt deutlich die bis zum Maximum der Kurven nach ADELI & AMIN [AA85] gute Übereinstimmung der Kurvenverläufe auf. Für die Abb. 7-5 re. zugrundeliegenden Berechnungen wurde die Zugfestigkeit jeweils anhand der Gleichungen nach [MC 2010] ermittelt, siehe Gl. (4.12) und (4.13). Die sehr guten Übereinstimmungen der beiden unteren Kurven legen nahe, dass die oberen drei Kurvenverläufe nach ADELI & AMIN [AA85] über das jeweilige Maximum hinaus extrapoliert werden können, der verallgemeinerte Ansatz also auch hier zutreffende Ergebnisse liefert.

Diese Vermutung wird durch einen weiteren Vergleich unterstützt. Wird der verallgemeinerte Ansatz zur Berechnung eines rückseitigen Betonkonus im Hinblick auf das Perforation Limit mit dem Perforationsansatz nach LI & TONG [LT03] verglichen, zeigen sich ähnliche Tendenzen im Hinblick auf die Wirkung einer Festigkeitsveränderung, siehe Abb. 7-5. In beiden analytischen Ansätzen wurde zur Berücksichtigung der Materialeigenschaften in Übereinstimmung mit Abschn. 7.3.1 zur Beschreibung des Materialwiderstands während der Penetration für S_F Gl. (6.37) berücksichtigt. In weitgehender Übereinstimmung ergibt sich für beide Ansätze, dass das Perforation Limit über die Spanne von 20 bis 80 MPa um 35 bis 40 % reduziert wird. Allerdings führt der Ansatz nach LI &

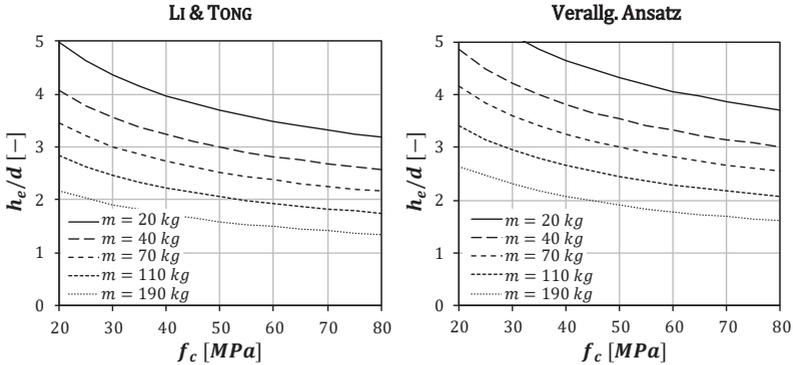


Abb. 7-6: Zusammenhang zwischen Druckfestigkeit f_c und Perforation Limit h_e nach dem Ansatz von Li & TONG [LT03] (li.) und dem verallgemeinerten Ansatz (re.) nach Abschn. 6.2.2.1

TONG [LT03] insgesamt zu geringeren Werten für das Perforation Limit h_e . Der Bauteilwiderstand wird im Vergleich also höher eingeschätzt, was sich aber gut anhand der das Versagen kennzeichnenden, unabhängig vom Bruchflächenwinkel zumeist größeren, mittleren Schubspannung τ_f nach Gl. (6.54) erklären lässt. Ein weiterer Ansatz zur Bestimmung des Perforation Limits ist (im Bereich von $1 < h/d < 5$) mit Gl. (6.26) nach dem R3 Impact Assessment Procedure gegeben, vgl. Abschn. 6.1.3. Für den Zweck dieser Arbeit wurde Gl. (6.26) mit $h = h_e$ in ein Nullstellenproblem überführt und mittels Newton'schem Näherungsverfahren gelöst. Ein wichtiges Alleinstellungsmerkmal ist dabei der große Gültigkeitsbereich, wobei darüber hinaus der Einfluss der Bewehrung berücksichtigt werden kann.

In Abb. 7-7 li. sind entsprechende Kurvenverläufe für die in diesem Abschnitt untersuchten Belastungen dargestellt, wobei für den Parameter zur Berücksichtigung des Bewehrungsgrads im Sinne

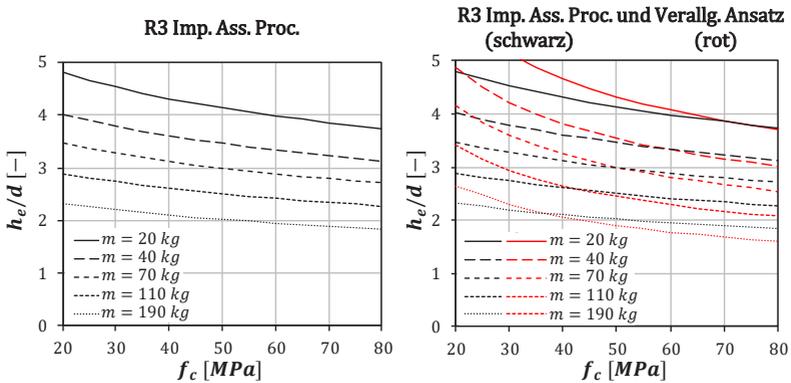


Abb. 7-7: Zusammenhang zwischen Druckfestigkeit f_c und Perforation Limit h_e nach dem R3 Impact Assessment Procedure (li.) und Vergleich mit dem verallgemeinerten Ansatz (re.) nach Abschn. 6.2.2.1. Annahme: $\eta = 1,5$

einer guten Vergleichbarkeit $\eta = 1,5$ angenommen wurde. Die Kurvenverläufe sind in der Tendenz den zuvor beschriebenen Kurvenverläufen ähnlich. Im Vergleich mit dem verallgemeinerten Ansatz fällt in Abb. 7-7 re. jedoch auf, dass der Einfluss der Betonfestigkeit auf das Perforation Limit nach diesem Ansatz relativ klein eingeschätzt wird. Die Verringerung des Perforation Limits liegt bei einer Steigerung der Festigkeit von 20 auf 80 MPa bei nur etwa 20 %. Es ist hierbei allerdings zu beachten, dass h über Gl. (6.1) und Gl. (6.27) in die Berechnung von η eingeht. Wird η konstant gesetzt, wird die Bewehrungsmenge jeweils implizit an die Bauteilhöhe angepasst, sodass mit steigendem Verhältnis h_e/d also auch eine größere absolute Bewehrungsmenge berücksichtigt wird. Bei der Berechnung des Perforation Limits geht bei geringeren Festigkeiten also ein größerer Bewehrungsgehalt mit ein, sodass sich ein höherer Perforationswiderstand, d. h. ein geringeres h_e/d ergibt. Genau umgekehrt wirkt sich die Bewehrung im Hinblick auf höhere Betonfestigkeiten aus. In der Konsequenz erscheint es plausibel, dass die festigkeitsabhängige Verringerung des Perforation Limits um ca. 20 % relativ klein ausfällt.

Im Folgenden werden der Einfluss der Bewehrung und ein möglicher Einfluss aus Korrosion auf Basis des Ansatzes nach R3 Impact Assessment Procedure quantitativ abgeschätzt.

7.3.2.2 Möglicher Einfluss von Korrosion

Wie anhand von Abschn. 6.1 und 6.2 deutlich wird, hielten in der Vergangenheit mehrere Autoren den Einfluss der Bewehrung in üblichen Mengen für vernachlässigbar klein oder es fehlte schlicht an einer auswertbaren Datenbasis. In den empirischen Ansätzen ist der Effekt der Bewehrung auf den Bauteilwiderstand häufig nur implizit enthalten. LI & CHEN [LC03] fassten beispielsweise zusammen, dass der Bewehrungsanteil in den meisten empirischen Ansätzen nicht explizit berücksichtigt wird. Geringe bis mittlere Bewehrungsgehalte (0,3 bis 1,5 % *ewef*) haben demnach kaum Einfluss auf Penetration und Scabbing. Stark bewehrte Bauteile (1,5 bis 3,0 % *ewef*) wiesen hingegen einen vergrößerten Perforationswiderstand auf. Die Wirkung der Bewehrung ist zudem abhängig vom vorherrschenden Versagensmodus, wie die Fallunterscheidung des R3 Impact Assessment Procedure zeigt, vgl. 6.1.3. Nach Gl. (6.29) ist die Wirkung der Bewehrung bei $h/d \geq 5$ vernachlässigbar, wohingegen deren Einfluss mit der im vorherigen Abschnitt bereits verwendeten Gl. (6.26) für $1 < h/d < 5$ berücksichtigt werden kann. Gl. (6.26) dient im Folgenden der groben Abschätzung des Einflusses der möglichen Bewehrungskorrosion auf den Perforationswiderstand.

Hierbei darf η jedoch nicht wie im vorherigen Abschnitt konstant angesetzt werden. Im Hinblick auf Korrosion resp. unterschiedliche Stahlquerschnitte würde dieses Vorgehen zu verzerrten Ergebnissen führen, da im gesamten Parameterset zur Bewehrung lediglich der Stahldurchmesser d_s variiert werden darf. Für die im Folgenden vorgestellten Berechnungen muss das Nullstellenproblem daher mittels Iteration gelöst werden. Dabei wurde anhand eines Startwertes $h_{e,0}$ und dem daraus berechneten η_0 in einem ersten Iterationsschritt $h_{e,n+1} = h_{e,1}$ ermittelt. Mit jedem weiteren Berechnungsdurchlauf wurde das jeweils aktuelle $h_{e,n}$ neu in η_n eingesetzt, um anschließend wiederum $h_{e,n+1}$ zu ermitteln und in η_{n+1} einzusetzen. In der Regel konvergierte die Berechnung bereits nach wenigen Iterationsschritten.

Der Querschnitt wurde ausgehend von 100 % auch mit 90 und 50 % sowie mit 0 % berücksichtigt, um Anhaltswerte für die beiden in Abschn. 5.3.2 definierten Fälle zur Auswirkung von Korrosion zu gewinnen. Der Querschnittsverlust wurde dabei über einen Wurzelausdruck berücksichtigt, d. h. bei 50 % Restquerschnittsfläche berechnete sich der Durchmesser z. B. mit $0,5^{1/2}d_s = 0,707d_s$. Mit einem Querschnittsverlust von 10 % bzw. einem Restquerschnitt von 90 % wird näherungsweise

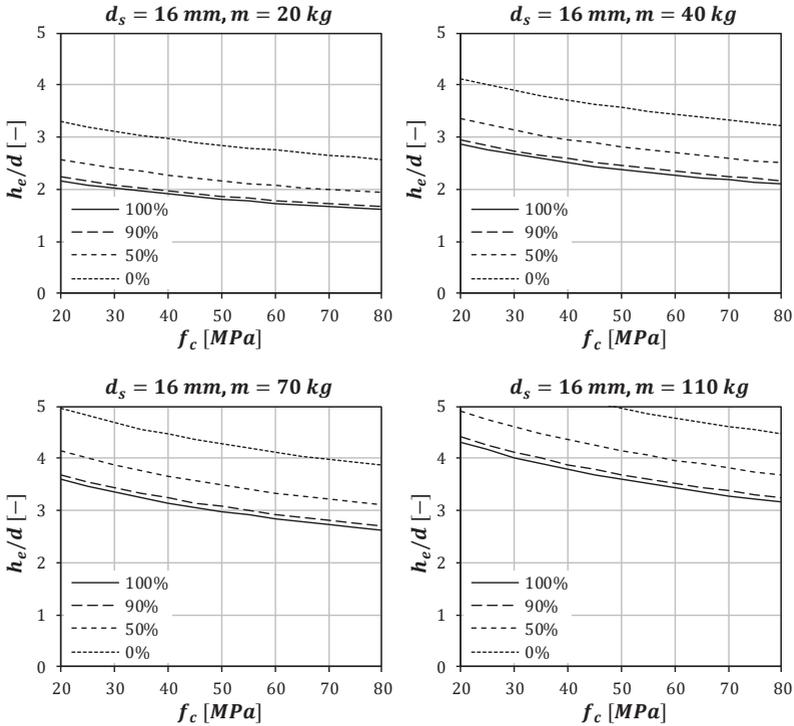


Abb. 7-8: Vergleich des Einflusses unterschiedlicher Querschnittsflächen der Bewehrung (Bezugswert $d_s = 16 \text{ mm}$) auf das Perforation Limit h_e für unterschiedliche kinetische Energien. Annahme: Stababstand $a_s = 100 \text{ mm}$

Fall I abgebildet. Als grobe Tendenz für weitere Querschnittsverluste und eine signifikante Verbundschädigung entsprechend Fall II soll zudem der niedrigere Wert von 50 und letztlich 0 % als ungünstigste, abdeckende Annahme dienen.

Die Ergebnisse beispielhafter Berechnungen sind für zwei repräsentative Stabdurchmesser $d_s = 16 \text{ mm}$ und $d_s = 28 \text{ mm}$ in Abb. 7-8 und Abb. 7-9 zusammengefasst. Es wird deutlich, dass das Perforation Limit signifikant durch den Bewehrungsquerschnitt gesenkt werden kann. Dabei kann der Abstand zwischen den Kurven für 0 und 100 % als Wirkungsgrad der Bewehrung interpretiert werden. Mit zunehmendem Bewehrungsquerschnitt (steigendem Stabquerschnitt d_s , geringeren Stababständen a_s) und mit steigender Belastung wird dieser Abstand vergrößert, wobei die Kurven für 0 % unabhängig vom Ausgangsquerschnitt für eine gegebene Belastung erwartungsgemäß jeweils deckungsgleich sind. Je größer der Abstand ist, desto höher ist potenziell auch die Empfindlichkeit gegenüber Bewehrungskorrosion. Diese Feststellung gilt jedoch nur unter Missachtung der Tatsache, dass bei größeren Bewehrungsmengen mehr Zeit benötigt wird, bis infolge Korrosion in nennenswertem Umfang Querschnittsfläche verloren gegangen ist, vgl. Abb. 5-12.

Aufgrund der in Abb. 7-8 und Abb. 7-9 deutlich sichtbaren Abhängigkeit des Perforation Limits von der eingebauten Bewehrungsmenge fallen verallgemeinerte Aussagen zum Einfluss von Korrosion

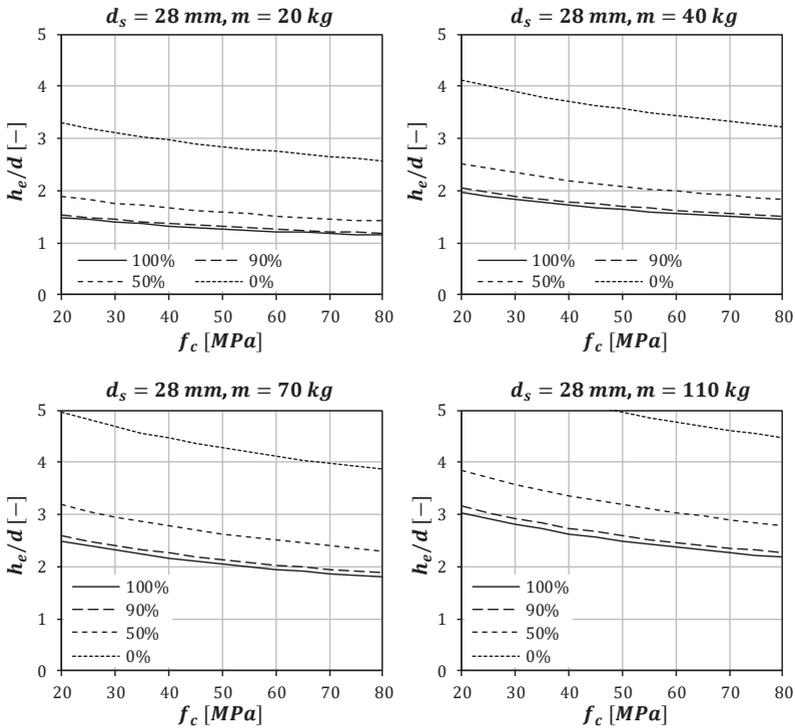


Abb. 7-9: Vergleich des Einflusses unterschiedlicher Querschnittsflächen der Bewehrung (Bezugswert $d_s = 28$ mm) auf das Perforation Limit h_e für unterschiedliche kinetische Energien. Annahme: Stababstand $a_s = 100$ mm

im Rahmen dieser Arbeit schwer. Die Graphen legen die Vermutung nahe, dass ein ordnungsgemäß überwachtes und instandgehaltenes Bauteil resp. Bauwerk unter Stoßbelastungen verhältnismäßig robust gegenüber den Folgen von (unerkannter, d. h. nicht von sichtbaren Rissen begleiteter) Bewehrungskorrosion ist. Anhand der Kurvenverläufe für 90 % wird deutlich, dass die günstige Wirkung der Festigkeitssteigerung zwar zum Teil durch Bewehrungskorrosion aufgehoben werden kann, die zu erwartenden Auswirkungen auf das Gesamtsystem aber gering sind. Kritischer ist hingegen zu beurteilen, wenn die Verbundtragfähigkeit entsprechend Fall II durch Korrosion und nachgeschaltete Effekte so stark beeinträchtigt wird, dass der Betonstahl in Längsrichtung nur noch eingeschränkt am Lastabtrag beteiligt wird. In den Beispielberechnungen steigt bei einer Reduktion des wirksamen Querschnitts um 50 % das Perforation Limit nennenswert an, wobei der Bereich zwischen 50 und 0 % im Vergleich jedoch überproportional groß ist. Die Kurve für 0 % spiegelt jeweils den alle Fälle abdeckenden, sehr konservativen Fall wider.

7.3.2.3 Zusammenfassende Bewertung

Der Einfluss der Betonfestigkeit auf das Perforation Limit wird je nach Ansatz unterschiedlich eingeschätzt. In den vorgestellten Untersuchungen ergab sich über den relevanten Festigkeitsbereich für das Perforation Limit eine Differenz zwischen 20 und 45 %. Darüber hinaus wird in einigen, in

diesem Abschnitt nicht berücksichtigten Ansätzen eine Veränderung des Perforation Limits rein aus einer Veränderung der Penetrationstiefe abgeleitet (siehe Gl. (6.7) nach Modified NDRC Formula, Gl. (D.7) nach HUGHES [Hu84] (Anhang D) sowie Gl. (F.12) nach ROSENBERG & KOSITSKI [RK16] (Anhang F)). Im Hinblick auf Festigkeitsänderungen des Betons impliziert das eine konstante Höhe h_{pl} des Betonausbruchs.

Vor dem Hintergrund der in Abschn. 7.2.1 und 7.2.2 diskutierten Abhängigkeiten zwischen Penetration und Perforation kann nach Ansicht des Autors ein ähnlicher Zusammenhang zwischen Betondruckfestigkeit und Perforation Limit unterstellt werden, wie im vorherigen Abschn. 7.3.1 beschrieben wurde. Eine Festigkeitssteigerung von 10 MPa bewirkt demnach im Mittel eine Verkleinerung des Perforation Limits um etwa 5 %.

Bezüglich der Wirkung der Betonstahlkorrosion ist zusammenfassend festzuhalten, dass die günstig wirkenden Alterungserscheinungen des Betons teilweise oder vollständig durch Bewehrungskorrosion und weitergehende Folgen aufgehoben werden können. Solange das Bauwerk fachgerecht überwacht, Bewehrungskorrosion rechtzeitig erkannt und nötigenfalls instandgesetzt wird, ist allerdings mit nur geringfügigen Beeinträchtigungen des Perforationswiderstands zu rechnen. Es ist außerdem zu erwarten, dass mit dem Auftreten von korrosionsinduzierten Rissen sowie von Abplatzungen (Schädigung über Fall I hinaus) der Perforationswiderstand in deutlich stärkerem Maße abnimmt.

7.3.3 Scabbing

Für die rechnerische Abschätzung des möglichen Einflusses von Festigkeitsveränderungen auf das Scabbing Limit h_s werden im Folgenden die Ansätze nach [CEB88], ADELI & AMIN [AA85] sowie R3 Impact Assessment Procedure entsprechend [Li05b] verwendet, vgl. Abschn. 6.1.1, 6.1.2.1 und 6.1.3. Für letzteres wurde Gl. (6.24) analog zum Vorgehen in den vorherigen Abschnitten in ein Nullstellenproblem überführt und dabei unterstellt, dass $h = h_s$ ist. Die kinetische Energie wurde über die Projektilmassen so eingestellt, dass sich bei $f_c = 20 \text{ MPa}$ nach R3 Impact Assessment Procedure ganzzahlige Werte für h_s/d ergeben. Die Berechnungsergebnisse sind vergleichend in Abb. 7-10 dargestellt.

Auch für das Scabbing zeigt sich eine ähnliche Form der Kurvenverläufe, wie bereits zuvor für die

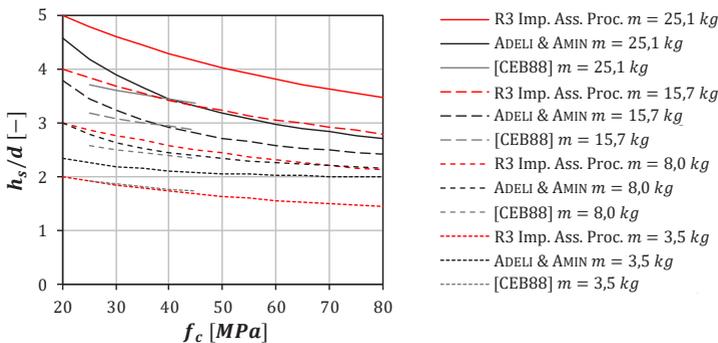


Abb. 7-10: Zusammenhang zwischen Betondruckfestigkeit f_c und Scabbing Limit h_s nach verschiedenen Ansätzen. Annahme: $\eta = 1,35$

Penetrationstiefe z_p und das Perforation Limit h_e . Mit steigender Betondruckfestigkeit sinkt das Scabbing Limit. Der Ansatz nach ADELI & AMIN [AA85] zeigt eine stärkere Abhängigkeit von Festigkeitsveränderungen, wobei die Ergebnisse für höhere Impactenergien insgesamt deutlich unter denen nach R3 Impact Assessment Procedure liegen. Letzteres trifft auch für den Ansatz nach [CEB88] zu. Es ist dabei jeweils unklar, durch welchen Effekt das Scabbing hervorgerufen wurde und wie stark die Parameter der Bewehrungsführung in die Ergebnisse von ADELI & AMIN [AA85] und nach [CEB88] eingegangen sind. Für die Darstellung in Abb. 7-10 wurde $\eta = 1,35$ im Sinne einer besseren Übersichtlichkeit so gewählt, dass die Ergebnisse nach ADELI & AMIN [AA85] und R3 Impact Assessment Procedure für $f_c = 20 \text{ MPa}$ und $h_s/d = 3$ übereinstimmen. Analog zu Abschn. 7.3.2.1 ist davon auszugehen, dass die Definition eines konstanten Werts für η nach R3 Impact Assessment Procedure zu einer Verzerrung des Zusammenhangs zwischen f_c und h_s führt. Dass die Bewehrung für den Schadensmodus des Scabbings entsprechend Gl. (6.24) überhaupt berücksichtigt wird, kann als Hinweis darauf gewertet werden, dass die Ursache nach R3 Impact Assessment Procedure im Loslösen eines Betonausbruchs liegt, vgl. Abschn. 7.2.3.1.

Insgesamt wird der Widerstand gegen Scabbing offenbar in ähnlicher Weise von der langzeitigen Festigkeitsentwicklung beeinflusst wie auch die Penetration und Perforation. Hierbei sind jedoch die bereits in Abschn. 7.2.3 diskutierten Unwägbarkeiten zu beachten, die sich u. a. aus vergleichsweise großen Streuungen und dem Versagensmodus ableiten. Im Folgenden sollen die Erkenntnisse nun in einem Vorschlag zum methodischen Vorgehen zur Bestimmung der Zuverlässigkeit alternder Stahlbetonbauteile unter Stoßbelastung zusammengefasst werden.

7.4 Methodisches Vorgehen bei der Bestimmung des Zuverlässigkeitsindex

7.4.1 Zur Verwendung empirischer und analytischer Ansätze

In Kap. 6 wurde anhand einiger ausgewählter Beispiele gezeigt, dass in der Vergangenheit aus einer ganzen Reihe experimenteller Untersuchungen zahlreiche empirische Ansätze abgeleitet worden sind, die sich unter den bereits diskutierten Einschränkungen (insbesondere begrenzte Validitätsbereiche) gut zur Verwendung in Zuverlässigkeitsbetrachtungen eignen. Auch die vorgestellten analytischen Ansätze können im Rahmen von Zuverlässigkeitsbetrachtungen eingesetzt werden. Die Ansätze sind häufig verhältnismäßig einfach aufgebaut und ermöglichen eine schnelle quantitative Abschätzung für den betrachteten Versagensmodus. Insofern kann man das stark reduzierte Parameterset dieser Ansätze als Vorteil für deren Anwendung ansehen. Im Hinblick auf die Untersuchung möglicher Auswirkungen von Alterung und Korrosion ist diese Vereinfachung jedoch nicht von Vorteil, da der Materialwiderstand oftmals nur in einem einzelnen repräsentativen Festigkeitswert zusammengefasst wird. Es wird dabei nicht unterschieden, von welchen Materialeigenschaften der Bauteilwiderstand in der Realität vornehmlich abhängt. Vielmehr wird als repräsentativer Parameter i. d. R. die Druckfestigkeit verwendet.

Möchte man die Zuverlässigkeit von Bauteilen mit den 28-Tages-Werten bestimmen oder für einen späteren Zeitpunkt prognostizieren, sind daher einige, im Folgenden diskutierte Aspekte zu beachten. Wie aus Abschn. 4.1.6 hervorgeht, werden für die 28-Tages-Werte der Druck- und Zugfestigkeiten von Beton nicht dieselben Streuungsmaße angegeben. Die langzeitige Druck- und Zugfestigkeitsentwicklung unterscheidet sich sowohl im Hinblick auf den Mittelwert als auch auf die Streuungsmaße, vgl. Abschn. 5.1.4. Für die nach Abschn. 7.2.1 und 7.2.2 überwiegend druckdominierten Versagensmodi Penetration und Perforation kann davon ausgegangen werden, dass sich die zeitabhängige Entwicklung des Materialwiderstands in den bereits diskutierten Grenzen zutreffend

über die Druckfestigkeit beschreiben lässt. Möchte man aber die Zuverlässigkeit über einen längeren Zeitraum von bis zu 100 Jahren für den Versagensmodus Scabbing abschätzen, führt die Berücksichtigung der zeitabhängigen Entwicklung der Betondruckfestigkeit sowie von deren Streuungsmaßen zu einer falschen Annahme über die stochastischen Eigenschaften des Bauteilwiderstands, da dieser wesentlich von der Zugfestigkeit bestimmt wird. Für die Verwendung der empirischen Ansätze zur Bestimmung des Scabbing Limits ist es daher sinnvoll, die zeitabhängige Entwicklung der Zugfestigkeit zu berücksichtigen, obwohl für das Scabbing entsprechend Abschn. 7.2.3 eigentlich eine Fallunterscheidung nach „perforationsinduziertem“ und „welleninduziertem“ Scabbing angezeigt wäre. Da sich anhand der empirischen Ansätze die Ursache nicht eindeutig bestimmen lässt, sollte für eine konservative Annahme sinnvollerweise von den Charakteristika der Zugfestigkeit auszugehen werden. Ein Beispiel hierzu wird später in Abschn. 7.5 gezeigt. Es lässt sich also als Empfehlung für die Berücksichtigung der zeitabhängigen Entwicklung der Betonfestigkeiten zusammenfassen:

- Penetration und Perforation: Entwicklung der Druckfestigkeit nach Abschn. 5.1.4.1.1
- Scabbing: Entwicklung der Zugfestigkeit nach Abschn. 5.1.4.1.2

Im Prinzip lassen sich Alterungs- und Korrosionseffekte auf diese Weise einfach abschätzen. Die Verwendung von empirischen und analytischen Ansätzen sollte daher für die Berechnung einer ersten Näherung die erste Wahl sein. Im Rahmen breiter Gültigkeitsgrenzen eignen sich einzelne Ansätze (wie z. B. das R3 Impact Assessment Procedure) aber auch direkt zur Ermittlung des Zuverlässigkeitsindex. Zudem sind für einige Ansätze Informationen zur Größe der Streuungen verfügbar. Da sich eine Grenzzustandsfunktion häufig direkt aus den zugrundeliegenden Gleichungen formulieren lässt, können zur Bestimmung der Zuverlässigkeit probabilistische Approximationsverfahren, wie etwa FORM (vgl. Abschn. 2.2.2.2), verwendet werden.

7.4.2 Zur Verwendung numerischer Methoden

Wie in Abschn. 6.3 gezeigt wurde, kann das Systemverhalten und der Einfluss der zahlreichen Parameter bei einem harten Impact mithilfe numerischer Methoden vergleichsweise detailliert untersucht werden. In Kap. 4 und 5 wurde umfassend beschrieben, anhand welcher Parameter sich das Verhalten von Beton, Betonstahl und deren Verbund unter den Randbedingungen eines harten Impacts, d. h. unter hohen Verformungsgeschwindigkeiten und Drücken, in der Modellierung erfassen lässt und wie sich alterungs- und korrosionsbedingte Veränderungen auf diese Parameter auswirken können. In diesem Zuge wurde auch diskutiert, welche Größen im Rahmen von Zuverlässigkeitsbetrachtungen sinnvollerweise als stochastisch unabhängige Variablen oder als deterministische Größen angesetzt werden sollten.

Im Rahmen der Bewertung der Bauteilzuverlässigkeit für komplexe Belastungssituationen ist die Verwendung numerischer Methoden im Sinne einer breiten Parametervariation bzw. einer hohen Anzahl an (automatisierten) Berechnungsdurchläufen nur bedingt sinnvoll. Direkte Berechnungsverfahren (Level-III-Methoden) benötigen insbesondere zur Bestimmung sehr kleiner Versagenswahrscheinlichkeiten eine hohe Anzahl an Berechnungsdurchläufen, vgl. Abschn. 2.2.3. Aufwand und Nutzen müssen daher in diesem Fall besonders abgewogen werden. Es empfiehlt sich, numerische Methoden genau dann einzusetzen, wenn die Modellbildung mittels empirischer und analytischer Verfahren an ihre Grenzen stößt.

Sofern beispielsweise das Auftreten von Scabbing als relevanter Versagensmodus bewertet wird, sollten wegen des umfangreichen Parametersets und der verhältnismäßig großen Unsicherheiten

(vgl. Abschn. 7.2.3) unter konservativen Annahmen für die zeitabhängige Entwicklung der Zugfestigkeit mittels numerischer Simulationen vertiefte Untersuchungen zum Systemverhalten angestellt werden. Auch im Hinblick auf die zeitabhängige Entwicklung des Perforationswiderstands können unterstützende numerische Berechnungen erforderlich werden: Der Einfluss der Bewehrung auf den Perforationswiderstand kann über den empirischen Ansatz des R3 Impact Assessment Procedure zwar quantifiziert, eine etwaige Verbundschädigung durch Korrosion dabei aber nicht explizit abgebildet werden. Zur Beurteilung der Robustheit einer Platte gegenüber Bewehrungskorrosion kann daher eine unterstützende Untersuchung mittels FEM angezeigt sein, in der die Bewehrung und die Korrosionsfälle z. B. entsprechend Abschn. 6.3.2.3.2 berücksichtigt werden.

Numerische Simulationen sollten demnach im Zuge von Zuverlässigkeitsbetrachtungen primär dafür eingesetzt werden, die Grenzen des Systemverhaltens unter einer bestimmten Belastung zu analysieren. Sinnvollerweise sollten die statistisch beschriebenen Parameter, wie z. B. Betonfestigkeiten, daher vornehmlich mit ihren für die statistischen Verteilungen charakteristischen Werten (gedankliche Ober- und/oder Untergrenze nach Abschn. 4.1.6.3, Mittelwert) berücksichtigt werden. Es empfiehlt sich aus Gründen der Übersichtlichkeit und zur Reduzierung der benötigten Rechendurchläufe darüber hinaus, die nach den Ausführungen in Kap. 4 und 5 deterministisch anzusetzenden Größen und Zusammenhänge (z. B. DIF, EoS, Materialeigenschaften des Betonstahls) im Rahmen der gezielten Parametervariationen in allen Berechnungen nicht zu variieren.

7.4.3 Umgang mit Modellunsicherheiten

Jede Modellierung geht zwangsläufig mit Vereinfachungen resp. mit Unsicherheiten einher, die sich mehr oder minder gut identifizieren und quantifizieren lassen. Sofern sie nach Kenntnis des Autors in der Literatur verfügbar sind, wurden die Streuungen für die beschriebenen empirischen Ansätze in Abschn. 6.1 an den betreffenden Stellen jeweils mit angegeben. Es empfiehlt sich in Übereinstimmung mit [DIN EN 1990], diese Modellunsicherheiten im Zuge von Zuverlässigkeitsbetrachtungen für reale Bauteile im Fall von statistisch nicht verwertbaren Angaben (z. B. $\pm 20\%$) über Sicherheitsbeiwerte zu berücksichtigen. Ein solcher Teilsicherheitsbeiwert ist entsprechend der „Modellunsicherheiten bei [...] Auswirkungen der Einwirkungen“ als γ_{sd} auf der Einwirkungsseite zu berücksichtigen, vgl. Abb. 7-11. Wenn Variationskoeffizienten bekannt sind, können die Streuungen über auf den Mittelwert 1 normierte, stochastisch unabhängige Zufallsvariablen als Faktor vor dem Ergebniswert berücksichtigt werden. Sofern verfügbar, werden entsprechende stochastische Streuungen bei den folgenden exemplarischen Zuverlässigkeitsbetrachtungen berücksichtigt.

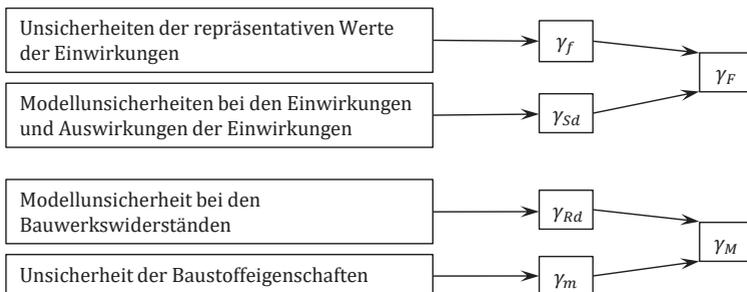
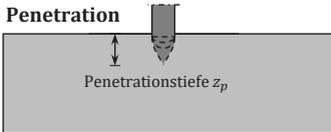


Abb. 7-11: Beziehung zwischen den einzelnen Teilsicherheitsbeiwerten, aus [DIN EN 1990]

7.5 Zusammenfassende Darstellung

Die folgende Übersicht in Abb. 7-12 fasst die wichtigsten Erkenntnisse und Aspekte zur Ermittlung der Zuverlässigkeit in Abhängigkeit von den in dieser Arbeit untersuchten Versagensmodi grob zusammen.

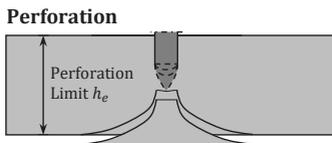


Wesentliche Eigenschaften

- 2 Phasen: Krater und Tunnel
- Krater: mit der Tiefe linear steigende Widerstandskraft
 - Tunnel: konstante Widerstandskraft, druckdominiertes Versagen

Zur Bestimmung der Zuverlässigkeit

- gut anhand empirischer und analytischer Ansätze beschreibbar, aber große Streuungen für $z_p/d < 0,5$
- Berücksichtigung von Alterung über langzeitige Druckfestigkeitsentwicklung des Betons, dabei günstiger Einfluss sinkender Betonfeuchte
- Festigkeitssteigerung um 10 MPa entspricht ca. 5 % höherem Penetrationswiderstand
- untergeordneter Einfluss von Bewehrung und Bewehrungskorrosion
- numerische Berechnungen verzichtbar

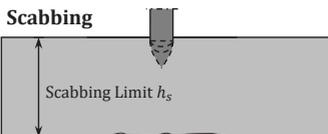


Wesentliche Eigenschaften

- 2 Stufen: Penetration und Konusbildung
- Penetration: s. o.
 - Konusbildung: vornehmlich druckdominiertes Versagen
 - Nennenswerter Einfluss der Bewehrung für höhere Bewehrungsgehalte und für $h_e/d < 5$

Zur Bestimmung der Zuverlässigkeit

- gut anhand empirischer und analytischer Ansätze beschreibbar
- Berücksichtigung von Alterung über langzeitige Druckfestigkeitsentwicklung des Betons
- Festigkeitssteigerung um 10 MPa entspricht ca. 5 % geringerem Perforation Limit
- Einfluss der Bewehrung nur bedingt quantifizierbar, bzgl. Bewehrungskorrosion grobe Abschätzung z. B. mittels R3 Impact Assessment Procedure möglich
- unterstützende Untersuchungen durch Anwendung numerischer Methoden bzgl. Bewehrungskorrosion empfehlenswert



Wesentliche Eigenschaften

- 2 Ursachen: Wellenreflektion und einsetzende Perforation
- Wellenreflektion an der Rückseite: zugdominiertes Versagen
 - Einsetzende Perforation: Vermischung mit Perforation, s.o.

Zur Bestimmung der Zuverlässigkeit

- anhand empirischer Ansätze beschreibbar, dabei keine Aussage über Ursache möglich
- Berücksichtigung von Alterung in erster Näherung über langzeitige Zugfestigkeitsentwicklung des Betons
- bei welleninduziertem Versagen große Empfindlichkeit gegenüber sinkender Betonfeuchte (Schwindrisse, geringere dynamische Zugfestigkeit) und Bewehrungskorrosion (Gefügespannungen, Risse, Abplatzungen)
- unterstützende Untersuchungen durch Anwendung numerischer Methoden unter konservativen Annahmen empfehlenswert

Abb. 7-12: Zusammenfassung der wichtigsten Eigenschaften der Versagensmodi und entsprechender Aspekte zur Ermittlung der Zuverlässigkeit

7.6 Exemplarische Ermittlung des Zuverlässigkeitsindex und Besonderheiten

Mit den folgenden Ausführungen werden abschließend an exemplarischen Fällen mögliche Besonderheiten im Zuge von Zuverlässigkeitsbetrachtungen zu harten Stoßvorgängen auf Stahlbetonplatten thematisiert, bei denen auch die Auswirkungen von Alterung und Korrosion berücksichtigt werden sollen.

7.6.1 Penetration

Es sei nun beispielhaft angenommen, dass für ein deterministisch beschriebenes Impactszenario das Projektil nicht weiter als bis zu einem bestimmten Grenzwert in ein Bauteil eindringen darf und sich diesbezüglich die Frage nach der Zuverlässigkeit zu verschiedenen Zeitpunkten der Nutzung stellt. Wie in Abschn. 7.1 zusammenfassend beschrieben wurde, werden Einwirkung und Widerstand bei der Berechnung der Auswirkungen durch harten Impact häufig gleichzeitig in einem Impact Factor I berücksichtigt, der wiederum als Variable in eine oder mehrere Funktionen zur Ermittlung des Zielparameters eingeht. Einwirkung und Widerstand gehen also verschachtelt in die Grenzzustandsfunktion ein.

Allerdings lässt sich anhand des Zielparameters eine eindeutige, auf ebenjenen Parameter bezogene Grenzzustandsfunktion formulieren, sodass gilt:

$$G = \frac{z_{p,max}}{d} - \frac{z_p(f_c)}{d} = 0 \quad (7.2)$$

Für eine deterministische Belastung wird die Größe des Zielparameters z_p allein von dem Materialwiderstand bzw. der Betondruckfestigkeit f_c beeinflusst und wird über eine Funktion z. B. entsprechend der in Abschn. 6.1 und 6.2 vorgestellten Ansätze beschrieben, was hier anhand von $z_p(f_c)$ ausgedrückt wird.

Auf Grundlage von Gl. (7.2) lässt sich nun die operative Versagenswahrscheinlichkeit bzw. der Zuverlässigkeitsindex β bestimmen. Da die Form von G je nach gewähltem Ansatz erhebliche Unterschiede aufweisen kann, muss β auf Basis der invarianten Formulierung der Grenzzustandsfunktion nach HASOFER & LIND [HL74] bestimmt werden, vgl. Abschn. 2.1.2. Im den folgenden Ausführungen werden die grundlegenden Eingangswerte für eine softwaregestützte Berechnung von β_{HL} mittels FORM erläutert und für die Aufgabe am Beispiel der verhältnismäßig einfachen Penetrationsformel nach ADELI & AMIN [AA85] mithilfe der Software *optiSlang* der DYNARDO (*Dynamic Software and Engineering*) GmbH aus Weimar gelöst.

Mit Gl. (7.2) und (6.18) ergibt sich der folgende Zusammenhang, wobei für $z_{p,max}/d = 1,25$ angenommen wird:

$$G = 1,25 - (0,0416 + 0,1698I_{Ha} - 0,0045I_{Ha}^2) \quad (7.3)$$

Mit Gl. (6.13) folgt:

$$G = 1,25 - \left(0,0416 + \frac{mNv_0^2}{f_c d^3} \cdot \left(0,1698 - 0,0045 \cdot \frac{mNv_0^2}{f_c d^3} \right) \right) \quad (7.4)$$

Für eine deterministische Belastung ist in Gl. (7.4) die Druckfestigkeit f_c die einzige stochastische Variable, für die die folgenden Eingangsparameter gelten:

- Einwirkung: $m = 40 \text{ kg}$, $v_0 = 100 \text{ m/s}$, $d = 0,1 \text{ m}$, $N = 0,72$ (flache Spitze), alle konstant
- Widerstand: Beton C35/45 mit
 $f_{cm} = 43,0 \text{ MPa}$ und $s_{f_c} = 4,86 \text{ MPa}$
 $f_{cm}(100 \text{ a}) = 54,8 \text{ MPa}$ und $s_{f_c}(100 \text{ a}) = 7,93 \text{ MPa}$, vgl. Abschn. 5.1.4.1.1

Mit optiSlang ergibt sich aus diesen Werten:

- Bemessungspunkt im Originalraum: $f_c = 30,3 \text{ MPa}$
- 28 d: $\beta_{HL} = 2,62$ bzw. $p_f = 4,4 \cdot 10^{-3}$
- 100 a: $\beta_{HL} = 3,09$ bzw. $p_f = 9,9 \cdot 10^{-4}$

Die langzeitige Festigkeitsentwicklung resultiert trotz rechnerisch steigender Streuungen in diesem Fall damit in einer erhöhten Zuverlässigkeit, was mit Blick auf die unteren Grenzen der zeitabhängigen Festigkeitsentwicklung von C35/45 in Tab. 5-8 sofort einleuchtet.

In einer weiteren Betrachtung sollen exemplarisch Streuungen berücksichtigt werden. ADELI & AMIN [AA85] gaben mit der Definition von Gl. (6.18) einen Variationskoeffizienten von 0,14 an. Eine modifizierte Formulierung der Grenzzustandsfunktion lautet nach Einführung eines statistisch unabhängigen Streubeiwertes $\gamma_{Sd,stoch}$ mit $\mu_{\gamma_{Sd,stoch}} = 1$ und $var_{\gamma_{Sd,stoch}} = 0,14$:

$$G = \frac{z_{p,max}}{d} - \gamma_{Sd,stoch} \frac{z_p(f_c)}{d} \quad (7.5)$$

Für sonst gleichbleibende Randbedingungen ergibt sich nun:

- 28 d: Bemessungspunkt im Originalraum: $f_c = 38,3 \text{ MPa}$ und $\mu_{\gamma_{Sd,stoch}} = 1,18$
 $\beta_{HL} = 1,58$ bzw. $p_f = 5,7 \cdot 10^{-2}$
- 100 a: Bemessungspunkt im Originalraum: $f_c = 39,8 \text{ MPa}$ und $\mu_{\gamma_{Sd,stoch}} = 1,21$
 $\beta_{HL} = 2,41$ bzw. $p_f = 8,1 \cdot 10^{-3}$

Erwartungsgemäß sinkt β durch die Berücksichtigung des Streubeiwertes deutlich, was in einer Erhöhung der operativen Versagenswahrscheinlichkeit um etwa eine Größenordnung resultiert. Für eine zutreffende Analyse des Bauteilwiderstands ist demnach schon bei relativ geringen Streuungen der empirischen Formeln die Berücksichtigung verfügbarer Streumaße bzw. die Definition eines Sicherheitsbeiwerts zu empfehlen.

7.6.2 Perforation

Im Folgenden soll mithilfe des in dieser Arbeit beschriebenen verallgemeinerten Ansatzes (Abschn. 6.2.2.1 mit Gl. (6.62) und (6.63)) eine Zuverlässigkeitsbetrachtung unter gleichzeitiger Berücksichtigung von Druck- und Zugfestigkeit als stochastisch unabhängige Variablen durchgeführt und die Wichtungsfaktoren bestimmt werden.

Je größer das Perforation Limit ist, desto weniger Widerstand leistet ein Bauteil gegen Perforation. Die Grenzzustandsfunktion lautet daher:

$$G = \frac{h_{e,max}}{d} - \frac{h_e(f_c, f_{ct})}{d} \quad (7.6)$$

In Gl. (7.6) kennzeichnet $h_{e,max}$ einen zu definierenden Maximalwert für das Scabbing Limit. Mit $h_e(f_c, f_{ct})$ wird in diesem Fall das o. g. analytische Verfahren bezeichnet, das Grundlage für die folgende Berechnung ist. Als Eingangsparameter werden berücksichtigt:

- Einwirkung: $m = 40 \text{ kg}$, $v_0 = 100 \text{ m/s}$, $d = 0,1 \text{ m}$, $N_{Li} = 1$ mit $l_N = 0$ (flache Spitze), alle konstant
- Widerstand: Beton C35/45 mit $\rho_c = 2400 \text{ kg/m}^3$ (konstant)
 - mit $f_{cm} = 43,0 \text{ MPa}$ und $s_{f_c} = 4,86 \text{ MPa}$ sowie $f_{cm}(100 \text{ a}) = 54,8 \text{ MPa}$ und $s_{f_c}(100 \text{ a}) = 7,93 \text{ MPa}$
 - und $f_{ctm} = 3,2 \text{ MPa}$ und $s_{f_c} = 0,58 \text{ MPa}$ sowie $f_{ctm}(100 \text{ a}) = 3,9 \text{ MPa}$ und $s_{f_c}(100 \text{ a}) = 0,86 \text{ MPa}$

Zur Berechnung der Streuparameter wird auf Abschn. 5.1.4.1.1 und 5.1.4.1.2 verwiesen. Der zu definierende Grenzwert sei $h_{e,max}/d = 3,0$. Unter Verwendung von optiSlang folgt:

- 28 d: Bemessungspunkt im Originalraum: $f_c = 18,46 \text{ MPa}$ und $f_{ct} = 2,58 \text{ MPa}$
 $\beta_{HL} = 5,16$ bzw. $p_f = 1,25 \cdot 10^{-7}$
- 100 a: Bemessungspunkt im Originalraum: $f_c = 17,52 \text{ MPa}$ und $f_{ct} = 3,13 \text{ MPa}$
 $\beta_{HL} = 4,79$ bzw. $p_f = 8,5 \cdot 10^{-7}$

Man erkennt, dass über den Mohr'schen Spannungskreis (vgl. Abb. 6-5) die erhöhten Streuungen trotz der günstigen Wirkung der Nacherhärtung rechnerisch zu einer Reduzierung von β nach 100 Jahren führen.

7.6.3 Scabbing

Im Weiteren sei nun exemplarisch angenommen, dass die Zuverlässigkeit hinsichtlich des Auftretens von Scabbing über Gl. (6.20) nach ADELI & AMIN [AA85] berechnet werden soll. Da zu dieser Gleichung in [AA85] keine Streubreiten angegeben wurden, soll exemplarisch ein deterministischer Sicherheitsbeiwert $\gamma_{s,d,det}$ berücksichtigt werden. Die Grenzzustandsfunktion lautet dann:

$$G = \frac{h_{s,max}}{d} - \gamma_{s,d,det} \frac{h_s(f_c)}{d} \quad (7.7)$$

Wie in Abschn. 7.4.1 diskutiert wurde, besteht eine sinnvolle Näherung zur Berechnung der zeitabhängigen Entwicklung des Scabbing Limits darin, für f_c die zeitliche Entwicklung und die Streumaße der Zugfestigkeit anzunehmen. Für die 28-Tages-Werte kann die Standardabweichung mit $f_{cm} = f_{ctm}$ unter Berücksichtigung von Abschn. 4.1.6.1.2 anhand von Gl. (2.26) berechnet werden. Die mittlere zeitliche Entwicklung ergibt sich aus Gl. (5.13) und (5.14), wobei die Streumaße aus Gl. (5.15) und (5.16) berechnet werden. Mit $\beta_{ct}(100 \text{ a}) = 1,21$ (vgl. Tab. 5-10) ergibt sich für den Variationskoeffizienten $var_{f_c}(100 \text{ a}) = 0,22$.

Für einen Beton C35/45 wären die in der Grenzzustandsfunktion Gl. (7.7) anzusetzenden Festigkeitsparameter dann mit $f_{cm} = 43,0 \text{ MPa}$ und $s = 7,83 \text{ MPa}$ sowie $f_{cm}(100 \text{ a}) = 52,0 \text{ MPa}$ und $s(100 \text{ a}) = 11,44 \text{ MPa}$ gegeben. Dabei ist zu beachten, dass für derartige Parametervariationen mit steigenden Streuungen ein immer breiterer Validitätsbereich benötigt wird. So umfasst z. B. der Validitätsbereich zur Berechnung des Scabbing Limits nach Gl. (6.12) Betone mit Druckfestigkeiten von 26 bis 44 MPa, sodass – abgesehen von der ohnehin höheren mittleren Festigkeit durch Nach-

erhärtung – der Bemessungspunkt für bautechnisch übliche Zuverlässigkeitswerte allein schon aufgrund der großen Streuungen weit außerhalb dieser Gültigkeitsgrenzen liegen würde.

8 Zusammenfassung und Ausblick

8.1 Zusammenfassung

Weltweit zeichnet sich immer stärker ab, dass für einen sicheren Umgang mit hoch radioaktiven, Wärme entwickelnden Abfällen in Zukunft vermehrt langfristig ausgelegte Zwischenlager mit gegenüber den heutigen Anlagen erhöhter Dauerhaftigkeit und Robustheit gebraucht werden. Auch in Deutschland gilt die Notwendigkeit einer Verlängerung der ursprünglich für 40 Jahre geplanten Zwischenlagerungsperiode für diese Abfallarten als sehr wahrscheinlich. Als kerntechnische Anlagen müssen Zwischenlager u. a. extremen Einwirkungsszenarien widerstehen. Für die Auslegung einer robusten Anlage ist dabei für verantwortliche Ingenieurinnen und Ingenieure neben vielen weiteren Aspekten von Interesse, inwieweit sich Alterungs- und Korrosionseffekte auf die Robustheit der häufig als äußere Barriere wirkenden Bauwerke gegenüber solchen Einwirkungsszenarien auswirken können. Des Weiteren stellt sich die Frage, wie sich solche Einwirkungen ingenieurmäßig beschreiben und modellieren lassen. Die vorliegende Arbeit liefert Ansätze zur Klärung dieser Fragen für das wichtige Einwirkungsszenario des harten Impacts, wobei an mehreren Stellen weiterer Forschungsbedarf deutlich wird.

Dazu wird in Kap. 1 zunächst eine Einordnung der wichtigsten Randbedingungen vorgenommen, von denen im Vergleich zu konventionellen Bauwerken besonders die ionisierende Strahlung und die erhöhte Wärmebelastung durch das hoch radioaktive Inventar diskutiert werden. Letztere hat auch Auswirkungen auf den Schädigungsprozess der Carbonatisierung, der für die vorliegende Arbeit als wichtigster Schädigungsmechanismus identifiziert wird. In Anlehnung an internationale Überlegungen zur langfristigen Zwischenlagerung im internationalen Raum wird als Auslegungsdauer ein Zeitraum von 100 Jahren unterstellt.

In Kap. 2 werden die Grundlagen der Zuverlässigkeit von Bauwerken, ausgewählte Ingenieurwerkzeuge zur Bestimmung der Zuverlässigkeit sowie einige Randbedingungen für den Zuverlässigkeitsindex aus der bautechnischen Normung dargestellt. Da extreme Einwirkungsszenarien häufig deterministisch angesetzt werden, sind einige Besonderheiten für die Ermittlung des Zuverlässigkeitsindex β zu beachten. Diese werden anhand einer Beispielrechnung verdeutlicht.

Kap. 3 dient der Einordnung von Impactbelastungen als Folge von zufällig bzw. unbeabsichtigt auftretenden Einwirkungsszenarien in der Kerntechnik. Die Vielfalt möglicher Szenarien wird z. B. durch die enorme Bandbreite der Flugkörper oder Projektile von einer einfachen Stahlkugel über Rohre und ganze Kraftfahrzeuge bis hin zu Flugzeugen und/oder deren Einzelstrukturen deutlich. Die wichtigsten Belastungscharakteristika zur Einteilung von Impactbelastungen sowie relevante Auswirkungen von Impactbelastungen auf Stahlbetonbauteile werden beschrieben. Es zeigt sich, dass für die Modellierung solcher Belastungsvorgänge das Materialverhalten von Beton, Betonstahl und Verbund unter hohen Dehnraten und Drücken berücksichtigt werden muss. Letzteres hat außerdem Einfluss auf die Ausbreitung von belastungsinduzierten Wellen im Bauteil, die ebenfalls in diesem Kapitel beschrieben werden.

Die wesentlichen materialtechnologischen Parameter werden als Grundlage eigener Ableitungen für gealterte Baustrukturen detailliert in Kap. 4 aufgearbeitet. Ein Schwerpunkt liegt hier wegen der großen Komplexität und seiner Bedeutung für die zu untersuchende Belastung auf dem Beton. Es wird beschrieben, dass für das dynamische Materialverhalten von Beton zu großen Teilen Trägheitseffekte auf Mikro- und Mesoebene verantwortlich sind, eine wichtige Rolle aber auch die Bauteilfeuchte spielt. Im Allgemeinen zeigt Beton unter erhöhten Verformungsgeschwindigkeiten güns-

tige mechanische Eigenschaften, wie insbesondere eine höhere Festigkeit. Doch auch Betonstahl (im Wesentlichen höhere Duktilität) und der Verbund (höhere Festigkeit und Steifigkeit) weisen im Hinblick auf schnell ablaufende Belastungen ein überwiegend günstiges Materialverhalten auf. Es wird ein Parameterset für Zuverlässigkeitsuntersuchungen vorgeschlagen.

Das dynamische Materialverhalten gealterten Betons und korrodierten Betonstahls wurden nach Kenntnis des Autors bisher kaum untersucht. Die detaillierten Darstellungen des vorangegangenen Kap. 4 bilden die Grundlage für einige der in Kap. 5 beschriebenen Schlussfolgerungen zum dynamischen Verhalten der Komponenten gealterten Stahlbetons. Auf Basis einer umfangreichen Recherche zur langzeitigen Festigkeitsentwicklung von Beton wird u. a. deutlich, dass auch unter den besonderen Randbedingungen in einem Zwischenlager für hoch radioaktive, Wärme entwickelnde Abfälle von einem robusten Prozess der Nacherhärtung des Betons ausgegangen werden kann. Darüber hinaus wird über diesen und die beiden weiteren wesentlichen Aspekte, Rissbildung und Feuchteabgabe an die Umgebungsluft, der mögliche Einfluss der Baustoffalterung auf die dynamischen Eigenschaften diskutiert. Demnach eignen sich die Zusammenhänge für die 28-Tage-Werte grundsätzlich auch zur Beschreibung gealterten Betons, wobei es unter bestimmten Voraussetzungen auch zu einer Abschätzung auf der unsicheren Seite kommen kann. Eine wichtige Rolle spielt hier der Feuchtegehalt des Betons. Es wird im Weiteren ein Ansatz vorgeschlagen, der die stochastische Modellierung der zeitlichen Entwicklung der Druck- und Zugdruckfestigkeit von Beton über den betrachteten Zeitraum erlaubt. Mit der Korrosion von Betonstahl und den Auswirkungen auf das Verbundverhalten wird ein weiteres komplexes Themenfeld beschrieben, für das besonders im Bereich der dynamischen Eigenschaften ebenfalls noch Forschungsbedarf besteht. Zur Berücksichtigung der Betonstahlkorrosion und der entsprechenden Entwicklung des Verbundverhaltens wird mit Blick auf die untergeordnete Bedeutung der Bewehrung für den Widerstand gegen harte Stoßbelastungen eine Fallunterscheidung eingeführt, nach der stark vereinfacht implizit zwischen der Korrosion in einem fachgerecht überwachten und instandgehaltenen Bauwerk (Fall I) sowie in einem vernachlässigten Bauwerk (II) unterschieden wird.

In Kap. 6 werden ausgewählte Aspekte der wichtigsten Ingenieurmethoden zur Modellierung von Impactbelastungen beschrieben. Diese lassen sich in empirische und analytische Ansätze sowie numerische Methoden unterteilen. In der Literatur sind zahlreiche empirische Ansätze dokumentiert, von denen einige mit dem Ziel der Sicherheitsbewertung von Kernkraftwerken entwickelt wurden. Häufig ist jedoch der Gültigkeitsbereich verhältnismäßig klein oder nur unvollständig beschrieben. In den letzten Jahrzehnten sind darüber hinaus analytische Ansätze für Penetration und Perforation entwickelt worden, die ein besseres Verständnis des Impactprozesses erlauben und darüber hinaus gute Übereinstimmungen mit empirischen Modellen zur Bestimmung des Perforation Limits zeigen. Es wird für das Versagensbild der Perforation ein verallgemeinerter Ansatz aus bestehenden Ansätzen hergeleitet. Bei all diesen Ansätzen wird die Bewehrung jedoch in der Regel vernachlässigt bzw. vereinzelt relativ grob über einen Bewehrungsgrad berücksichtigt. Als sehr leistungsfähige und mit steigender Rechnerkapazität zu großer Komplexität gelangte Ingenieurmethode wird die Hydrocode-Modellierung und einige wesentliche Aspekte zum vorliegenden Problem beschrieben. Dabei wird neben der großen Leistungsfähigkeit deutlich, dass die Ergebnisse der numerischen Modellierung stets kritisch hinterfragt und durch Berechnungen mittels empirischer und analytischer Ansätze begleitet werden sollten.

Die Ergebnisse der vorherigen Kapitel werden in Kap. 7 synthetisiert. Auf Basis der wesentlichen Schadensmodi Penetration, Perforation und Scabbing wird der Einfluss wesentlicher Materialeigenschaften diskutiert. Es wird deutlich, dass der Beton für alle Versagensmodi bis zum Durchdringen

eines Flugkörpers die wichtigste Komponente darstellt. Dabei wird der Widerstand gegen Penetration und Perforation im Wesentlichen durch dessen mechanisches Verhalten unter hohen Drücken dominiert. Scabbing hingegen kann im Zusammenhang mit Perforation auftreten, aber auch durch das Zurückwerfen einer Druckwelle an der Bauteilrückseite hervorgerufen werden. Letzteres ist dem Verhalten unter Zugbeanspruchung zuzuordnen. Bei den folgenden quantitativen Untersuchungen werden die denkbaren Alterungs- und Korrosionserscheinungen anhand der zuvor hergeleiteten Parameter in ausgewählten empirischen und analytischen Ansätzen berücksichtigt, um möglichst allgemeingültige Aussagen zur Robustheit von Stahlbetonbauteilen bei einem harten Impact abzuleiten. Im Fall von Penetration und Perforation kann aufgrund der günstigen zeitabhängigen Entwicklung des mechanischen Verhaltens von Beton von einer hohen Robustheit ausgegangen werden. Es wird allerdings nicht nur, aber besonders im Fall des Scabbings deutlich, dass eine fallspezifische Betrachtung in der Praxis unerlässlich ist. Hierbei sind auch die Bedingungen im Einbauzustand zu berücksichtigen (Vorbelastungen, Lagerungsrandbedingungen etc.). Zu jedem Versagensmodus wird schließlich eine beispielhafte Zuverlässigkeitsbetrachtung gezeigt, in deren Rahmen verschiedene Aspekte für die Ermittlung der Zuverlässigkeit (Formulierung der Grenzzustandsfunktion, FORM, Streubeiwerte, Sicherheitsbeiwerte etc.) betrachtet werden.

8.2 Ausblick

Diese Arbeit entstand auf Basis einer systematischen Auseinandersetzung u. a. mit den für den Widerstand gegen harte Impactbelastungen relevanten Materialeigenschaften von Stahlbetonplatten und dessen möglicher Beeinflussung durch Alterung und Korrosion. Dabei wurden einige Aspekte berührt, denen bisher keine große wissenschaftliche Aufmerksamkeit zuteil wurde oder die wegen ihrer Komplexität noch nicht abschließend verstanden sind. Im Rahmen dieser Arbeit war daher an einigen Stellen eine qualitative Diskussion zu möglichen Einflussparametern erforderlich, was besonders auf das dynamische Materialverhalten von gealterten Betonen, korrodierter Bewehrung und deren Verbund zutrifft. Es ist nicht nur für Bauwerke im kerntechnischen Bereich, sondern auch für andere, dynamisch belastete Ingenieurbauwerke von Interesse, das Wissen über die langzeitige Entwicklung dieser Materialeigenschaften zu erweitern.

Die vorliegende Arbeit enthält Vorschläge für ein Vorgehen zur Bestimmung der Zuverlässigkeit gealterter Bauteile unter harten Stoßbelastungen. Für eine Anwendung in der bautechnischen Praxis wäre allerdings noch eine interessante Frage, in welcher Relation die Zuverlässigkeitswerte zum Ansatz von Teilsicherheitsbeiwerten stehen – letztere wurden in der vorliegenden Arbeit nicht berücksichtigt. Ergänzend zu den Vorschlägen in dieser Arbeit sind weitere Forschungsbemühungen besonders bezüglich der Verwendung numerischer Methoden für die gezielte Untersuchung von Alterungs- und Korrosionseffekten erforderlich.

Anhand des in dieser Arbeit vorgeschlagenen Vorgehens lässt sich der mögliche Einfluss von Alterung und Korrosion systematisch quantitativ abschätzen. Für die Praxis ist dabei ein wesentlicher Aspekt, welche Versagensmodi unter welchen Annahmen zur alterungs- und korrosionsbedingten Entwicklung des Materialverhaltens tatsächlich als bemessungsrelevant eingestuft werden. Dabei geht es nicht zuletzt um die auch in der Öffentlichkeit immer wieder aufkommende Frage, welches Sicherheitsniveau eine entsprechende Anlage zur Zwischenlagerung hoch radioaktiver, Wärme entwickelnder Abfälle gewährleisten soll.

Literaturverzeichnis

- [AA85] Adeli, H.; Amin, A. M.: Local effects of impactors on concrete structures. In *Nuclear Engineering and Design*, 1985, 88; S. 301–317.
- [ACL99] Albertini, C.; Cadoni, E.; Labibes, K.: Study of the Mechanical Properties of Plain Concrete under Dynamic Loading. In *Experimental Mechanics*, 1999, 39; S. 137–141.
- [Ae17] Aerospaceweb.org: Aerospaceweb.org | Aircraft Museum - F-4 Phantom II. <http://www.aerospaceweb.org/aircraft/fighter/f4/>, 26. April 2017.
- [AF01] Al-Khaiat, H.; Fattuhi, N.: Long-term Strength Development of Concrete in Arid Conditions. In *Cement and Concrete Composites*, 2001, 23; S. 363–373.
- [AF14] Abdel-Kader, M.; Fouda, A.: Effect of Reinforcement on the Response of Concrete Panels to Impact of Hard Projectiles. In *International Journal of Impact Engineering*, 2014, 63; S. 1–17.
- [Ah10] Ahrens, M. A.: Ein stochastisches Simulationskonzept zur Lebensdauerermittlung von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken und seine Umsetzung an einer Referenzbrücke. Dissertation, Bochum, 2010.
- [Ah13] Ahrens, M. A. et al.: Lebensdauerorientierter Entwurf, Konstruktion, Nachrechnung. Grundlagen und numerische Simulation. Ingenieurwissenschaftliche und baupraktische Methoden. In (Bergmeister, K.; Fingerloos, F.; Wörner, J.-D. Hrsg.): *Beton-Kalender 2013. Lebensdauer und Instandsetzung - Brandschutz*. Ernst & Sohn GmbH & Co. KG, Berlin, 2013; S. 19–222.
- [AKN18] Alt, S.; Kallenbach-Herbert, B.; Neles, J.: Gutachterliche Stellungnahme zu wichtigen sicherheitstechnischen Aspekten der Zwischenlagerung hoch radioaktiver Abfälle. Revision 01 (ersetzt die Fassung vom 20.12.2017). Öko-Institut e.V., Darmstadt, 2018.
- [Al15] Al-Salloum, Y. et al.: Rate Dependent Behavior and Modeling of Concrete Based on SHPB Experiments. In *Cement and Concrete Composites*, 2015, 55; S. 34–44.
- [Am83] Ammann, W.: Stahlbeton- und Spannbetontragwerke unter stossartiger Belastung. Bericht/Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich; Nr. 142. Birkhäuser, Basel, Boston, Stuttgart, 1983.
- [An07] Andersson, P.: Structural Integrity of Prestressed Nuclear Reactor Containments. Doctoral Thesis, Lund University, 2007.
- [An87] Anderson Jr., C. E.: An Overview of the Theory of Hydrocodes. In *International Journal of Impact Engineering*, 1987, 5; S. 33–59.
- [AP16] Antaki, G.; Pease, D.: Tornado missile design for nuclear power plants. In (U.S. Department of Energy Hrsg.): *Natural Phenomena Hazards Meeting*. October 18–19, 2016 Germantown, MD, 2016.
- [ARD97] Al-Mousawi, M. M.; Reid, S. R.; Deans, W. F.: The Use of the Split Hopkinson Pressure Bar Techniques in High Strain Rate Materials Testing. In *Proceedings of the Institution of Mechanical Engineers, Part C: Journal of Mechanical Engineering Science*, 1997, 211; S. 273–292.

- [AS12] Aryanto, A.; Shinohara, Y.: Bond Behavior between Steel and Concrete in Low Level Corrosion of Reinforcing Steel. In In: Proceedings of the Fifteenth World Conference on Earth Quake Engineering, Lisboa, September 24th-28th, 2012.
- [AS17] ASTM International: Standard Specification for Portland Cement, 2017.
- [AST10] Al-Hammoud, R.; Soudki, K.; Topper, T. H.: Bond Analysis of Corroded Reinforced Concrete Beams under Monotonic and Fatigue Loads. In Cement and Concrete Composites, 2010, 32; S. 194–203.
- [Az17] Azizan, N. Z. N. et al.: Numerical prediction of stress and displacement of ageing concrete dam due to alkali-aggregate and thermal chemical reaction. In Structural Engineering and Mechanics, 2017, 64; S. 793–802.
- [Ba13] Bach, A. et al.: Zuverlässigkeit innerhalb der Auslegung von Stahlbetonplatten unter Explosionsbelastung nach Eurocode. In Beton- und Stahlbetonbau, 2013, 108; S. 528–539.
- [Ba87] Barr, P.: Guidelines for the Design and Assessment of Concrete Structures subjected to Impact. Safety and Reliability Directorate, United Kingdom Atomic Energy Authority, Culcheth [England], 1987.
- [BDE06] Ben-Dor, G.; Dubinsky, A.; Elperin, T.: Applied High-Speed Plate Penetration Dynamics. Springer, Dordrecht, NL, 2006.
- [BDE13a] Ben-Dor, G.; Dubinsky, A.; Elperin, T.: Empirical Models for Predicting Protective Properties of Concrete Shields against High-speed Impact. In Journal of Mechanics of Materials and Structures, 2013, 8; S. 199–232.
- [BDE13b] Ben-Dor, G.; Dubinsky, A.; Elperin, T.: High-Speed Penetration Dynamics. World Scientific Publishing Co. Pte. Ltd., Singapore, 2013.
- [BDE15] Ben-Dor, G.; Dubinsky, A.; Elperin, T.: Analytical engineering models for predicting high speed penetration of hard projectiles into concrete shields. A review. In International Journal of Damage Mechanics, 2015, 24; S. 76–94.
- [Be10] Beck, M. F.: Zur Entwicklung der Eigenkorrosion von Stahl in Beton. Dissertation, Aachen, 2010.
- [Be12] Beck, M. et al.: Deterioration model and input parameters for reinforcement corrosion. In Structural Concrete, 2012, 13; S. 145–155.
- [Be78] Berriaud, C. et al.: Comportement local des enceintes en beton sous l'impact d'un projectile rigide / Local behaviour of reinforced concrete walls under missile impact. In Nuclear Engineering and Design, 1978, 45; S. 457–469.
- [BfS05] Bundesamt für Strahlenschutz: Dezentrale Zwischenlager - Bausteine zur Entsorgung radioaktiver Abfälle, 2005.
- [BG14a] Bosold, D.; Grünwald, A.: Zement-Merkblatt Betontechnik B18 2.2014. Risse im Beton, InformationsZentrum Beton GmbH, Erkrath, 2014.
- [BG14b] Bamonte, P.; Gambarova, P. G.: Properties of Concrete Required in Nuclear Power Plants. In (Hsu, T. T. C.; Wu, C.-L.; Lin, J.-L. Hrsg.): Infrastructure Systems for Nuclear Energy. John Wiley & Sons Ltd, Chichester West Sussex, UK, 2014; S. 409–438.

- [Bi14] Billington, D. P.: Der Turm und die Brücke. Die neue Kunst des Ingenieurbaus. Ernst & Sohn GmbH & Co. KG, Berlin, 2014.
- [BK00] Brejora, S.; Krüper, A.: Projekt: Standort-Zwischenlager Lingen (SZL). In atw - Internationale Zeitschrift für Kernenergie, 2000, 45; S. 761–769.
- [BL09] Brannon, R. M.; Leelavanichkul, S.: Survey of Four Damage Models for Concrete. Sandia Report SAND2009-5544, 2009.
- [BL85] Brandes, K.; Limberger, E.: Zur Beeinflussung der Festigkeitskennwerte von Betonstahl durch die Dehngeschwindigkeit (Teil 1). In Beton- und Stahlbetonbau, 1985, 80; S. 90–94.
- [BMUB15] Bundesministerium für Umwelt, Naturschutz, Bau und Reaktorsicherheit: Programm für eine verantwortungsvolle und sichere Entsorgung bestrahlter Brennelemente und radioaktiver Abfälle (Nationales Entsorgungsprogramm), 2015.
- [BN03] BNFL: Reinforced Concrete Slab Local Damage Assessment. R3 Impact Assessment Procedure. Appendix H, Vol. 3. Magnox Electric plc & Nuclear Electric Limited, 2003.
- [Bo13] Bohner, E. A.: Rissbildung in Beton infolge Bewehrungskorrosion. Dissertation, Karlsruhe, 2013.
- [Bo74] Bombich, A. A.: Development of Methods to determine the Hugoniot Equation-of-State of Concrete. Final Report, Springfield, VA, USA, 1974.
- [Bö99] Böhmert, J. et al.: Wissenschaftlich-Technische Berichte, FZR-255. Einfluß der Zusammensetzung auf die Strahlenversprödung von Eisenlegierungen, Dresden, 1999.
- [BP91] Bischoff, P. H.; Perry, S. H.: Compressive behaviour of concrete at high strain rates. In Materials and Structures, 1991, 24; S. 425–450.
- [BPE90] Bischoff, P. H.; Perry, S. H.; Eibl, J.: Contact force calculations with a simple spring-mass model for hard impact: A case study using polystyrene aggregate concrete. In International Journal of Impact Engineering, 1990, 9; S. 317–325.
- [Br01] Bronštejn, I. N. et al.: Taschenbuch der Mathematik. Harri Deutsch, Frankfurt am Main, Thun, 2001.
- [BR11] Borvall, T.; Riedel, W.: The RHT Concrete Model in LS-DYNA. 8th European LS-DYNA Users Conference, Strasbourg - May 2011, 09.03.2018.
- [BS15] Bastidas-Arteaga, E.; Soubra, A.-H.: Reliability Analysis Methods. In (Hicks, M. A.; Jommi, C. Hrsg.): ALERT Doctoral School 2014. Stochastic Analysis and Inverse Modelling, 2015; S. 53–77.
- [BSG14] Bermejo, M.; Santos, A.; Goicolea, J. M.: A Methodology to Calibrate Structural Finite Element Models for Reinforced Concrete Structures Subject to Blast Loads. In (Cunha, Á. et al. Hrsg.): Eurodyn 2014. Proceedings of the 9th International Conference on Structural Dynamics, Porto, Portugal, 30 June - 2 July 2014. Faculty of Engineering, Porto, 2014; S. 3497–3502.

- [Bu17] Budelmann, H. et al.: Auf dem Weg in die Endlagerung: Die Notwendigkeit der langfristigen Zwischenlagerung hoch radioaktiver Abfälle. In GAIA, 2017, 26.
- [Ca01] Cadoni, E. et al.: Strain-rate effect on the tensile behaviour of concrete at different relative humidity levels. In Materials and Structures, 2001, 34; S. 21–26.
- [Ca11] Cadoni, E. et al.: Dynamic Behaviour of Reinforcing Steel Bars in Tension. In Applied Mechanics and Materials, 2011, 82; S. 86–91.
- [CAP07] Cadoni, E.; Asprone D.; Prota, A.: High strain-rate testing of concrete and steel for the assessment of the Tenza Bridge under blast loading. In (Carpinteri, A. et al. Hrsg.): Proceedings of the 6th International Conference on Fracture Mechanics of Concrete and Concrete Structures. Fracture mechanics of concrete and concrete structures. Taylor & Francis, London, 2007.
- [CAS06] Cadoni, E.; Albertini, C.; Solomos, G.: Analysis of the Concrete Behaviour in Tension at High Strain-Rate by a Modified Hopkinson Bar in Support of Impact Resistant Structural Design. In Journal de Physique IV (Proceedings), 2006, 134; S. 647–652.
- [CDF16] Cadoni, E.; Dotta, M.; Forni, D.: Tensile Behaviour of Reinforcing Steels at High Strain Rate and High Temperature. In Key Engineering Materials, 2016, 711; S. 791–798.
- [CE90] Curbach, M.; Eibl, J.: Crack Velocity in Concrete. In Engineering Fracture Mechanics, 1990, 35; S. 321–326.
- [CEB76] Comité Euro-International du Béton: CEB-CECM-CIB-FIP-IABSE Joint Committee on Structural Safety. First Order Reliability Concepts for Design Codes, 1976.
- [CEB88] Comité Euro-International du Béton: Concrete structures under impact and impulsive loading. Synthesis Report, Lausanne, 1988.
- [CF69] Campbell, J. D.; Ferguson, W. G.: The temperature and Strain-rate Dependence of the Shear Strength of Mild Steel. In Philosophical Magazine, 1969, 21; S. 63–82.
- [CFC15] Cadoni, E.; Forni, D.; Cadoni, E.: Strain rate effects on reinforcing steels in tension. In EPJ Web of Conferences, 2015, 94; 01004-p.1 - 01004-p.5.
- [Ch08] Chen, X. W. et al.: Normal Perforation of Reinforced Concrete Target by Rigid Projectile. In International Journal of Impact Engineering, 2008, 35; S. 1119–1129.
- [Ch13] Chen, X. et al.: Effect of Testing Method and Strain Rate on Stress-Strain Behavior of Concrete. In Journal of Materials in Civil Engineering, 2013, 25; S. 1752–1761.
- [Ch16] Chen, H.: An Introduction to *CONSTRAINED_BEAM_IN_SOLID. In FEA Information Engineering Solutions, 2016, 5; S. 79–83.
- [Ch17] Chen, X. et al.: Dynamic Brazilian Test of Concrete Using Split Hopkinson Pressure Bar. In Materials and Structures, 2017, 50; S. 1–15.
- [CLG13] Chen, T.; Li, Q.; Guan, J.: Effect of Radial Inertia Confinement on Dynamic Compressive Strength of Concrete in SHPB Tests. In Applied Mechanics and Materials, 2013, 438-439; S. 215–219.

- [Co02] Collins, G. S.: An Introduction to Hydrocode Modeling. <http://citeseerx.ist.psu.edu/viewdoc/download?doi=10.1.1.515.4016&rep=rep1&type=pdf>, 16.02.2018.
- [Cr11] Cremona, C.: Structural Performance. Probability-based Assessment. ISTE Ltd; John Wiley & Sons, Inc., London, Hoboken NJ, 2011.
- [Cr16] Cramer, F.: Mehrfeld-Modell für chemisch-physikalische Alterungsprozesse von Beton. Bericht Nr. 2016-120. Dissertation, Braunschweig, 2016.
- [CRJ96] Corbett, G. G.; Reid, S. R.; Johnson, W.: Impact loading of plates and shells by free-flying projectiles: a review. In International Journal of Impact Engineering, 1996, 18; S. 141–230.
- [CS11] Chen, W.; Song, B.: Split Hopkinson (Kolsky) Bar. Design, Testing and Applications. Springer Science+Business Media, New York, Dordrecht, Heidelberg, London, 2011.
- [CSA02] Choudhury, M. A.; Siddiqui, N. A.; Abbas, H.: Reliability analysis of a buried concrete target under missile impact. In International Journal of Impact Engineering, 2002, 27; S. 791–806.
- [Cu87] Curbach, M.: Festigkeitssteigerung von Beton bei hohen Belastungsgeschwindigkeiten, 1987.
- [CWZ15] Chen, X.; Wu, S.; Zhou, J.: Compressive Strength of Concrete Cores under High Strain Rates. In Journal of Performance of Constructed Facilities, 2015, 29; 06014005-(1-7).
- [Da69] Dahms, J.: Einfluß der Eigenfeuchtigkeit auf die Druckfestigkeit des Betons. In (Walz, K. Hrsg.): Betontechnische Berichte 1968. Beton-Verlag, Düsseldorf, 1969; S. 113–126.
- [Da97] Dancygier, A. N.: Effect of Reinforcement Ratio on the Resistance of Reinforced Concrete to Hard Projectile Impact. In Nuclear Engineering and Design, 1997, 172; S. 233–245.
- [Da98] Dancygier, A. N.: Rear Face Damage of Normal and High-Strength Concrete Elements Caused by Hard Projectile Impact. In ACI Structural Journal, 1998, 95; S. 291–304.
- [DCC05] Du, Y. G.; Clark, L. A.; Chan, A. H. C.: Effect of Corrosion on Ductility of Reinforcing Bars. In Magazine of Concrete Research, 2005, 57; S. 407–419.
- [De16] Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein e.V. (DBV): Merkblätter: Begrenzung der Rissbildung im Stahlbeton- und Spannbetonbau, Berlin, 2016.
- [DIBt17] Deutsches Institut für Bautechnik: Verzeichnis der allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen. Zulassungsbereich: Betonstähle. Stand: 27. Dezember 2017.
- [DIN 1045-2] Deutsches Institut für Normung e. V.: DIN 1045-2:2008-08: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton - Teil 2: Beton - Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität - Anwendungsregeln zu DIN EN 206-1.

- [DIN 25449] Deutsches Institut für Normung e. V.: DIN 25449:2016-04: Bauteile aus Stahl- und Spannbeton in kerntechnischen Anlagen - Sicherheitskonzept, Einwirkungen, Bemessung und Konstruktion.
- [DIN 488-1] Deutsches Institut für Normung e. V.: DIN 488-1:2009-08: Betonstahl - Teil 1: Stahlsorten, Eigenschaften, Kennzeichnung.
- [DIN 488-6] Deutsches Institut für Normung e. V.: DIN 488-6:2010-01: Betonstahl - Teil 6: Übereinstimmungsnachweis.
- [DIN EN 196-6] Deutsches Institut für Normung e. V.: DIN EN 196-6:2010-05: Prüfverfahren für Zement - Teil 6: Bestimmung der Mahlfineinheit; Deutsche Fassung EN 196-6:2010.
- [DIN EN 197-1] Deutsches Institut für Normung e. V.: DIN EN 197-1:2011-11: Zement - Teil 1: Zusammensetzung, Anforderungen und Konformitätskriterien von Normalzement; Deutsche Fassung EN 197-1:2011.
- [DIN EN 1990/NA] Deutsches Institut für Normung e. V.: DIN EN 1990/NA: Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung.
- [DIN EN 1990] Deutsches Institut für Normung e. V.: DIN EN 1990:2002 + A1:2005 + A1:2005/AC:2010: Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung; Deutsche Fassung EN 1990:2002 + A1:2005 + A1:2005/AC:2010.
- [DIN EN 1992-1-1/NA] Deutsches Institut für Normung e. V.: DIN EN 1992-1-1/NA:2013-04: Nationaler Anhang - National festgelegte Parameter - Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau.
- [DIN EN 1992-1-1] Deutsches Institut für Normung e. V.: DIN EN 1992-1-1:2011-01. Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau; Deutsche Fassung EN 1992-1-1:2004 + AC:2010.
- [DIN EN 1992-1-2] Deutsches Institut für Normung e. V.: DIN EN 1992-1-2:2010-12: Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-2: Allgemeine Regeln - Tragwerksbemessung für den Brandfall; Deutsche Fassung EN 1992-1-2:2004 + AC:2008.
- [DIN EN 206] Deutsches Institut für Normung e. V.: DIN EN 206:2017-01: Beton - Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität; Deutsche Fassung EN 206:2013 + A1:2016.
- [DLM16] Desnerck, P.; Lees, J. M.; Morley, C.: Bond of reinforcing bars in cracked concrete. In (Dehn, F. et al. Hrsg.): Concrete Repair, Rehabilitation and Retrofitting IV. Proceedings of the 4th International Conference on Concrete Repair, Rehabilitation and Retrofitting (ICRRR 2015), Leipzig, Germany, 5-7 October 2015. CRC Press/Balkema, Leiden, The Netherlands, 2016.
- [Do03] Dolen, T. P. et al.: Effects of Concrete Deterioration on Safety of Dams. Report No. DSO-03-05 DRAFT, 2003.
- [Do05] Dolen, T. P.: Materials Properties Model of Aging Concrete. Report DSO-05-05. Dam Safety Technology Development Program, Denver, Colorado, 2005.

- [DOE96] U.S. Department of Energy: DOE-STD-3014-96; DOE Standard Accident Analysis For Aircraft Crash Into Hazardous Facilities, Washington, D. C.
- [DPA09] Demis, S.; Pilakoutas, K.; Apostolopoulos, C. A.: Effect of Corrosion on Bond Strength of Steel and Non-metallic Reinforcement. In *Materials and Corrosion*, 2009, 59; NA-NA.
- [Dr10] Drouet, E.: Impact de la température sur la carbonatation des matériaux cimentaires. Prise en compte des transferts hydriques. Autre, École normale supérieure de Cachan - ENS, Cachan, 2010.
- [DY96] Dancygier, A. N.; Yankelevsky, D. Z.: High Strength Concrete Response to Hard Projectile Impact. In *International Journal of Impact Engineering*, 1996, 18; S. 583–599.
- [Ei87] Eibl, J. Hrsg.: *Soft and Hard Impact*. The Concrete Society, 1987.
- [El12] Elbeshausen, D.: *Dreidimensionale numerische Modellierung schräger Meteoriteneinschläge. Strategien und Anwendungen*. Dissertation, Berlin, 2012.
- [Er11] Erhart, T.: Review of Solid Element Formulations in LS-DYNA. Properties, Limits, Advantages, Disadvantages. Vortragsfolien für das "LS-DYNA Forum > Entwicklerforum" am 12. Oktober, Stuttgart, 2011.
- [ESK13] Entsorgungskommission: Empfehlung der Entsorgungskommission. Leitlinien für die trockene Zwischenlagerung bestrahlter Brennelemente und Wärme entwickelnder radioaktiver Abfälle in Behältern. RSK/ESK-Geschäftsstelle beim Bundesamt für Strahlenschutz, 2013.
- [FB00] Flüge, H.; Brejora, S.: Standort-Zwischenlager für abgebrannte Brennelemente. In *atw - Internationale Zeitschrift für Kernenergie*, 2000, 11; S. 679–683.
- [FC11] Forquin, P.; Cheriguene, R.: A rocking spalling test to characterize the crack velocity in concrete. In (Proulx, T. Hrsg.): *Experimental and Applied Mechanics, Volume 6. Proceedings of the 2011 Annual Conference on Experimental and Applied Mechanics*. Springer Science+Business Media, New York, Dordrecht, Heidelberg, London, 2011; S. 1–2.
- [FH01] Filiatrault, A.; Holleran, M.: Stress-strain behavior of reinforcing steel and concrete under seismic strain rates and low temperatures. In *Materials and Structures*, 2001, 34; S. 235–239.
- [FIB00] fédération internationale du béton (fib): *Bond of Reinforcement in Concrete. State-of-art Report prepared by Task Group Bond Models*. International Federation for Structural Concrete (fib), Lausanne CH, 2000.
- [FIB06] fédération internationale du béton: *bulletin 34: Model Code for Service Life Design*, 2006.
- [FL92] Forrestal, M. J.; Luk, V. K.: Penetration into soil targets. In *International Journal of Impact Engineering*, 1992, 12; S. 427–444.
- [Fo94] Forrestal, M. J. et al.: An Empirical Equation for Penetration Depth of ogive-nose Projectiles into Concrete Targets. In *International Journal of Impact Engineering*, 1994, 15; S. 395–405.

- [Fo96] Forrester, M. J. et al.: Penetration of Grout and Concrete Targets with Ogive-nose Steel Projectiles. In *International Journal of Impact Engineering*, 1996, 18; S. 465–476.
- [Fr14] Frenkel, I. et al. Hrsg.: *Applied Reliability Engineering and Risk Analysis. Probabilistic Models and Statistical Inference*. Wiley, Chichester, West Sussex, 2014.
- [Fr98] Frew, D. J. et al.: Penetration of concrete targets with ogive-nose steel rods. In *International Journal of Impact Engineering*, 1998, 21; S. 489–497.
- [FRW13] Forquin, P.; Riedel, W.; Weerheijm, J.: Dynamic test devices for analyzing the tensile properties of concrete. In (Weerheijm, J. Hrsg.): *Understanding the tensile properties of concrete*. Woodhead Publishing Limited; Woodhead Publishing Ltd, Cambridge, 2013; 137-181e.
- [Fu09] Fuchs, M. M.: *Stahlbeton nach außergewöhnlicher Einwirkung. Schadensquantifizierung und Instandsetzung*. Dissertation, München, 2009.
- [FW17] Fang, Q.; Wu, H.: *Concrete Structures Under Projectile Impact*. Science Press, Beijing and Springer Nature Singapore Pte Ltd., Beijing, Singapore, 2017.
- [Ge00] Gehlen, C.: *Probabilistische Lebensdauerbemessung von Stahlbetonbauwerken - Zuverlässigkeitsbetrachtungen zur wirksamen Vermeidung von Bewehrungskorrosion*. DAfStb Heft 510. Dissertation. Beuth Verlag, Aachen, 2000.
- [Ge01] Geiser, H. et al.: Standortzwischenlager mit KONVOI-Konzept. In *atw - Internationale Zeitschrift für Kernenergie*, 2001, XLVI; S. 1–8.
- [Ge12] Gebbeken, N. et al.: *Betonstrukturen unter Explosion und Impact*. In (Bergmeister, K.; Fingerloos, F.; Wörner, J.-D. Hrsg.): *Beton-Kalender 2012. Schwerpunkte: Infrastrukturbau, Befestigungstechnik, Eurocode 2*. Ernst & Sohn, Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH & Co. KG, Berlin, 2012.
- [Ge13] Gebbeken, N. et al.: *Beton und Stahlbetonkonstruktionen unter Explosion und Impact*. In *Beton- und Stahlbetonbau*, 2013, 108; S. 515–527.
- [Gi15] Gibas, K. et al.: *Properties of the Thirty Years Old Concrete in Unfinished Żarnowiec Nuclear Power Plant*. In *Procedia Engineering*, 2015, 108; S. 124–130.
- [GM04] Gogoi, I.; Maity, D.: Paper No. 1839. *Vulnerability of Aged Concrete Gravity Dams*. In *Proceedings of the Thirteenth World Conference on Earthquake Engineering*, Vancouver, B.C., Canada. August 1-6, 2004.
- [GPZ01] Grote, D. L.; Park, S. W.; Zhou, M.: *Dynamic behavior of concrete at high strain rates and pressures: I. experimental characterization*. In *International Journal of Impact Engineering*, 2001, 25; S. 869–886.
- [Gr04] Greulich, S.: *Zur numerischen Simulation von Stahlbeton- und Faserbetonstrukturen unter Detonationsbeanspruchung*. Dissertation, München, 2004.
- [Gr15] Greve-Dierfeld, S.-M. von: *Bemessungsregeln zur Sicherstellung der Dauerhaftigkeit XC-exponierter Stahlbetonbauteile*. Dissertation, München, 2015.
- [Gr17] Grunwald, C. et al.: *A General Concrete Model in Hydrocodes: Verification and Validation of the Riedel-Hiermaier-Thoma Model in LS-DYNA*. In *International Journal of Protective Structures*, 2017, 8; S. 58–85.

- [Gr75] Graff, K. F.: Wave motion in elastic solids. Ohio State University Press, Belfast, 1975.
- [Gr96] Grady, D.: Shock Equation of State Properties of Concrete*. SAND95-2215C, CONF-690774--1, Albuquerque, USA, 1996.
- [GS16] Gross, D.; Seelig, T.: Bruchmechanik. Springer Berlin Heidelberg, Berlin, Heidelberg, 2016.
- [Ha09] Hartmann, T.: Zur mesomechanischen Modellierung von Beton und ihrer Anwendung zur makromechanischen Modellbildung. Dissertation, München, 2009.
- [Ha13] Hao, Y. et al.: Experimental confirmation of some factors influencing dynamic concrete compressive strengths in high-speed impact tests. In Cement and Concrete Research, 2013, 52; S. 63–70.
- [Ha92] Hanchak, S. J. et al.: Perforation of Concrete Slabs with 48 MPa (7 ksi) and 140 MPa (20 ksi) Unconfined Compressive Strengths. In International Journal of Impact Engineering, 1992, 12; S. 1–7.
- [He13] Hellebois, A.: Theoretical and Experimental Studies on Early Reinforced Concrete Structures. Contribution to the Analysis of the Bearing Capacity of the Hennebique System. Dissertation, Université Libre de Bruxelles, 2013.
- [He14] Heumann, G.: Zuverlässigkeitsorientierte Bewertung bestehender Bauwerke aus Stahlbeton und Spannbeton. Techn. Univ., Inst. für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz; Univ.-Bibl, Braunschweig, 2014.
- [He69] Heilmann, H.: Beziehungen zwischen Zug- und Druckfestigkeiten des Betons. In beton, 1969, 2; S. 68–70.
- [HH11] Hao, Y.; Hao, H.: Numerical Evaluation of the Influence of Aggregates on Concrete Compressive Strength at High Strain Rate. In International Journal of Protective Structures, 2011, 2; S. 177–206.
- [HH84] Haldar, A.; Hamieh, H. A.: Local Effect of Solid Missiles on Concrete Structures. In Journal of Structural Engineering, 1984, 110; 948–960.
- [HHL10] Hao, Y.; Hao H.; Li Z.: Numerical Analysis of Lateral Inertial Confinement Effects on Impact Test of Concrete Compressive Material Properties. In International Journal of Protective Structures, 2010, 1; S. 145–167.
- [HHM83] Haldar, A.; Hamieh, H. A.; Miller, F. J.: Penetration and spallation depth estimation for concrete structures: Transactions of the 7th International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology, Chicago, Illinois, U.S.A., August 22 - 26, 1983. Elsevier; North-Holland Physics Publ, Amsterdam, 1983; S. 355–362.
- [Hi08] Hiermaier, S.: Structures under Crash and Impact. Continuum Mechanics, Discretization and Experimental Characterization. Springer US, New York, NY, 2008.
- [HL74] Hasofer, A. M.; Lind, N. C.: Exact and Invariant Second-Moment Code Format. In Journal of the Engineering Mechanics Division, 1974, 100; S. 111–121.
- [HM11] Hansson, H.; Malm, R.: Non-linear Finite Element Analysis of Deep Penetration in Unreinforced and Reinforced Concrete. In Nordic Concrete Research, 2011, 44; S. 87–108.

- [HM82] Haldar, A.; Miller, F. J.: Penetration Depth in Concrete for Nondeformable Missiles. In *Nuclear Engineering and Design*, 1982, 71; S. 79–88.
- [HM95] Haldar, A.; Mahadevan, S.: First-Order and Second-Order Reliability Methods. In (Sundrarajan, C. Hrsg.): *Probabilistic Structural Mechanics Handbook*. Springer US, Boston, MA, 1995; S. 27–52.
- [HS02] Hansson, H.; Skoglund, P.: Simulation of concrete penetration in 2D and 3D with the RHT material model. FOI-R--0720--SE, 2002.
- [HS12] Heckötter, C.; Sievers, J.: Validierung von Analysemethoden zur Simulation von Aufprallversuchen im In- und Ausland. Abschlussbericht. GRS-A-3677. GRS, Köln, 2012.
- [HS16] Heckötter, C.; Sievers, J.: Weiterentwicklung der Analysemethodik zur Berücksichtigung komplexer Lastannahmen bei hochdynamischen Einwirkungen auf Stahlbetonstrukturen. Abschlussbericht. GRS 410. GRS, Köln, 2016.
- [HS17] Heckötter, C.; Sievers, J.: Comparison of the RHT Concrete Material Model in LS-DYNA and ANSYS AUTODYN, 11th European LS-DYNA Conference, Salzburg, Austria, 2017.
- [Hu84] Hughes, G.: Hard Missile Impact on Reinforced Concrete. In *Nuclear Engineering and Design*, 1984, 77; S. 23–35.
- [IAEA09] International Atomic Energy Agency: Integrity of Reactor Pressure Vessels in Nuclear Power Plants: Assessment of Irradiation Embrittlement Effects in Reactor Pressure Vessel Steels, Wien, 2009.
- [IAEA15] International Atomic Energy Agency: Storage of Spent Nuclear Fuel. IAEA Safety Standards Series No. SSG-15. Specific Safety Guide, Wien, 2012.
- [IAEA16] International Atomic Energy Agency: Nuclear Power Reactors in the World. 2016 Edition. IAEA, Wien, 2016.
- [IAEA98] International Atomic Energy Agency: IAEA-TECDOC-1025: Assessment and Management of Ageing of Major Nuclear Power Plant Components Important to Safety: Concrete Containment Buildings, Wien, 1998.
- [IRB17] Iqbal, M. A.; Rajput, A.; Bhargava, P.: Plain and Reinforced Concrete Targets Subjected to Projectile Impact. In *Procedia Engineering*, 2017, 173; S. 138–144.
- [JC14] Jiang, H.; Chorzepa, M. G.: Aircraft Impact Analysis of Nuclear Safety-related Concrete Structures: A Review. In *Engineering Failure Analysis*, 2014, 46; S. 118–133.
- [JC85] Johnson, G. R.; Cook, W. H.: Fracture characteristics of three metals subjected to various strains, strain rates, temperatures and pressures. In *Engineering Fracture Mechanics*, 1985, 21; S. 31–48.
- [Jo00] Joint Committee on Structural Safety: Probabilistic Model Code. Part 1 - Basis of Design. JCSS-OSTL/DIA/VROU -10-11-2000.
- [Ka15] Kassem, F.: Reliability of reinforced concrete structures. Case of slabs subjected to impact. Dissertation, Lyon, 2015.

- [Ke12] Kessler, G. et al.: Sicherheit von Leichtwasserreaktoren. Risiken der Nukleartechnologie. Springer Vieweg, Berlin, Heidelberg, 2012.
- [Ke66] Kennedy, R. P.: Effects of an aircraft crash into a concrete reactor containment building. Holmes & Narver Inc, Anaheim, California, 1966.
- [Ke76] Kennedy, R. P.: A Review of Procedures for the Analysis and Design of Concrete Structures to resist missile impact effects. In Nuclear Engineering and Design, 1976, 37; S. 183–203.
- [KHR69] Kupfer, H.; Hilsdorf, H. K.; Rusch, H.: Behavior of Concrete Under Biaxial Stresses. In ACI Journal Proceedings, 1969, 66; S. 656–666.
- [Ko14] Kontani, O. et al.: Irradiation Effects on Concrete Structures. In (Hsu, T. T. C.; Wu, C.-L.; Lin, J.-L. Hrsg.): Infrastructure Systems for Nuclear Energy. John Wiley & Sons Ltd, Chichester West Sussex, UK, 2014; S. 459–473.
- [Ko15] Kosteski, L. E. et al.: Assessment of empirical formulas for prediction of the effects of projectile impact on concrete structures. In Fatigue & Fracture of Engineering Materials & Structures, 2015, 38; S. 948–959.
- [Kö17] Köhnke, D.: Die unbestimmte Nutzungsdauer als besondere technische Herausforderung bei der Zwischenlagerung hoch radioaktiver Abfälle. In (Köhnke, D.; Reichardt, M.; Semper, F. Hrsg.): Zwischenlagerung hoch radioaktiver Abfälle. Randbedingungen und Lösungsansätze zu den aktuellen Herausforderungen. Springer Fachmedien Wiesbaden GmbH; Springer Vieweg, Wiesbaden, s.l., 2017; S. 71–88.
- [KP09] Kœchlin, P.; Potapov, S.: Classification of Soft and Hard Impacts - Application to Aircraft Crash. In Nuclear Engineering and Design, 2009, 239; S. 613–618.
- [KPS11] Kivell, A.; Palermo, A.; Scott, A.: Effects of Bond Deterioration due to Corrosion in Reinforced Concrete. In: Proceedings of the Ninth Pacific Conference on Earthquake Engineering. Building an Earthquake-Resilient Society 14-16 April, 2011, Auckland, New Zealand, 2011.
- [Kr07] Kramer, H.: Angewandte Baudynamik. Ernst & Sohn, Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH & Co. KG, Berlin, 2007.
- [Kr14] Krauthammer, T.: Blast, Shock, and Impact Hazards to Nuclear Structures. In (Hsu, T. T. C.; Wu, C.-L.; Lin, J.-L. Hrsg.): Infrastructure Systems for Nuclear Energy. John Wiley & Sons Ltd, Chichester West Sussex, UK, 2014; S. 277–286.
- [KRB17] Köhnke, D.; Reichardt, M.; Budelmann, H.: Wie organisieren andere Länder eine langfristige Zwischenlagerung hoch radioaktiver Reststoffe? In (Müller, M. C. M. Hrsg.): Atommüll-Lager: Was soll wann wie wohin - und wer macht was? Reihe Loccum Protokolle Band 27/17, Rehburg-Loccum 2017. Harfe-Verlag und Druckerei GmbH, Rudolstadt, 2017; S. 101–110.
- [Ku05] Kustermann, A.: Einflüsse auf die Bildung von Mikrorissen im Betongefüge. Dissertation. Universität der Bundeswehr, München, 2005.
- [La07] Larcher, M.: Numerische Simulation des Betonverhaltens unter Stoßwellen mit Hilfe des Elementfreien Galerkin-Verfahrens. Dissertation, 2007.

- [La09] Larcher, M.: Development of discrete cracks in concrete loaded by shock waves. In *International Journal of Impact Engineering*, 2009, 36; S. 700–710.
- [LAL13] Luccioni, B. M.; Aráoz, G. F.; Labanda, N. A.: Defining Erosion Limit for Concrete. In *International Journal of Protective Structures*, 2013, 4; S. 315–340.
- [LC02] Li, Q. M.; Chen, X. W.: Penetration into concrete targets by hard projectile. In (Jones, N.; Brebbia, C. A. Hrsg.): *Structures under Shock and Impact VII*. WIT Press, Southampton [u.a.], 2002; S. 91–100.
- [LC03] Li, Q. M.; Chen, X. W.: Dimensionless formulae for penetration depth of concrete target impacted by a non-deformable projectile. In *International Journal of Impact Engineering*, 2003, 28; S. 93–116.
- [Le09] Lemaire, M.: *Structural Reliability*. ISTE Ltd; John Wiley & Sons, Inc., London, Hoboken NJ, 2009.
- [Li05a] Lin, F.: *Materialmodelle und Querschnittsverhalten von Stahlbetonbauteilen unter extrem dynamischer Beanspruchung*. Dissertation, Bochum, 2005.
- [Li05b] Li, Q. M. et al.: Local Impact Effects of Hard Missiles on Concrete Targets. In *International Journal of Impact Engineering*, 2005, 32; S. 224–284.
- [Li71] Lindholm, U. S.: High Strain Rate Testing. In (Bunshah, R. F. Hrsg.): *Techniques of Metals Research. Volume V, Part 1: Measurement of Mechanical Properties*. Interscience Publishers (J. Wiley & Sons), New York, London, Sydney, Toronto, 1971.
- [LJ76] Lambert, J. P.; Jonas, G. H.: Report No. 1852. Towards Standardization in Terminal Ballistics Testing: Velocity Representation, USA Ballistic Research Laboratories, Aberdeen Proving Ground Maryland, 1976.
- [LL11] Lu, Y. B.; Li, Q. M.: About the dynamic uniaxial tensile strength of concrete-like materials. In *International Journal of Impact Engineering*, 2011, 38; S. 171–180.
- [LM03] Li, Q. M.; Meng, H.: About the Dynamic Strength Enhancement of Concrete-like Materials in a Split Hopkinson Pressure Bar Test. In *International Journal of Solids and Structures*, 2003, 40; S. 343–360.
- [Lo14] Loch, M.: *Beitrag zur Bestimmung von charakteristischen Werkstofffestigkeiten in Bestandstragwerken aus Stahlbeton*. Dissertation, Kaiserslautern, 2014.
- [LSTC18C] Livermore Software Technology Corporation (LSTC): Contact in LS-DYNA. http://ftp.lstc.com/anonymous/outgoing/support/FAQ_docs/contact.pdf, 07.07.2018.
- [LSTC18M] Livermore Software Technology Corporation (LSTC): LS-DYNA® Keyword User's Manual: Volume I. 03/06/18 (r:9717).
- [LSTC18T] Livermore Software Technology Corporation (LSTC): LS-DYNA® Theory Manual. 01/26/2018 (r:9448).
- [LSTC2017M] Livermore Software Technology Corporation: LS-DYNA® Keyword User's Manual: Volume II Materials, Material Models. LS-DYNA R10.0, 10/16/17 (r:9024).

- [LT03] Li, Q. M.; Tong, D. J.: Perforation Thickness and Ballistic Limit of Concrete Target Subjected to Rigid Projectile Impact. In *Journal of Engineering Mechanics*, 2003, 129; S. 1083–1091.
- [Ma10a] Martin, O.: Comparison of different Constitutive Models for Concrete in ABAQUS/Explicit for Missile Impact Analyses. Office for Official Publications of the European Communities, Luxembourg, 2010.
- [Ma10b] Malárics, V.: Ermittlung der Betonzugfestigkeit aus dem Spaltzugversuch an zylindrischen Betonproben. Dissertation, Universität Fridericiana zu Karlsruhe (TH), 2010.
- [Ma62] Mathieu, H.: Das Verhalten von Beton zwischen 80 und 300°C. In *beton*, 1962, 12; S. 363–364.
- [Ma75a] Mainstone, R. J.: Properties of materials at high rates of straining or loading. In *Matériaux et Constructions*, 1975, 8; S. 102–116.
- [Ma75b] Manns, W.: Über den Wassergehalt von Beton bei höheren Temperaturen. In *beton*, 1975, 25; S. 26–30.
- [MC 2010] fédération internationale du béton (fib): fib model code for concrete structures 2010. Wilhelm Ernst & Sohn, Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH & Co. KG, Berlin, 2013.
- [Me10] Meiller, R.: 100-year study mirrors U.S. history of concrete. In *University of Wisconsin-Madison News*, 2010.
- [Me94] Meyers, M. A.: *Dynamic Behavior of Materials*. John Wiley & Sons, Inc, 1994.
- [MG03] Maskey, S.; Guinot, V.: Improved first-order second moment method for uncertainty estimation in flood forecasting. In *Hydrological Sciences Journal*, 2003, 48; S. 183–196.
- [MHB11] Moutoussamy, L.; Herve, G.; Barbier, F.: Qualification of *Constrained_Lagrange_In_Solid Command for Steel/Concrete Interface Modeling. LS-DYNA(R) 8th European Users Conference. Strasbourg - France. May 23rd-24th, 2011, 2011.
- [MHD99] Mohorovic, C.; Harris, D. W.; Dolen, T. P.: DSO-98-15: Dynamic Properties of Mass Concrete Obtained from Dam Cores, U.S. Department of the Interior, Bureau of Reclamation, 1999.
- [Mi17] Michal, M.: Verbund von Beton und Bewehrung unter hochdynamischen Beanspruchungen. Dissertation, München, 2017.
- [M]16] Moersch, J.; Junge, S.: Betonstahl und Spannstahl. In (Bergmeister, K.; Fingerloos, F.; Wörner, J.-D. Hrsg.): *Beton-Kalender 2016. Beton im Hochbau, Silos und Behälter*. Ernst & Sohn GmbH & Co. KG, Berlin, 2016; S. 169–235.
- [MKB17] Mengel, L.; Köhnke, D.; Budelmann, H.: Radiation effects on concrete. Präsentationsfolien: Research on Radioactive Waste Management, Ethics - Society - Technology, Final ENTRIA Conference. Braunschweig, September 26th - 30th, 2017.

- [MM16] Mandal, K. K.; Maity, D.: Seismic Response of Aged Concrete Dam Considering Interaction of Dam and Reservoir in Coupled Way. In Asian Journal of Civil Engineering (BHRC), 2016, 17; S. 571–592.
- [MMS11] Meiswinkel, R.; Meyer, J.; Schnell, J.: Bautechnik im Kernkraftwerksbau. In (Bergmeister, K.; Fingerloos, F.; Wörner, J.-D. Hrsg.): Beton-Kalender 2011: Kraftwerke, Faserbeton. Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH & Co. KG, Berlin, 2011; S. 345–432.
- [Mu07] Murray, Y. D.: Report-No: FHWA-HRT-05-062. Users Manual for LS-DYNA Concrete Material Model 159, McLean, USA, 2007.
- [Mü09] Müller, C.: Zemente mit mehreren Hauptbestandteilen im Betonbau. Nachhaltige Lösungen für das Bauen mit Beton. In Beton- und Stahlbetonbau, 2009, 104; S. 105–112.
- [MW14] Müller, H. S.; Wiens, U.: Beton. In (Bergmeister, K.; Fingerloos, F.; Wörner, J.-D. Hrsg.): Beton-Kalender 2014. Schwerpunkte: Unterirdisches Bauen - Grundbau - Eurocode 7. Wilhelm Ernst & Sohn, Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH & Co. KG, Berlin, 2014; S. 1–164.
- [MW16] Müller, H. S.; Wiens, U.: Beton. In (Bergmeister, K.; Fingerloos, F.; Wörner, J.-D. Hrsg.): Beton-Kalender 2016: Beton im Hochbau, Silos und Behälter. Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH & Co. KG, Berlin, 2016.
- [ND94] Nemat-Nasser, S.; Deng, H.: Strain-rate Effect on Brittle Failure in Compression. In Acta Metallurgica et Materialia, 1994, 42; S. 1013–1024.
- [NDRC45a] National Defense Research Committee: Concrete Penetration, by Richard A. Beth. NDRC Report No. A-319, OSRD Report No. 4856. United States of America, Office of Scientific Research and Development, National Defense Research Committee, Division 2, 1945.
- [NDRC45b] National Defense Research Committee: Penetration Theory: Separable Force Laws and the Time of Penetration, by Richard A. Beth. NDRC Report No. A-333, OSRD Report No. 5258. United States of America, Office of Scientific Research and Development, National Defense Research Committee, Division 2, 1945.
- [NDRC46] National Defense Research Committee: Effects of Impact and Explosions. Summary Technical Report of Division 2, NDRC - Volume 1. United States of America, Office of Scientific Research and Development, National Defense Research Committee, Division 2, Washington, D. C., 1946.
- [NEA12] Organisation for Economic Co-operation and Development, Nuclear Energy Agency: Final Report: Improving Robustness Assessment Methodologies for Structures Impacted by Missiles (IRIS_2010). NEA/CSNI/R(2011)8, 2012.
- [NEA17a] Organisation for Economic Co-operation and Development, Nuclear Energy Agency: NEA/CSNI/R(2016)13: Final Report on the Phase 1 of the Assessment of Structures Subjected to Concrete Pathologies (ASCET), 2017.
- [NEA17b] Organisation for Economic Co-operation and Development, Nuclear Energy Agency Hrsg.: NEA/CSNI/R(2016)13/ADD1. Final Report on the Phase 1 of the

- Assessment of Structures Subjected to Concrete Pathologies (ASCET). Appendices 3 and 4, 2017.
- [Nö10] Nöldgen, M.: Modellierung von ultrahochfestem Beton (UHPC) unter Impaktbelastung. Auslegung eines Hochhauskerns gegen Flugzeuganprall. Dissertation. Kassel Univ. Press, Kassel, 2010.
- [NRC07] U.S. Nuclear Regulatory Commission: Revision 1 of Regulatory Guide 1.76, "Design-Basis Tornado and Tornado Missiles for Nuclear Power Plants" (Formerly Draft Regulatory Guide DG-1143), 2007.
- [NRC11] U.S. Nuclear Regulatory Commission: Regulatory Guide 1.221: Design-basis hurricane and hurricane missiles for nuclear power plants., 2011.
- [NVW11] Neroth, G.; Vollenschaar, D.; Wendehorst, R.: Baustoffkunde. Grundlagen – Baustoffe – Oberflächenschutz. Vieweg+Teubner Verlag / Springer Fachmedien Wiesbaden GmbH Wiesbaden, Wiesbaden, 2011.
- [OB05] Ohm, K.; Baer, W.: BAM-Forschungsvorhaben 7332. Einflüsse auf die Duktilitätskennwerte von Bewehrungsstahl, Berlin, 2005.
- [OB17] Ott, K.; Budelmann, H.: Oder vielleicht doch nicht unter der Erde – Überlegungen zur Rolle der Oberflächenlagerung in einer Entsorgungsstrategie. In (Köhnke, D.; Reichardt, M.; Semper, F. Hrsg.): Zwischenlagerung hoch radioaktiver Abfälle. Randbedingungen und Lösungsansätze zu den aktuellen Herausforderungen. Springer Fachmedien Wiesbaden GmbH; Springer Vieweg, Wiesbaden, s.l., 2017; S. 11–27.
- [OB18] Oesterheld, R.; Beck, M.: Zement-Merkblatt Betontechnik B9. 1.2018. Expositivklassen für Betonbauteile im Geltungsbereich des EC2, 2018.
- [OBA11] Otieno, M.; Beushausen, H.; Alexander, M.: Prediction of Corrosion Rate in RC Structures - A Critical Review. In (Andrade, C.; Mancini, G. Hrsg.): Modelling of Corroding Concrete Structures. Proceedings of the Joint fib-RILEM Workshop held in Madrid, Spain, 22-23 November 2010. RILEM, Dordrecht, 2011; S. 15–37.
- [Oc97] Ockert, J.: Schriftenreihe des Instituts für Massivbau und Baustofftechnologie. Heft 30. Ein Stoffgesetz für die Schockwellenausbreitung in Beton. Dissertation, Karlsruhe, 1997.
- [OJH14] Oxfall, M.; Johansson, P.; Hassanzadeh, M.: Moisture Profiles in Concrete Walls of a Nuclear Reactor Containment after 30 Years of Operation. In (The Nordic Concrete Federation Hrsg.): Publication No. 50 2/2014: Nordic Concrete Research. Proceeding XXII Nordic Concrete Research Symposia in Reykjavik, Island, Vodskov, DK, 2014; S. 479–482.
- [OS12] Osterminski, K.; Schießl, P.: Design model for reinforcement corrosion. In *Structural Concrete*, 2012, 13; S. 156–165.
- [Os13] Osterminski, K.: Zur voll-probabilistischen Modellierung der Korrosion von Stahl in Beton. Ein Beitrag zur Dauerhaftigkeitsbemessung von Stahlbetonbauteilen. Dissertation, 2013.
- [OV97] Olshausen, H.-G.; VDI-Gesellschaft Bautechnik (Hg.): VDI-Lexikon Bauingenieurwesen. Springer, Berlin, Heidelberg, 1997.

- [Pa16] Paulík, P. et al.: Material Properties and Carbonation Depths Measured on Seven, More Than a 100-years Old, Concrete Bridges in Slovakia. In *Procedia Engineering*, 2016, 156; S. 326–333.
- [Po16] Pomaro, B.: A Review on Radiation Damage in Concrete for Nuclear Facilities. From Experiments to Modeling. In *Modelling and Simulation in Engineering*, 2016, 2016; S. 1–10.
- [Pö17] Pönitz, E.: Wärmeentwicklung und Radionuklid-Inventar. In (Köhnke, D.; Reichardt, M.; Semper, F. Hrsg.): *Zwischenlagerung hoch radioaktiver Abfälle. Randbedingungen und Lösungsansätze zu den aktuellen Herausforderungen*. Springer Fachmedien Wiesbaden GmbH; Springer Vieweg, Wiesbaden, s.l., 2017; S. 29–50.
- [PP03] Pocanschi, A.; Phocas, M. C.: *Kräfte in Bewegung. Die Techniken des erdbebensicheren Bauens*. B.G. Teubner Verlag, Wiesbaden, 2003.
- [PSH74] Paschen, H.; Steinert, J.; Hjorth, O.: *Untersuchung über das Verbundverhalten von Betonstählen bei Kurzzeitbeanspruchung. Bericht über den Forschungsauftrag des Bundesministers für Raumordnung, Bauwesen und Städtebau. B II 9 - 81 07 05 - 135/3*, Braunschweig, 1974.
- [QHC12] Quast, M.; Hummeltberg, A.; Curbach, M.: *Hochleistungsbeton unter Impact*. In *Beton- und Stahlbetonbau*, 2012, 107; S. 15–22.
- [Ra08] Ramesh, K. T.: *High Strain Rate and Impact Experiments*. In (Sharpe, W. N. Hrsg.): *Springer Handbook of Experimental Solid Mechanics*. Springer US, 2008; Part D|33, 1–30.
- [RD10] Rosenberg, Z.; Dekel, E.: *The Deep Penetration of Concrete Targets by Rigid Rods - Revisited*. In *International Journal of Protective Structures*, 2010, 1; S. 125–144.
- [RD16] Rosenberg, Z.; Dekel, E.: *Terminal Ballistics. Second Edition*. Springer Science+Business Media Singapore, Singapore, 2016.
- [Re10] Reinhardt, H.-W.: *Ingenieurbaustoffe*. Wilhelm Ernst & Sohn, Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH & Co. KG, Berlin, 2010.
- [Re17] Reichardt, M.: *Herausforderungen und Randbedingungen für das Zwischenlagerbauwerk als langfristig wirksame, vollwertige mechanische Barriere*. In (Köhnke, D.; Reichardt, M.; Semper, F. Hrsg.): *Zwischenlagerung hoch radioaktiver Abfälle. Randbedingungen und Lösungsansätze zu den aktuellen Herausforderungen*. Springer Fachmedien Wiesbaden GmbH; Springer Vieweg, Wiesbaden, s.l., 2017; S. 89–113.
- [Re82] Reinhardt, H.-W.: *Concrete under Impact Loading. Tensile Strength and Bond*. In *HERON*, 1982, 27; S. 1–48.
- [RF78] Rackwitz, R.; Fiessler, B.: *Structural reliability under combined random load sequences*. In *Computers & Structures*, 1978, 9; S. 489–494.
- [RGG00] Ruppert, M.; Gebbeken, N.; Greulich, S.: *Simulation of concrete structures under highly dynamic loadings*. In (Jones, N.; Brebbia, C. A. Hrsg.): *Structures under Shock and Impact VI*. WIT Press, Southampton, 2000.

- [RH66] Rosenfield, A. R.; Hahn, G. T.: Numerical descriptions of the ambient low-temperature and high-strain rate flow and fracture of plain carbon steel. In Transactions American Soc. Metals, 1966, 59; S. 962–980.
- [RI00] Riedel, W.: Beton unter dynamischen Lasten. Meso- und makromechanische Modelle und ihre Parameter. Dissertation, München, 2000.
- [RI13a] Riedel, W. et al.: Innovative kritische Infrastrukturen mit Hochleistungsbetonen: Auslegungsmethoden gegen Flugzeuganprall. In Beton- und Stahlbetonbau, 2013, 108; S. 540–551.
- [RI13b] Ritter, L.: Der Einfluss von Querkzug auf den Verbund zwischen Beton und Betonstahl. Dissertation, Dresden, 2013.
- [RI68] Riera, J. D.: On the stress analysis of structures subjected to aircraft impact forces. In Nuclear Engineering and Design, 1968, 8; S. 415–426.
- [RI89] Riera, J. D.: Penetration, Scabbing and Perforation of Concrete Structures Hit by Solid Missiles. In Nuclear Engineering and Design, 1989, 115; S. 121–131.
- [RK16] Rosenberg, Z.; Kositski, R.: Modeling the penetration and perforation of concrete targets by rigid projectiles. In International Journal of Protective Structures, 2016, 7; S. 157–178.
- [Ro89] Ross, C. A.: Split-Hopkinson Pressure Bar Tests. Final Report AD-A242 549, Engineering and Services Laboratory (HQ AFESC/RD), USA, 1989.
- [Ro91] Rossi, P.: A Physical Phenomenon which can explain the Mechanical Behaviour of Concrete under High Strain Rates. In Materials and Structures, 1991, 24; S. 422–424.
- [RRo] Rostásy, F. S.; Ranisch, E.-H.: Forschungsauftrag V 249 vom Deutschen Ausschuss für Stahlbeton, Förderungsnummer: N VII Vn D 49/84. Altersabhängige Beziehung zwischen der Druck- und Zugfestigkeit von Beton - Bauwerkszugfestigkeit, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig, o. J.
- [RSK17] Reichardt, M.; Semper, F.; Köhnke, D.: Zwischenlagerung hoch radioaktiver, Wärme entwickelnder Abfälle in Deutschland – ein Überblick. In (Köhnke, D.; Reichardt, M.; Semper, F. Hrsg.): Zwischenlagerung hoch radioaktiver Abfälle. Randbedingungen und Lösungsansätze zu den aktuellen Herausforderungen. Springer Fachmedien Wiesbaden GmbH; Springer Vieweg, Wiesbaden, s.l., 2017; S. 1–10.
- [RSK98] Reaktorsicherheitskommission: RSK-Leitlinien für Druckwasserreaktoren, 3. Ausgabe vom 14. Oktober 1981 (Banz 1982, Nr. 69a) mit den Änderungen: in Abschn. 21.1 (Banz 1984, Nr. 104), in Abschn. 21.2 (Banz 1983, Nr. 106) und in Abschn. 7 (Banz 1996, Nr. 158a) mit Berichtigung (Banz 1996, Nr. 214). RSK/ESK-Geschäftsstelle.
- [RSR69] Rüschi, H.; Sell, R.; Rackwitz, R.: Statistische Analyse der Betonfestigkeit. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton Heft 206. Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, 1969.

- [RT96] Rossi, P.; Toutlemonde, F.: Effect of loading rate on the tensile behaviour of concrete: description of the physical mechanisms. In *Materials and Structures*, 1996, 29; S. 116–118.
- [RW01] Reid, S. R.; Wen, H. M.: Predicting Penetration, Cone Cracking, Scabbing and Perforation of Reinforced Concrete Targets Struck by Flat-faced Projectiles. UMIST Report ME/AM/02.01/TE/G/018507/Z. University of Manchester Institute of Science and Technology, Manchester, UK, 2001.
- [Sc09] Schwer, L. E.: Strain Rate Induced Strength Enhancement in Concrete: Much ado about Nothing? 7th European LS-DYNA Conference, 2009.
- [Sc10a] Schwer, L.: An Introduction to the Winfrith Concrete Model, 2010.
- [Sc10b] Schwer, L.: Winfrith Concrete Model Strain Rate Options, 2010.
- [Sc14] Schwer, L.: Modeling Rebar: The Forgotten Sister in Reinforced Concrete Modeling, 2014.
- [SC18] Steinbock, O.; Curbach, M.: Materialkennwerte einer historischen Stahlbetonbrücke. In *Beton- und Stahlbetonbau*, 2018, 113; S. 96–105.
- [Sc96] Schneider, J.: Sicherheit und Zuverlässigkeit im Bauwesen. Grundwissen für Ingenieure. Unter Mitarbeit von Hans-Peter Schlatter. vdf Hochschulverlag AG an der ETH; B.G. Teubner, Zürich, Stuttgart, 1996.
- [SDC11] Sonebi, M.; Davidson, R.; Cleland, D.: Bond between Reinforcement and Concrete – Influence of Steel Corrosion. In In: *Proceedings of the 12th International Conference on Durability of Building Materials and Components*. Porto - Portugal, April 12th-15th, 2011; S. 1–8.
- [SDD09] Shiu, W.; Donzé, F. V.; Daudeville, L.: Influence of the Reinforcement on Penetration and Perforation of Concrete Targets. In *Engineering Computations*, 2009, 26; S. 29–45.
- [SFL09] Schnell, J.; Fischer, A.; Loch, M.: Anwendung von Teilsicherheitsbeiwerten auf Bestandsbauten im Hochbau. Zukunftsinitiative Zukunft BAU. F 2719. Fraunhofer IRB Verlag, Stuttgart, 2009.
- [Si07] Simons, I. N.: Verbundverhalten von eingemörtelten Bewehrungsstäben unter zyklischer Beanspruchung. Dissertation, Stuttgart, 2007.
- [Si14] Siddiqui, N. A. et al.: Reliability of double-wall containment against the impact of hard projectiles. In *Nuclear Engineering and Design*, 2014, 270; S. 143–151.
- [SK16] Sánchez-Silva, M.; Klutke, G.-A.: Reliability and Life-Cycle Analysis of Deteriorating Systems. Springer International Publishing, Cham, 2016.
- [Si80] Sliter, G. E.: Assessment of Empirical Concrete Impact Formulas. In *ASCE Journal of Structural Division*, 1980, 106; S. 1023–1045.
- [SLS06] Stempniewski, L.; Larcher, M.; Steiner, S.: Beton unter hochdynamischer Belastung. Historie, Materialbeschreibung, Experimente und numerische Simulation. In *Beton- und Stahlbetonbau*, 2006, 101; S. 152–162.

- [Sp92] Spaethe, G.: Die Sicherheit tragender Baukonstruktionen. Springer, Wien, New York, 1992.
- [SS14] Suchard, D.; Sperbeck, S.: Entwicklung eines PSA-Bewertungsansatzes zur Zuverlässigkeit baulicher Anlagen. GRS, Köln, Garching b. München, Berlin, Braunschweig, 2014.
- [SST95] Sprung, S.; Sybertz, F.; Thielen, G.: Die neue deutsche Zementnorm DIN 1164-1. In Beton die Fachzeitschrift für Bau + Technik, 1995, 45; S. 490–497.
- [ST03] Sjol, H.; Teland, J. A.: Perforation of Concrete Targets. FFI/RAPPORT-2001/05786, 2003.
- [St09] Strauss, A. et al.: VII System- und Schadensidentifikation von Betonstrukturen. In (Bergmeister, K.; Fingerloos, F.; Wörner, J. D. Hrsg.): Beton-Kalender 2009. Konstruktiver Hochbau - Aktuelle Massivbaunormen. Ernst & Sohn, Berlin, 2009.
- [Su09] Sunny, G. et al.: Design of Inserts for Split-Hopkinson Pressure Bar Testing of Low Strain-to-Failure Materials. In Experimental Mechanics, 2009, 49; S. 479–490.
- [Su93a] Sugano, T. et al.: Full-scale aircraft impact test for evaluation of impact force. In Nuclear Engineering and Design, 1993, 140; S. 373–385.
- [Su93b] Sugano, T. et al.: Local damage to reinforced concrete structures caused by impact of aircraft engine missiles - Part 1. Test program, method and results. In Nuclear Engineering and Design, 1993, 140; S. 387–405.
- [Su93c] Sugano, T. et al.: Local damage to reinforced concrete structures caused by impact of aircraft engine missiles - Part 2. Evaluation of test results. In Nuclear Engineering and Design, 1993, 140; S. 407–423.
- [SV96] Sarja, A.; Vesikari, E.: Durability Design of Concrete Structures. Report of RILEM Technical Committee 130-CSL, London, Spon, 1996.
- [SVB14] Shetty, A.; Venkataramana, K.; Babu Narayan, K. S.: Effect of corrosion on flexural bond strength. In Journal of Electrochemical Science and Engineering, 2014, 4; S. 123–134.
- [SW13] Stark, J.; Wicht, B.: Dauerhaftigkeit von Beton. Springer-Verlag Berlin Heidelberg, Berlin, Heidelberg, 2013.
- [SW95] Sundararajan, C.; Witt, F. J.: Stress-Strength Interference Method. In (Sundararajan, C. Hrsg.): Probabilistic Structural Mechanics Handbook. Springer US, Boston, MA, 1995; S. 8–26.
- [SZ75] Stamm, K.; Zenobi, G.: Statistische Auswertung von Betonprüfungen. Ein Jahrzehnt Qualitätssicherung in der Vorfabrikation. In Schweizerische Bauzeitung, 1975, 93; S. 293–295.
- [TAL17] Thunell, B.; Andersson, P.; Larsson, J.-A.: ASCET Participant Initial Survey Report by Scanscot Technology (Sweden). In (Organisation for Economic Co-operation and Development, Nuclear Energy Agency Hrsg.): NEA/CSNI/R(2016)13/ADD1. Final Report on the Phase 1 of the Assessment of Structures Subjected to Concrete Pathologies (ASCET). Appendices 3 and 4, 2017.

- [TB85] Tiniç, C.; Brühwiler, E.: Effect of compressive loads on the tensile strength of concrete at high strain rates. In *International Journal of Cement Composites and Lightweight Concrete*, 1985, 7; S. 103–108.
- [TDF84] Twisdale, L. A.; Dunn, W. L.; Frank, R. A.: Probabilistic Methodology for Turbine Missile Risk Analysis. In *Nuclear Engineering and Design*, 1984, 77; S. 343–356.
- [Te98] Teland, J. A.: A review of empirical equations for missile impact effects on concrete. FFI/RAPPORT-97/05856, Kjeller, Norwegen, 1998.
- [Th01] Thun, H.: Evaluation of Concrete Structures. Strength Development and Fatigue Capacity. Licentiate Thesis, Luleå University of Technology, 2001.
- [TOE] Thun, H.; Ohlsson, U.; Elfgrén, L.: Concrete Strength in Old Swedish Concrete Bridges. Division of Structural Engineering, Luleå University of Technology. <https://www.diva-portal.org/smash/get/diva2:977923/FULLTEXT01.pdf>, 30.03.2018.
- [TS11] Tekalur, S. A.; Sen, O.: Effect of Specimen Size in the Kolsky Bar. In *Procedia Engineering*, 2011, 10; S. 2663–2671.
- [Tu07] Tue, N. V.: Statistische Auswertung der Betonqualität - Folgerungen für die Bauwerkssicherheit. Kongressunterlagen der 51. BetonTage, Neu-Ulm, 2007.
- [Tu82] Tuutti, K.: Corrosion of Steel in Concrete. Swedish Cement and Concrete Research Institute, Stockholm, 1982.
- [UKEPR] UK European Pressurised Reactor: Fundamental Safety Overview. Volume 2: Design and Safety. Chapter C: Design Basis and General Layout. Sub-Chapter C.4, Section C.4.4., o. J.
- [Um16] Umeki, Y. et al.: Outline of Guidelines for Maintenance and Management of Structures in Nuclear Facilities. In (Maruyama, I. Hrsg.): *Journal of Advanced Concrete Technology. Materials, Structures and Environment. Special Issue*, 2016.
- [VBW07] Vegt, I.; van Breugel, K.; Weerheijm, J.: Failure Mechanisms of Concrete under Impact Loading. Proceedings of IA-FramCoS-6: International Association of Fracture Mechanics for Concrete and Concrete Structures, June 17-22, Catania (Italy), 2007.
- [VDZ02] Verein Deutscher Zementwerke e. V.: *Zement-Taschenbuch 2002*. 50. Ausgabe, Verlag Bau+Technik, Düsseldorf, 2002.
- [VDZ12a] Verein Deutscher Zementwerke e. V.: *Tätigkeitsbericht 2009 - 2012*. VDZ gGmbH, Düsseldorf, 2012.
- [VDZ12b] Verein Deutscher Zementwerke e. V.: *Zement-Merkblatt Betontechnik B2 1.2012: Gesteinskörnungen für Normalbeton*, 2012.
- [VDZ15] Verein Deutscher Zementwerke e. V.; VDZ gGmbH; Forschungsinstitut der Zementindustrie GmbH (Hrsg.): *Tätigkeitsbericht 2012-2015 / Activity Report 2012-2015*. Verlag Bau+Technik GmbH, Düsseldorf, 2015.
- [Ve16] Vegt, I.: *Concrete in Dynamic Tension. The Fracture Process*. Doctoral Thesis, Delft University of Technology, 2016.

- [Vo14] Voigt, J.: Beitrag zur Bestimmung der Tragfähigkeit bestehender Stahlbetonkonstruktionen auf Grundlage der Systemzuverlässigkeit. Dissertation, Siegen, 2014.
- [Vu09] Vu, X. H. et al.: Experimental analysis of concrete behavior under high confinement. Effect of the saturation ratio. In *International Journal of Solids and Structures*, 2009, 46; S. 1105–1120.
- [Vu15] Vu, X.-D. et al.: Influence of the Saturation Ratio on Concrete Behavior under Triaxial Compressive Loading. In *Science and Technology of Nuclear Installations*, 2015, 2015; S. 1–10.
- [VW15] Vegt, I.; Weerheijm, J.: The Post Peak Response of Concrete for Dynamic Tensile Loading. In (Stewart, M. G.; Netherton, M. D. Hrsg.): *Design and Analysis of Protective Structures: Proceedings of the 3rd International Conference on Protective Structures ICPS3, Newcastle, Australia, 3-6 February 2015*, 2015.
- [Wa17] Wagner, M.: Lineare und nichtlineare FEM. Eine Einführung mit Anwendungen in der Umformsimulation mit LS-DYNA®. Springer Fachmedien Wiesbaden, Wiesbaden, 2017.
- [Wa76] Walz, K.: Festigkeitsentwicklung von Beton bis zum Alter von 30 und 50 Jahren. In *beton*, 1976, 26; 95-98 und 135-138.
- [We03] Weathersby, J. H.: Investigation of bond slip between concrete and steel reinforcement under dynamic loading conditions. Dissertation, Louisiana State University, 2003.
- [We13] Wensauer, R.: Zum Einfluss hochdynamischer Einwirkungen auf das Verbundverhalten von Stahlbeton. Dissertation, München, 2013.
- [WF13] Weerheijm, J.; Forquin, P.: Response mechanisms of concrete under impulsive tensile loading. In (Weerheijm, J. Hrsg.): *Understanding the tensile properties of concrete*. Woodhead Publishing Limited; Woodhead Publishing Ltd, Cambridge, 2013; S. 181–217.
- [WFR14] Warren, T. L.; Forrestal, M. J.; Randles, P. W.: Evaluation of Large Amplitude Deceleration Data from Projectile Penetration into Concrete Targets. In *Experimental Mechanics*, 2014, 54; S. 241–253.
- [WG12] Wu, S. R.; Gu, L.: *Introduction to the Explicit Finite Element Method for Nonlinear Transient Dynamics*. Wiley, s.l., 2012.
- [Wi13] William, K. et al.: NUREG/CR-7171, ORNL/TM-2013/263. A Review of the Effects of Radiation on Microstructure and Properties of Concretes Used in Nuclear Power Plants, Washington, D. C., 2013.
- [Wo18] World Nuclear Association: Radioactive Waste Management | Nuclear Waste Disposal - World Nuclear Association. Updated June 2017. <http://www.world-nuclear.org/information-library/nuclear-fuel-cycle/nuclear-wastes/radioactive-waste-management.aspx>, 17.01.2018.
- [Wo91] Wood, S. L.: Evaluation of the Long-Term Properties of Concrete. In *ACI Materials Journal*, 1991, 88; S. 630–643.

- [WRW10] Weizhong, G.; Raupach, M.; Wei-Liang, J.: Korrosionsprodukte und deren Volumenfaktor bei der Korrosion von Stahl in Beton. In *Beton- und Stahlbetonbau*, 2010, 105; S. 572–578.
- [WSC89] Washa, G. W.; Saemann, J. C.; Cramer, S. M.: Fifty-Year Properties of Concrete Made in 1937. In *ACI Materials Journal*, 1989, 86; S. 367–371.
- [Wu12] Wu, H. et al.: Semi-theoretical analyses of the concrete plate perforated by a rigid projectile. In *Acta Mechanica Sinica*, 2012, 28; S. 1630–1643.
- [WW75] Washa, G. W.; Wendt, K. F.: Fifty Year Properties of Concrete. Title No. 71-4. In *ACI Journal Proceedings*, 1975, 72; S. 20–28.
- [Xi13] Xia, J. et al.: Mechanical Performance of Corroded Steel Bars in Concrete. In *Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Structures and Buildings*, 2013, 166; S. 235–246.
- [XLM10] Xiao, S.; Li, H.; Monteiro, P.J.M.: Influence of Strain Rates and Load Histories on the Tensile Damage Behaviour of Concrete. In *Magazine of Concrete Research*, 2010, 62; S. 887–894.
- [XW13] Xu, H.; Wen, H. M.: Semi-empirical equations for the dynamic strength enhancement of concrete-like materials. In *International Journal of Impact Engineering*, 2013, 60; S. 76–81.
- [Ya97] Yankelevsky, D. Z.: Local Response of Concrete Slabs to Low Velocity Missile Impact. In *International Journal of Impact Engineering*, 1997, 19; S. 331–343.
- [Ye76] Yeh, G. C. K.: Probability and containment of turbine missiles. In *Nuclear Engineering and Design*, 1976, 37; S. 307–312.
- [YLL18] Yang, S.; Li, C.-Q.; Li, K.: Analytical model for non-uniform corrosion-induced concrete cracking. In *Magazine of Concrete Research*, 2018, 70; S. 1–10.
- [ZA13] Ziegler, A.; Allelein, H.-J.: *Reaktortechnik*. Springer Berlin Heidelberg, Berlin, Heidelberg, 2013.
- [ZCG16] Zhang, W.-p.; Chen, H.; Gu, X.-l.: Tensile Behaviour of Corroded Steel Bars under Different Strain Rates. In *Magazine of Concrete Research*, 2016, 68; S. 127–140.
- [Ze13] Zeidler, E.: *Springer-Handbuch der Mathematik I. Begründet von I.N. Bronstein und K.A. Semendjajew. Weitergeführt von G. Grosche, V. Ziegler und D. Ziegler. Herausgegeben von E. Zeidler.* Springer Fachmedien Wiesbaden, Wiesbaden, 2013.
- [Ze17] Zeiger, T. et al.: Wissenschaftlich-technische und rechtliche Aspekte für Genehmigungsverfahren nach § 6 AtG zur Aufbewahrung bestrahlter Kernbrennstoffe über 40 Jahre hinaus. In (Köhnke, D.; Reichardt, M.; Semper, F. Hrsg.): *Zwischenlagerung hoch radioaktiver Abfälle. Randbedingungen und Lösungsansätze zu den aktuellen Herausforderungen.* Springer Fachmedien Wiesbaden GmbH; Springer Vieweg, Wiesbaden, s.l., 2017; S. 173–186.
- [ZH08] Zhou, X. Q.; Hao, H.: Modelling of compressive behaviour of concrete-like materials at high strain rate. In *International Journal of Solids and Structures*, 2008, 45; S. 4648–4661.

- [Zi82] Zielinski, A. J.: Fracture of Concrete and Mortar under Uniaxial Impact Tensile Loading. Dissertation, Delft University of Technology, 1982.
- [Zi84] Zielinski, A. J.: Model for tensile Fracture of Concrete at high Rates of Loading. In Cement and Concrete Research, 1984, 14; S. 215–224.
- [ZL04a] Zheng, D.; Li, Q.: An Explanation for Rate Effect of Concrete Strength Based on Fracture Toughness Including Free Water Viscosity. In Engineering Fracture Mechanics, 2004, 71; S. 2319–2327.
- [ZL04b] Zheng, D.; Li, Q.: Rate Effect of Concrete with a Simplification of Crack Interaction. Proceedings of IA-FraMCoS-5: International Association of Fracture Mechanics for Concrete and Concrete Structures, April 12-16, Vail (USA), 2004.
- [ZRB10] Zaidi, A. M. A.; Rahman, I. A.; Bux, Q. alias Latif, I: Study on the Analytical Behaviour of Concrete Structure Against Local Impact of Hard Missile. In International Journal of Sustainable Construction Engineering & Technology, 2010, 1.
- [ZZ10] Zilch, K.; Zehetmaier, G.: Bemessung im konstruktiven Betonbau. Nach DIN 1045-1 (Fassung 2008) und EN 1992-1-1 (Eurocode 2). Springer-Verlag Berlin Heidelberg, Berlin, Heidelberg, 2010.

Abbildungsverzeichnis

Abb. 1-1: Übersicht über die Standorte für die trockene Zwischenlagerung hoch radioaktiver, Wärme entwickelnder Abfälle aus der kommerziellen Stromerzeugung, Stand März 2017 [RSK17].....	2
Abb. 1-2: Schematischer Grundriss und Schnitt eines Zwischenlagers nach dem WTI-Konzept [RSK17]	3
Abb. 1-3: Schematischer Grundriss und Schnitt eines Zwischenlagers nach dem STEAG-Konzept [RSK17]	3
Abb. 1-4: Dehnratenbereiche für unterschiedliche Einwirkungen, in Anlehnung an [CEB88], [Li05b], [QHC12], [Ge13], [Re17]	5
Abb. 2-1: Zusammenhänge zwischen den Kenngrößen von G , R , E , dem Zuverlässigkeitsindex β und der operativen Versagenswahrscheinlichkeit p_f , in Anlehnung an [ZZ10] und [SW95]	14
Abb. 2-2: Projektion der zweidimensionalen Verteilungsdichte im Originalraum (o. li.) und der in den Standardnormalraum transformierten zweidimensionalen Verteilungsdichte (u. re.), in Anlehnung an [Sp92], [Sc96] und [ZZ10]	16
Abb. 3-1: Skizze eines Stoßes auf eine Stahlbetonwand.....	25
Abb. 3-2: Feder-Masse-System in Anlehnung an [Ei87]	26
Abb. 3-3: Reaktionskraft bei einem weichen Stoß, in Anlehnung an [KP09]	27
Abb. 3-4: Einteilung von Stoßvorgängen, in Anlehnung an [KP09]	27
Abb. 3-5: Flugzeugskeizze in Anlehnung an [Su93a] und [Ae17], Last-Zeit-Funktion gemäß [RSK98] und [DIN 25449]	28
Abb. 3-6: Typische windgetragene Geschosse, nach [AP16].....	29
Abb. 3-7: Wellenausbreitung infolge eines harten Stoßes auf einen Körper, in Anlehnung an [Me94].....	32
Abb. 3-8: Typen von Oberflächen- (o.) und Raumwellen (u.), in Anlehnung an [PP03] und [Kr07].....	32
Abb. 3-9: Hugoniot-Kurve und Ausbreitung von elastischen und elastisch-plastischen Wellen sowie Schockwellen, in Anlehnung an [Oc97] und [Gr04].....	34
Abb. 3-10: Durch Impact auf (Stahl-)Betonwände hervorgerufene Effekte, in Anlehnung an [Li05a].....	35
Abb. 3-11: Darstellung typischer Schadensmodi bei kleinskaligen Versuchen nach [Su93b].....	37
Abb. 4-1: Spannungs-Dehnungs-Linie eines Normalbetons unter einaxialer Druckbeanspruchung nach [DIN EN 1992-1-1] in Anlehnung an [Re10]	42
Abb. 4-2: Spannungs-Dehnungs-Linie eines Normalbetons unter einaxialer Zugbeanspruchung nach [MC 2010]	43
Abb. 4-3: Beispielhafte Bruchspannungskurve unter biaxialer Beanspruchung für einen Normalbeton nach [MC 2010]	45

Abb. 4-4: Grenzfläche der Festigkeit von Beton unter dreiaxialer Beanspruchung nach [Re10].....	45
Abb. 4-5: Randbedingungen von Materialprüfungen in Abhängigkeit von Einwirkungsdauer bzw. Dehnrate, nach [Ro89] zitiert nach [Li71].....	47
Abb. 4-6: Schematische Darstellung eines Split-Hopkinson Pressure Bar mit Druckbeanspruchung, in Anlehnung an [Ro89], [Su09], [Ha13] und [Al15].....	48
Abb. 4-7: Tatsächliche und mittlere Spannungsverläufe an einer Kerbe für den statischen und dynamischen Fall, in Anlehnung an [Cu87].....	52
Abb. 4-8: Einfluss der Belastungsgeschichte auf das Materialverhalten unter erhöhten Belastungsgeschwindigkeiten, in Anlehnung an [CEB88].....	53
Abb. 4-9: Dynamische Festigkeiten bei unterschiedlichen Belastungsgeschwindigkeiten, in Anlehnung an [CEB88].....	54
Abb. 4-10: Schematische Darstellung der Zustandsgrößen vor (schwarz) und hinter (rot) einer planaren Schockfront, in Anlehnung an [Ha09].....	56
Abb. 4-11: Idealisierte Darstellung des Zusammenhangs zwischen mittlerer und deviatorischer Spannung σ_m und p_d für Beton unterschiedlicher Wassersättigung, nach [Vu09].....	57
Abb. 4-12: Dehnratenabhängige Festigkeitssteigerungen für einen exemplarischen Beton C35/45.....	63
Abb. 4-13: Schematische Darstellung der Kennzeichnung der Betonstähle nach [DIN 488-1].....	65
Abb. 4-14: Spannungs-Dehnungs-Linie für typische Betonstähle (li.: warmgewalzt, re.: kaltverformt) in Anlehnung an [DIN EN 1992-1-1] und [MC 2010].....	66
Abb. 4-15: Spannungs-Dehnungs-Beziehungen für kaltverformte und warmgewalzte Betonstähle, mit Daten aus [BL85] (o.) und [CFC15] (u.).....	68
Abb. 4-16: Johnson-Cook-Model für den plastischen Bereich von B500A und -B mit den Werten nach [CFC15].....	71
Abb. 4-17: Schematische Darstellung des Verbundmechanismus über mechanische Verzahnung, in Anlehnung an [ZZ10].....	72
Abb. 4-18: Schematische Darstellung zur Sprenggrissbildung, in Anlehnung an [ZZ10].....	72
Abb. 4-19: Schematische Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung in Anlehnung an [ZZ10] li.; analytischer Ansatz für die Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung nach [MC 2010] re.	73
Abb. 5-1: Schematische Darstellung der Veränderung des Zustands bzw. der Performance, nach [Um16].....	77
Abb. 5-2: Festigkeitsentwicklung über 50 Jahre für die Serien A, B und C, nach [WW75].....	80
Abb. 5-3: Langzeitige Festigkeitsentwicklung des im Freien gelagerten Betons, nach [Wo91].....	84
Abb. 5-4: Vergleich des DIF für die Druckfestigkeit verschiedener Betondruckfestigkeitsklassen. Ansatz entsprechend [MC 2010], vgl. Abschn. 4.1.6.2.1.....	88

Abb. 5-5: Feuchtigkeitsverteilung in einer Außenwand eines Reaktorcontainments nach mehr als 30 Jahren Betriebszeit, entsprechend [TAL17], zitiert nach [An07]	89
Abb. 5-6: Bezogene Entwicklung der Druckfestigkeit über 100 Jahre bei einer Temperatur von 20 °C nach [MC 2010]	93
Abb. 5-7: Vergleich des Ansatzes nach [MC 2010] für eine Temperatur von 20°C mit einigen Messwerten zur Druckfestigkeitsentwicklung entsprechend der grau hinterlegten Werte (Vergleichbarkeit zu modernen Betonen) in den Tabellen von Abschn. 5.1.1.1.1 bis 5.1.1.1.3.....	93
Abb. 5-8: Vergleich des Ansatzes nach [MC 2010] für einen exemplarisch gewählten Beton C35/45 mit den Werten nach [Wo91]. Die Zemente wurden anhand der Einordnung in moderne Zementfestigkeitsklassen in Abschn. 5.1.1.1.3 gewählt	95
Abb. 5-9: Entwicklung der Zugfestigkeit über 100 Jahre bei einer Temperatur von 20 °C nach [MC 2010] (li.); Beispielhafte Darstellung der mittleren und der Grenzlinien zur rechnerischen Zugfestigkeitsentwicklung für einen CEM 32,5 (re.)	97
Abb. 5-10: Zeitabhängige Entwicklung des korrosionsinduzierten Schädigungsfortschritts, in Anlehnung an [Tu82] und [Ge00]	100
Abb. 5-11: Sauerstoffkorrosion von Eisen bzw. Stahl, in Anlehnung an [SW13]	102
Abb. 5-12: Zeitabhängige Entwicklung der Querschnittsfläche von korrodierendem Betonstahl in Abhängigkeit von Korrosionsrate und Stabdurchmesser.....	106
Abb. 5-13: Schematische Darstellung der Veränderung der Verbundfestigkeit mit dem Korrosionsgrad, nach [DPA09].....	108
Abb. 6-1: Schematische Darstellung der Ausgangssituation und der Auswirkungen von harten Stößen (Penetration, Scabbing und Perforation) mit Darstellung der für die Modellbildung wichtigsten Größen	111
Abb. 6-2: Vergleich der verschiedenen Kurven zur Berechnung von S_F	123
Abb. 6-3: Perforationsmodi nach [Hu84].....	126
Abb. 6-4: Zweistufiges Perforationsmodell, in Anlehnung an [Ya97]	126
Abb. 6-5: Skizze der Perforation durch konusförmigen Betonausbruch nach [LT03] und Spannungen entsprechend [Li05a]	128
Abb. 6-6: Schematische Darstellung des Schadensbildes auf der Rückseite, in Anlehnung an [Da97]	130
Abb. 6-7: Lagrange'sche und Euler'sche Betrachtungsweise für einen exemplarischen Stoßvorgang (bei „M“ (un. re.) mehrere Materialien in einer Zelle), in Anlehnung an [An87], [Co02] und [El12]	133
Abb. 6-8: Bei der expliziten Zeitintegration je Zeitschritt und Diskretisierungsort durchlaufenes Rechenschema, in Anlehnung an [Nö10] nach [Hi08].....	134
Abb. 6-9: Exemplarische Darstellung der Vervielfachung der Elementknoten bei Halbierung der Elementkantenlänge	135
Abb. 6-10: Integrationspunkte für reduziert integrierte und selektiv reduziert integrierte Elemente, in Anlehnung an [Er11].....	137

Abb. 6-11: Schematische Darstellung der Grenzflächen des RHT-Modells, nach [Ri00].....	139
Abb. 6-12: Vergleich von Simulationsergebnissen (Vorder- und Rückseite, Schnitt), Rechenzeit und Speicherplatzbedarf für den Versuch S1 ($v_0 = 198 \text{ m/s}$, $h = 35 \text{ cm}$) nach [Su93c].....	141
Abb. 6-13: Vergleich von Simulationsergebnissen (Vorder- und Rückseite, Schnitt), Rechenzeit und Speicherplatzbedarf für den Versuch S4 ($v_0 = 128 \text{ m/s}$, $h = 21 \text{ cm}$) nach [Su93c].....	142
Abb. 6-14: Vergleich von Simulationsergebnissen (Vorder- und Rückseite, Schnitt), Rechenzeit und Speicherplatzbedarf für den Versuch S10 ($v_0 = 141 \text{ m/s}$, $h =$ 15 cm) nach [Su93c].....	143
Abb. 6-15: Vergleich von Simulationsergebnissen (Vorder- und Rückseite, Schnitt) für Versuch S10 nach [Su93c], Elementkantenlänge 10 mm : „unkorrodiert“ (o.) und „Korrosion Fall II“ (u.) entsprechend Abschn. 6.3.2.3.2.....	144
Abb. 7-1: Schematische Darstellung der für diese Arbeit relevanten Annahmen zur Ortsabhängigkeit von Alterungseffekten im Beton.....	148
Abb. 7-2: Zusammenhang zwischen der mittleren und deviatorischen Spannung σ_m und p_d für unterschiedliche Betone in einer Triaxialzelle, nach [Ha92].....	149
Abb. 7-3: Zusammenhang zwischen Penetrationstiefe und Betondruckfestigkeiten für $d = 100 \text{ mm}$ (li.) sowie $d = 250 \text{ mm}$ (re.) auf Basis des Ansatzes von FORRESTAL ET AL. [Fo94] mit S_F nach FREW ET AL. [Fr98].....	155
Abb. 7-4: Zusammenhang zwischen Penetrationstiefe und Betondruckfestigkeiten für $d = 100 \text{ mm}$ auf Basis des Ansatzes von FORRESTAL ET AL. [Fo94] mit S_F nach FREW ET AL. [Fr98].....	156
Abb. 7-5: Zusammenhang zwischen Druckfestigkeit f_c und Perforation Limit h_e nach dem Ansatz von ADELI & AMIN [AA85] (li.) und Vergleich mit dem verallgemeinerten Ansatz (re.) nach Abschn. 6.2.2.1.....	157
Abb. 7-6: Zusammenhang zwischen Druckfestigkeit f_c und Perforation Limit h_e nach dem Ansatz von LI & TONG [LT03] (li.) und dem verallgemeinerten Ansatz (re.) nach Abschn. 6.2.2.1.....	158
Abb. 7-7: Zusammenhang zwischen Druckfestigkeit f_c und Perforation Limit h_e nach dem R3 Impact Assessment Procedure (li.) und Vergleich mit dem verallgemeinerten Ansatz (re.) nach Abschn. 6.2.2.1. Annahme: $\eta = 1,5$	158
Abb. 7-8: Vergleich des Einflusses unterschiedlicher Querschnittsflächen der Bewehrung (Bezugswert $d_s = 16 \text{ mm}$) auf das Perforation Limit h_e für unterschiedliche kinetische Energien. Annahme: Stababstand $a_s = 100 \text{ mm}$	160
Abb. 7-9: Vergleich des Einflusses unterschiedlicher Querschnittsflächen der Bewehrung (Bezugswert $d_s = 28 \text{ mm}$) auf das Perforation Limit h_e für unterschiedliche kinetische Energien. Annahme: Stababstand $a_s = 100 \text{ mm}$	161
Abb. 7-10: Zusammenhang zwischen Betondruckfestigkeit f_c und Scabbing Limit h_s nach verschiedenen Ansätzen. Annahme: $\eta = 1,35$	162
Abb. 7-11: Beziehung zwischen den einzelnen Teilsicherheitsbeiwerten, aus [DIN EN 1990].....	165

Abb. 7-12: Zusammenfassung der wichtigsten Eigenschaften der Versagensmodi und entsprechender Aspekte zur Ermittlung der Zuverlässigkeit.....	166
Abb. B-1: Entwicklung der Druckfestigkeiten von 20 im Zeitraum zwischen 1931 und 1962 errichteten Brücken (Festigkeitsprüfungen zwischen 1990 und 1994), nach [TOE]	209
Abb. B-2: Mittelwerte und Standardabweichungen der Druckfestigkeiten (li.) und zentrischen Zugfestigkeiten (re.) nach [Th01]. Zusätzlich sind nach [MC 2010] berechnete Werte für Zugfestigkeiten (vgl. Abschn. 4.1.6.1.2) zum Vergleich dargestellt.	210
Abb. F-1: Schematische Darstellung des Widerstands bei der Perforation dicker (li.) und dünner (re.) Betonplatten, in Anlehnung an [RK16]	218

Tabellenverzeichnis

Tab. 1-1: Degradationserscheinungen und -faktoren für Stahlbetonstrukturen, aus [Um16]	8
Tab. 2-1: Beziehung zwischen β und p_f	15
Tab. 2-2: Klassen für Schadensfolgen nach [DIN EN 1990]	20
Tab. 2-3: Empfehlungen für Mindestwerte von β nach [DIN EN 1990]	20
Tab. 2-4: Vergleich der Zuverlässigkeitsindizes für stochastisch und deterministisch beschriebene Einwirkungen	22
Tab. 2-5: Eignung einiger Verteilungen für verschiedene Parameter des Bauwesens, Auszug aus [Ah13]	23
Tab. 3-1: Impactortypen und maximale Geschwindigkeiten für windgetragene Geschosse in den USA, nach [NRC07] und [NRC11]	30
Tab. 4-1: Klinkerphasen in Portlandzement, in Anlehnung an [VDZ02]	39
Tab. 4-2: Mahleinheiten von Portlandzementen nach [VDZ02]	40
Tab. 4-3: Korngrößen entsprechend [DIN 1045-2]	40
Tab. 4-4: Druckfestigkeitsklassen für Normalbeton nach [DIN EN 1992-1-1]	41
Tab. 4-5: Koeffizient κ für Gl. (4.2) aus [Re10]	44
Tab. 4-6: Dynamic Increase Factor (DIF) für die Zugfestigkeit von Beton in Abhängigkeit von dessen Feuchtegehalt, Auszug aus [Ve16]	50
Tab. 4-7: Standardabweichungen für die Druckfestigkeit von Normalbeton, Auszug aus [Sp92]	58
Tab. 4-8: Einfluss der Art der Gesteinskörnung auf den E-Modul von Beton, Faktor α_{GK} nach [MC 2010]	60
Tab. 4-9: Fläche unter der Standardnormalverteilung für Unter- bzw. Obergrenze jeweils im Abstand von n Standardabweichungen s vom Mittelwert μ	64
Tab. 4-10: Für diese Arbeit relevante Eigenschaften der Betonstahlsorten B500A und B500B nach [DIN 488-1]	67
Tab. 4-11: Parameter für die Berechnung des dehnratenabhängigen Materialverhaltens von Betonstahl nach [CEB88]	70
Tab. 4-12: Parameter zur Beschreibung des dehnratenabhängigen Materialverhaltens von B500A und -B, Auszug nach [CFC15]	71
Tab. 5-1: Änderungen der gemessenen Druckfestigkeiten $f_{c,t}$ für die Serien A, B und C, aus [WW75] und [WSC89]	79
Tab. 5-2: Eigenschaften der Mischungszusammensetzung der Betone der Serie C von 1937, Auszug aus [WSC89]	81
Tab. 5-3: Mechanische Parameter der Betone der Serie C von 1937, Auszug aus [WSC89]	81
Tab. 5-4: Betontechnische Daten zu den untersuchten Probekörpern und Ergebnisse der Druckfestigkeitsprüfungen, mit den Werten aus [Wa76]	83
Tab. 5-5: Bezogene Druckfestigkeiten zum Zeitpunkt t , Auszug aus [Wo91]	84

Tab. 5-6: Koeffizient b zur Berücksichtigung verschiedener Zementarten nach [MC 2010].....	92
Tab. 5-7: Variationskoeffizienten für die Druckfestigkeitsklassen von Normalbeton nach 28 Tagen	94
Tab. 5-8: Zeitabhängige Druckfestigkeiten sowie obere und untere Grenzen für einen exemplarischen Beton C35/45, Annahme: $b = 0,25$	96
Tab. 5-9: Standardabweichungen für mit unterschiedlichen Zementen ausgeführte Betone nach 100 Jahren	96
Tab. 5-10: Zeitabhängige Zugfestigkeiten sowie obere und untere Grenzen für einen exemplarischen Beton C35/45, Annahme: $b = 0,25$	98
Tab. 5-11: Größenordnungen von Korrosionsraten, nach [Ah13].....	105
Tab. 6-1: Wichtigste Parameter für die empirischen Ansätze zur Beschreibung harter Stöße.....	113
Tab. 6-2: Nose Shape Factor N_{NDRC} für den Ansatz in der Modified NDRC Formula nach [Ke76], für Projektilspitzenformen siehe auch Abb. 6-1.....	114
Tab. 6-3: Nose Shape Factor N_{R3} für den Ansatz entsprechend R3 Impact Assessment Procedure nach [Li05b]	119
Tab. 7-1: Überblick über die rechnerische Berücksichtigung der Betonfestigkeiten in den vorgestellten empirischen und analytischen Ansätzen.....	154
Tab. A-1: Mechanische Parameter von im Viadukt Colo-Hugues eingebautem Hennebique- Beton, zusammengestellt aus [He13].....	207
Tab. D-1: Nose Shape Factor N_{Hu} entsprechend [Hu84]	213

Anhang A: Eigenschaften von gealtertem Hennebique-Beton

Wie im Hauptteil dieser Arbeit in Abschn. 5.1.1.1 gezeigt wird, liegen Labordaten zum mechanischen Verhalten gealterter Betone bisher nur bis zu einem Alter von 50 Jahren vor. Um Daten zu den Eigenschaften (Festigkeit, E-Modul, Streuungen, Witterungsbeständigkeit etc.) weitaus älterer Betone zu gewinnen, wurden zuletzt von einigen Autoren Stahlbetonbauwerke untersucht, die über 100 Jahre und mehr in Betrieb sind bzw. waren.

In diesem Zusammenhang ist der Name *François Hennebique* einer der bedeutendsten Namen aus den Anfängen des Stahlbetonbaus im ausgehenden 19. Jahrhundert. Hennebique führte die monolithische Bauweise ein und war zu dieser Zeit dank seines *System Hennebique* für die Errichtung zahlreicher Industriehallen, aber auch städtischer Gebäude, Brücken, Wassertürme etc. verantwortlich. Dessen Firma *François Hennebique* hatte bereits im ersten Jahrzehnt nach deren Gründung (bis in das Jahr 1902) mithilfe eines internationalen Geflechts an Konzessionären tausende Bauwerke in Eisenbeton errichtet, vgl. [Bi14]. HELLEBOIS [He13] stellte zu den für Hennebique typischen betontechnologischen Parametern umfangreiche Informationen zusammen und untersuchte in einer von zwei Fallstudien vorwiegend über zerstörende Prüfmethoden die bis zu ihrem Abriss im Jahre 2010 verbliebenen Brückenbögen des Viadukt *Colo-Hugues*. Diese einspurige Bahnbrücke wurde zwischen 1904 und 1905 in der Nähe von Brüssel errichtet und über mehrere Jahrzehnte bis in die 1960er Jahre betrieben. Nicht unter kontrollierten Bedingungen im Labor hergestellt, sind wesentliche Eingangsparameter der Betonmischung für das Bauwerk nicht dokumentiert. Nach HELLEBOIS [He13] ist es am wahrscheinlichsten, dass Portlandzement verwendet wurde. Anhand von Bohrkernentnahmen ermittelte sie die in Tab. A-1 zusammengestellten Messwerte, wobei W/Z-Wert und Leimgehalt abgeschätzt werden mussten.

Tab. A-1: Mechanische Parameter von im Viadukt Colo-Hugues eingebautem Hennebique-Beton, zusammengestellt aus [He13]

Bauteil		Decke	Stütze	Balken
W/Z-Wert visuell	[-]	0,40-0,45	0,45-0,50	0,45-0,50
W/Z-Wert, Punktzählmeth.	[-]	0,49-0,76	k. A.	0,65-0,73
Leimgehalt, Punktzählmeth.	[%]	28	29	27
Zementgehalt Z	[kg/m ³]	291-308	131-144	247-273
Mittl. Druckfestigkeit f_{cm}	[MPa]	54,2	19,7	34,6
Standardabweichung s_{f_c}	[MPa]	7	2	8
E-Modul E_c	[MPa]	35910	23521	28357
Spaltzugfestigkeit $f_{ctm,sp}$	[MPa]	5,6	2,5	2,6
Dichte ρ_c	[kg/m ³]	2372	2298	2330

Die unbekannte 28-Tage-Festigkeit wird in [He13] mit Verweis auf [WW75] und [Wo91] grob über eine Reduzierung der gemessenen Druckfestigkeit um 40 % abgeschätzt. Wie auch WASHA & WENDT [WW75] und WASHA ET AL. [WSC89] (vgl. Abschn. 5.1.1.1.1) zuvor stellte HELLEBOIS eine gute Betonqualität nach einem langen Zeitraum, von hier über 100 Jahren, fest. Für mit modernen Betonen vergleichbare Zementgehalte in „Decke“ und „Balken“ wurden mittlere Betondruckfestigkeiten f_{cm} von 54,2 und 34,6 MPa sowie dazugehörige Standardabweichungen s_{f_c} von 7 und 8 MPa ermittelt.

Bei den Druckprüfungen an den Bohrkernen traten in Abhängigkeit von der Position der Bohrkernentnahme aus verschiedenen Bauteilgruppen jedoch teils weit auseinanderliegende Extremwerte auf. Die Standardabweichungen sind demnach vor dem Hintergrund der schon beim Einbau deut-

lich schwankenden Betonqualität und folglich positionsabhängig streuender Eigenschaften zu sehen, was nach HELLEBOIS [He13] typisch für den Baustellenbeton zu Beginn des 20. Jahrhunderts war. Dies wird auch durch den von ihr durchgeführten Vergleich mit acht weiteren Fallstudien an zu dieser Zeit nach dem System Hennebique errichteten Bauwerken in Europa deutlich. Bei diesen wurden im Mittel Druckfestigkeiten von 32,8 *MPa*, aber auch Extremwerte von 5,0 und 60,3 *MPa* gemessen.

Wie aus Tab. A-1 hervorgeht, ermittelte HELLEBOIS [He13] anhand der aus dem Viaduct Colo-Hugues entnommenen Bohrkerne auch Spaltzugfestigkeiten. Das Verhältnis zwischen Spaltzugfestigkeit und Druckfestigkeit lag nach HELLEBOIS [He13] etwa zwischen 6 und 12 %, wobei sich die meisten Messwerte auf den Bereich um 10 % konzentrierten. Setzt man Gl. (4.4) in Gl. (4.12) ein, erhält man für moderne Konstruktionsbetone (C25/30 bis C50/60) Verhältnisse ca. zwischen 6 und 7 %. Trotz des hohen Alters und der teilweise schlechten Betonqualität liegen die Zugfestigkeiten im Mittel damit deutlich über den Erwartungswerten nach [MC 2010] bzw. [DIN EN 1992-1-1]. Zur Einordnung dieses Befunds sei darauf hingewiesen, dass der Umrechnungsfaktor in Gl. (4.4) den Mittelwert sehr stark streuender Versuchsergebnisse nach HEILMANN [He69] abbildet, vgl. auch [Ma10b]. Darüber hinaus stellten ROSTÁSY & RANISCH [RRo] fest, dass sich die Zugfestigkeiten von Bauwerksbetonen und gesondert hergestellten Probekörpern voneinander unterscheiden: Bei ihren Untersuchungen waren die Zugfestigkeiten der aus einem Bauteil entnommenen Bohrkerne höher.

Kürzlich berichteten STEINBOCK & CURBACH [SC18] von Untersuchungen an einer ebenfalls in Hennebique-Bauweise errichteten Brücke in Dresden. Die Brücke wurde nach [SC18] im Jahr 1905 errichtet und nach ihrer 2015 erfolgten Sperrung für den Straßenverkehr im Jahr 2016 abgebrochen. Mangels Daten zu den 28-Tage-Festigkeiten lässt sich auch in diesem Fall keine Information zum Erhärtungsverlauf ableiten. Bei den Druckfestigkeitsprüfungen an 17 Bohrkerne ergaben sich mittlere Druckfestigkeiten im Bereich von etwa 50 *MPa*. Die Bohrkerne wiesen unterschiedliche Schlankheiten von 1 (12 Proben) und 2 (5 Proben) auf. Die Standardabweichungen wurden für diese Gruppen mit 9,5 und 10,7 *MPa* berechnet und liegen damit deutlich über den von HELLEBOIS [He13] ermittelten Standardabweichungen am Viadukt Colo-Hugues, siehe Tab. A-1.

Im Hinblick auf diese Werte für die Standardabweichungen ist zu beachten, dass sich ein Teil der Streuungen aus den lokal sehr unterschiedlichen Verarbeitungsqualitäten erklären lässt. Bis heute haben Verbesserungen der Qualität der Ausgangsstoffe, Verarbeitung und Überwachung zu einer höheren Betonqualität und zielsichereren Herstellung geführt (siehe auch Untersuchungen an Brücken von 1965 bis 1980 in Anhang B). Vor dem Hintergrund des aktuellen Wissensstands und des betontechnologischen Erfahrungsschatzes kann man nach Einschätzung des Autors daher Standardabweichungen für die Druckfestigkeit von modernem Normalbeton oberhalb von 8 *MPa* nach 100 Jahren Nutzungsdauer als sehr unwahrscheinlich ansehen.

Anhang B: Eigenschaften von gealtertem Beton in Brücken zwischen Luleå (S) & Narvik (N)

Umfangreiche Untersuchungen an Stahlbetonbrücken wurden von THUN ET AL. in [TOE], [Th01] ausgewertet. Entlang der, den Polarkreis kreuzenden, Eisenbahntrasse zwischen dem schwedischen Luleå und dem norwegischen Narvik wurden 20 Brücken untersucht, die mit Ausnahme einer im Jahr 1962 errichteten Brücke zwischen 1931 und 1946 gebaut wurden. Die Festigkeitsprüfungen an den entnommenen Bohrkernen wurden zwischen 1990 und 1994 durchgeführt. Nicht für alle Brücken waren lückenlose Datensätze vorhanden. Zu den verwendeten Zementen waren z. B. keinerlei Daten verfügbar. In den verfügbaren Dokumenten waren jedoch W/Z-Werte zwischen 0,49 und 0,65 bei Zementgehalten von 300 bis 400 kg/m^3 notiert. THUN ET AL. [TOE], [Th01] trafen die Annahme, dass in Schweden ähnliche Zemente verwendet wurden, wie im selben Zeitraum auch in anderen Ländern. Zur Unterstützung dieser Annahme lässt sich aus [Wa76] entnehmen, dass man bereits Anfang der 1940er Jahre Zemente einsetzen konnte, die mit modernen Zementen vergleichbar sind, vgl. Abschn. 5.1.1.1.2 im Hauptteil dieser Arbeit.

Über etwa 30 bis 60 Jahre ergab sich eine Festigkeitssteigerung von im Mittel 20,7 MPa bzw. um 70 % der 28-Tage-Festigkeit, wobei die Standardabweichung bei einem bemerkenswert großen Wert von etwa 13,7 MPa lag. Die großen Streuungen werden anhand von Abb. B-1 deutlich. Ursächlich könnten Unterschiede in der Qualität der Ausgangsstoffe, der Effektivität der Verdichtungs- methode sowie Randbedingungen während der Erhärtung sein, siehe auch [Th01]. Eine weitere Erklärung könnte in einer Beanspruchung durch Frost-Tau-Wechsel liegen.

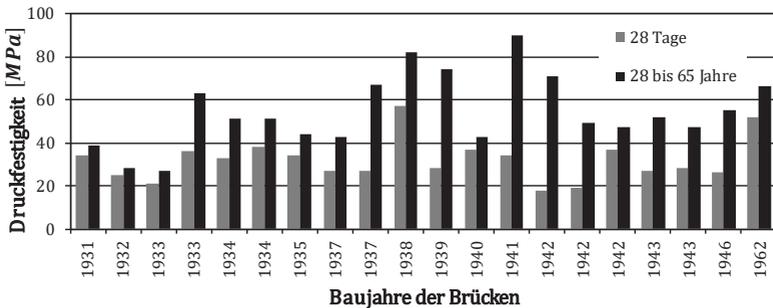


Abb. B-1: Entwicklung der Druckfestigkeiten von 20 im Zeitraum zwischen 1931 und 1962 errichteten Brücken (Festigkeitsprüfungen zwischen 1990 und 1994), nach [TOE]

THUN ET AL. [TOE], [Th01] führten Ende der 1990er Jahre an weiteren acht, zwischen 1965 und 1980 errichtete Brücken Bohrkernuntersuchungen durch. Die verwendeten Betone nach damaligen schwedischen Betonfestigkeitsklassen ($K40$, $K45$) dürften laut [TOE] nach Spezifikation eine mittlere 28-Tage-Würfeldruckfestigkeit von 45 bis 47 MPa erreicht haben und entsprächen heute am ehesten der Betonfestigkeitsklasse C30/37. Die an den Bohrkernen gemessenen Druckfestigkeiten reichten von 61,3 bis 85,3 MPa (siehe auch Abb. B-2 links), was einem Festigkeitsanstieg um 30 bis 90 % entspricht. Offensichtlich liegen die gemessenen Festigkeiten wesentlich dichter beisammen, als es für die älteren Brücken der Fall war. Innerhalb eines Bauwerks lagen die Standardabweichungen nach [TOE] zwischen 3,0 und 6,4 MPa und die zugehörigen Variationskoeffizienten zwi-

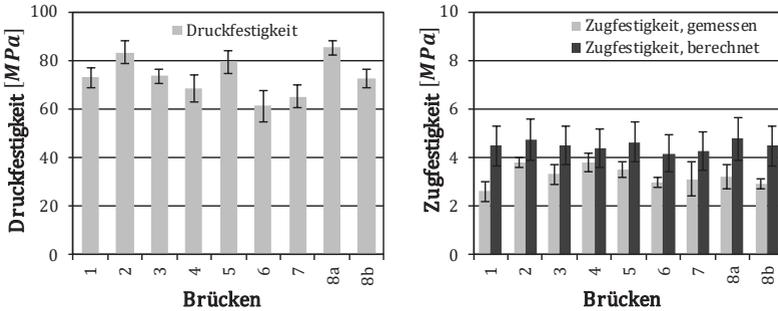


Abb. B-2: Mittelwerte und Standardabweichungen der Druckfestigkeiten (li.) und zentrischen Zugfestigkeiten (re.) nach [Th01]. Zusätzlich sind nach [MC 2010] berechnete Werte für Zugfestigkeiten (vgl. Abschn. 4.1.6.1.2) zum Vergleich dargestellt.

schen 0,04 und 0,10. Diese Werte liegen zu großen Teilen im Erwartungsbereich heutiger Streuungen.

THUN ET AL. [TOE], [Th01] ermittelten des weiteren auch Spaltzug- und zentrische Zugfestigkeiten für diese acht Brücken. In Abb. B-2 rechts sind entsprechend mittlere zentrischen Zugfestigkeiten mit Standardabweichung aufgetragen. Die Streuungen und insbesondere die Mittelwerte fallen in der Realität teils bedeutend geringer aus, als auf Grundlage einer Umrechnung mit den gemessenen Druckfestigkeiten nach den Beziehungen des [MC 2010] zu erwarten wäre, vgl. Abschn. 4.1.6.1.2. Bezogen auf die ebenfalls gemessenen Spaltzugfestigkeiten ergibt sich darüber hinaus ein Verhältnis von nur etwa 0,5 bis 0,6, das deutlich unter dem Umrechnungsfaktor 0,9 entsprechend Gl. (4.4) liegt. THUN ET AL. [TOE] wiesen darauf hin, dass der zentrische Zugversuch im Vergleich zum Spaltzugversuch empfindlicher gegenüber bereits vorhandenen Mikrorissen reagiert, siehe auch [RRo]]. Aus ihren Ergebnissen zogen sie den Schluss, dass bei einer rechnerischen Abschätzung der Zugfestigkeit zum Zeitpunkt t aus der entsprechenden Druckfestigkeit besondere Vorsicht geboten ist. Wegen möglicher, infolge von Alterung bereits eingprägter Risse schlugen THUN ET AL. [TOE] daher am Beispiel der Nachrechnung bestehender Brücken eine Begrenzung der rechnerischen Zugfestigkeit vor.

Anhang C: Dehnratenabhängiges Verhalten von gealterten Bauwerksbetonen

Zur Evaluation der Erdbbensicherheit einiger Staumauern in den USA wurden in den 1980er und 1990er Jahren zahlreiche Bohrkern entnommen und zerstörend geprüft. Nach [MHD99] wurden die (bekannt) älteste der untersuchten Staumauern (*Theodor Roosevelt Dam*) schon im Jahr 1911, und alle weiteren bis zum Jahr 1957 fertiggestellt. Neben dem Baujahr waren auch Konstruktionsart, Abmessungen etc. sowie die Orte der Bohrkernentnahmen waren entsprechend der Daten in [MHD99] von Bauwerk zu Bauwerk unterschiedlich. MOHOROVIC ET AL. [MHD99] werteten die Bohrkernuntersuchungen bis zu einem moderat erhöhten Dehnratenbereich von $\dot{\epsilon} = 10^{-3} \text{ s}^{-1}$ aus und fanden für die Druckfestigkeit einen mittleren DIF von 1,07 mit Variationskoeffizient 20 % und für die Spaltzugfestigkeit einen mittleren DIF von 1,44 mit Variationskoeffizient 15 % heraus. Ein überraschendes Ergebnis ist vor diesem Hintergrund, dass der mittlere DIF des E-Moduls bei 0,89 lag. Allerdings zeigte sich bei erhöhten Dehnraten auch allgemein eine zu Abb. 4-1 unterschiedliche, bis zum Versagen nahezu lineare Druckspannungs-Dehnungs-Beziehung. Quantitativ lassen sich die Untersuchungsergebnisse nicht für eine Bemessung verwenden. Sie belegen aber erwartungsgemäß, dass auch bei mitunter sehr alten Betonen ein dehnratenabhängiges Materialverhalten vorliegt, welches für die Festigkeitswerte im Mittel annähernd im Erwartungsbereich des Ansatzes nach [MC 2010] liegt, vgl. Abb. 4-12 im Hauptteil dieser Arbeit.

Weitere Untersuchungen an Bauwerksbeton wurden in Süditalien im Rahmen eines Forschungsprojektes durchgeführt, in dessen Rahmen der Widerstand einer in den 1960er Jahren errichteten Bogenbrücke gegen dynamische Lasten bewertet werden sollte, vgl. [CAP07]. Die Brücke wurde in den 1990er Jahren verstärkt, so dass im Bauwerk zwei Betone unterschiedlichen Alters eingebaut waren. Von CADONI ET AL. [CAP07] wurden Bohrkern aus der Brücke entnommen und im quasistatischen Versuch sowie in einem höheren Dehnratenbereich in der Größenordnung von 10^{-4} bis 10 s^{-1} geprüft. Sie stellten fest, dass sowohl Zugfestigkeit als auch Bruchdehnung und -energie mit zunehmender Dehnrates größer wurden und zogen daraus den Schluss, dass sich der Beton trotz des Alters nicht anders verhielt als in der Literatur (für nicht gealterten Beton) beschrieben wird, siehe hierzu auch Abschn. 4.1.4. So lässt sich anhand der Diagramme in [CAP07] auch ein entsprechender Schwellenwert zu einem steileren Festigkeitsanstieg ausmachen. Der bei der höchsten Dehnrates von $\dot{\epsilon} = 70 \text{ s}^{-1}$ belastete Bohrkern aus dem jüngeren Beton erreichte mit einer Zugfestigkeit von 11,67 MPa eine Steigerung der Zugfestigkeit auf etwa 400 % der quasistatischen Festigkeit. Die insgesamt geringe Probenanzahl zeigt jedoch nur Tendenzen an und lässt keine belastbare, allgemeingültige Quantifizierung zu.

Anhang D: Empirischer Ansatz nach HUGHES

HUGHES [Hu84] erarbeitete auf Grundlage analytischer Überlegungen einen Ansatz für die rechnerische Abschätzung der Penetrationstiefe sowie des Scabbing und des Perforation Limits und passte diesen an die Versuchsdaten an, die auch der Modified NDRC Formula (Abschn. 6.1.1 im Hauptteil dieser Arbeit) und dem Ansatz nach ADELI & AMIN [AA85] (vgl. Abschn. 6.1.2.2) zugrunde liegen. Eine Besonderheit des Ansatzes ist, dass die relevanten Größen nicht in Abhängigkeit von der Druckfestigkeit f_c , sondern von der Biegezugfestigkeit $f_{ct,fl}$ berechnet werden. Der Ansatz enthält außerdem einen Dehnratenfaktor (*strain-rate factor*) S_{Hu} .

HUGHES [Hu84] definierte einen Impact Factor, der sich von I_{Hu} in Gl. (6.13) u. a. im Hinblick auf die angesetzte Betonfestigkeit unterscheidet:

$$I_{Hu} = \frac{mv_0^2}{f_{ct,fl}d^3} \quad (D.1)$$

Mit dem Nose Shape Factor N_{Hu} entsprechend Tab. D-1 lässt sich die Penetrationstiefe berechnen zu:

$$\frac{z_p}{d} = 0,19 \cdot \frac{N_{Hu}I_{Hu}}{S_{Hu}} \quad \text{für } I_{Hu} \leq 3500 \quad (D.2)$$

$$\text{mit } S_{Hu} = 1,0 + 12,3 \ln(1,0 + 0,03I_{Hu}) \quad (D.3)$$

Tab. D-1: Nose Shape Factor N_{Hu} entsprechend [Hu84]

Form	flach (flat)	abgerundet (blunt)	halbrund (spherical)	spitz (very sharp)
Nose Shape Factor N_{Hu}	1,00	1,12	1,26	1,39

Nach HUGHES [Hu84] entspricht $I_{Hu} < 3500$ der Obergrenze des Gültigkeitsbereichs $h/d < 18$ der Modified NDRC Formula, vgl. Abschn. 6.1.1. Für $I_{Hu} < 40$ resp. $h/d < 3,5$ werden die Penetrationstiefen deutlich überschätzt. Im übrigen Bereich des Kurvenverlaufs für die Penetrationstiefe wichen die Versuchsergebnisse nach [Hu84] mit einer Standardabweichung (*standard deviation*, resp. mit einem Variationskoeffizienten) von 11 % vom berechneten Wert ab.

Eine Unterscheidung nach I_{Hu} findet sich auch für die Berechnung des Scabbing und des Perforation Limits, wobei in beiden Fällen jeweils zwei Gleichungen gegeben sind.

$$\frac{h_s}{d} = 5,0 \left(\frac{z_p}{d} \right) \quad \text{für } I_{Hu} < 40 \quad (D.4)$$

$$\text{oder } \frac{h_s}{d} = 1,74 \left(\frac{z_p}{d} \right) + 2,3 \quad \text{für } 40 < I_{Hu} < 3500 \quad (D.5)$$

Das Perforation Limit kann abgeschätzt werden zu:

$$\frac{h_e}{d} = 3,6 \left(\frac{z_p}{d} \right) \quad \text{für } I_{Hu} < 40 \quad (D.6)$$

$$\text{oder } \frac{h_e}{d} = 1,58 \left(\frac{z_p}{d} \right) + 1,4 \quad \text{für } 40 < I_{Hu} < 3500 \quad (D.7)$$

HUGHES [Hu84] merkte kritisch an, dass sich Gl. (D.4) und (D.6) wegen der Unsicherheiten hinsichtlich globaler Effekte (Plattenspannweite, -steifigkeit, Lagerungsbedingungen) für den allgemeinen Gebrauch nur eingeschränkt eignen, da sie nur für mit den Versuchen vergleichbare Randbedingungen zutreffende Ergebnisse liefern. Er stellte daher im entsprechenden Bereich auch die Verwendbarkeit der Formulierung von HALDAR ET AL. [HM82], [HHM83], [HH84] (siehe Abschn. 6.1.2.1) in Frage. HUGHES [Hu84] beschrieb weiter, dass sein Ansatz für $I_{Hu} < 40$ und $h/d < 3,5$ den oberen Grenzwert für das Scabbing und Perforation Limit abbildet. Zudem lag der Bewehrungsanteil zwischen 0 und 1,7 % *ewef*, wobei Gl. (D.7) nach HUGHES [Hu84] konservativ der Grenzlinie für den rückseitigen Bewehrungsanteil von mindestens 0,3 % *each way back face* entspricht. Der Bauteilwiderstand wird damit im Allgemeinen tendenziell unterschätzt, sodass der Ansatz zu konservativen Ergebnissen führt, siehe hierzu auch [AA85].

Anhang E: Semi-analytischer Ansatz nach RIERA

Weil RIERA [Ri89] die engen Anwendungsgrenzen der verfügbaren empirischen Formeln sowie die Vernachlässigung wichtiger Parameter kritisierte, entwickelte er einen Ansatz, der ähnlich wie bei HUGHES [Hu84] (mit im Vergleich deutlich größerem Umfang) auf analytischen Überlegungen aufbaut. RIERA [Ri89] zog für die Kalibrierung seines Ansatzes diejenigen Versuchsergebnisse heran, die bereits dem Ansatz von HALDAR ET AL. [HM82], [HHM83], [HH84] zu Grunde lagen (vgl. Abschn. 6.1.2.1) und ergänzte fünf Ergebnisse aus Großversuchen, die geringeren Werten des Impact Factors I entsprechen. Der Ansatz lautet

$$I = 30,97 \frac{Z_p}{d} - 51,29 \left[1 - \exp\left(-0,598 \frac{Z_p}{d}\right) \right] \quad (\text{E.1})$$

mit Impact Factor $I = I_{Ha}$ nach HALDAR ET AL. entsprechend Gl. (6.13)

bzw. Impact Factor $I = I_{Ri}$

$$\text{mit } I_{Ri} = \frac{mNv_0^2}{2\pi f_{ct,sp} d^3} \quad (\text{E.2})$$

Erwähnenswert ist hierbei, dass RIERA [Ri89] wie HUGHES [Hu84] zuvor mit Gl. (E.2) einen Ausdruck für den Impact Factor entwickelte, der von der Zugfestigkeit, in diesem Fall von der Spaltzugfestigkeit $f_{ct,sp}$, des Betons abhängt. Für Normalbeton sind die Ergebnisse aus Gl. (E.1) entsprechend [Ri89] unabhängig von der Formulierung des Impact Factors I_{Ha} nach Gl. (6.13) oder I_{Ri} nach Gl. (E.2) nahezu gleich. RIERA [Ri89] merkte an, dass Gl. (E.1) unter der Annahme eines harten Stoßes im Halbraum (siehe auch Abschn. 3.5.1) ermittelt wurde und diese nur für im Verhältnis zur Wanddicke kleine Penetrationstiefen gilt. Da Gl. (E.1) und die Ansätze für das Scabbing und das Perforations Limit iterativ gelöst werden müssen, wird im Weiteren auf [Ri89] verwiesen.

Nach [Ri89] können in Abhängigkeit vom Impact Factor I_{Ri} verschiedene Versagensmodi der Perforation unterscheiden lassen. Im Bereich von $I_{Ri} < 5$ tritt primär Versagen durch Bildung und Herausbrechen eines konischen Betonausbruchs (*punching-through process*) auf, während unter höheren Impactenergien für $I_{Ri} > 32$ das Versagen durch die Bildung eines Tunnels dominiert wird (*penetration process*), vgl. Fall f) und e) in Abb. 3-10. Im dazwischen liegenden Bereich $5 \leq I_{Ri} \leq 32$ überlagern sich beide Versagensarten. Die Einteilung nach [Ri89] zeigt, dass der Einfluss von Alterungs- und Korrosionseffekten an Beton und Betonstahl auf den Perforationswiderstand damit je nach primärer Versagensart von unterschiedlichen Mechanismen bestimmt werden könnte.

Anhang F: Analytischer Ansatz nach ROSENBERG & KOSITSKI

Sowohl ROSENBERG & DEKEL [RD10] als auch WARREN ET AL. [WFR14] zeigten anhand einiger der in Abschn. 6.2.1.1 genannten Versuchsdaten, dass die Bremsbeschleunigung eines Projektils in der Eintrittsphase praktisch linear bis zu einem Maximalwert ansteigt und danach bis zum Stillstand des Projektils konstant bleibt. Nach dem zweiten Newton'schen Axiom ist bei praktisch unveränderter Masse des Projektils somit die Widerstandskraft konstant. ROSENBERG & KOSITSKI [RK16] schlugen auf Basis der Annahme einer konstanten Widerstandskraft als einfaches Modell zur Berechnung der Eindringtiefe in der Tunnelphase z_{tu} vor:

$$z_{tu} = \frac{\rho l_{eff} v_0^2}{2R_t} \quad (F.1)$$

$$\text{mit } l_{eff} = \frac{4m}{\pi \rho d^2} \quad (F.2)$$

Mit der *effektiven Länge* l_{eff} werden die wesentliche Eigenschaften des Projektils (Masse m , Rohdichte ρ und Durchmesser d) berücksichtigt. Im Widerstandsfaktor R_t nach Gl. (F.3) werden sowohl die Projektilspitzenform als auch die Druckfestigkeit des Betons berücksichtigt. Zudem wird ein Skaleneffekt zwischen Projektildurchmesser d und Größtkorndurchmesser d_{GK} berücksichtigt, wobei mit steigenden Werten für d/d_{GK} bis zu einem Wert von etwa 7,5 bis 10 der Penetrationswiderstand sinkt und darüber hinaus von einem vernachlässigbaren Einfluss ausgegangen werden kann, vgl. [RK16]. ROSENBERG & KOSITSKI [RK16] schlugen für $6 \leq d \leq 76 \text{ mm}$ zur Abschätzung des Einflusses der Betondruckfestigkeit im Bereich $13 \leq f_c \leq 160 \text{ MPa}$ auf den Penetrationswiderstand vor:

$$R_t = 0,25 \ln\left(\frac{f_c}{2,72}\right) - 0,046 \frac{d}{d_{GK}} \quad (F.3)$$

Nach [RK16] wurden für Gl. (F.3) nur Daten für Projektil mit spitzbogenförmigen Spitzen (*ogive nosed*) ausgewertet, sodass diese nur eingeschränkt gültig ist. Gl. (F.2) eingesetzt in Gl. (F.1) und multipliziert mit $1/d$ ergibt die aus dem Hauptteil der Arbeit bekannte, bezogene Form:

$$\frac{z_{tu}}{d} = \frac{2 m v_0^2}{\pi R_t d^3} \quad (F.4)$$

Unter Bezugnahme auf [WFR14] ergibt sich die gesamte Penetrationstiefe unter der Annahme, dass die Kraterphase in der Tiefe von $2d$ in die Tunnelphase übergeht, entsprechend [RK16] zu:

$$z_p = \frac{\rho l_{eff} v_0^2}{2R_t} + d \quad (F.5)$$

Umgeformt ergibt sich schließlich als bezogene Formulierung:

$$\frac{z_p}{d} = \frac{2 m v_0^2}{\pi R_t d^3} + 1 \quad (F.6)$$

Mit Gl. (F.6) lässt sich die Penetrationstiefe z_p einfach abschätzen.

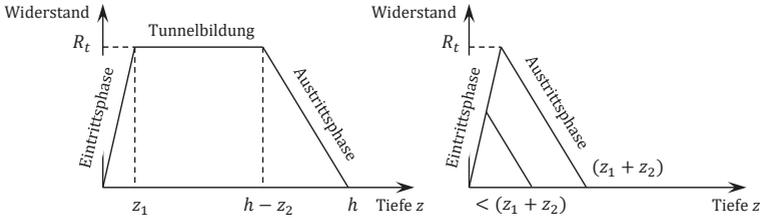


Abb. F-1: Schematische Darstellung des Widerstands bei der Perforation dicker (li.) und dünner (re.) Betonplatten, in Anlehnung an [RK16]

Zur Untersuchung der auf Projektilen mit spitzbogenartig gekrümmten Projektilspitzen wirkenden Bremsbeschleunigung in der Austrittsphase führten ROSENBERG & KOSITSKI [RK16] numerische Simulationen durch. Dabei ergab sich, dass sich die Bremsbeschleunigung analog zur Eintritts- bzw. Kraterphase auch in der Austrittsphase linear verändert und der Kraftverlauf über die Bauteiltiefe als Trapezoid dargestellt werden kann, vgl. Abb. F-1 links. ROSENBERG & KOSITSKI [RK16] führten einen Widerstandsfaktor R_{eff} ein, über den der Widerstandsparameter nach Gl. (F.3) entsprechend gemittelt werden kann:

$$R_{eff} = \left(1 - \frac{z_1 + z_2}{2h}\right) R_t \quad (F.7)$$

In Gl. (F.7) geben z_1 und z_2 Auskunft über die Längen der Ein- und Austrittsphase, für die ROSENBERG & KOSITSKI [RK16] auf Basis der Ergebnisse ihrer numerischen Berechnungen im Mittel $z_1 = 1,5d$ und $z_2 = 4d$ angaben. Für Bauteildicken $h < 5,5d$, in denen sich nach dieser Definition keine konstante Widerstandskraft einstellt (vgl. Abb. F-1 rechts), gilt nach [RK16]:

$$R_{eff} = \frac{h_e}{11d} R_t \quad (F.8)$$

Mit R_{eff} kann das Perforation Limit h_e berechnet werden aus:

$$h_e = \frac{\rho_{eff} v_0^2}{2R_{eff}} \quad (F.9)$$

Analog zur oben durchgeführten Umstellung ergibt sich:

$$\frac{h_e}{d} = \frac{2}{\pi} \frac{m v_0^2}{R_{eff} d^3} \quad (F.10)$$

Erwähnenswert ist an dieser Stelle, dass ROSENBERG & KOSITSKI [RK16] aus den ermittelten Werten für z_1 und z_2 mit z_p nach Gl. (F.5) den folgenden einfachen Zusammenhang für h_e ableiteten:

$$h_e = z_p + 1,75d \quad (F.11)$$

Wird Gl. (F.11) in die übliche dimensionslose Form gebracht, folgt:

$$\frac{h_e}{d} = \frac{z_p}{d} + 1,75 \quad (F.12)$$

Im Vergleich ihres Modells mit Versuchsdaten für Geschwindigkeiten etwa im Bereich $300 < v_0^2 < 800 \text{ m/s}$ und Betondruckfestigkeiten $f_c < 197 \text{ MPa}$ stellten ROSENBERG & KOSITSKI [RK16] eine gute Übereinstimmung fest. Die Zusammenhänge wurden an Projektilen mit spitzbogenartigen Spitzen für hohe Geschwindigkeiten ermittelt, sodass Gl. (F.11) für diese Arbeit nur eingeschränkt aussagekräftig ist. Nach diesem Ansatz weist ein rückseitiger Betonausbruch stets dieselbe bezogene Höhe von $h_{pl}/d = 1,75$ auf. Ähnlich sind z. B. Gl. (6.7) der Modified NDRC Formula und Gl. (D.7) nach HUGHES [Hu84] aufgebaut, wobei die bezogene Penetrationstiefe z_p/d mit einem Vorfaktor ≥ 1 (1,24 und 1,58) eingeht und die Konstante jeweils kleiner ist (1,32 und 1,4). Daraus lässt sich ableiten, dass die Größe des rückseitigen Betonausbruchs unabhängig von der Impactenergie ist. Dies spricht für die Richtigkeit der Annahme nach Gl. (6.51), die Grundlage für den Perforationsansatz nach LI & TONG [LT03] ist, vgl. Abschn. 6.2.2.1.

Anhang G: Herleitung eines verallgemeinerten analytischen Ansatzes zur Perforation

Aus Gründen der Übersichtlichkeit werden an dieser Stelle die für die Herleitung benötigten Formeln aus Abschn. 6.2.1.1 erneut wiedergegeben.

Die auf die Projektilspitze wirkende Widerstandskraft lässt sich auf Basis des Ansatzes von FORRESTAL ET AL. [Fo94] berechnen mit:

$$F_p = \xi z \quad \text{für } z < \zeta d, \text{ Kraterbildung} \quad (\text{G.1})$$

$$F_p = \frac{\pi d^2}{4} (S_F f_c + N \rho_c v^2) \quad \text{für } \zeta d \leq z, \text{ Tunnelphase} \quad (\text{G.2})$$

Darin ist der Koeffizient ξ in der Schreibweise nach LI & CHEN [LC02], [LC03]:

$$\xi = \frac{\pi d}{4\zeta} \cdot \frac{S_F f_c + N \rho_c v_0^2}{1 + \frac{\pi \zeta d^3}{4m} N \rho_c} \quad (\text{G.3})$$

Unter der Bedingung, dass sich der Betonausbruch bildet, wenn die Resultierende der Schubspannung auf der Bruchfläche gleich der Widerstandskraft aus dem Penetrationsvorgang ist, gilt nach LI & TONG [LT03]:

$$F_p = F_{pl} \quad (\text{G.4})$$

$$F_{pl} = \tau_f \cdot A_{pl,s} \cdot \cos \alpha \quad (\text{G.5})$$

$$\text{mit } A_{pl,s} = \frac{1}{\cos \alpha} (\pi d h_{pl} + \pi h_{pl}^2 \tan \alpha) \quad (\text{G.6})$$

Setzt man Gl. (G.4) mit Gl. (G.5) und (G.6) in Gl. (G.1) und (G.2) ein, folgt unter der Annahme, dass die Anfangsgeschwindigkeit zum Zeitpunkt der Konusbildung gleich null wird:

$$\pi \tau_f (d h_{pl} + h_{pl}^2 \tan \alpha) = \xi z \quad \text{für } z < \zeta d \quad (\text{G.7})$$

$$\pi \tau_f (d h_{pl} + h_{pl}^2 \tan \alpha) = \frac{\pi d^2}{4} S_F f_c \quad \text{für } \zeta d \leq z \quad (\text{G.8})$$

Die von LI & CHEN [LC02], [LC03] definierten Werte zur Substitution in der Kraterphase lauten:

$$I_{Li} = \frac{m v_0^2}{S_F f_c d^3} \quad (\text{G.9})$$

$$N_{Li}^* = \frac{m}{N_{Li} \rho_c d^3} \quad (\text{G.10})$$

Ausgehend von Gl. (G.7) gilt:

$$h_{pl}^2 \tan \alpha + d h_{pl} = \frac{\xi z}{\pi \tau_f} \quad (\text{G.11})$$

Umgestellt zur Bestimmung der Nullstellen folgt:

$$h_{pl}^2 + \frac{d}{\tan \alpha} h_{pl} - \frac{\xi z}{\pi \tau_f \tan \alpha} = 0 \quad (G.12)$$

Mit der p-q-Formel ergibt sich:

$$h_{pl,1/2} = -\frac{d}{2 \tan \alpha} \pm \sqrt{\frac{d^2}{4 \tan^2 \alpha} + \frac{\xi z}{\pi \tau_f \tan \alpha}} \quad (G.13)$$

Ein sinnvolles Ergebnis ergibt sich nur, wenn die Wurzel in Gl. (G.13) aufaddiert wird. Nach weiterer Umstellung ergibt sich:

$$\frac{h_{pl}}{d} = -\frac{1}{2 \tan \alpha} + \sqrt{\frac{1}{4 \tan^2 \alpha} + \frac{\xi z}{\pi \tau_f d^2 \tan \alpha}} \quad (G.14)$$

Nach weiterer Umstellung folgt:

$$\frac{h_{pl}}{d} = \frac{1}{2 \tan \alpha} \left[\sqrt{1 + \frac{4 \xi z \tan \alpha}{\pi \tau_f d^2}} - 1 \right] \quad (G.15)$$

Setzt man Gl. (G.3) in (G.15) ein, erhält man nach einiger Vereinfachung:

$$\frac{h_{pl}}{d} = \frac{1}{2 \tan \alpha} \left[\sqrt{1 + \frac{z_p (S_F f_c + N_{Li} \rho_c v_0^2) \tan \alpha}{d \left(1 + \frac{\zeta \pi d^3}{4m} N_{Li} \rho_c \right) \zeta \tau_f}} - 1 \right] \quad (G.16)$$

Weiter folgt:

$$\frac{h_{pl}}{d} = \frac{1}{2 \tan \alpha} \left[\sqrt{1 + \frac{z_p (S_F f_c + N_{Li} \rho_c v_0^2) \tan \alpha}{d \left(1 + \frac{\zeta \pi}{4 N_{Li}^*} \right) \zeta \tau_f}} - 1 \right] \quad (G.17)$$

Von LI & TONG [LT03] wird x_p/d in der Kraterphase gegeben mit:

$$\frac{z_p}{d} = \sqrt{I_{Li} \cdot \frac{4\zeta}{\pi} \cdot \frac{\left(1 + \frac{\zeta \pi}{4 N_{Li}^*} \right)}{\left(1 + \frac{I_{Li}}{N_{Li}^*} \right)}} \quad \text{für } \frac{z_p}{d} \leq \zeta \quad (G.18)$$

Einsetzen in Gl. (G.17) liefert:

$$\frac{h_{pl}}{d} = \frac{1}{2 \tan \alpha} \left[\sqrt{1 + \sqrt{I_{Li} \cdot \frac{4\zeta}{\pi} \cdot \left(1 + \frac{\zeta\pi}{4N_{Li}^*}\right) \cdot \frac{(S_F f_c + N_{Li} \rho_c v_0^2) \tan \alpha}{\left(1 + \frac{I_{Li}}{N_{Li}^*}\right) \zeta \tau_f} - 1}} \right] \quad (G.19)$$

Zur Vereinfachung ergibt sich nach Quadrierung einzelner Terme:

$$\frac{h_{pl}}{d} = \frac{1}{2 \tan \alpha} \left[\sqrt{1 + \frac{(S_F f_c + N_{Li} \rho_c v_0^2) \tan \alpha}{\tau_f} \sqrt{\frac{4I_{Li}}{\zeta\pi \left(1 + \frac{I_{Li}}{N_{Li}^*}\right) \left(1 + \frac{\zeta\pi}{4N_{Li}^*}\right)}} - 1} \right] \quad (G.20)$$

Für den nächsten Vereinfachungsschritt wird der folgende Ausdruck benötigt:

$$\frac{I_{Li}}{N_{Li}^*} = \frac{m v_0^2}{S_F f_c d^3} \cdot \frac{N_{Li} \rho_c d^3}{m} = \frac{N_{Li} \rho_c v_0^2}{S_F f_c} \quad (G.21)$$

Dann folgt:

$$\frac{h_{pl}}{d} = \frac{1}{2 \tan \alpha} \left[\sqrt{1 + \frac{S_F f_c \left(1 + \frac{I_{Li}}{N_{Li}^*}\right) \tan \alpha}{\tau_f} \sqrt{\frac{4I_{Li}}{\zeta\pi \left(1 + \frac{I_{Li}}{N_{Li}^*}\right) \left(1 + \frac{\zeta\pi}{4N_{Li}^*}\right)}} - 1} \right] \quad (G.22)$$

Es folgt schließlich der allgemeine Ausdruck für die Kraterphase:

$$\frac{h_{pl}}{d} = \frac{1}{2 \tan \alpha} \left[\sqrt{1 + \frac{2S_F f_c \tan \alpha}{\tau_f} \sqrt{\frac{I_{Li} \left(1 + \frac{I_{Li}}{N_{Li}^*}\right)}{\zeta\pi \left(1 + \frac{\zeta\pi}{4N_{Li}^*}\right)}} - 1} \right] \quad (G.23)$$

Gl. (G.23) entspricht mit $\alpha = \alpha_m$ Gl. (6.62) im Hauptteil dieser Arbeit.

Für die Tunnelphase lässt sich der gesuchte Zusammenhang verhältnismäßig einfach herstellen. Es folgt aus Gl. (G.8):

$$dh_{pl} + h_{pl}^2 \tan \alpha = \frac{S_F f_c d^2}{4\tau_f} \quad (G.24)$$

Umgestellt zur Bestimmung der Nullstellen folgt weiter:

$$h_{pl}^2 + \frac{d}{\tan \alpha} h_{pl} - \frac{S_F f_c d^2}{4\tau_f \tan \alpha} = 0 \quad (G.25)$$

Mit der p-q-Formel ergibt sich:

$$h_{pl,1/2} = -\frac{d}{2 \tan \alpha} \pm \sqrt{\frac{d^2}{4 \tan^2 \alpha} + \frac{S_F f_c d^2}{4 \tau_f \tan \alpha}} \quad (G.26)$$

Ein sinnvolles Ergebnis kann auch hier nur berechnet werden, wenn die Wurzel in Gl. (G.26) aufaddiert wird. Nach weiterer Umstellung folgt:

$$\frac{h_{pl}}{d} = -\frac{1}{2 \tan \alpha} + \sqrt{\frac{1}{4 \tan^2 \alpha} + \frac{S_F f_c}{4 \tau_f \tan \alpha}} \quad (G.27)$$

Schließlich ergibt sich:

$$\frac{h_{pl}}{d} = \frac{1}{2 \tan \alpha} \left[\sqrt{1 + \frac{S_F f_c \tan \alpha}{\tau_f}} - 1 \right] \quad (G.28)$$

Gl. (G.28) entspricht mit $\alpha = \alpha_m$ Gl. (6.63) im Hauptteil dieser Arbeit.

VERZEICHNIS DER BISHER IN DER SCHRIFTENREIHE DES IBMB ERSCHIENENEN HEFTE (ISSN 1439-3875)

In der Schriftenreihe "Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig - ISSN 0178-5796 (Heft 1 bis 16 als "Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig", Heft 17 bis 39 als "Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig") sind bisher die nachfolgend aufgeführten Hefte erschienen.

Sie können bezogen werden von:

Institut für Baustoffe,
Massivbau und Brandschutz
der Technischen Universität Braunschweig
Bibliothek
Beethovenstraße 52
38106 Braunschweig

Tel. (05 31) 3 91-54 54
Fax (05 31) 3 91-5900
E-Mail o.dienelt@tu-bs.de

oder über jede Buchhandlung.

Kosten:
Je nach Umfang zwischen € 7 und € 30
(zuzüglich Versandkosten)

Das aktuelle Verzeichnis unter:
www.ibmb.tu-bs.de (→ Bibliothek)

Vergriffene Hefte können als Kopien gegen Erstattung der Kopierkosten bezogen werden.

Heft 1:

Deters, R.: Über das Verdunstungsverhalten und den Nachweis öligter Holzschutzmittel. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1962; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Braunschweig, 1962

Heft 2:

Kordina, K.: Das Verhalten von Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen unter Feueranriff. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1963; Sonderdruck aus: Beton 13(1962), S. 11-18, 81-84

Heft 3:

Eibl, J.: Zur Stabilitätsfrage des Zweigelenkbogens mit biegeweichem Zugband und schlaffen Hängestangen. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1963; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Braunschweig, 1963

Heft 4:

Kordina, K.; Eibl, J.: Ein Verfahren zur Bestimmung des Vorspannverlustes infolge Schlupf in der Verankerung. Zur Frage der Temperaturbeanspruchung von kreiszylindrischen Stahlbetonsilos. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1964; Sonderdruck aus: Beton- und Stahlbetonbau 58(1963), S. 265-268; 59(1964), S. 1-11

Heft 5:

Ertingshausen, H.: Über den Schalungsdruck von Frischbeton. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1965; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Hannover, 1965

Heft 6:

Waubke, N.V.: Transportphänomene in Betonporen. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1966; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Braunschweig, 1968

Heft 7:

Ehm, H.: Ein Beitrag zur rechnerischen Bemessung von brandbeanspruchten balkenartigen Stahlbetonbauteilen. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1967; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Braunschweig, 1967

Heft 8:

Steinert, J.: Möglichkeiten der Bestimmung der kritischen Last von Stab- und Flächentragwerken mit Hilfe ihrer Eigenfrequenz. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1967; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Braunschweig, 1967

Heft 9:

Lämmke, A.: Untersuchungen an dämmschichtbildenden Feuerschutzmitteln. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1967; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Braunschweig, 1967

Heft 10:

Rafla, K.: Beitrag zur Frage der Kippstabilität aufgehängter Träger. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1968; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Braunschweig, 1968

Heft 11:

Ivanyi, G.: Die Traglast von offenen, kreisförmigen Stahlbetonquerschnitten: Brazier-Effekt. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1968; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Braunschweig, 1968

Heft 12:

Meyer-Ottens, C.: Brandverhalten verschiedener Bauplatten aus Baustoffen der Klassen A und B. Institut für Baustoffkunde und

Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1969

Heft 13:

Fuchs, G.: Zum Tragverhalten von kreisförmigen Doppelsilos unter Berücksichtigung der Eigensteifigkeit des Füllgutes. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1968; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Braunschweig, 1968

Heft 14:

Meyer-Ottens, C.: Wände aus Holz und Holzwerkstoffen unter Feuerangriff. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1970; Sonderdruck aus: Mitteilungen der Deutschen Gesellschaft für Holzforschung, H.56(1969)

Heft 15:

Lewandowski, R.: Beurteilung von Bauwerksfestigkeiten anhand von Betongütemwürfeln und -bohrproben. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1970; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Braunschweig, 1970

Heft 16:

Neubauer, F.-J.: Untersuchungen zur Frage der Rissesicherung von leichten Trennwänden aus Gips-Wandbauplatten. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1970; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Braunschweig, 1969

Heft 17:

Meyer-Ottens, C.; Kordina, K.: Gutachten über das Brandverhalten von Bauteilen aus dampfgehärtetem Gasbeton: aufgestellt für den Fachverband Gasbetonindustrie. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1970

Heft 17:

Meyer-Ottens, C.; Kordina, K.: Gutachten über das Brandverhalten von Bauteilen aus dampfgehärtetem Gasbeton. Erw. Neuaufl. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1974

Heft 18:

Bödeker, W.: Die Stahlblech-Holz-Nagelverbindung und ihre Anwendung: Grundlagen und Bemessungsvorschläge. Braunschweig. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1971; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Braunschweig, 1971, ISBN 3-89288-057-3

Heft 19:

Meyer-Ottens, C.: Bauaufsichtliche Brandschutzvorschriften: Beispiele für ihre Erfüllung bei Wänden, Brandwänden und Decken. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1971

Heft 20:

Liermann, K.: Das Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbetonbrückenpfeilern mit Rollenlagern. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1972; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1972, ISBN 3-89288-056-5

Heft 22:

Nürnberg, U.: Zur Frage des Spannungsrißkorrosionsverhaltens kohlenstoffarmer Betonstähle in Nitratlösungen unter Berücksichtigung praxisnaher Verhältnisse. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1972; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1972, ISBN 3-89288-054-9

Heft 23:

Meyer-Ottens, C.: Zur Frage der Abplatzungen an Betonbauteilen aus Normalbeton bei Brandbeanspruchung. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1972; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1972

Heft 24:

El-Arousy, T.H.: Über die Steinkohlenflugasche und ihre Wirkung auf die Eigenschaften von Leichtbeton mit geschlossenem Gefüge im frischen und festen Zustand. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1973; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1973, ISBN 3-89288-053-0

Heft 25:

Rieche, G.: Mechanismen der Spannungs-korrosion von Spannstählen im Hinblick auf ihr Verhalten in Spannbetonkonstruktionen. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1973; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1973, ISBN 3-89288-052-2

Heft 26:

Tennstedt, E.: Beitrag zur rechnerischen Ermittlung von Zwangsschnittgrößen unter Berücksichtigung des wirklichen Verformungsverhaltens des Stahlbetons. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1974; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1974, ISBN 3-89288-051-4

Heft 27:

Schneider, U.: Zur Kinetik festigkeitsmindernder Reaktionen in Normalbetonen bei hohen Temperaturen. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1973; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1973

Heft 28:

Neisecke, J.: Ein dreiparametrisches, komple-

xes Ultraschall-Prüfverfahren für die zerstörungsfreie Materialprüfung im Bauwesen. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1974; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1974, ISBN 3-89288-050-6

Heft 29:

Kordina, K.; Maack, P.; Hjorth, O.: Traglastermittlung an Stahlbeton-Druckgliedern. Schlußbericht (AIF-Nr. 956). Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1974, ISBN 3-89288-048-4

Heft 30:

Eibl, J.; Ivanyi, G.: Berücksichtigung der Torsionssteifigkeit von Randbalken bei Stahlbetondecken. Schlußbericht, Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1974

Heft 31:

Kordina, K.; Janko, B.: Stabilitätsnachweise von Rahmensystemen im Stahlbetonbau. Schlußbericht (AIF-Nr. 1388), Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1974, ISBN 3-89288-049-2

Heft 32:

Hjorth, O.: Ein Beitrag zur Frage der Festigkeiten und des Verbundverhaltens von Stahl und Beton bei hohen Beanspruchungsgeschwindigkeiten. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1976; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1975

Heft 33:

Clingsch, W.: Traglastberechnung instationär thermisch belasteter schlanker Stahlbetondruckglieder mittels zwei- und dreidimensionaler Diskretisierung. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1976; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1976

Heft 34:

Djamous, F.: Thermische Zerstörung natürlicher Zuschlagstoffe im Beton. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1977; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1977

Heft 35:

Haksever, A.: Zur Frage des Trag- und Verformungsverhaltens ebener Stahlbetonrahmen im Brandfall. Braunschweig. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1977; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1977

Heft 36:

Storkebaum, K.-H.: Ein Beitrag zur Traglastermittlung von vierseitig gelagerten Stahlbetonwänden. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1977; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1977, ISBN 3-89288-045-X

Heft 37:

Bechtold, R.: Zur thermischen Beanspruchung von Außenstützen im Brandfall. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1977; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1977, ISBN 3-89288-046-8

Heft 38:

Steinert, J.: Bestimmung der Wasserdurchlässigkeit von Kiesbeton aus dem Wassereindringverhalten. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1977; Unveränderter Nachdruck der Erstveröffentlichung Bad Honnef, Osang, 1977 (Zivilschutzforschung, Bd. 7)

Heft 39:

Weiß, R.: Ein haufwerkstheoretisches Modell der Restfestigkeit geschädigter Betone. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1978; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1978, ISBN 3-89288-047-6

Heft 40:

Alda, W.: Zum Schwingkriechen von Beton. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1978; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1978, ISBN 3-89288-035-2

Heft 41:

Teutsch, M.: Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbeton- und Spannbetonbalken mit rechteckigem Querschnitt unter kombinierter Beanspruchung aus Biegung, Querkraft und Torsion. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1979; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1979, ISBN 3-89288-036-0

Heft 42:

Schneider, U.: Ein Beitrag zur Frage des Kriechens und der Relaxation von Beton unter hohen Temperaturen. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1979; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1979

Heft 43:

Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz: Veröffentlichungen 1967 bis 1979. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1979, ISBN 3-89288-037-9

Heft 44:

Kordina, K.; Fröning, H.: Druckmessungen in Silozellen mit einer neu entwickelten Sonde. Abschlußbericht, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1979, ISBN 3-89288-038-7

Heft 45:

Henke, V.: Ein Beitrag zur Zuverlässigkeit frei gelagerter Stahlbetonstützen unter genormter Brandeinwirkung. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1980; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1980

Heft 46:

Schneider, U.; Haksever, A.: Wärmebilanzrechnungen für Brandräume mit unterschiedlichen Randbedingungen (Teil 1). Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1980

Heft 47:

Walter, R.: Partiiell brandbeanspruchte Stahlbetondecken: Berechnung des inneren Zwanges mit einem Scheibenmodell. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1981; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1981, ISBN 3-89288-039-5

Heft 48:

Svensvik, B.: Zum Verformungsverhalten gerissener Stahlbetonbalken unter Einschluss der Mitwirkung des Betons auf Zug in Abhängigkeit von Last und Zeit. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1981; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1981, ISBN 3-89288-040-9

Heft 49:

Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz: Veröffentlichungen 1967 bis 1981. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1981, ISBN 3-89288-041-7

Heft 50:

Ojha, S.K.: Die Steifigkeit und das Verformungsverhalten von Stahlbeton- und Spannbetonbalken unter kombinierter Beanspruchung aus Torsion, Biegemoment, Querkraft und Axialkraft. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1982, ISBN 3-89288-042-5

Heft 51:

Henke, V.: Zusammenstellung und Anwendung Bayes'scher Verfahren bei der Stichprobenbeurteilung, Projekt D1 des SFB 148. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1982, ISBN 3-89288-043-3

Heft 52:

Haksever, A.: Stahlbetonstützen mit Rechteckquerschnitten bei natürlichen Bränden. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1982; Zugl.: Habil.-Schr., Technische Universität Istanbul, 1982, ISBN 3-89288-044-1

Heft 53:

Weber, V.: Untersuchung des Reiß- und Verformungsverhaltens segmentärer Spannbetonbauteile. Braunschweig. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1982; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1982, ISBN 3-89288-017-4

Heft 54:

Ranisch, E.-H.: Zur Tragfähigkeit von Verklebungen zwischen Baustahl und Beton: geklebte Bewehrung. Unveränderter Nachdruck der Ausgabe 1982. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1986; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1982, ISBN 3-89288-010-7

Heft 55:

Wiedemann, G.: Zum Einfluß tiefer Temperaturen auf Festigkeit und Verformung von Beton. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1982; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1982

Heft 56:

Timm, R.: Ein geometrisch und physikalisch nichtlineares Rechenmodell zur optimalen Biegebemessung ebener Stahlbetonrahmen. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1982; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1982, ISBN 3-89288-018-2

Heft 57:

Diederichs, U.: Untersuchungen über den Verbund zwischen Stahl und Beton bei hohen Temperaturen. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1983; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1983, ISBN 3-89288-019-0

Heft 58:

Schneider, U.: Wärmebilanzrechnungen in Verbindung mit Versuchen in Brand-räumen (Teil 2). Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1983, ISBN 3-89288-020-4

Heft 59:

Dobbernack, R.: Wärmebilanzrechnungen in Brandräumen unter Berücksichtigung der Mehrzonenmodellbildung (Teil 3). Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1983, ISBN 3-89288-021-2

Heft 60:

Hillger, W.: Verbesserungen und Erweiterungen von Ultraschallprüfverfahren zur zerstörungsfreien Fehlstellen- und Qualitätskontrolle von Betonbauteilen. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1983; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1983, ISBN 3-89288-014-X

Heft 61:

Blume, F.: Zur Wirklichkeitsnähe der Lastannahmen in Silovorschriften für Zellen aus Stahlbeton und Spannbeton. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1984; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1984, ISBN 3-89288-013-1

Heft 62:

Nöiting, D.: Das Durchstanzen von Platten aus Stahlbeton : Tragverhalten, Berechnung, Bemessung. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1984; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1984, ISBN 3-89288-012-3

Heft 63:

Wesche, J.: Brandverhalten von Stahlbetonplatten im baupraktischen Einbauzustand. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1985; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1985, ISBN 3-89288-009-3

Heft 64:

Droese, S.: Untersuchungen zur Technologie des Gleitschalungsbau. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1985; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1985, ISBN 3-89288-000-X

Heft 65:

Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz: Forschungsarbeiten 1978 - 1983. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1984, ISBN 3-89288-001-8

Heft 66:

Hegger, J.: Einfluß der Verbundart auf die Grenztragfähigkeit von Spannbetonbalken. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1985; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1985, ISBN 3-89288-002-6

Heft 67:

Kepp, B.: Zum Tragverhalten von Verankerungen für hochfeste Stäbe aus Glasfaserverbundwerkstoff als Bewehrung im Spannbetonbau. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1985; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1985, ISBN 3-89288-003-4

Heft 68:

Sager, H.: Zum Einfluß hoher Temperaturen auf das Verbundverhalten von einbetonierten Bewehrungsstäben. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1985; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1985, ISBN 3-89288-004-2

Heft 69:

Haß, R.: Zur praxisgerechten brandschutztechnischen Beurteilung von Stützen aus Stahl und Beton. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1986; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1986, ISBN 3-89288-005-0

Heft 70:

Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz: 17. Forschungskolloquium des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton, März 1986, Kurzfassungen der Beiträge. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1986, ISBN 3-89288-006-9

Heft 71:

Ehm, C.: Versuche zur Festigkeit und Verformung von Beton unter zweiachsender Beanspruchung und hohen Temperaturen. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1986; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1986, ISBN 3-89288-007-7

Heft 72:

Hartwich, K.: Zum Riß- und Verformungsverhalten von Stahlfaserverstärkten Stahlbetonstäben unter Längszug. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1986; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1986, ISBN 3-89288-008-5

Heft 73:

Scheuermann, J.: Zum Einfluß tiefer Temperaturen auf Verbund und Ribbildung von Stahlbetonbauteilen. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1987; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1987, ISBN 3-89288-011-5

Heft 74:

Hinrichsmeyer, K.: Strukturorientierte Analyse und Modellbeschreibung der thermischen Schädigung von Beton. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1987; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1987, ISBN 3-89288-015-8

Heft 75:

Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz: Fachseminar Neue Bemessungsregeln durch Änderung der Stahlbeton- und Spannbetonvorschriften DIN 1045, DIN 4227, Juni 1986, Kurzfassungen der Beiträge. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1986, ISBN 3-89288-022-0

Heft 76:

Budelmann, H.: Zum Einfluß erhöhter Temperaturen auf Festigkeit und Verformung von Beton mit unterschiedlichen Feuchtegehalten. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1987; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1987, ISBN 3-89288-016-6

Heft 77:

Großmann, F.: Spannungen und bruchmechanische Vorgänge im Normbeton unter Zugbeanspruchung. Institut für Baustoffe,

Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1987; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1987, ISBN 3-89288-023-9

Heft 78:

Rohling, A.: Zum Einfluß des Verbundkriechens auf die Rißbreitenentwicklung sowie auf die Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1987; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1987, ISBN 3-89288-024-7

Heft 79:

Henning, W.: Zwangrißbildung und Bewehrung von Stahlbetonwänden auf steifen Unterbauten. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1987; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1987, ISBN 3-89288-025-5

Heft 80:

Richter, E.: Zur Berechnung der Biegetragfähigkeit brandbeanspruchter Spann-betonbauteile unter Berücksichtigung geeigneter Vereinfachungen für die Materialgesetze. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1987; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1987, ISBN 3-89288-026-3

Heft 81:

Kiel, M.: Nichtlineare Berechnung ebener Stahlbetonflächentragwerke unter Einfluß von Brandbeanspruchung. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1987; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1987, ISBN 3-89288-027-1

Heft 82:

Konietzko, A.: Polymerspezifische Auswirkungen auf das Tragverhalten modifizierter zementgebundener Betone (PCC). Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1988; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1988, ISBN 3-89288-028-X

Heft 83:

Grzeschkowitz, R.: Zum Trag- und Verformungsverhalten schlanker Stahlbetonstützen unter besonderer Berücksichtigung der schiefen Biegung. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1988; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1988, ISBN 3-89288-030-1

Heft 84:

Wiese, J.: Zum Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbetonplatten unter partieller Brandbeanspruchung. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1988; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1988, ISBN 3-89288-031-X

Heft 85:

Rudolph, K.: Traglastberechnung zwei-achsig biegebeanspruchter Stahlbetonstützen unter Brandeinwirkung. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1988; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1988, ISBN 3-89288-032-8

Heft 86:

Kordina, K.; Meyer-Ottens, C.; Noack, I.: Einfluß der Eigenbrandlast auf das Brandverhalten von Bauteilen aus brennbaren Baustoffen. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1989, in Vorbereitung, ISBN 3-89288-058-1

Heft 87:

Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz: Forschungsarbeiten 1984 - 1989. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1989, ISBN 3-89288-034-4

Heft 88:

Grossert, E.: Untersuchungen zum Tragverhalten von Massivbrücken mit zweizelligem Kastenquerschnitt. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1989; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1989, ISBN 3-89288-059-X

Heft 89:

Falkner, H.; Teutsch, M. [Hrsg.]: Weiterbildungsseminar "Bauen in Europa", 15.-16. November 1990 in Braunschweig, Kurzreferate, ISBN 3-89288-063-8

Heft 90:

Falkner, H.; Teutsch, M.; Claußen, T.; Voß, K.-U.: Vorspannung im Hochbau. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1991, ISBN 3-89288-064-6

Heft 91:

Falkner, H.; Teutsch, M. [Hrsg.]: Fachtagung Spannbeton im Hoch- und Industriebau, Kurzreferate, 1991, ISBN 3-89288-065-4

Heft 92:

Heins, T.: Simulationsmodell zur sicherheitstechnischen Beurteilung der Rauchausbreitung in ausgedehnten Räumen. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1991; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, ISBN 3-89288-066-2

Heft 93:

Hagen, E.: Zur Prognose des Gefährdungspotentials von Raumbränden. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1992; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1991, ISBN 3-89288-072-7

Heft 94:

Falkner, H.; Teutsch, M. [Hrsg.]: Fachseminar "Instandsetzung und Ertüchtigung von Massivbauten", 14.-15. November 1991 in Braunschweig, Kurzreferate, ISBN 3-89288-068-9

Heft 95:

Qualitätssicherung im Bauwesen, VMPA-Tagung 1992, 25.-26.06.1992, Tagungsbericht, ISBN 3-89288-071-9

Heft 96:

Weiterbildungsseminar "Brandschutz im Industriebau", 30.09.1992 in Braunschweig, Kurzreferate, ISBN 3-89288-070-0

Heft 97:

Falkner, H.; Teutsch, M. [Hrsg.]: Fachseminar "Neue Technologien im Bauwesen", 12.-13.11.1992 in Braunschweig, Kurzreferate, ISBN 3-89288-073-5

Heft 98:

Gunkler, E.: Verstärkung biegebeanspruchter Mauerwerkswände durch bewehrte Ergänzungsschichten. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1993; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1992, ISBN 3-89288-074-3

Heft 99:

Dorn, T.: Zur Berechnung des Tragverhaltens brandbeanspruchter Tragwerke in Verbundbauweise unter besonderer Berücksichtigung der Träger-Stützen-Anschlüsse. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1993; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1992, ISBN 3-89288-075-1

Heft 100:

Falkner, H.; Teutsch, M. [Hrsg.]: Fachseminar "Stahlfaserbeton", 04.03.1993 in Braunschweig, Kurzreferate, ISBN 3-89288-076-X

Heft 101:

Falkner, H.; Teutsch, M.: Vergleichende Untersuchungen an unbewehrten und stahlfaserbewehrten Industriefußböden. Forschungsbericht, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1993, ISBN 3-89288-077-8

Heft 102:

Falkner, H.; Teutsch, M.: Comparative studies of plain and steel fiber reinforced concrete industrial ground slabs. Forschungsbericht, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1993, ISBN 3-89288-078-6

Heft 103:

Braunschweiger Brandschutz-Tage 1993: Fachseminar Brandschutz - Forschung und Praxis. 06.-07.10.1993, Kurzreferate, ISBN 3-89288-079-4

Heft 104:

Thienel, K.-C.: Festigkeit und Verformung von Beton bei hoher Temperatur und biaxialer Beanspruchung. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1993
Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1993, ISBN 3-89288-080-8

Heft 105:

Falkner, H.; Teutsch, M. [Hrsg.]: Braunschweiger Bauseminar 1993 "Dauerhafte Bauwerke aus Faserbeton", 11.-12.11.1993 in Braunschweig, Kurzreferate, ISBN 3-89288-081-6

Heft 106:

Neuentwicklungen im baulichen Brandschutz. Dr. Meyer-Ottens 60 Jahre; Fachseminar 18.03.1994 in Braunschweig, ISBN 3-89288-085-9

Heft 107:

Bunte, D.: Zum karbonatisierungsbedingten Verlust der Dauerhaftigkeit von Außenbauteilen aus Stahlbeton. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1994
Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1993, ISBN 3-89288-086-7

Heft 108:

Holzenkämpfer, P.: Ingenieurmodell des Verbundes geklebter Bewehrung für Betonbauteile. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1994
Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1994, ISBN 3-89288-087-5

Heft 109:

Forschungsarbeiten 1990 - 1994. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1994, ISBN 3-89288-088-3

Heft 110:

Falkner, H.; Teutsch, M.; Rohde, S.: Untersuchung der Schubtragfähigkeit und der Wasserundurchlässigkeit von Arbeitsfugen unter Verwendung von Stremaform-Abschalelementen.
Falkner, H.; Teutsch, M.; Claußen, T.: Schubtragfähigkeit des Vergußbetons zwischen Köcher-, Block oder Hülsenfundamenten und Stützenfuß bei unterschiedlich profilierten Betonoberflächen.
Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1994, ISBN 3-89288-089-1

Heft 111:

Voß, K.-U.: Zum Trag- und Verformungsverhalten bei Schwellbeanspruchung. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1994
Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1993, ISBN 3-89288-090-5

Heft 112:

Weiterbildungsseminar Brandschutz bei Sonderbauten: 05./06.10.1994 in Braunschweig; Kurzreferate, 1994, ISBN 3-89288-092-1

Heft 113:

Falkner, H.; Teutsch, M. [Hrsg.]: Aus der Forschung in die Praxis: 10./11.11.1994; Braunschweiger Bauseminar 1994, ISBN 3-89288-091-3

Heft 114:

Warnecke, P.: Tragverhalten und Konsolidierung von historischem Natursteinmauerwerk, 1995
Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1995, ISBN 3-89288-094-8

Heft 115:

Braunschweiger Brandschutz-Tage 1995: 6. Fachseminar Brandschutz - Forschung und Praxis: 04.-05.10.1995, Kurzreferate, ISBN 3-89288-093-X

Heft 116:

Huang, Z.: Grenzbeanspruchung gebetteter Stahlfaserbetonplatten, 1995
Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1995, ISBN 3-89288-095-6

Heft 117:

Falkner, H.; Teutsch, M.; Huang, Z.: Untersuchung des Trag- und Verformungsverhaltens von Industriefußböden aus Stahlfaserbeton. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1995, ISBN 3-89288-096-4

Heft 118:

Kubat, B.: Durchstanzverhalten von vorge-spannten, punktförmig gestützten Platten aus Stahlfaserbeton, 1995
Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1995, ISBN 3-89288-097-2

Heft 119:

Falkner, H.; Teutsch, M. [Hrsg.]: Dichte Bauwerke: 09./10.11.1995; Braunschweiger Bauseminar 1995, ISBN 3-89288-091-3

Heft 120:

Steinert, C.: Bestimmung der Wärmeübergangsbedingungen auf Bauteile im Brandfall, Abschlußbericht, 1995, ISBN 3-89288-099-9

Heft 121:

Schütte, J.; Teutsch, M.; Falkner, H.: Fugenlose Betonbodenplatten, Forschungsbericht, 1996, ISBN 3-89288-100-6

Heft 122:

Weiterbildungsseminar Brandschutz bei Sonderbauten: 24./25.09.1996 in Braunschweig, Kurzreferate, 1996, ISBN 3-89288-101-4

Heft 123:

Droese, S.; Riese, A.: Belastungsversuche an zwei Durchlauf-Plattenstreifen aus Elementplatten mit Aufbeton aus Stahlfaserbeton, 1996, ISBN 3-89288-102-4

Heft 124:

Hankers, C.: Zum Verbundtragverhalten laschenverstärkter Betonbauteile unter nicht vorwiegend ruhender Beanspruchung, 1996
Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1996, ISBN 3-89288-103-0

Heft 125:

Schmidt-Döhl, F.: Ein Modell zur Berechnung von kombinierten chemischen Reaktions- und Transportprozessen und seine Anwendung auf die Korrosion mineralischer Baustoffe, 1996
Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1996, ISBN 3-89288-104-9

Heft 126:

Falkner, H.; Teutsch, M. [Hrsg.]: Ingenieurbauwerke mit neuen Konzepten:

14./15.11.1996, Braunschweiger Bauseminar 1996, ISBN 3-89288-105-7

Heft 127:
Forschung über Baudenkmalpflege - Arbeitsberichte: 1990 - 1993, 1996, ISBN 3-89288-106-5

Heft 128:
Festschrift zum 65. Geburtstag von Prof. Dr.-Ing. F. S. Rostásy: Baustoffe in Praxis, Lehre und Forschung, 1997, ISBN 3-89288-107-3

Heft 129:
Forschung über Baudenkmalpflege - Arbeitsberichte: 1994, 1997, ISBN 3-89288-108-1

Heft 130:
Forschung über Baudenkmalpflege - Arbeitsberichte: 1995, 1997, ISBN 3-89288-109-X

Heft 131:
Falkner, H.; Teutsch, M.; Klinkert H.: Trag- und Verformungsverhalten dynamisch beanspruchter Fahrbahnen aus Beton- und Stahlfaserbeton, Forschungsbericht, 1997, ISBN 3-89288-110-3

Heft 132:
Schütte, J.: Einfluß der Lagerungsbedingungen auf Zwang in Betonbodenplatten, 1997
Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1997, ISBN 3-89288-111-1

Heft 133:
Braunschweiger Brandschutz-Tage 1997: 7. Fachseminar Brandschutz - Forschung und Praxis: 01.-02.10.1997, Kurzreferate, ISBN 3-89288-112-X

Heft 134:
Ameler, J.: Betonverhalten bei hohen Temperaturen und triaxialer Beanspruchung - FE-Modell auf der Basis der Betonstruktur, 1997
Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1997, ISBN 3-89288-113-8

Heft 135:
Tagung Konsolidierung von historischem Natursteinmauerwerk: 06./07.11.1997 in Braunschweig, ISBN 3-89288-114-6

Heft 136:
Falkner, H.; Teutsch, M. [Hrsg.]: Innovative Bauen: 13./14.11.1997, Braunschweiger Bauseminar 1997, ISBN 3-89288-115-4

Heft 137:
Forschung über Baudenkmalpflege - Arbeitsberichte: 1996 - 1997. 1998. ISBN 3-89288-116-2

Heft 138:
Scheibe, M.: Vorhersage des Zeitstandverhaltens unidirektionaler Aramidfaserverbundstäbe in alkalischer Umgebung. 1998. Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 1998. ISBN 3-89288-117-0

Heft 139:
Weiterbildungsseminar Brandschutz bei Sonderbauten : 29./30.9.1998 in Braunschweig ; Kurzreferate. 1998. ISBN 3-89288-118-9

Heft 140:
Gutsch, A.: Stoffeigenschaften jungen Betons - Versuche und Modelle. 1998. Zugl.: Braunschweig, TU, Diss. ISBN 3-89288-119-7

Heft 141:
Falkner, H. ; Teutsch, M. [Hrsg.]
Beton auf neuen Wegen : 12.-13.11.1998 ; Braunschweiger Bauseminar 1998. ISBN 3-89288-120-0

Heft 142:

Betonbau - Forschung, Entwicklung und Anwendung : Festschrift zum 60. Geburtstag von Univ.-Prof. Dr.-Ing Horst Falkner am 20.4.1999. 1999.
ISBN 3-89288-121-9

Heft 143:

Teutsch, M ; Klinkert, H.
Leistungsklassen von Stahlfaserbeton. 1999.
ISBN 3-89288-122-7

Heft 144:

Forschungsarbeiten 1995 - 1999. 1999.
ISBN 3-89288-123-5

Heft 145:

Braunschweiger Brandschutztag 1999: 8. Fachseminar Brandschutz - Forschung und Praxis ; 4.-5. Oktober 1999 in Braunschweig., Kurzreferate. 1999.
ISBN 3-89288-124-3

Heft 146:

Falkner, H. ; Teutsch, M. [Hrsg.]
Bauen im nächsten Jahrtausend : 11.11.-12.11.1999 ; Braunschweiger Bauseminar 1999.
ISBN 3-89288-125-1

Heft 147:

Weiterbildungsseminar Brandschutz bei Sonderbauten: 28./29.3.2000 in Braunschweig; Kurzreferate, 2000.
ISBN 3-89288-126-X

Heft 148:

Hariri, K.: Bruchmechanisches Verhalten jungen Betons - Laser-Speckle-Interferometrie und Modellierung der Rißprozeßzone. 2000.
Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2000. ISBN 3-89288-127-8

Heft 149:

Wigger, H.: Rissbildung in historischem Natursteinmauerwerk : Beobachtung, Versuche und Berechnungsmodelle. 2000.
Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2000.
ISBN 3-89288-128-6

Heft 150:

Neubauer, U.: Verbundtragverhalten geklebter Lamellen aus Kohlenstoffaser - Verbundwerkstoff zur Verstärkung von Betonbauteilen. 2000
Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2000.
ISBN 3-89288-129-4.

Heft 151:

Brandschutz in Chemikalienlagern. 2000.
ISBN 3-89288-130-8

Heft 152:

Falkner, H. ; Teutsch, M. [Hrsg.]
Trends und Entwicklungen im Bauwesen : 9.-10.11.2000 ; Braunschweiger Bauseminar 2000.
ISBN 3-89288-131-6

Heft 153:

Rostásy, F.S. ; Budelmann, H. [Hrsg.]
Rissbeherrschung massiger Betonbauteile : Bauwerk, Werkstoff, Simulation ; Braunschweig, 20.3.2001.
ISBN 3-89288-132-4

Heft 154:

Krauß, M. ; Hariri, K. ; Rostásy, F.S.
Hydratationsgrad, Ultraschall-Technik zur Beschreibung der Erhärtung, bruchmechanisches Verhalten jungen Betons : Berichte ; Forschungsprojekt der EU (Brite Euram BE96-3843), IPACS. 2001.
ISBN 3-89288-135-9.

Heft 155:

Gutsch, A. ; Rostásy, F.S.
Spannungs-Dehnungslinie, viskoelastisches Verhalten und autogenes Schwinden jungen Betons : Berichte ; Forschungsprojekt der EU (Brite Euram BE96-3843), IPACS. 2001.
ISBN 3-89288-136-7

Heft 156:

Rostásy, F.S. ; Krauß, M. ; Gutsch, A.

Spannungsberechnung und Risskriterien für jungen Beton – Methoden des iBMB : Bericht ; Forschungsprojekt der EU (Brite Euram BE96-3843), IPACS. 2001.
ISBN 3-89288-137-5

Heft 157:
Rostásy, F.S. ; Krauß, M. ; Gutsch, A.
Früher Zwang in massigen Sohlplatten : Bericht ; Forschungsprojekt der EU (Brite Euram BE96-3843), IPACS. 2001.
ISBN 4-89288-138-3

Heft 158:
Braunschweiger Brandschutztag 2001: 9. Fachseminar Brandschutz - Forschung und Praxis ; 1.-2. Oktober 2001 in Braunschweig., Kurzreferate. 2001.
ISBN 3-89288-139-1

Heft 159:
Falkner, H. ; Teutsch, M. [Hrsg.]
Bauen im Wandel der Zeit : 8.-9.11.2001 ; Braunschweiger Bauseminar 2001. 2001.
ISBN 3-89288-140-5.

Heft 160:
Beiträge zum 40. Forschungskolloquium des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton : 11.-12.10.2001 in Braunschweig. 2001.
ISBN 3-89288-141-3

Heft 161:
Dora, B.: Hydraulisch erhärtende Baustoffe aus Betonbrechsand – Phasenveränderungen durch Temperaturbehandlung und Einsatzmöglichkeiten.
Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2001.
ISBN 3-89288-142-1.

Heft 162:
RO 70 : 50 Jahre Forschung und 25 Dissertationen ; Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E. h. Rostásy, zum 70 Geburtstag gewidmet. 2002.
ISBN 3-89288-143-X.

Heft 163:
Praxisseminar Brandschutz bei Sonderbauten : 1. und 2. Oktober 2002 in Braunschweig ; Kurzreferate.

2002.
ISBN 3-89288-144-8

Heft 164:
Stahlfaserbeton : Ein unberechenbares Material? ; 14.-15. November - Braunschweiger Bauseminar 2002.
ISBN 3-89288-145-6

Heft 165:
Niemann, P.
Gebrauchsverhalten von Bodenplatten aus Beton unter Einwirkungen infolge Last und Zwang. Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2002.
ISBN 3-89288-146-4

Heft 166:
Budelmann ; H. ; Falkner, H. [Hrsg.]
Bauen im Bestand : 25. März 2003.
ISBN 3-89288-147-2

H. 167:
Blume, G.W.: Ingenieurmodell zur brand-schutztechnischen Bemessung von Bauteilen auf der Basis von experimentell ermittelten Verbrennungseffektivitäten. 2003.
Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2002.
ISBN 3-89288-148-0

H. 168:
Braunschweiger Brandschutztag 2003: 10. Fachseminar Brandschutz - Forschung und Praxis ; 30.9. - 1.10.2003 in Braunschweig., Kurzreferate. 2003.
ISBN 3-89288-149-9

H. 169:
Falkner, H. ; Teutsch, M. [Hrsg.]
Bauforschung und -praxis in schwierigen Zeiten : 13. und 14. November ; Braunschweiger Bauseminar 2003.
ISBN 3-89288-150-2

H 170:

Hemmy, O.: Zum Gebrauchs- und Tragverhalten von Tunnelschalen aus Stahlfaserbeton und stahlfaserverstärktem Stahlbeton. Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2003. ISBN 3-89288-151-0

H. 171:

Dehne, M.: Probabilistisches Sicherheitskonzept für die brandschutztechnische Bemessung. 2003. Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2003. ISBN 3-89288-153-7

H. 172:

Paliga, K.: Entstehung und Vermeidung von Betonabplatzungen bei Tunnelbränden. 2003. Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2003. ISBN 3-89288-154-5

Hef 173:

Festschrift zum 60 Geburtstag von Univ.-Prof. Dr.-Ing. Dietmar Hosser : Brandschutz und mehr... 2003. ISBN 3-89288-152-9

Hef 174:

Timm, M.: Verbundwirkung des Betons im Bereich von STREMAFORM - Abschalelementen : Untersuchungsbericht ; Okt. 2000. 2004. ISBN 3-89288-156-1

Hef 175:

Zehfuß, J.: Bemessung von Tragsystemen mehrgeschossiger Gebäude in Stahlbauweise für realistische Brandbeanspruchung. Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2004. ISBN 3-89288-155-3

Hef 176:

Nause, P.: Berechnungsgrundlagen für das Brandverhalten von Druckgliedern aus hochfestem Beton. 2004. Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2004. ISBN 3-89288-157-X
Nicht in der Schriftenreihe erschienen.

Hef 177:

Budelmann ; H. ; Falkner, H. [Hrsg.]
Bauen im Bestand : 23. März 2004.
ISBN 3-89288-158-8

H. 178:

Praxisseminar Brandschutz bei Sonderbauten : 29. – 30.9.2004 in Braunschweig ; Kurzreferate. 2004. ISBN 3-89288-159-6

H. 179:

Krauß, M.: Probabilistischer Nachweis der Wirksamkeit von Maßnahmen gegen frühe Trennrisse in massigen Betonbauteilen. 2004. Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2004. ISBN 3-89288-160-X.

H. 180:

Weiske, R.
Durchleitung hoher Stützlasten bei Stahlbetonflachdecken. 2004. Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2004. ISBN 3-89288-161-8.

H. 181:

Falkner, H. ; Teutsch, M. [Hrsg.]
Qualität im Bauwesen : 11. und 12. Nov. ; Braunschweiger Bauseminar 2004. ISBN 3-89288-162-6

H. 182:

Festschrift zum 60. Geburtstag von Univ.-Prof. Dr.-Ing. Klaus Peter Großkurth : Struktur und Anwendung der Baustoffe. 2005. ISBN 3-89288-163-4

H. 183:

Budelmann, H. ; Laube, M. ; Hinrichs, W. [Hrsg.]
Bauen im Bestand : 23. Februar 2005. ISBN 3-89288-164-2

- H. 184:
Hinrichs, W.
Charakterisierung einer einheitlichen Messmethodik und Validierung ausgewählter Verfahren für die Bestimmung der Maschenweiten von Stahl Drahtgeweben : Das Forschungsvorhaben wurde von der Stiftung Stahlanwendungsforschung im Stifterverband für die Deutsche Wissenschaft e.V. gefördert (Az: A 182/S24/10036/02. 2005). ISBN 3-89288-166-9.
- H. 185:
Braunschweiger Brandschutz-Tage '05 : 11. Fachseminar Brandschutz – Forschung und Praxis, 28. und 29. Sept. 2005 in Braunschweig, Tagungsbericht. ISBN 3-89288-167-7.
- H. 186:
Will, J.: Entwicklung eines sauerstoffkalorimetrischen Verfahrens zur Bestimmung von Brandparametern bei unterschiedlich ventilierten Bränden. 2005. Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2005. ISBN 3-89288-168-5.
- H. 187:
Rigo, E.M.: Ein probabilistisches Konzept zur Beurteilung der Korrosion zementgebundener Baustoffe durch lösenden und treibenden Angriff. 2005. Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2005. ISBN 3-89288-169-3.
- H. 188:
Budelmann, H. ; Gutsch, A.-W. [Hrsg.]
Bauen im Bestand : Beton in der Abwassertechnik ; 6. Sept. 2005. ISBN 3-89288-170-7.
- H. 189:
Gerritzen, D.P.
Zur Frage der Nachnutzbarkeit verbundlos vorgespannter Stahlbetondecken nach Brandeinwirkung. 2005. Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2005. ISBN 3-89288-171-5.
- H. 190:
Falkner, H. ; Teutsch, M. [Hrsg.]
Bewe(ä)rter Betonbau : 10. und 11. November ; Braunschweiger Bauseminar 2005. ISBN 3-89288-172-3
- H. 191:
Kurzberichte aus der Forschung 2005. 2006. ISBN 3-89288-173-1
- H. 192:
Praxisseminar Brandschutz bei Sonderbauten : 26.-27. Sept. 2006 ; Kurzreferate. ISBN-10: 3-89288-174-X
ISBN-13: 978-3-89288-174-2.
- H. 193:
Sperling, D.
Eine Methode zur automatisierten Überwachung von Spannbetonfahrwegträgern. 2006. Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2006. ISBN-10: 3-89288-175-8
ISBN-13: 978-3-89288-175-9.
- H. 194:
Grunert, J.P.
Zum Tragverhalten von Spannbetonfertigteilbalken aus Stahlfaserbeton ohne Betonstahlbewehrung. 2006. Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2006. ISBN-10: 3-89288-176-6
ISBN-13: 978-3-89288-176-6.
- H. 195:
Budelmann, H. ; Gutsch, A.-W. [Hrsg.]
Bau Symposium Braunschweig (BSB 2007) : Stand und Entwicklung des Trockenbaus ; 8. März. 2007. ISBN 978-3-89288-177-3.
- H. 196:
Bruder, S.
Adaptive Modellierung der Dauerhaftigkeit im Zuge der Überwachung von Betonbauwerken. 2007. Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 1996. ISBN 978-3-89288-178-0.
- H. 197:
Holst, A.

Korrosionsmonitoring und Bruchortung vorgespannter Zugglieder in Bauwerken. 2007.

Zugl.: Braunschweig, TU, Diss.
ISBN 978-3-89288-179-7.

H. 198:

Forell, B.

A Methodology to assess Species Yields of Compartment Fires by means of an extended Global Equivalence Ratio Concept. 2007.

Zugl.: Braunschweig, TU, Diss.
ISBN 978-3-89288-180-3.

H. 199:

Braunschweiger Brandschutz-Tage '07 : 21. Fachseminar Brandschutz – Forschung und Praxis, 26. und 27. Sept. 2007 in Braunschweig, Tagungsband.

ISBN 978-3-89288-181-0.

H. 200:

Nothnagel, R.

Hydratations- und Strukturmodell für Zementstein. 2007.

Zugl.: Braunschweig, TU, Diss.
ISBN 978-3-89288-182-7

H. 201:

Riese, O.

Ein Brandausbreitungsmodell für Kabel. 2007.

Zugl.: Braunschweig, TU, Diss.
ISBN 978-3-89288-183-4

H. 202:

Braunschweiger Brandschutz-Tage '08 : 22. Fachtagung ; Brandschutz bei Sonderbauten , 30.9. – 1.10.2008 – Tagungsband.

ISBN 978-3-89288-185-8

H. 203:

Klinzmann, C.

Methodik zur computergestützten, probabilistischen Bauwerksbewertung unter Einbeziehung von Bauwerksmonitoring. 2008.

Zugl.: Braunschweig, TU, Diss.
ISBN 978-3-89288-186-5.

H. 204:

Schnetgöke, R.

Zuverlässigkeitsorientierte Systembewertung von Massivbauwerken als Grundlage für die Bauwerksüberwachung. 2008.

Zugl.: Braunschweig, TU, Diss.
ISBN 978-3-89288-187-2.

H. 205:

Budelmann, H. ; Gutsch, A.-W. [Hrsg.]

Bau Symposium Braunschweig (BSB 2008): Konstruktiver Holzbau ; 4. November 2008.
ISBN 978-3-89288-188-9.

H. 206:

Kampmeier, B.

Risikogerechte Brandschutzlösungen für den mehrgeschossigen Holzbau. 2008.

Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2008.
ISBN 978-3-89288-189-6.

H. 207:

Husemann, U.

Erhöhung der Verbundtragfähigkeit von nachträglich aufgeklebten Lamellen durch Bügelumschließungen.

Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2009.
ISBN 978-3-89288-190-2

H. 208:

Braunschweiger Brandschutz-Tage '09 : 23. Fachtagung Brandschutz – Forschung und Praxis, 29.9.2008 – 30.9.2009 ; Tagungsband.

ISBN 978-3-89288-191-9

H. 209:

Sperbeck, S.T.

Seismic Risk Assessment of Masonry Walls and Risk Reduction by Means of Prestressing. 2009.

Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2009.
ISBN 978-3-89288-192-6

- H. 210:
Braunschweiger Brandschutz-Tage 2010 : :
24. Fachtagung ; Brandschutz bei Sonderbauten , 21. und 22.9.2010 – Tagungsband.
ISBN 978-3-89288-194-0
- H. 211:
Hohm, V.
Wärmetransportmodell für gekoppelte Prozesse in der Brandsimulation. 2010.
Zugl.: Braunschweig, TU, Diss.
ISBN 978-3-89288-195-7.
- H. 212:
Kruse, D.
Entwicklung von Hochleistungsbrandschutzbeschichtungen zum Entzündungsschutz von Holz unter Vollbrandbedingungen. 2011.
Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2010.
ISBN 978-3-89288-196-4.
- H. 213:
Twelmeier, H.
Dauerhaftigkeitsprognose der Verfügu ng von gipshaltigem historischem Mauerwerk. 2011.
Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2010.
ISBN 978-3-89288-197-1.
- H. 214:
Braunschweiger Brandschutz-Tage 2011 : :
25. Fachtagung Brandschutz – Forschung und Praxis, 27. und 28.9.2011 – Tagungsband.
ISBN 978-3-89288-198-8
- H. 215:
Hollmann, D.W.
Grundlagen und Ingenieurmodell für den Nachweis von Holzbauteilen mit Hochleistungsbrandschutzbeschichtungen. 2011.
Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2011.
ISBN 978-3-89288-199-5
- H. 216:
Rostásy, F.S.
Assessment of Mechanical Properties of Structural Materials for Cryogenic Application (June 1988). 2011.
ISBN 978-3-89288-200-8
- H. 217:
Albrecht, C.
A risk-informed and performance-based life safety concept in case of fire. 2012.
Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2012.
ISBN 978-3-89288-202-2.
- H. 218:
Braunschweiger Brandschutz-Tage 2012 : :
26. Fachtagung Brandschutz bei Sonderbauten, 19. und 20.9.2012 – Tagungsband.
ISBN 978-3-89288-203-9.
- H. 219:
Wichers, M.
Bemessung von bewehrten Betonbauteilen bei Teilflächenbelastung unter Berücksichtigung der Rissbildung. 2013.
Zugl.: Braunschweig, TU, Diss. 2013.
ISBN 978-3-89288-204-6.
- H. 220:
Braunschweiger Brandschutz-Tage 2013 : :
27. Fachtagung Brandschutz – Forschung und Praxis ; 25. und 26.9.2013 – Tagungsband.
ISBN 978-3-89288-205-3
- H. 221:
Krakowski, W..
Rissverhalten von Flächentragwerken aus Stahlbeton mit schiefwinkliger Bewehrung. 2013.
Zugl.: Braunschweig, TU, Diss. 2013.
ISBN 978-3-89288-206-0
- H. 222:
Krauss, H.-W.
Zur Auswirkung hochfeiner inerter Zusatzstoffe auf die Hydratationskinetik und die Mikrostruktur von Zementstein. 2013.
Zugl.: Braunschweig, TU, Diss. 2013.
ISBN 978-3-89288-207-7
- H. 223:
Steven, G.
Trag- und Nachbruchverhalten von Stützen aus ultrahochfestem Beton mit hochfester Längsbewehrung. 2014.
Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2014.
ISBN 978-3-89288-208-4
- H. 224:
Braunschweiger Brandschutz-Tage 2014 : :
28. Fachtagung Brandschutz bei Sonderbauten ; 16. und 17.9.2014 – Tagungsband.

ISBN 978-3-89288-209-1.

H. 225:

Heumann; G.
Zuverlässigkeitsorientierte Bewertung bestehender Bauwerke aus Stahlbeton und Spannbeton. 2014.
Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2014.
ISBN 978-3-89288-210-7

H. 226:

Leusmann, T.
Das Verbundtragverhalten geklebter Kohlefaserkunststoffe auf Beton unter schwingender Beanspruchung. 2015.
Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2015.
ISBN 978-3-89288-211-4

H. 227:

Braunschweiger Brandschutz-Tage 2015 : : 29. Fachtagung Brandschutz – Forschung und Praxis ; 15. und 16.9.2015 – Tagungsband.
ISBN 978-3-89288-212-1

H. 228:

Braunschweiger Brandschutz-Tage 2016 : 30. Fachtagung Brandschutz bei Sonderbauten ; 21. und 22.9.2016 – Tagungsband.
ISBN 978-3-89288-213-8

H. 229:

Ottel, V.V.
Torsionstragverhalten von stahlfaserbewehrten Beton-, Stahlbeton- und Spannbetonbalken. 2016.
Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2016.
ISBN 978-3-89288-214-5

H. 230:

Hermerschmidt, W.
Modelle zur Beschreibung der thermomechanischen Materialeigenschaften jungen Betons. 2016.
Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2016.
ISBN 978-3-89288-215-2

H. 231:

Siemon, M.
Ein Pyrolysemodell zur Prognose der Brandausbreitung. 2016.
Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2016.
ISBN 978-3-89288-216-9.

H. 232:

Braunschweiger Brandschutz-Tage 2017 : 31. Fachtagung Brandschutz – Forschung und Praxis ; 13. und 14. September 2017 – Tagungsband.
ISBN 978-3-89288-217-6

H. 233:

Lehmberg, S.
Herstellung und Eigenschaften von dünnwandigen, trocken gefügten Bauteilen aus ultrahochfestem faserverstärkten Feinkornbeton. 2018. Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2017.
ISBN 978-3-89288-218-3

H. 234:

Braunschweiger Brandschutz-Tage 2018 : 32. Fachtagung Brandschutz bei Sonderbauten ; 19. und 20. September 2018 – Tagungsband.
ISBN 978-3-89288-219-0

H. 235:

Braunschweiger Brandschutz-Tage 2019 : 33. Fachtagung Brandschutz – Forschung und Praxis ; 25. und 26. September 2019 – Tagungsband.
ISBN 978-3-89288-220-6

Heft 236:

Busse, D.
Querkrafttragverhalten von Betonträgern mit dünnwandigen, mikrobewehrten Stegen. 2019.
Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2019.
ISBN 978-3-89288-221-3

Heft 237:

Reichardt, M.
Alternde Stahlbetonbauteile unter Stoßbelastung im Kontext der Zwischenlagerung hoch radioaktiver Abfälle. 2019.
Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2019.
ISBN 978-3-89288-222-0