



Abhängigkeit des Chlorideindringwiderstands von der Spannungsverteilung in instandgesetzten Betonbauteilen

Stefan Ullmann

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



Technische
Universität
Braunschweig

iBMB **MPA**
TU BRAUNSCHWEIG

Abhängigkeit des Chlorideindringwiderstands von der Spannungsverteilung in instandgesetzten Betonbauteilen

Stefan Ullmann

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

Heft 250

Braunschweig
ISBN 978-3-89288-235-0
ISSN 1439-3875

2024

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: 28. April 2023
Disputation am: 4. Dezember 2023

Berichterstatter:

Prof. Dr.-Ing. Dirk Lowke
Prof. Dr.-Ing. Christoph Gehlen

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>

Abhängigkeit des Chlorideindringwiderstands von der Spannungsverteilung in instandgesetzten Betonbauteilen

Von der
Fakultät Architektur, Bauingenieurwesen und Umweltwissenschaften
der Technischen Universität Carolo-Wilhelmina
zu Braunschweig

zur Erlangung des Grades eines
Doktor-Ingenieurs (Dr.-Ing.)
genehmigte

Dissertation

von
Stefan Ullmann
geboren am 18.02.1983
aus Idstein im Taunus

Eingereicht am: 28.04.2023

Disputation am: 04.12.2023

Berichterstatter: Prof. Dr.-Ing. Dirk Lowke
Prof. Dr.-Ing. Prof. h.c. Christoph Gehlen

(2024)

Aschenbach hatte es einmal an wenig sichtbarer Stelle unmittelbar ausgesprochen, daß beinahe alles Große, was dastehe, als ein Trotzdem dastehe, trotz Kummer und Qual, Armut, Verlassenheit, Körperschwäche, Laster, Leidenschaft und tausend Hemmnissen zustande gekommen sei.

Thomas Mann (Tod in Venedig)

An dieser Stelle möchte ich mich ganz herzlich bei einigen Menschen bedanken, die mich während des Entstehens oder bei der Fertigstellung dieser Arbeit entscheidend unterstützt haben:

- Prof. Dirk Lowke für die Betreuung und die stets geleistete Unterstützung bei der Fertigstellung dieser Arbeit.
- Prof. Christoph Gehlen für die Übernahme des Koreferats und die damit verbundene Mühe.
- Prof. Jochen Zehfuß für die Übernahme des Vorsitzes der Prüfungskommission.
- Prof. Klaus Thiele für die Mitwirkung als Prüfer.
- der Deutschen Forschungsgemeinschaft für die Finanzierung dieser Arbeit im Rahmen des GRK 2075 an der Technischen Universität Braunschweig (Projektnummer 255042459).
- meinen studentischen Hilfskräften Denise Sommer, Steffen Bloemeke, Max Seikowski und Hannah Brandt für die guten Ideen, viel Engagement, das wache Mitarbeiten und die gute Stimmung trotz einiger Fehlschläge.
- den Technikerinnen und Technikern des Fachgebiets Baustoffe - Merle Hansen, Rolf Epperlein, Sven Nordsiek und Jan Stephan - für die tatkräftige Unterstützung bei den aufwändigen Versuchsreihen, die Versuchspflege während meiner Dienstreisen und im Urlaub sowie die stets einwandfreie Aufbereitung der Versuchsdaten.
- der »Betonkolonne« der MPA Braunschweig bzw. den Technikern des Fachgebiets Massivbau für die Unterstützung bei zahlreichen Betonagen sowie der Vorbereitung und Prüfung von verschiedensten Probekörpern.
- den Kollegen Johannes Rathgen und Henrik Matz vom Fachgebiet Massivbau für die Einführung in die FE-Software DIANA und den anschließenden Support.
- Herrn Jun.-Prof. Ulrich Römer für die Unterstützung bei der Entwicklung des Signifikanz-Kriteriums.
- Sree Nanukuttan for the invitation to Queens University Belfast, the technical support connected to the RCM tests under load and the wonderful memories I kept from the stay under his guidance.
- meinen direkten Kollegen vom Fachgebiet Baustoffe für die guten Gespräche rund um die Themen dieser Dissertation und die noch viel besseren Gespräche abseits dieser Themen.
- Till Mayer, Hannah Brandt, Miriam Stefan, Arnold und Verena Ullmann für die trotz der knappen Zeit in das Korrekturlesen investierte Zeit und die vielen hilfreichen Anmerkungen.
- Herrn Prof. Harald Budelmann und Herrn Prof. Peter Schießl für die Chance und das initiale Vertrauen. Ohne beides hätte ich diese spannende Lebensphase nie erleben können.
- Tobias Schmidt, durch dessen stärkende Worte ich mir diese Lebensphase zutraute.
- Verena Ullmann, durch deren liebevolle Unterstützung ich diese spannende Lebensphase zu Ende bringen konnte.

Inhaltsverzeichnis

Abbildungsverzeichnis	I
Tabellenverzeichnis	VI
Abkürzungsverzeichnis	VIII
Kurzfassung	IX
Abstract	X
1 Motivation und Zielsetzung	1
1.1 Die Lebensdauer eines Stahlbetonbauwerks	1
1.2 Lebensdauerverkürzende Nutzungseinflüsse	3
2 Einwirkungen, Widerstände und Instandsetzung von Schäden bei Druckbeanspruchung	5
2.1 Spannungen im Beton und deren Ursachen	5
2.2 Mechanische Widerstände eines Stahlbetonbauteils bei Belastung	6
2.2.1 Begrifflichkeiten und normative Grundlage	6
2.2.2 Verbundeigenschaften zwischen Gesteinskörnung und Zementstein	7
2.2.3 Druckfestigkeit von Beton und Mörtel	8
2.2.4 Zugfestigkeit von Beton und Mörtel	9
2.2.5 Haft-/Oberflächenzugfestigkeit von Beton und Mörtel	10
2.2.6 Der Elastizitätsmodul von Beton und Mörtel	11
2.2.6.1 Definition, Prüfverfahren und normative Grundlage	11
2.2.6.2 Einflussgrößen und rechnerische Abschätzung	12
2.3 Risse im Stahlbeton	14
2.3.1 Rissbildung als Folge überschrittener Bauteilwiderstände	14
2.3.2 Lastbedingte Schädigung auf mikroskopischer Ebene	15
2.3.3 Lastbedingte Schädigung auf makroskopischer Ebene	16
2.4 Einflussgrößen auf die Widerstände eines Stahlbetonbauteils	17
2.4.1 Einflussgrößen als Steuerungsmöglichkeit	17
2.4.2 Wasserzementwert und Porosität	17
2.4.3 Gesteinskörnung	18
2.4.4 Sieblinie und Füller	19
2.5 Besonderheiten eines instandgesetzten Bauteilquerschnitts bei Druckbeanspruchung	21
2.5.1 Begrifflichkeiten und Definitionen sowie Gültigkeitsbereiche von Normen und Richtlinien	21

2.5.2	Charakterisierung des Altbetons	22
2.5.3	Instandsetzungsprinzipien und -verfahren	24
2.5.4	Charakterisierung und Ausbildung der Verbundfuge	26
2.5.4.1	Adhäsiver Verbund oder Verbundanker	26
2.5.4.2	Rautiefeklassen	27
2.5.4.3	Messverfahren zur Quantifizierung der Rauigkeit	28
2.5.5	Lastabtragsverhalten in Abhängigkeit von der Steifigkeit des Betonersatzes	29
2.5.6	Anforderungen an die Eigenschaften des Betonersatzes	30
3	Einwirkungen, Widerstände und Instandsetzung von Schäden bei Chloridbelastung	32
3.1	Chlorideintrag in Beton - Eindring- und Schadensmechanismen	32
3.1.1	Chloridbelastung als volkswirtschaftliche Härteprobe	32
3.1.2	Transport und Bindung von Chloriden	33
3.1.2.1	Porengefüge des Zementsteins	33
3.1.2.2	Chlorideintrag »huckepack« über kapillaren Wassertransport	34
3.1.2.3	Chlorideintrag über Diffusion	34
3.1.2.4	Überlagerungseffekte und Sonderphänomene	36
3.1.2.5	Bindung des Chlorids im Zementstein	38
3.1.3	Kritischer korrosionsauslösender Chloridgehalt	39
3.2	Chlorideindringwiderstand - Prüfverfahren und Kennwert	40
3.2.1	Von der Diffusion zur Migration und zurück	40
3.2.2	Zuverlässigkeit und Aussagekraft des RCM-Tests	43
3.3	Lebensdauerbemessung bei Chloridbelastung	43
3.3.1	Historische Entwicklung	43
3.3.2	Normative Verankerung der Lebensdauerbemessung	45
3.4	Besonderheiten eines instandgesetzten Bauteilquerschnitts bei Chloridbelastung	46
4	Beton und Mörtel unter kombinierter Beanspruchung aus Druck und Chlorid	48
4.1	Definition der Begrifflichkeit	48
4.2	Auswirkung des Chlorideindringens unter Belastung und Fokussierung	49
4.3	Stand der Forschung zum Chlorideintrag unter Belastung	50
4.3.1	Chloriddiffusionsversuche an belasteten Probekörpern	50
4.3.2	Chloridmigrationsversuche an belasteten Probekörpern	51
4.3.3	Modelle zur Vorhersage des lastabhängigen Chlorideintrags in Beton	53
4.4	Schlussfolgerungen für die Betoninstandsetzung	53
5	Arbeitskonzept und Leitfragen	56
6	Altbetone und Betonersatz	58
6.1	Rezepturen und mechanische Eigenschaften der Altbetone	58
6.2	Rezepturen und mechanische Eigenschaften der Instandsetzungsmaterialien	60
7	Chloridmigrationsversuche unter Last	62
7.1	Konzeption des Versuchsaufbaus	62

7.2	Spannungsverteilung im Prüfkörper	63
7.2.1	Rechnerische Abschätzung der Spannungsverteilung	63
7.2.2	Abschätzung der Spannungsverteilung über FEM Simulationen	66
7.2.3	Vorversuche, Bruchbilder sowie Festlegung des Winkels α	69
7.3	Durchführung der Hauptversuche	70
7.3.1	Herstellung und Lagerung der Probekörper	70
7.3.2	Versuchsdurchführung und Lastniveaus	70
7.3.3	Versuchsende und Versuchsauswertung	71
7.4	Ergebnisse und Interpretation	72
7.4.1	Darstellung der absoluten Ergebnisse	72
7.4.2	Relative Ergebnisdarstellung	73
7.4.3	Signifikanz oder erwartbare Streuung?	74
7.4.3.1	Bewertung von Streuungen anhand des Variationskoeffizienten	74
7.4.3.2	Statistische Hypothesentests	75
7.4.3.3	Mehrstufiges Signifikanz-Kriterium zur Bewertung von Chloridmigrationskoeffizienten unterschiedlicher Stichproben	77
7.4.3.4	Anwendung des mehrstufigen Signifikanz-Kriteriums auf die eigenen Versuchsergebnisse	78
7.4.4	Diskussion der Ergebnisse	80
7.4.5	Kritische Auseinandersetzung mit der Versuchsserie	83
8	Lastabtrag bei instandgesetzten Betonbauteilen	85
8.1	Erarbeitung des Versuchskonzepts	85
8.2	Mess-Sensorik und Datenauswertung	86
8.2.1	Messprinzip der Schwingsaitensensoren	86
8.2.2	Schwingsaitensensor 4300EX - <i>borehole stressmeter</i>	86
8.2.3	Anwendungsbereiche von Schwingsaitensensoren in Praxis und Forschung	88
8.2.4	Voruntersuchungen zum Einsatz der Sensoren im Beton	89
8.2.5	Modell zur Berechnung von Spannungen	90
8.3	Probekörper	92
8.3.1	Vorüberlegungen und Materialauswahl	92
8.3.2	Herstellung der Probekörper	94
8.3.2.1	Bau der Schalung	94
8.3.2.2	Betonage und Nachbehandlung	95
8.3.2.3	Probenvorbereitung und Begleitkörper	95
8.3.3	Ergänzende Sensorik für die Versuche	96
8.4	Belastungsversuche	96
8.4.1	Prüfroutine und Versuchsablauf	96
8.4.2	Erwartete Versuchsergebnisse aufgrund der Versuchskonzeption	98
8.4.3	Darstellung und Bewertung der Versuchsergebnisse	100
8.4.3.1	Absolute Spannungsverteilung in den Probekörpern	100
8.4.3.2	Spannungsverteilung im Querschnitt relativ zum Altbetonkern	102
8.4.3.3	Ergebnisse der Dehnungsmessungen	103

8.4.3.4	Ergebnisse der Begleitkörper und resultierende E-Modulverhältnisse	105
8.4.3.5	kritische Auseinandersetzung mit dem Berechnungs-Modell . . .	106
8.5	FE-Simulationen	107
8.5.1	Zielsetzung und Modellparameter	107
8.5.2	Nachrechnung der Belastungsversuche	108
8.5.3	Erweiterte Prüfmatrix	111
8.6	Nomogramme zur Abschätzung der Spannungsverteilung in instandgesetzten Bauteilquerschnitten	112
8.7	Kritische Auseinandersetzung mit den Versuchsergebnissen	114
9	Zusammenführung der Versuchsergebnisse im Sinne einer kombinierten Beanspruchung	118
9.1	Schlussfolgerungen aus den Untersuchungsergebnissen	118
9.2	Einsatz der Nomogramme für die Bewertung einer kombinierten Beanspruchung aus Last und Chlorid	119
9.3	Bezug zu den Anforderungen der TR-IH an den Betonersatz	120
9.4	Übertragbarkeit der Ergebnisse auf Aspekte der Lebensdauerbemessung	121
10	Relevanz für die Baupraxis	123
10.1	Anwendungsbereiche und Gebrauchsanweisung	123
10.2	Praxisbeispiel 1: Chloridinstandsetzung einer Stütze	123
10.3	Praxisbeispiel 2: Anprallschaden Stahlbetonbrücke	126
10.4	Praxisbeispiel 3: Instandsetzung chloridbelasteter Stützwand	128
10.5	Entscheidungsdiagramme als Planungshilfe	130
11	Zusammenfassung	131
12	Ausblick	133
	Literaturverzeichnis	135
	Anhang A - Ergänzende Grafiken und Tabellen	A-1
	Anhang B - Versuchsbeschreibungen und Foto-Dokumentation der Versuchsaufbauten	B-1
	Anhang C - Grundeinstellungen der FE-Modellierung mit DIANA FEA 10.5	C-1

Abbildungsverzeichnis

1	Instandsetzungszyklus während der Lebensdauer eines Tragwerks, dessen Zustand durch Instandsetzungsmaßnahmen beeinflusst wird (aus [DIB20a])	2
2	Lastbedingte Querdehnung der steiferen Gesteinskörnung und daraus resultierende initiale Rissbildung im weicheren Zementstein	8
3	Spannungs-Dehnungs-Linie von Beton (dunkelblau) mit Tangentenmodul E_{c0} (hellblau) oder Sekantenmodul E_{cm} (schwarz) aus [SSW03] (Bezeichnungen in der Abbildung leicht abweichend von der Festlegung in dieser Arbeit)	11
4	Idealisierte Spannungs-Dehnungs-Linie von Beton [DIN]	14
5	Regelsieblinien für ein Größtkorn von 32 mm aus [DIN23]	19
6	Schematische Skizze einer Verbundfuge mit (a) adhäsivem Verbund und (b) Verankerung. Mit Verankerung können größere Spannungen übertragen werden, ohne dass es zu einem Versagen der Fuge kommt (gekennzeichnet durch rote Pfeile) . .	26
7	Altbeton und Betonersatz mit unterschiedlichen E-Moduln (a) parallel und (b) in Reihe angeordnet bei Druckbelastung, in Anlehnung an [HEW19]	30
8	Die verschiedenen Stufen der Wasseraufnahme 1-4 bzw. die möglichen Füllzustände der Kapillarporen (a)-(f) eines porösen Baustoffes nach Rose [Ros63]. Gasförmiges Wasser ist mit einer gestrichelten Linie dargestellt, flüssiges Wasser mit durchgezogener Linie	36
9	Schematische Darstellung der Mikroislinsenpumpe nach [Set02], aus [SW12] . . .	37
10	(a) Schematische Skizze der Phasen der Betonstahlkorrosion aus [Tuu82], (b) zeitlich fortschreitende Akkumulation korrosionsinduzierter Schädigungen und mögliche Grenzzustände (qualitativ) nach [DAf00], aufbauend auf [Tuu82]	44
11	Versuchsaufbau zur Durchführung von Chloriddiffusionsversuchen an belasteten Probekörpern nach [Yan+17]	50
12	Fünfteiliges Arbeitskonzept für den praktischen Teil dieser Arbeit	56
13	Technische Schnittzeichnung des Versuchsaufbaus zur Durchführung eines RCM-Tests unter Last	62
14	Lage des Winkels α und der Sehne a	63
15	Dimensionslose Spannungsverteilung bei Druckbelastung der Mantelfläche am Viertelkreis anhängig von α - entlang (a) der x-Achse, (b) der y-Achse [Hon59]	64
16	Spannungsverteilung im Kreisquerschnitt entlang der x-Achse in x-Richtung (schwarz) und in y-Richtung (grau) in Abhängigkeit von α	66

17	Exemplarische Darstellung des zweidimensionalen Modells zur Berechnung der Spannungen in dem im Prüfrahmen eingespannten RCM-Probekörper	67
18	Darstellung der simulierten flächigen Spannungsverteilung S_{xx} (oben) und der Spannungen entlang der x-Achse in Abhängigkeit von α (unten)	68
19	Darstellung der simulierten Rissöffnungen an den belasteten RCM-Probekörpern in Abhängigkeit von α - oben links 30° , oben rechts $47,5^\circ$, unten jeweils $36,0^\circ$ - links initiale, rechts fortgeschrittene Rissöffnung	68
20	Eindringfront der chloridhaltigen Prüflösung (hellgrau) in einen bei 80 % Last geprüften und danach gespaltenen RM.3 Probekörper. Die Eindringfront zeigt deutlich zwei Hauptrisse in den Viertelpunkten des Querschnitts, die zu einer Wegigkeit des Chlorids geführt haben.	70
21	Absolute Ergebnisdarstellung der auf unterschiedlichen Lastniveaus bestimmten Chloridmigrationskoeffizienten	72
22	Relative Ergebnisdarstellung der Chloridmigrationskoeffizienten auf unterschiedlichen Lastniveaus (Bezug auf D_{RCM} bei 0 % Last)	73
23	Flussdiagramm zu dem entwickelten Mehrstufen-Kriterium zur Bewertung von Prüfeinflüssen auf das Ergebnis des RCM-Tests.	77
24	(a) Vermuteter Verlauf der Querdehnungsbehinderung im RCM-Probekörper und Gradierung des Chloridmigrationskoeffizienten, (b) Bruchbild eines RCM-Probekörpers bei Belastung im Prüfrahmen mit $\alpha = 47,5^\circ$	84
25	Technische Zeichnung des Spannungssensors 4300EX aus [Geo20]	87
26	Skizze zur Verdeutlichung der verschiedenen R-Werte, die Eingang in das Modell zur Spannungsberechnung fanden	91
27	Skizze zur Anordnung der DMS, der Spannungssensoren sowie des Messsystems zur digitalen Bildkorrelation gom	97
28	Theoretische Steifigkeitsverhältnisse in den verwendeten Probekörpern mit Bezugnahme auf die Anordnung zueinander	98
29	Mittelwerte der Spannungen in den Sensoren uM (schwarz), oM (grau) und A+C (weiß) in den einzelnen Probekörpern mit Bezug zur rechnerisch anliegenden Spannung in einem monolithischen Querschnitt (schraffiert)	100
30	Spannungsverteilung (absolute Werte) im unteren Bereich der Probekörper auf Basis der berechneten Mittelwerte der Sensoren A (3 cm), uM (12 cm) und C (21 cm) bei einer Last der Prüfmaschine von 500 kN	101
31	Spannungsverteilung im unteren Bereich der Probekörper. Mittelwerte der Sensoren A+C (3 cm / 21 cm) bezogen auf den Mittelwert des Sensors uM (12 cm - rote Linie)	103
32	Mittelwerte der Dehnungen [$\mu\text{m}/\text{m}$] auf Höhe der oberen und unteren Sensorlage (A-Dov (grau) und A-Duv (schwarz))	104
33	FE-Modell des Stützenstumpfes mit Betonersatz im Fußbereich (grüne Flächen) .	108

34	Spannungsverteilung im unteren Bereich der Probekörper. Mittelwerte der experimentell ermittelten Spannungen an den Sensorpositionen A+C (3 cm / 21 cm) und Gesamtverteilung der Spannungen entsprechend der FE-Berechnung bezogen auf den Mittelwert an Position uM (12 cm)	109
35	Nomogramm zur Abschätzung der Spannungsverteilung im Bauteilquerschnitt, anteilig von der rechnerischen Spannung im homogenen Querschnitt in Abhängigkeit vom E-Modul- und Schichtdickenverhältnis von Betonersatz zu Altbetonkern. Spannungsanteile im Altbeton als graue, im Betonersatz als schwarze Kurven . .	113
36	Spannungsverteilung auf Höhe der unteren Sensorlage, Ausgabe aus DIANA FEA 10.5 für ein E-Modulverhältnis von Altbeton zu Betonersatz von 0,43 und ein Schichtdickenverhältnis von 0,5	115
37	Exemplarische Darstellung einer Stützwand aus [Erh13]	128
38	Beispielhaftes Entscheidungsdiagramm für Instandsetzungsverfahren 7.1 und 7.2 .	130
A.1	Diagramm zur Bestimmung des G-Faktors in Abhängigkeit vom E-Modul des anstehenden Gesteins nach [Geo20]	A-10
A.2	Tabelle zur Bestimmung des kritischen F-Wertes aus [SS18]	A-11
A.3	Tabelle zur Bestimmung des kritischen t-Wertes aus [SS18]	A-12
A.4	Mittelwerte der absoluten Spannungen (und Fehlerindikatoren) in den vier Sensoren in Probekörper RefA4 während der Belastungsversuche, berechnet aus den Digitwerten der Sensoren nach Gleichung 40	A-13
A.5	Mittelwerte der absoluten Spannungen (und Fehlerindikatoren) in den vier Sensoren in Probekörper A4/V.8 während der Belastungsversuche, berechnet aus den Digitwerten der Sensoren nach Gleichung 40	A-13
A.6	Mittelwerte der absoluten Spannungen (und Fehlerindikatoren) in den vier Sensoren in Probekörper A4/RM.3 während der Belastungsversuche, berechnet aus den Digitwerten der Sensoren nach Gleichung 40	A-14
A.7	Mittelwerte der absoluten Spannungen (und Fehlerindikatoren) in den vier Sensoren in Probekörper A4/RM.0.8 während der Belastungsversuche, berechnet aus den Digitwerten der Sensoren nach Gleichung 40	A-14
A.8	Mittelwert der Dehnungen an den DMS A-Dov auf Höhe der oberen Sensorlage in $\mu\text{m}/\text{m}$	A-15
A.9	Mittelwert der Dehnungen an den DMS A-Duv auf Höhe der unteren Sensorlage in $\mu\text{m}/\text{m}$	A-15
A.10	Überlagerte Ansicht der Spannungsverteilung im Probekörper RefA4 an den Sensorpositionen A+C in Bezug auf Position uM - experimentelle Ergebnisse in schwarz, Ergebnisse der FE-Simulation in grau	A-16
A.11	Überlagerte Ansicht der Spannungsverteilung im Probekörper A4/V.8 an den Sensorpositionen A+C in Bezug auf Position uM - experimentelle Ergebnisse in schwarz, Ergebnisse der FE-Simulation in grau	A-16

A.12 Überlagerte Ansicht der Spannungsverteilung im Probekörper A4/RM.3 an den Sensorpositionen A+C in Bezug auf Position uM - experimentelle Ergebnisse in schwarz, Ergebnisse der FE-Simulation in grau	A-17
A.13 Überlagerte Ansicht der Spannungsverteilung im Probekörper A4/RM.0.8 an den Sensorpositionen A+C in Bezug auf Position uM - experimentelle Ergebnisse in schwarz, Ergebnisse der FE-Simulation in grau	A-17
A.14 Nomogramm zur Ablesung der Spannungsverteilung im Altbetonkern anteilig von der rechnerischen Spannung im homogenen Querschnitt in Abhängigkeit vom E-Modulverhältnis und dem Verhältnis der Schichtdicke des Betonersatzes zum Altbeton	A-18
A.15 Nomogramm zur Ablesung der Spannungsverteilung im Betonersatz anteilig von der rechnerischen Spannung im homogenen Querschnitt in Abhängigkeit vom E-Modulverhältnis und dem Verhältnis der Schichtdicke des Betonersatzes zum Altbeton	A-19
B.1 Prinzipskizze des Migrationsapparates nach baw-Merkblatt MDCC [Baw19b] . . .	B-2
B.2 Bauteile des Versuchsaufbaus zur Durchführung von RCM-Versuchen unter Last .	B-7
B.3 Chlorid-Eindringfronten in die Probekörper auf einzelnen Lastniveaus - je Material oben ohne und unten mit markiertem Auswertungsbereich	B-8
B.4 (a) Schalung des Referenz-Probekörpers RefA4 mit Rohren als Platzhalter für die spätere Sensorik (b) Schalungs-Einsatz zum Herstellen einer Querschnittsverjüngung im Bereich des späteren Betonersatzes	B-10
B.5 (a) Offene Schalung, Unterteil des Schalungs-Einsatzes und (b) Schräger Übergangsbereich installiert	B-10
B.6 (a) Blick in die mit Schwammtüchern ausgekleidete Schalung vor der Betonage von A4/V.8 - oberes Rohr noch nicht installiert (b) Betonierter Altbeton-Grundkörper beim Ausschalen	B-11
B.7 (a) Verjüngter Fußbereich des Stützenstumpfes vor (b) und nach dem Entfernen der verzögerten Betonoberfläche	B-11
B.8 (a) Rautiefemessung mit dem ELAtextur Gerät (b) Detailaufnahme mit sichtbarem Laser	B-12
B.9 (a) Probekörper vorbereitet für die Betonage des Betonersatzes (b) Probekörper eingeschalt vor der Betonage	B-12
B.10 (a) Blick in die Schalung vor (b) und während der Betonage des Betonersatzes . .	B-12
B.11 (a) Fertiger Probekörper noch auf dem Kopf (b) und herumgedreht (Probekörper A4/V.8)	B-13
B.12 (a) Schleifarbeiten an einem der Probekörper (b) Geschliffene Unterseite aller drei Verbundprobekörper	B-13
B.13 (a) Geschliffene Unterseite von Probekörper A4/V.8 (b) Spannungssensor installiert im Probekörper	B-13
B.14 (a) Außenansicht eines installierten Sensors (b) Instrumentierter Probekörper in der Prüfmaschine	B-14

B.15	(a) Zwei Schwindrisse im Betonersatz des Probekörpers A4/RM.0.8 (b) Störungen in der Verbundfuge am gleichen Probekörper nach der Prüfung des Probekörpers bis zum Versagen	B-14
B.16	(a) Ablösung des RM.3 Mörtels vom A4 Altbeton vor und (b) nach dem Schleifen der Unterseite	B-15
C.1	(a) Spannungsverteilung auf einem Lastniveau von 10 % bei $E_{\text{Altbeton}} > E_{\text{Betonersatz}}$ am Beispiel von Probekörper A4/RM.3 und (b) bei $E_{\text{Altbeton}} < E_{\text{Betonersatz}}$ am Beispiel von Probekörper A4/V.8	C-6

Tabellenverzeichnis

1	Prüfnormen zur Bestimmung mechanischer Widerstände von Beton und Mörtel	7
2	Altbetonklassen nach TR-IH Teil 1 [DIB20a]	23
3	Expositionsklassen für die Betoninstandsetzung nach TR-IH	24
4	Instandsetzungsprinzipien nach Rili-SIB [DAf01, Teil1, Kap.6]	25
5	Rautiefeklassen nach TR-IH Teil 1 [DIB20a]	28
6	Rezepturen Altbetonklassen A1 - A5	59
7	Mechanische Kennwerte Altbetonklassen A1 - A5	59
8	Zusammensetzung Instandsetzungsmörtel RM.3	60
9	Herstellerangaben zum Vergussbeton V.8 und zum Instandsetzungsmörtel RM.0.8	61
10	Mechanische Kennwerte der Instandsetzungsmaterialien	61
11	Ausgewählte Zahlenwerte zu Abb. 21. Absolute Mittelwerte bei 0 % und 80 % Last, maximaler D_{RCM} -Wert bei 80 % Last und prozentuale Abweichung gegenüber 0 %	73
12	x-Werte, für welche das y der Gleichungen 27 bis 31 = 0 wird. Ab diesem Lastniveau beginnt der materialabhängige Einfluss der lastbedingten Mikroschädigung auf den Chloridmigrationskoeffizienten	74
13	CoV der Wiederhol- und der Vergleichspräzision, entnommen aus den gültigen Versuchsanweisungen zur Bewertung von Streuungen des D_{RCM} -Wertes von Probekörpern aus Beton und Mörtel	75
14	Ergebnisse der Signifikanz-Tests an den D_{RCM} -Werten der belasteten und unbelasteten Probekörper	79
15	Mittelwerte der Spannungen an den Sensoren A, C und uM [MPa] sowie Mittelwert von A+C und Bezug zum Messwert an uM	102
16	Mittelwerte der vertikalen Dehnungen auf den Seiten A-D und experimentell ermittelter E-Modul auf Höhe der oberen (ov) und unteren Sensorlage (uv) aller Probekörper	104
17	Mechanische Kennwerte der Begleitkörper zu den großformatigen Probekörpern .	106
18	Prüfmatrix der DIANA-Simulation zur Spannungsverteilung in einem instandgesetzten Bauteilquerschnitt	112
19	Praxisbeispiel 1: resultierende Spannungsverteilung im Stützenquerschnitt	125
A.1	Instandsetzungsprinzipien nach DIN EN 1504 und TR-IH	A-2
A.2	Zusammenfassung der Anforderungen an die Materialeigenschaften nach Tabelle 15 der TR-IH Teil 1	A-3

A.3	Zusammenfassung der Anforderungen an die Materialeigenschaften von RM/RC, SRM/SRC und PRM/PRC nach den Tabellen C2, C3 und C4 der TR-IH Teil 2 .	A-4
A.4	Ergebnisse der lastfrei und unter Belastung am Altbeton A2 durchgeführten Chloridmigrationsversuche	A-5
A.5	Ergebnisse der lastfrei und unter Belastung am Altbeton A4 durchgeführten Chloridmigrationsversuche	A-6
A.6	Ergebnisse der lastfrei und unter Belastung am Vergussbeton V.8 durchgeführten Chloridmigrationsversuche	A-7
A.7	Ergebnisse der lastfrei und unter Belastung am Instandsetzungsmörtel RM.3 durchgeführten Chloridmigrationsversuche	A-8
A.8	Ergebnisse der lastfrei und unter Belastung am Instandsetzungsmörtel RM.0.8 durchgeführten Chloridmigrationsversuche	A-9

Abkürzungsverzeichnis

ABB SKP	Ausbildungsbeirat Sachkundiger Planer
BASt	Bundesanstalt für Straßenwesen
baw	Bundesanstalt für Wasserbau
baw-E	»BAWEmpfehlung Instandsetzungsprodukte«
CoV	Variationskoeffizient (Coefficient of Variation)
DAfStb	Deutscher Ausschuss für Stahlbetonbau e.V.
DIBt	Deutsches Institut für Bautechnik
DMS	Dehnmessstreifen
HDW	Höchstdruckwasserstrahlen
IH-RL	DAfStb-Richtlinie »Instandhaltung von Betonbauteilen« im Gelbdruck
ITZ	Interfacial Transition Zone
MDCC	baw-Merkblatt »Dauerhaftigkeitsbemessung und -bewertung von Stahlbetonbauwerken bei Carbonatisierung und Chlorideinwirkung«
MELP	Mikroeislinsepumpe
PRM/PRC	Polymer Repair Mortar/Concrete
RCM-Test	Rapid Chloride Migration Test
Rili-SIB	DAfStb-Richtlinie »Schutz und Instandsetzung von Betonbauteilen«
RM/RC	Repair Mortar/Concrete
SKP	»Sachkundiger Planer«
SRM/SRC	Sprayable Repair Mortar/Concrete
TR-IH	Technische Regel »Instandhaltung von Betonbauwerken« des DIBt
ZTV-ING 3-4	Abschnitt 4 »Schutz und Instandsetzung von Betonbauteilen« des Teils 3 »Massivbau« der »Zusätzlichen Technischen Vertragsbedingungen und Richtlinien für Ingenieurbauten«
ZTV-W	Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen - Wasserbau für die Instandsetzung der Betonbauteile von Wasserbauwerken (Leistungsbereich 219)

Kurzfassung

Bei der Instandsetzung eines Betonbauteils stellt sich dem Planer der Maßnahme mit jedem Projekt von neuem die Frage nach einem geeigneten Instandsetzungsmaterial. Die Produkthersteller bieten hierfür eine weitgefächerte Produktpalette, die bei klassischem Normalbeton auf der einen Seite beginnt und bei feinkörnigen, polymermodifizierten Mörteln auf der anderen Seite aufhört. Die Vielfalt ist deshalb so groß, da jede Instandsetzungsmaßnahme einzigartig ist. Es gilt dabei, ein Instandsetzungsmaterial in seinen Eigenschaften (z.B. Festigkeit, Steifigkeit, Widerstände gegenüber dem Eindringen von Stoffen) so zu wählen, dass es eine ideale Symbiose mit dem vorgegebenen Betonuntergrund eingeht.

Vor diesem Hintergrund werden in dieser Arbeit zwei bisher ausschließlich getrennt voneinander betrachtete Aspekte untersucht: Die Abhängigkeit des Chlorideindringwiderstands von einer mechanischen Belastung und das Zusammenwirken zweier unterschiedlich steifer Materialien beim Lastabtrag. Eine derartige Zusammenführung beider Aspekte im Sinne einer kombinierten Beanspruchung und in Bezug auf eine Betoninstandsetzung ist in der bisherigen Forschung nicht erfolgt.

Auf Basis von experimentellen Laborversuchen sowie ergänzender FE-Berechnungen konnte ein kritisches Spannungsniveau identifiziert werden, ab dem das Eindringen von Chloriden signifikant zunimmt. Zudem wurden Nomogramme entwickelt, die es dem Planer einer Instandsetzungsmaßnahme zukünftig leicht ermöglichen, die Spannungsverteilung in instandgesetzten Bauteilquerschnitten fallbezogen abschätzen und das absolute Spannungsniveau im Instandsetzungsmaterial berechnen zu können. Durch die Anwendung der Nomogramme kann ein Instandsetzungsmaterial so gewählt werden, dass das für den Chlorideindringwiderstand kritische Spannungsniveau nicht erreicht wird. Auf diese Art kann die Dauerhaftigkeit einer Instandsetzungsmaßnahme im Sinne der kombinierten Beanspruchung aus mechanischer Belastung und Chloridbeaufschlagung sichergestellt werden.

Abstract

When repairing a concrete component, the planning engineer is confronted with the question of a suitable repair material with every new project. Product manufacturers offer a wide range of products for this purpose, starting with classic normal concrete on the one hand and ending with fine-grained, polymer-modified mortars on the other. A large variety of products is needed because every repair measure is unique. The aim is to select a repair material in terms of its properties (e.g. strength, stiffness, resistance to penetration by substances) in such a way that it forms an ideal symbiosis with a given concrete substrate.

Against this background, this work examines two aspects that have so far been considered exclusively separately: the dependence of the chloride penetration resistance on a mechanical load and the interaction of two differently stiff materials during load transfer. A targeted combination of both aspects in the sense of a combined load, and concerning a concrete repair, has not been carried out thus far.

Based on experimental laboratory tests as well as supplementary FE calculations, it was possible to identify a critical stress level above which the penetration of chlorides increases significantly. In addition, nomograms were developed that will make it easier in the future for the engineer to estimate the stress distribution in the cross-sections of repaired components on a case-by-case basis as well as be able to calculate the absolute stress level in the repair material. Based on this, a repair material can be selected in such a way that the critical stress level for the chloride penetration resistance is not reached. In this way, the durability of a repair measure can be ensured in terms of the combined stress from mechanical loading and chloride impact.

1 Motivation und Zielsetzung

1.1 Die Lebensdauer eines Stahlbetonbauwerks

Auf interessante Weise ist das Leben eines Stahlbetonbauwerks dem Leben eines Menschen ähnlicher, als man zunächst denken mag. Um es entstehen zu lassen, braucht es Zeit und Ruhe sowie optimale Randbedingungen. Ist das Bauteil oder der Mensch geboren (in beiden Fällen gibt es dafür ein Geburtszertifikat [SM09]), sollten in den ersten Wochen möglichst behagliche Bedingungen herrschen (zudecken, wahlweise mit einer Plane oder einem Federbett, und nur vorsichtig berühren), damit sich das Neugeborene für die Einwirkungen des späteren Lebens ausreichend rüsten und Widerstände entwickeln kann.

Die Lebenserwartung lag für Menschen wie für Beton noch vor hundert Jahren deutlich unter der den Erwartungen von heute. Technische Innovation, Achtsamkeit der Umwelt gegenüber (Bewusstsein über die Begrenztheit der Ressourcen), regelmäßige Vorsorgeuntersuchungen (auch Wartungsplan genannt) sowie lebensverlängernde Instandhaltungsmaßnahmen (die Ähnlichkeit der Vorgehensweise bei der Füllung eines Zahns und der Betoninstandsetzung an einer Kleinschadstelle ist erstaunlich) haben dafür gesorgt, dass die Lebenserwartung zwar noch immer nicht ewig ist, sich dafür aber gegenüber früher fast verdoppelt hat und heute bei ungefähr 100 Jahren liegt.

Für den Betonbau ist dies neben der stetigen Weiterentwicklung der Betone und der fortwährenden Arbeit am grundlegenden Verständnis der auf den Stahlbeton einwirkenden Schädigungsmechanismen insbesondere auf zwei wesentliche Errungenschaften zurückzuführen:

1. die Einführung von Expositionsklassen und darauf abgestimmter, expositionsabhängiger Anforderungen an die Konstruktion und an den Werkstoff zur Sicherstellung eines Mindestschutzes des Betons und der Bewehrung vor mechanischen und klimatischen Einflüssen
2. die Entwicklung von Modellen zur wahrscheinlichkeitsbasierten Vorhersage der Lebensdauer eines Betonbauteils unter schädigendem Angriff in Abhängigkeit von der Betonzusammensetzung

Während hinter den Richtwerten der Expositionsklassen nach DIN EN 206 [DIN21b] bzw. DIN 1045-2 [DIN23] ein deskriptives, auf Erfahrungswerten basierendes und deswegen auch mitunter pauschalierendes Sicherheitskonzept steht, orientiert sich der Betonentwurf entsprechend der verfügbaren Lebensdauermodelle (siehe Kapitel 3.3) an einer gewählten Ziellebensdauer. Die Qualität des Betonbauteils, also das Zustandsniveau (y -Achse) in Abbildung 1 zum Zeitpunkt t_N , kann somit individuell für Neubauten festgelegt werden. Eine regelmäßige Wartung und Instandhaltung des Bauwerks vorausgesetzt, wird die kalkulierte Lebensdauer auch erreicht.

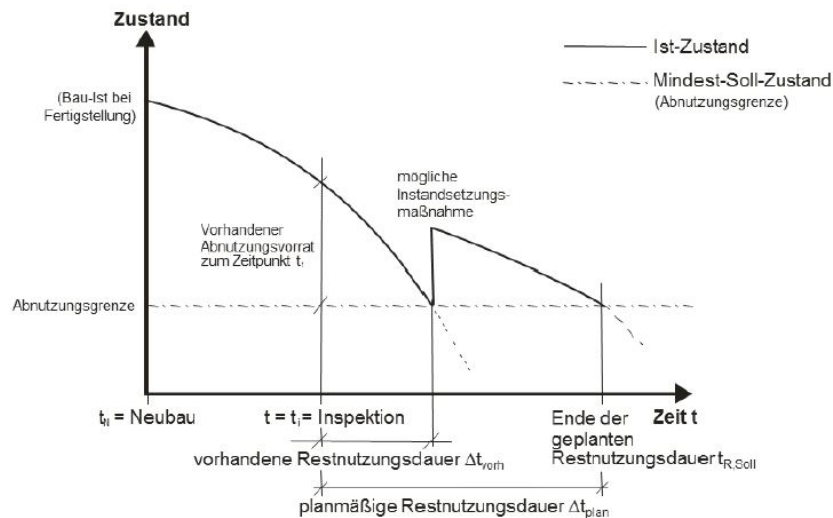


Abbildung 1: Instandsetzungszyklus während der Lebensdauer eines Tragwerks, dessen Zustand durch Instandsetzungsmaßnahmen beeinflusst wird (aus [DIB20a])

Aber wie steht es um den großen Bestand an Infrastrukturbauwerken aus Stahlbeton (Brücken, Tunnel, Parkgaragen) aus den 60er - 90er Jahren, bei denen das Ende der Lebensdauer (Abnutzungsgrenze nach Abbildung 1) mitunter (theoretisch oder praktisch) bereits erreicht ist?

Verschiedene Instandsetzungsprinzipien (siehe Kapitel 2.5.3) ermöglichen ein Anheben des Zustandsniveaus und eine damit einhergehende Verlängerung der Gesamtlebensdauer (x-Achse) in Abbildung 1. Bis zu den Arbeiten von Rahimi [Rah16] und v. Greve-Dierfeld [GD15] war es allerdings kaum möglich, die betontechnologische Wirksamkeit einer Instandsetzungsmaßnahme bzw. eine zu erwartende Restnutzungsdauer zu quantifizieren. Nun besteht diese Möglichkeit für Betone bei Beaufschlagung durch Chloride und CO_2 . Anhand von Nomogrammen können semiprobabilistisch unter Berücksichtigung von klimatischen Randbedingungen erforderliche Materialwiderstände und -schichtdicken gewählt werden, um durch eine Instandsetzungsmaßnahme eine gewünschte Restlebensdauer einzustellen. Sämtliche Annahmen für das Modell zur Berücksichtigung einer Chloridbelastung basieren jedoch auf einem unter optimalen Bedingungen im Labor bestimmten und nicht direkt an das Bauteil übertragbaren Chlorideindringwiderstand des Betons.

Um die Abschätzung notwendiger Schichtdicken realitätsnah treffen zu können, soll die Herangehensweise nach Rahimi (also bezogen auf das Chlorideindringen in Beton) mit den Ergebnissen dieser Arbeit um einen ganz entscheidenden und bisher nicht berücksichtigten Aspekt erweitert werden: Die Abhängigkeit des Chlorideindringwiderstands von der steifigkeitsbedingten Spannungsverteilung in instandgesetzten Betonbauteilen.

1.2 Lebensdauerverkürzende Nutzungseinflüsse

Bei der Instandsetzung eines chloridbelasteten Stahlbetonbauteils ist seit dem Jahre 2020 die Technische Regel »Instandhaltung von Betonbauwerken« des DIBt (TR-IH) mit ihren zwei Teilen [DIB20a] [DIB20b] als das übergeordnet gültige Regelwerk zu beachten. Chloridbelasteter Beton muss danach vollständig entfernt und das Bauteil anschließend reprofiliert werden. Zur Erreichung einer gewünschten Restnutzungsdauer und in Abhängigkeit von dem vorhandenen Altbeton (siehe Kapitel 2.5.2) werden Anforderungen an den hierfür verwendeten Betonersatz gestellt.

Für eine solche Maßnahme werden die Bauteile (beispielsweise eine hochausgelastete Stütze) in der Regel abgestützt und gegebenenfalls zusätzlich entlastet. Nach Erreichen der statisch erforderlichen Druckfestigkeit des Betonersatzes werden die Abstützmaßnahmen ausgebaut und das Bauwerk gilt im Sinne der Dauerhaftigkeit gegenüber Chloriden und seiner Tragfähigkeit als neuwertig.

Mit dem Aufbringen eines Betonersatzes auf einen Altbeton entsteht ein Verbundbauteil mit unterschiedlichen Materialeigenschaften. Die in der TR-IH formulierten Anforderungen an die Instandsetzungsmaterialien (siehe Kapitel 2.5.6) sorgen grundsätzlich dafür, dass die mechanischen Kennwerte des Betonersatzes (u.a. Druck- und Biegezugfestigkeit (Kapitel 2.2.3 und 2.2.4) sowie E-Modul (Kapitel 2.2.6)) über denen der Altbetone liegen. Dies erscheint im Sinne des Lastabtrags als sinnvoll und im Sinne der Dauerhaftigkeit zunächst als nicht nachteilig.

Wie in Kapitel 2.5.5 ausführlich erläutert, ziehen in einem Verbundbauteil die steiferen Materialien die Spannungen an, während die weicheren entlastet werden. Im Moment des Ausbaus der Abstützmaßnahmen wird der bisher lastfreie Betonersatz initial belastet. Die Intensität der Belastung hängt dabei u.a. von der Art und der Ausbildung einer für die Instandsetzung gewählten Abstützmaßnahme ab.

Liegt die Höhe der dabei eingetragenen Spannung oberhalb von ca. 40 % der maximal aufnehmbaren Spannung, also jenseits des elastischen Verformungsbereichs von Beton [DAf10], kommt es zu einer irreversiblen Verformung und einer damit einhergehenden initialen Rissbildung im Betonersatz.

Risse im Stahlbeton sorgen nachgewiesen dafür, dass schädigende Flüssigkeiten oder Gase deutlich schneller und tiefer in den Beton eindringen können (siehe Kapitel 4). Die Lebensdauer wird im Vergleich zu einem ungerissenen Beton dadurch deutlich verringert.

Zusammenfassend stellen sich aus diesen Überlegungen abgeleitet die folgenden Fragen:

1. Wie stellt sich die Spannungsverteilung in einem instandgesetzten Bauteilquerschnitt dar in Abhängigkeit von
 - a) den Steifigkeitsverhältnissen zwischen Altbeton und Betonersatz?
 - b) den Flächenanteilen des Altbetons und des Betonersatzes im Bauteilquerschnitt?
 - c) weiteren Einflussfaktoren?
2. Ab welchem Lastniveau hat eine spannungsbedingte Rissbildung im Betonersatz einen Einfluss auf den Chlorideindringwiderstand?

3. Was bewirkt der Einsatz von Betonersatz, der weicher/steifer ist als der vorhandene Altbeton in Bezug auf
 - a) die Lastabtragseigenschaften und
 - b) die Dauerhaftigkeitseigenschaften des Bauteils?
4. Ist der Einfluss des Lastniveaus auf den Chlorideindringwiderstand abhängig von weiteren Materialeigenschaften?

Die Lastumlagerungsprozesse im instandgesetzten Bauteil bei Wiederbelastung und der Einfluss einer lastinduzierten Rissbildung auf den Chlorideindringwiderstand wurden bisher in der Forschung ausschließlich getrennt voneinander, nicht aber als einander nachfolgende und sich bedingende Verkettung betrachtet. Jedoch sind sie zur Sicherstellung einer anvisierten Restlebensdauer von großer Bedeutung.

Ziel dieser Arbeit ist es daher, zunächst die Auswirkung einer Chloridbeaufschlagung bei gleichzeitiger Belastung auf den Chlorideindringwiderstand messtechnisch nachzuweisen und für verschiedene Betonersatzsysteme zu quantifizieren.

Parallel soll zudem anhand von FE-Simulationen sowie eines eigenständig konzipierten Versuchsaufbaus im Realexperiment in Abhängigkeit von praxisnahen Randbedingungen der Einfluss unterschiedlicher Materialsteifigkeiten auf die Spannungsverteilung in einem instandgesetzten Bauteilquerschnitt bestimmt werden.

Die Ergebnisse beider Studien werden im Anschluss miteinander verknüpft, so dass die Planer einer Betoninstandsetzungs- oder -verstärkungsmaßnahme konkrete Handlungsempfehlungen für die Wahl eines geeigneten Betonersatzsystems ableiten können. Hierbei sollen verschiedene Einflussparameter wie das vorherrschende Spannungsniveau im Bauteil, das Steifigkeits- und Schichtdickenverhältnis zwischen Altbeton und Betonersatz sowie die Sensitivität des Betonersatzes gegenüber einer kombinierten Beanspruchung berücksichtigt werden.

Praxisnahe Instandsetzungsbeispiele verdeutlichen die herausgestellten Zusammenhänge abschließend.

2 Einwirkungen, Widerstände und Instandsetzung von Schäden bei Druckbeanspruchung

2.1 Spannungen im Beton und deren Ursachen

Aufgrund seiner Robustheit und der vielseitigen Einsatzmöglichkeiten wird Beton auch bei schwierigen klimatischen Bedingungen und unter hoher mechanischer Beanspruchung als Universalbaustoff eingesetzt. Beanspruchungen aus dem vorherrschenden Klima sowie die wirkenden Lasten infolge von Eigengewicht oder Verkehr treten zeitabhängig (einmalig, ständig oder zyklisch) auf und lassen sich nach Jiang et al. [Jia+11] in mechanische, thermische, hygrische und chemische Beanspruchungen unterteilen. Die drei erstgenannten führen direkt zu einer belastungsbedingten Spannungsentwicklung im Beton. Die wesentlichen Spannungsursachen können der nachfolgenden Aufzählung entnommen werden.

- **Spannungen infolge mechanischer Beanspruchung**
(Druck, Zug, Schub, Biegung, Torsion)
- **Spannungen infolge thermischer Beanspruchung**
(Hydratationswärme, thermische Gradienten, Eigenspannungen/Wärmedehnung, thermische Zersetzung, Frost, Frost/Tau-Wechsel)
- **Spannungen infolge hygrischer Beanspruchung**
(Schwinden, hygrischer Gradient, Quellen)

Die weiteren Ausführungen in dieser Arbeit beziehen sich ausschließlich auf die direkt über eine mechanische Beanspruchung eingetragenen Spannungen, weshalb auf die Auswirkungen thermischer und hygrischer Spannungen nicht weiter eingegangen wird. Hierfür sei an dieser Stelle beispielsweise auf die Veröffentlichung von Sodeikat [Sod00] verwiesen. Erläuterungen zu einzelnen Phänomenen finden sich unter anderem in den Arbeiten von Duric [Dur17] zur Frostbeanspruchung, von Röhling [Röh09] zu hydratationsbedingten Spannungen, von Fleischer [Fle92] zum Quellen des Betons sowie von Bazant [Baz01] oder Hermerschmidt [Her16] zum Schwinden.

Der Fokus dieser Arbeit liegt weiter auf der Betrachtung von Druck- und Zugbeanspruchungen, da die übrigen mechanischen Beanspruchungen (Schub, Biegung und Torsion) in ihrer Wirkung auf den Beton immer als eine aus unterschiedlichen Richtungen wirkende Kombination aus Druck- und Zugspannungen verstanden werden können. [FF05]

Zudem werden im Rahmen der Betrachtungen in dieser Arbeit ausschließlich einmalige bzw. ständige Druck- und Zugbeanspruchungen berücksichtigt. Die Effekte zyklischer Belastungen auf den Beton können beispielsweise der Arbeit von Thiele [Thi16] entnommen werden.

Die entscheidenden Widerstände gegen die aus einer mechanischen Beanspruchung resultierenden Spannungen und die betontechnologischen Möglichkeiten zur Steuerung der Widerstände werden in den nachfolgenden Kapiteln 2.2 und 2.4 erläutert.

2.2 Mechanische Widerstände eines Stahlbetonbauteils bei Belastung

2.2.1 Begrifflichkeiten und normative Grundlage

Quantifizieren lassen sich die Widerstände von Beton und Mörtel¹ gegenüber mechanischer Beanspruchung anhand der Festigkeit sowie der Steifigkeit. Betrachtet werden soll in dieser Arbeit insbesondere der Widerstand gegenüber einer Druckbeanspruchung in Abhängigkeit von der Steifigkeit, weshalb in den folgenden Kapiteln näher auf die Bestimmung der Druck- und Zugfestigkeit sowie des E-Moduls und die Bemessungsansätze eingegangen wird. Ergänzend wird die Haft- oder Oberflächenzugfestigkeit beschrieben, da dieser in der Betoninstandsetzung und -verstärkung eine besondere Wichtigkeit zukommt (siehe Kapitel 2.5.4).

Für eine bessere Übersicht wurden die gültigen Prüfnormen zur Bestimmung der genannten Widerstände in Tabelle 1 zusammengefasst.

Die Größe oder Leistungsfähigkeit eines Widerstands des Betons gegenüber einer mechanischen Beanspruchung ist unmittelbar auf die Eigenschaften eines örtlich sehr präzise einzugrenzenden Bereiches zurückzuführen: den Verbund zwischen Gesteinskörnung und Zementstein. Um den dort beginnenden Versagensmechanismus von Beton und Mörtel zu erläutern, ist ein Blick in die Meso-Ebene des Betongefüges [ZZ10, S.60] zielführend.

¹ Von Mörtel spricht man nach DIN EN 206 [DIN21b] beim Einsatz einer Gesteinskörnung mit einem maximalen Größtkorndurchmesser von ≤ 4 mm.

Tabelle 1: Prüfnormen zur Bestimmung mechanischer Widerstände von Beton und Mörtel

Mechanischer Kennwert	Prüfnorm	gültig für
Druckfestigkeit	DIN EN 196-1 DIN EN 12190	RM/RC, SRM/SRC, PRM/PRC
Druckfestigkeit	DIN EN 12390-3	Beton, Spritz- und Vergussbeton
Druckfestigkeit	DIN EN 12504-1 DIN EN 13791	Altbeton (Bauwerksbeton)
Biegezugfestigkeit	DIN EN 196-1 DIN EN 12190	RM/RC, SRM/SRC
Biegezugfestigkeit	DIN EN 12390-5	Beton, Spritz- und Vergussbeton
Haftzugfestigkeit	DIN EN 1542	alle
E-Modul stat.	DIN EN 13412	RM/RC, SRM/SRC, PRM/PRC
E-Modul stat.	DIN EN 12390-13	Beton, Spritz- und Vergussbeton

2.2.2 Verbundeigenschaften zwischen Gesteinskörnung und Zementstein

Festbeton im Festigkeitsbereich des Normalbetons² besteht im Wesentlichen aus Zementstein, durchzogen von einem weitverzweigten Porennetzwerk (siehe Kapitel 3.1.2.1) und Gesteinskörnung. Der Zementstein weist dabei grundsätzlich eine deutlich geringere Festigkeit und einen geringeren E-Modul als die Gesteinskörnung auf (siehe auch Kapitel 2.2.6). Die Gesamtfestigkeit des Betons liegt somit je nach Betonzusammensetzung dazwischen. [SCL04]

Bei Beanspruchung kommt es zu einer direkten Interaktion zwischen beiden Stoffen. Aufgrund der Steifigkeitsunterschiede werden die Lasten vermehrt über das Korngerüst der steiferen Gesteinskörnung abgetragen (siehe hierzu ausführlichere Erläuterungen in Kapitel 2.5.5). Je nach Menge und Verteilung der Gesteinskörnung im Zementstein erfolgt der Lastabtrag im Normalbeton über etwaige direkte Kornkontakte oder über dünne Zementsteinschichten, die als »Brücken« zwischen zwei benachbarten Gesteinskörnern dienen (vgl. [Lus72] [ZZ10, S.60]).

Dabei werden die Gesteinskörner gestaucht, so dass es zu einer Querdehnung und einer damit einhergehenden Zugbeanspruchung des Zementsteins am Übergang zum Gesteinskorn kommt (siehe Abbildung 2). Dies ist der Ursprung jeder Rissentstehung und des schließlich eintretenden Betonversagens. Die Intensität dieses Effekts ist auch vom Verhältnis des E-Moduls der Gesteinskörnung zum E-Modul des Zementsteins abhängig. [Mey91] [Thi16] [Flo13]

² Bis einschließlich Festigkeitsklasse C50/60 [DIN, Tab.3.1].

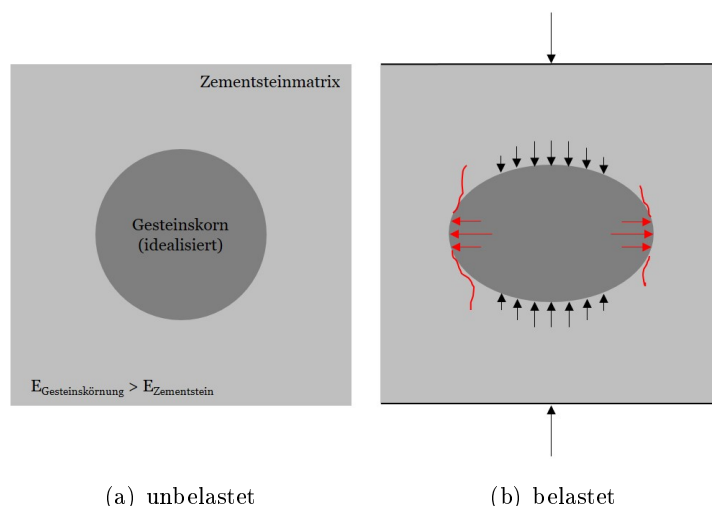


Abbildung 2: Lastbedingte Querdehnung der steiferen Gesteinskörnung und daraus resultierende initiale Rissbildung im weicheren Zementstein

Die entscheidende Schwachzone des Normalbetons liegt somit in der Kontaktzone zwischen der Gesteinskörnung und dem Zementstein. Diese wird im Allgemeinen auch als Interfacial Transition Zone (ITZ) bezeichnet [Scr99] [SCL04]. Aufgrund des beispielsweise in [Gei08, S.16] beschriebenen »Wandeffektes« (im Englischen *wall effect*) kommt es in der Grenzschicht zu einer Anreicherung von Zementpartikeln und Feinstoffen sowie zu größeren Porositäten. Die Intensität dieses Effektes sowie weitere in Kapitel 2.4 beschriebene Einflussgrößen bestimmen die Höhe der nachfolgend erläuterten Festigkeitseigenschaften.

2.2.3 Druckfestigkeit von Beton und Mörtel

Die Druckfestigkeit von Beton wird entsprechend der maßgebenden Bemessungs-Richtlinie, der DIN EN 1992-1-1 (auch Eurocode 2 genannt) [DIN], mit f_c [MPa] als einaxiale Betondruckfestigkeit bezeichnet und gemäß DIN EN 12390-3 [DIN19b] bestimmt.

Hierfür können zylindrische Probekörper mit einem Durchmesser von 150 mm und einer Höhe von 300 mm oder würfelförmige Probekörper mit einer Kantenlänge von 150 mm zum Einsatz kommen. Aus den Ergebnissen einer Prüferie zylindrischer Probekörper ergibt sich die maßgebende, charakteristische Betondruckfestigkeit im Alter von 28 Tagen f_{ck} [MPa]. Die Umrechnung des Prüfergebnisses einer Serie von würfelförmigen Probekörpern auf f_{ck} ist nach DIN EN 206 [DIN21b] gemäß Gleichung 1 möglich.

$$f_{ck,cube,150} \cdot 0,82 = f_{ck} \quad (1)$$

Umrechnungsfaktoren für größere und kleinere Würfel finden sich in [DAf12] und [Rie+18]. Eine im Bereich der Bauwerksinstandsetzung häufig sehr nützliche Tabelle zur Umrechnung historischer Druckfestigkeitsklassen auf die heute gültigen findet sich in [Fin08].

Die Druckfestigkeit von Mörtel R_c wird gemäß DIN EN 196-1 [DIN16] bzw. DIN EN 12190 [DIN98] an prismatischen Probekörpern mit einer Kantenlänge von 40 x 40 x 160 mm bestimmt. Sie ergibt sich als arithmetisches Mittel von sechs Einzelergebnissen.

Die Betondruckfestigkeit von Bauwerksbeton wird über die Prüfung von Bohrkernen nach DIN EN 12504-1 [DIN21a] bestimmt. Die Bewertung der Ergebnisse erfolgt abhängig von der Anzahl der zur Verfügung stehenden Einzelergebnisse nach unterschiedlichen Verfahren gemäß DIN EN 13791 [DIN20].

Zur Prüfung eignen sich insbesondere Bohrkern mit einem Verhältnis von Länge zu Durchmesser von 1,0 (wenn mit der Würfeldruckfestigkeit verglichen werden soll) oder 2,0 (wenn mit der Zylinderdruckfestigkeit verglichen werden soll). Grundsätzlich ist ein Bohrkerndurchmesser von 100 mm anzustreben. Ist dies nicht möglich, so kann grundsätzlich jeder Bohrkerndurchmesser > 50 mm geprüft und das Prüfergebnis auf einen Bohrkerndurchmesser von 100 mm umgerechnet werden. Die DIN 12504-1 gibt hierfür im Anhang A Erfahrungswerte in Abhängigkeit vom vorhandenen Größtkorn des Betons.

Das Vorgehen zur Bestimmung der Betondruckfestigkeit von Bauwerksbeton ist für die in Kapitel 2.5.2 beschriebene Zuordnung zu einer Altbetonklasse sowie zur Ermittlung von Materialkennwerten für die Bemessung im Bestand von großer Bedeutung.

2.2.4 Zugfestigkeit von Beton und Mörtel

Die zentrische Zugfestigkeit von Beton f_{ct} ist entsprechend der Erläuterungen in Kapitel 2.2.2 der maßgebende Widerstand gegen mechanische Beanspruchungen. Tatsächlich ist es jedoch nicht üblich, die zentrische Zugfestigkeit von Beton und Mörtel im Laborversuch direkt zu ermitteln. Dies liegt vor allem daran, dass Versuchsaufbauten dieser Art sehr sensibel auf eine mögliche Schiefstellung des Probekörpers reagieren, was oft zu einer Unterschätzung der tatsächlichen zentrischen Zugfestigkeit führt. Üblich ist es deswegen, die Zugfestigkeit indirekt zu bestimmen, indem sie aus der geprüften Druckfestigkeit oder anhand der Biege- oder Spaltzugfestigkeit (siehe unten) berechnet wird.

Bei der Bauteilbemessung nach Eurocode 2 kann von der charakteristischen Betondruckfestigkeit gemäß Gleichung 2 auf die mittlere zentrische Zugfestigkeit f_{ctm} geschlossen werden. Gültigkeit besitzt dieser Zusammenhang jedoch nur für Normalbeton, da im Bereich des hochfesten Betons insbesondere Maßnahmen ergriffen werden, die den Verbund zwischen Gesteinskörnung und Zementstein stärken und so gezielt die Zugfestigkeit erhöht wird (siehe Kapitel 2.4.4).

$$f_{ctm} = 0,30 \cdot f_{ck}^{(2/3)} \quad (2)$$

Die Versuchsaufbauten zur Bestimmung der Biegezugfestigkeit³ $f_{ct,fl}$ oder der Spaltzugfestigkeit⁴ $f_{ct,sp}$ sind eine robuste Alternative.

Um im Nachgang auf die zentrische Zugfestigkeit schließen zu können, werden die Prüfergebnisse

³ Für Beton gemäß DIN EN 12390-5 [DIN19c], für Mörtel gemäß DIN EN 196-1 bzw. DIN EN 12190.

⁴ Nur für Beton nach DIN EN 12390-6 [DIN10a].

für Beton nach Eurocode 2 durch Umstellen der Gleichung 3 (Biegezug) bzw. direkte Anwendung der Beziehung nach Gleichung 4 (Spaltzug) auf die zentrische Zugfestigkeit umgerechnet.

$$f_{ctm,fl} = (1,6 - h/1000) \cdot f_{ctm} \quad (3)$$

mit:

h : Gesamthöhe des Bauteils [mm]

$$f_{ctm} = 0,9 \cdot f_{ct,sp} \quad (4)$$

Die Biegezugfestigkeit für prismatische Mörtelprobekörper R_f [MPa] wird üblicherweise nicht in eine zentrische Zugfestigkeit übertragen, sondern dient direkt als relevanter Bemessungswiderstand [DIN16].

2.2.5 Haft-/Oberflächenzugfestigkeit von Beton und Mörtel

Zunächst ist eine begriffliche Differenzierung notwendig, da in Abhängigkeit von der Prüfaufgabe zwischen zwei Kenngrößen unterschieden wird:

- der Haftzugfestigkeit (als Maß der Adhäsion (siehe Kapitel 2.5.4.1) zur Prüfung der Verbundfestigkeit zwischen zwei Schichten)
- der Oberflächenzugfestigkeit (als Maß der Kohäsion, also der wirksamen Bindungskräfte innerhalb eines Materials)

Die Haftzugfestigkeit wird beispielsweise dann benötigt, wenn der Haftverbund zwischen einem Betonersatz und dem jeweiligen Betonuntergrund nachzuweisen ist. Hierbei kann es zum Versagen an der Oberfläche des Betonersatzes, in der Fuge zwischen Betonersatz und Altbeton oder im Altbeton selbst kommen.

Die Oberflächenzugfestigkeit ist dann zu prüfen, wenn die Eignung eines Betonuntergrunds für nachfolgende Beschichtungs- oder Reprofilierungsarbeiten festgestellt werden soll. In der Regel erfolgt zunächst eine Untergrundvorbehandlung zur Herstellung eines tragfähigen Betonuntergrunds, ehe die Prüfung durchgeführt wird. Die Oberflächenzugfestigkeit ist im Bereich der Bauwerksinstandsetzung neben der Druckfestigkeit (Kapitel 2.2.3) der zweite wichtige Parameter zur Klassifizierung des Untergrundes gemäß den Altbetonklassen (siehe Kapitel 2.5.2).

Haftzug- und Oberflächenzugfestigkeit werden entsprechend der gültigen Prüfnorm DIN EN 1542 [DIN99] durch die Messung der Haftfestigkeit im Abreißversuch bestimmt und deswegen auch übergeordnet häufig als Abreißfestigkeit bezeichnet.

Hierbei wird ein Prüfstempel auf eine definierte Prüffläche aufgeklebt und nach dem Aushärten des Klebers mit einer gleichmäßigen Geschwindigkeit abgezogen. Die dabei benötigte Kraft bezogen auf die Prüffläche ergibt die Haftfestigkeit f_h [MPa].

Entscheidend für die Größe der Oberflächenzugfestigkeit und des daraus resultierenden mechanischen Bauteilwiderstands ist erneut der Verbund zwischen Gesteinskörnung und dem umgebenden Zementstein. Bei geringen Oberflächenzugfestigkeiten ist an der Bruchfläche häufig das

Negativ der Gesteinskörnung im Zementstein zu erkennen, während bei hohen Oberflächenzugfestigkeiten die Bruchfläche zumeist durch die oberflächennahe Gesteinskörnung führt.

2.2.6 Der Elastizitätsmodul von Beton und Mörtel

2.2.6.1 Definition, Prüfverfahren und normative Grundlage

Der Elastizitätsmodul von Festbeton (auch statischer Elastizitäts- oder E-Modul genannt) beschreibt den proportionalen Zusammenhang zwischen der auf ein linear-elastisches Material wirkenden Spannung und seiner gleichzeitigen Dehnung gemäß der nachfolgend dargestellten mathematischen Beziehung (Gleichung 5) [DIN14a], auch bekannt als »Hook'sches Gesetz« [Man69].

$$E \text{ [MPa]} = \frac{\Delta\sigma}{\Delta\varepsilon} = \frac{\sigma_a - \sigma_b}{\varepsilon_a - \varepsilon_b} \quad (5)$$

mit:

$\Delta\sigma$: Spannungsunterschied innerhalb des elastischen Verformungsbereiches [MPa]

$\Delta\varepsilon$: Dehnungsunterschied innerhalb des elastischen Verformungsbereiches [-]

σ_a : obere Prüfspannung [MPa]

σ_b : untere Prüfspannung [MPa]

ε_a : Dehnung bei oberer Prüfspannung [-]

ε_b : Dehnung bei unterer Prüfspannung [-]

Der statische E-Modul (in dieser Arbeit mit E_c bezeichnet) wird am Festbeton als Tangenten- (E_{c0}) oder Sekantenmodul (E_{cm}) bestimmt (siehe hierzu beispielsweise [Mey05]). Der Tangentenmodul ist stets größer, da hierbei im Gegensatz zum Sekantenmodul eine initiale, von einer Erstbelastung ausgehende Betonstauchung nicht berücksichtigt wird (siehe Abbildung 3). [SSW03] Die Benennung der beiden Materialparameter ist in den für die Bemessung gängigen Regelwerken [DIN] [Int13] durch eine ungleiche Indizierung nicht immer eindeutig. Die in dieser Arbeit verwendeten Indizes stimmen aus diesem Grund mitunter nicht mit dem Regelwerk überein, auf das im Einzelfall Bezug genommen wird.

Der E-Modul von Labor- oder Bauwerksbeton wird seit der Ablösung der DIN 1048-5 [DIN91] als Prüfvorschrift gemäß DIN EN 12390-13 [DIN14a] als Sekantenmodul bestimmt [HR18]. Danach sind zwei Verfahren (A oder B) zur Bestimmung des statischen Sekantenmoduls möglich.

Mit Hilfe des Verfahrens B kann der stabilisierte (geringfügig vorgeschädigte) E-Modul bestimmt werden, indem

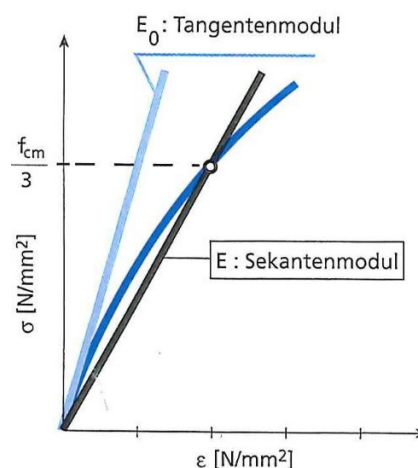


Abbildung 3: Spannungs-Dehnungs-Linie von Beton (dunkelblau) mit Tangentenmodul E_{c0} (hellblau) oder Sekantenmodul E_{cm} (schwarz) aus [SSW03] (Bezeichnungen in der Abbildung leicht abweichend von der Festlegung in dieser Arbeit)

der Probekörper in der Druckprüfmaschine mit einer definierten Vorbelastung eingespannt wird, die zugleich der unteren Prüfspannung σ_b während des Versuchs entspricht. Sie liegt bei maximal 15 % der Druckfestigkeit. Von diesem Lastniveau aus wird der Probekörper dreimal bis zu einem Lastniveau von einem Drittel seiner Druckfestigkeit (obere Prüfspannung σ_a) be- und wieder entlastet. Beide Lastniveaus werden zwischen den Belastungszyklen zur Stabilisierung der Messwerte für 20 Sekunden gehalten. Berechnet wird der E-Modul nur anhand der Spannungs- und Dehnungsunterschiede zwischen unterer und oberer Prüfspannung während des dritten Belastungszyklusses (vgl. Gleichung 5).

Verfahren A und B gleichen sich in Bezug auf die Bestimmung des stabilisierten E-Moduls. Dem Verfahren A geht aber zuvor ein weiterer Dreierzyklus auf einem geringeren Belastungsniveau voraus, anhand dessen der anfängliche E-Modul bestimmt werden kann.

Sowohl dem Eurocode 2 [DIN] als auch dem ModelCode 2010 [Int13] können für die Bauteilbemessung Formeln entnommen werden, mit denen, ausgehend vom geprüften Sekantenmodul, der geringfügig höhere Tangentenmodul berechnet werden kann. Gemäß Eurocode 2 ist hierfür vereinfachend der Faktor 1,05 anzusetzen. Ein gesondertes Prüfverfahren zur Bestimmung des Tangentenmoduls E_{c0} existiert nicht.

Zur Ermittlung des E-Moduls nach [DIN14a] sind zylindrische Labor- oder Bauwerksproben notwendig, die idealerweise ein Seitenverhältnis von 1:2 aufweisen. Im Labor werden hierfür Zylinder mit einem Durchmesser von 150 mm und einer Höhe von 300 mm verwendet.

In Tabelle 3.1 des Eurocode 2 [DIN] sind für die Bemessung Richtwerte für den Elastizitätsmodul (Sekantenmodul) E_{cm} für Betonsorten mit quarzithaltigen Gesteinskörnungen gegeben. Diese auf die Gesteinskörnung bezogene Einschränkung deutet bereits darauf hin, dass der E-Modul starken Schwankungen unterliegen kann (siehe nachfolgendes Kapitel).

Der E-Modul von Instandsetzungsmörteln wird gemäß DIN EN 13412 [DIN06] ebenfalls als Sekantenmodul an prismatischen Probekörpern mit den Abmessungen 40 mm x 40 mm x 160 mm nach dem Verfahren 1 oder 2 bestimmt.

Das Verfahren 1 ist ausschließlich für Polymermörtel vorgesehen, während Verfahren 2 zur Prüfung von (polymermodifizierten) Zementmörteln (siehe Kapitel 2.5.6) vorgesehen ist. Bei beiden Verfahren wird der prismatische Probekörper aufrecht stehend zunächst mit einer geringen Grundlast eingespannt und dann wiederholt bis zu einem gewissen Lastniveau auf Druck be- und entlastet. Wie auch bei der E-Modulbestimmung an Beton werden hierbei die obere und untere Spannung sowie Dehnung gemessen, und der E-Modul gemäß Gleichung 5 berechnet.

2.2.6.2 Einflussgrößen und rechnerische Abschätzung

Die im vorangegangenen Kapitel beschriebene messtechnische Bestimmung des E-Moduls kann Streuungen von ± 20 % unterliegen [NS78]. Grund dafür ist die verglichen mit Werkstoffen wie Stahl oder Kunststoff starke Heterogenität des Betons.

Der E-Modul der Gesteinskörnung kann mitunter stark vom E-Modul des Zementsteins abwei-

chen. Während Zementstein im Alter von 28 Tagen einen E-Modul zwischen 6 GPa und 30 GPa [HR18] aufweist (stark abhängig vom w/z-Wert (siehe Kapitel 2.4.2)), liegen die E-Moduln gängiger Gesteinskörnungen meist höher (Kies ca. 23 GPa und Basalt ca. 50 - 70 GPa) [SSW03]. So betrachtet handelt es sich bei Beton um einen Verbundwerkstoff und bei dem messtechnisch erfassten Sekantenmodul E_{cm} um einen Mittelwert vieler lokaler E-Modulunterschiede. Der Einfluss der Gesteinskörnung auf den E-Modul ist somit groß [SSW03] [Bra15] [Mey05].

Zur rechnerischen Abschätzung des E-Moduls für die Bemessung gibt es zahlreiche Modelle, die praxisnah vereinfacht oder wissenschaftlich hoch komplex gehalten sind (siehe dazu [Mey05]). An dieser Stelle sollen die beiden praxisnahen und bereits normativ verankerten Modelle nach Eurocode 2 (Gleichung 6) sowie nach fib Model Code 2010 [Int13] (Gleichung 7) vorgestellt werden. Während im EC2 der Sekantenmodul berechnet wird, ergibt sich bei einer Berechnung nach Model Code 2010 der Tangentenmodul.

$$E_{cm} = 22 \cdot \left(\frac{f_{cm}}{10}\right)^{0,3} \quad (6)$$

mit:

f_{cm} : charakt. Zylinderdruckfestigkeit des Betons nach 28 d $f_{ck} + 8MPa$

Gleichung 6 ist gültig für quarzhaltige Gesteinskörnung. Bei Kalkstein ist E_{cm} um 10 %, bei Sandstein um 30 % abzumindern. Für Basalt ist es zulässig, E_{cm} um 20 % zu erhöhen.

$$E_{c0} = E_c \cdot \alpha_E \left(\frac{f_{ck} + \Delta f}{10}\right)^{\frac{1}{3}} \quad (7)$$

mit:

E_{c0} : Tangentenmodul nach 28 Tagen

E_c : Grundwert des E-Moduls von 21,5 GPa

α : Beiwert für die Gesteinskörnung (z.B. Basalt = 1,2; Quarz = 1,0; Kalkstein = 0,9; Sandstein = 0,7)

f_{ck} : charakt. Zylinderdruckfestigkeit

Δf : 8 MPa

Eine Beispielrechnung für einen Beton mit einer charakteristischen Zylinderdruckfestigkeit von 35 MPa zeigt die geringen Unterschiede, die bei der Abschätzung des Sekantenmoduls nach EC2 (Gleichung 8) und des Tangentenmoduls nach Model Code 2010 (Gleichung 9) entstehen, wenn die E-Moduln über den Faktor 1,05 aus dem Eurocode 2 aufeinander übertragen werden. Danach werden die E-Moduln nach EC2 rd. 2 % größer geschätzt als nach Model Code 2010.

$$E_{cm} = 22 \cdot \left(\frac{35 + 8}{10}\right)^{0,3} = 34,1 \text{ GPa} \quad \rightarrow \quad 34,1 \cdot 1,05 = 35,8 = E_{c0} \quad (8)$$

$$E_{c0} = 21,5 \cdot 1,0 \cdot \left(\frac{35 + 8}{10}\right)^{\frac{1}{3}} = 35,0 \text{ GPa} \quad \rightarrow \quad 35,0/1,05 = 33,3 = E_{cm} \quad (9)$$

Trotz der augenscheinlichen Ausgereiftheit der Modelle suggerieren diese eine nicht einzuhaltende Präzision bei der Berechnung des E-Moduls. Auch [MW16] weist darauf hin, dass es sich hierbei nur um Schätzungen und Richtwerte handeln kann.

2.3 Risse im Stahlbeton

2.3.1 Rissbildung als Folge überschrittener Bauteilwiderstände

Im Allgemeinen sind Risse im Stahlbetonbau weder zu vermeiden noch grundsätzlich besorgniserregend. Entscheidend für den Einfluss eines Risses auf das Lastabtragsverhalten und auch die Dauerhaftigkeit eines Stahlbetonbauteils ist seine Lage und die Rissbreite. [SW12]

Eine Rissbildung in der Betonmatrix ist als direkte Konsequenz eines überschrittenen Bauteilwiderstands zu verstehen. Das Auftreten der Risse erfolgt jedoch nicht erst schlagartig zum Zeitpunkt des Betonversagens. Vielmehr ist die Rissbildung als ein mit zunehmender Spannung und hieraus resultierender Dehnung stetig wachsender Schädigungsfortschritt zu verstehen. [ZZ10]

Das lässt sich auch aus der Spannungs-Dehnungs-Linie von Beton (siehe Abbildung 4) ableiten. Danach wird das Verformungsverhalten von Beton idealisiert in einen linear-elastischen und einen plastischen Verformungsbereich unterteilt. Der Übergang zwischen beiden Verformungsarten liegt bei ca. 40 % der mittleren Betondruckfestigkeit f_{cm} .

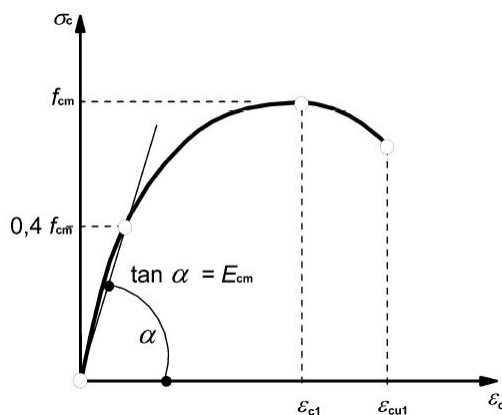


Abbildung 4: Idealierte Spannungs-Dehnungs-Linie von Beton [DIN]

Tatsächlich zeigt die Spannungs-Dehnungs-Linie unterhalb von 40 % kein rein lineares Verformungsverhalten, was darauf hindeutet, dass es bereits auf deutlich geringeren Lastniveaus zu einer Initialisierung der Rissbildung, ausgehend von der Kontaktzone zwischen Gesteinskörnung und Zementstein (siehe Kapitel 2.2.2), kommt⁵. Die bleibenden Verformungen sind auf diesem Lastniveau jedoch so gering, dass der Bereich idealisiert als linear-elastisch angenommen wird.

⁵ Ein Effekt, der auch bei der standardisierten E-Modulprüfung von Laborbeton (siehe Kapitel 2.2.6) durch die dreifache Vorbelastung des Probekörpers vor der Erfassung der relevanten Messwerte berücksichtigt wird.

Die Betrachtung der Rissbildung ist somit vor allem eine Frage der Skalierung. Im Allgemeinen werden Risse auf mikroskopischer und makroskopischer Ebene betrachtet und anhand ihrer Rissbreite w bewertet. Eine definierte Grenze zwischen Mikro- und Makrorissen existiert jedoch nicht, wie in den nachfolgenden beiden Kapiteln erläutert wird. Auch ist es messtechnisch anspruchsvoll, Mikrorissbreiten überhaupt zielsicher zu bestimmen. So kommt es, dass diese mitunter auch im belasteten Zustand fixiert und gemessen werden⁶. Diese Rissbreiten sind folglich größer als solche, die in lastfreiem Zustand bestimmt werden.

Die nachfolgenden Kapitel geben einen Einblick in die Ergebnisse internationaler Forschungsarbeiten zur lastbedingten Schädigung des Betongefüges auf mikroskopischer und makroskopischer Ebene, welche als Orientierung für die Konzipierung des im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten Versuchsprogramms verwendet wurden.

2.3.2 Lastbedingte Schädigung auf mikroskopischer Ebene

Ein Blick in die zahlreichen Veröffentlichungen zu lastbedingter Mikrorissbildung im Stahlbeton macht deutlich, dass bereits lange und nachhaltig, jedoch bisher vergeblich nach einem allgemeingültigen Grenzwert gesucht wird, ab dem ein Mikroriss zu einem Makroriss wird. Vielmehr wird deutlich, dass eine solche Festlegungen immer auch eine Definitionsfrage ist.

Francois [FM88] im Jahre 1988 und Wang [WJS97] im Jahre 1997 definieren bei ihren Untersuchungen zum Einfluss von Mikrorissen auf das Chlorideindringen in Beton Mikrorisse im Bereich einer Rissbreite w von 50 μm - 200 μm .

Jang legt sich für seine Arbeit auf eine Rissbreite von 80 μm fest [JKO11]. In der Arbeit von Wu [Wu+13] werden Risse mit Rissbreiten bis 60 μm als Mikrorisse bezeichnet, während Kustermann [Kus05] für ihre Arbeit einen Grenzwert von 25 μm wählt. Ammouche [Amm+01] wiederum sieht den Grenzwert nochmals schärfer bei 10 μm . Dies deckt sich mit der im Report rep020 ausgesprochenen Empfehlungen der RILEM TC 159-ETC und 163-TPZ aus dem Jahre 1999 [FA99], die sich auf die Erkenntnisse von Damgaard Jensen und Chatterji beziehen [DC96].

Zur Interpretation dieser Grenzwerte und für die Bewertung eigener Versuchsergebnisse ist es von Bedeutung, auch die Umstände mit einzubeziehen, unter denen die Rissbreiten erzeugt und gemessen wurden. Das gilt speziell dann, wenn es nicht allein um die messtechnische Erfassung einer mikroskopischen Schädigung des Betongefüges, sondern um den Nachweis eines Einflusses dieser Mikrorissbildung beispielsweise auf einen Schadensfortschritt geht. So ist unter anderem zu beachten:

- Als Folge welcher Belastungsart ist der Riss entstanden (Druck, Zug, Biegung)?
- Wird die Rissbreite unter Last oder nach der Belastung in lastfreiem Zustand gemessen?
- Wo wurde die Rissbreite gemessen? An der Bauteiloberfläche oder im Inneren?
- Ist der Probekörper/das Bauwerk bewehrt?

⁶ Fixierung der Rissbreite beispielsweise durch ein Verpressen des Risses mit einem niedrigviskosen Epoxidharz. Nach dem Aushärten des Harzes wird der Probekörper entlastet, ohne dass sich die Rissbreite verändert.

Für die in dieser Arbeit verfolgten Ansätze zeigte sich, dass es zielführend sein kann, nicht die absoluten Rissbreiten und deren Einfluss auf etwaige Folgen zu betrachten, sondern die Argumentationslinie über die Art der anstehenden Belastung und das dabei aufgebrachte Belastungsniveau (welches dann zu einer Mikrorissbildung führt) aufzubauen. Auf gleiche Art findet sich die in mehreren Arbeiten mit ähnlichen Forschungszielen (siehe Kapitel 4.3). Mikrorisse werden dabei indirekt durch sich verändernde Eindringwiderstände nachgewiesen. Die Bestimmung der Rissbreite spielt eine untergeordnete Rolle. Eine klare Definition von Mikro- und Makrorissen sowie die Bestimmung der Rissbreiten ist nicht notwendig.

Im Hinblick auf die Standsicherheit bedeutet eine Unterscheidung zwischen Mikro- und Makrorissen auch eine Unterscheidung zwischen »nicht standsicherheitsrelevant« (Mikrorisse) und unter Umständen »standsicherheitsrelevant« (Makrorisse). Thiele stellt in seiner Arbeit heraus [Thi16], dass lastbedingte Schädigungen auf mikroskopischer Ebene ab einem Lastniveau von 80 % vermehrt zu einem ausgeprägten, makroskopischen Rissbild zusammenwachsen.

In Bezug auf die Baupraxis kommt einer Trennung von makroskopischer und mikroskopischer Rissbildung eine zusätzliche Bedeutung zu, die eine Sensibilisierung eines Bauherrn, Nutzers oder Gutachters für etwaige Schädigungsprozesse zur Folge haben kann. Danach könnten solche Risse als Mikrorisse bezeichnet werden, die im Inneren des Gefüges liegen und an der Bauteiloberfläche nicht mit bloßem Auge zu erkennen sind⁷.

Mikrorisse und ihre Folgen sind dem Betrachter eines Bauwerks nicht direkt bewusst. Ihre Wirkung auf die Schädigungsprozesse deutlich herauszustellen ist folglich von besonderer Bedeutung.

2.3.3 Lastbedingte Schädigung auf makroskopischer Ebene

Die Ausführungen im vorangegangenen Kapitel zeigen, dass der Übergang zwischen einer Schädigung auf mikroskopischer und makroskopischer Ebene fließend ist und die Festlegung eines Übergangs zwischen den Skalen in Abhängigkeit vom Untersuchungsziel mitunter nicht zwingend notwendig ist.

Aufgegriffen werden soll an dieser Stelle ein bereits vorgeschlagenes, praxisbezogenes Unterscheidungskriterium. Danach könnten solche Risse als Makrorisse bezeichnet werden, die sich ohne etwaige Hilfsmittel mit bloßem Auge an der Bauwerksoberfläche erkennen lassen. Dabei wird wissentlich in Kauf genommen, dass diese Rissbreite stark schwanken kann, abhängig vom Verschmutzungsgrad der Betonoberfläche, den Licht-, Temperatur- oder Feuchtigkeitsverhältnissen zum Untersuchungszeitpunkt oder auch von den Einschätzungen des untersuchenden Personals. Trotzdem ergibt diese Aufteilung für die Bewusstmachung eines Schadenspotentials Sinn, da von offenen Rissen augenscheinlich ein anderes Schadenspotential ausgeht als von unsichtbaren Mikrorissen im Bauteilinneren.

⁷ Diese Abgrenzung kann als Vorschlag verstanden werden, wohl wissend, dass (oder gerade weil) dies eine sehr subjektive Wahrnehmung ist (siehe nächstes Kapitel).

Verschiedene Untersuchungen haben gezeigt (siehe [FM88], [Vol91], [Kel91]), dass an der Bauteiloberfläche sichtbare Risse in jedem Fall zu einem erhöhten Stoffeindringen führen.

Zwar kann es bei Trennrissen bis zu einer gewissen Rissbreite zu Selbstabdichtungseffekten infolge einer Auslaugung des Betons im Rissbereich (Selbstheilung) kommen. Ab einer gewissen Rissbreite treten diese Effekte nicht mehr auf und es muss von einer ungehinderten Durchströmung ausgegangen werden [De +13].

Bei der Bemessung eines Stahlbetonbauwerks im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit ist in Abhängigkeit von der Bauteilexposition eine Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreite anzuordnen. Die maximal zulässige Rissbreite auf Höhe der Bewehrung liegt demnach bei 400 μm (0,4 mm). Der vorgegebene Mindestquerschnitt der Bewehrung im Riss stellt sicher, dass die maximale aufnehmbare Zugspannung des Stahls nicht überschritten wird (siehe Rissbreitenachweis nach Eurocode 2 [DIN, Kap.7.3]). Die tatsächliche Rissbreite an der Bauteiloberfläche ist dabei (speziell bei Biegerissen) in der Regel größer [SS03].

2.4 Einflussgrößen auf die Widerstände eines Stahlbetonbauteils

2.4.1 Einflussgrößen als Steuerungsmöglichkeit

Die im Kapitel 2.2 beschriebenen mechanischen Widerstände des Normalbetons lassen sich durch den gezielten Einsatz betontechnologischer Maßnahmen steuern. Gemeint sind im Kontext dieser Arbeit Maßnahmen, die ohne den Einsatz von Zementen höherer Druckfestigkeitsklassen oder reaktiven Zusatzstoffen (beispielsweise Calciumaluminatzement [Scr03]) und somit nur über Veränderungen an der Wassermenge und der Gesteinskörnung zu einer Verbesserung der Widerstände führen. Auch Maßnahmen, die zu einer besseren Ausnutzung der reaktiven Stoffe des Zementes führen (Steigerung des Hydratationsgrads [SW12, S.62] [Ada05]), bleiben an dieser Stelle unerwähnt.

Alle Maßnahmen verfolgen dabei eines oder mehrere der folgenden übergeordneten Ziele:

1. Reduzierung des Hohlraumgehalts (Porenraum)
2. Stabilisierung/Versteifung des Korngerüsts für den Lastabtrag
3. Erhöhung der (Zug)festigkeit durch Verbesserung des Verbundes zwischen Gesteinskörnung und Zementstein

Die nachfolgend erläuterten Maßnahmen bilden die theoretische Grundlage zur Entwicklung der in dieser Arbeit verwendeten Altbetone (siehe Kapitel 2.5.2 und Kapitel 6.1).

2.4.2 Wasserzementwert und Porosität

Die Festigkeitseigenschaften eines Betons lassen sich am einfachsten über Veränderungen am Verhältnis von Wasser zu Zement (w/z-Wert [-]) beeinflussen bzw. ablesen. Sie zielen direkt auf Ziel 1 der im vorangegangenen Kapitel formulierten Maßnahmen.

Wie in [PU08] erläutert, sind verschiedene Modelle verfügbar, um die Betondruckfestigkeit in Abhängigkeit von dem w/z-Wert eines Betons zu berechnen.

Ebenfalls in direktem Zusammenhang zueinander stehen der w/z-Wert und die Porosität des Zementsteins. So ist zur Herstellung eines möglichst dichten Betongefüges ein w/z-Wert von 0,4 anzustreben. Darüber kommt es zu einer vermehrten Bildung von Kapillarporen im Zementstein. Unterhalb von 0,4 steht zu wenig Wasser zur Verfügung, um den Zement vollständig ausreagieren zu lassen. [Kel91, S.19]

Daraus lässt sich ableiten, dass sich die drei Kennwerte Festigkeit, w/z-Wert und Porosität gegenseitig bedingen [PU08]. Drei identische Betone, die je mit w/z-Werten von 0,4, 0,5 und 0,6 hergestellt werden, würden mit zunehmendem w/z-Wert eine höhere Gesamtporosität und eine geringere Festigkeit aufweisen.

Wichtig anzumerken ist, dass der w/z-Wert ein Verhältnis- und kein Absolutwert ist. Ein w/z-Wert von 0,5 gilt sowohl für einen Beton mit einem Wassergehalt von 150 kg/m³ bei 300 kg/m³ Zement als auch für einen Beton mit den jeweils doppelten Wasser- und Zementmengen. Die höhere Festigkeit bildet dabei im Bereich des Normalbetons in der Regel der Beton aus, der den geringeren Zementgehalt aufweist [PU08].

Bei der Steuerung der Festigkeit eines Ausgangsbetons über den w/z-Wert ist weiter darauf zu achten, dass Veränderungen an der Wassermenge mitunter eine andere Intensität mit sich bringen als Veränderungen an der Zementmenge (nähere Ausführungen hierzu in [PU08]).

Die Gültigkeit der aufgezeigten Zusammenhänge auch für Mörtel wird beispielsweise durch die Arbeit von Singh [SMT15] nachgewiesen.

2.4.3 Gesteinskörnung

Durch eine Veränderung der Menge oder Art der im Beton verwendeten Gesteinskörnung kann ein direkter Einfluss auf die Zielformulierungen 2 und 3 der Aufzählung in Kapitel 2.4.1 genommen werden.

Eine Erhöhung des Gesteinskörnungsanteils führt in einer Betonmischung bei gleichbleibendem w/z-Wert zu einer Reduzierung von Zement und Wasser (siehe vorangegangenes Kapitel). Zementstein wird somit (innerhalb eines gewissen Handlungsspielraums) durch in der Regel steifere und festere Gesteinskörnung ersetzt. Das führt einerseits zu einer Versteifung der Betonmatrix und somit zu einem Anstieg des E-Moduls, wie sich aus den in Kapitel 2.2.6 erläuterten gesteinskörnungsabhängigen Korrekturfaktoren zur Berechnung des E-Moduls ableiten lässt. Andererseits erfolgt der Lastabtrag zunehmend über das Korngerüst und weniger über den weicheren Zementstein (vgl. [ZZ10]).

Durch den Einsatz einer gebrochenen Gesteinskörnung (beispielsweise Splitt) kann gegenüber einer runden Körnung (Kies, siehe auch nachfolgendes Kapitel) im Allgemeinen der Haftverbund zwischen Zementstein und Gesteinskörnung verbessert werden (vgl. Kapitel 2.2.2). Dies lässt

sich über die größere Rauigkeit an der Oberfläche der Gesteinskörnung erklären, welche zu einem intensiveren Verkrallen des Zementsteins mit der Oberfläche führt. [Bre, S.316]

Zudem weist eine raue Gesteinskörnung eine deutlich höhere spezifische Oberfläche auf, was neben dem Verkrallungseffekt auch stärkere Adhäsionskräfte mit sich bringt (vgl. Kapitel 2.5.4.1).

2.4.4 Sieblinie und Füller

Beim Einsatz natürlicher Gesteinskörnung⁸ zur Herstellung von Beton nach DIN EN 12620 [DIN08a] wird grundsätzlich zwischen »natürlich gekörnt« und »mechanisch zerkleinert« unterschieden. Kies und Sand ist dabei ersterem zuzuordnen. Zweiteres gilt beispielsweise für Splitt oder Brechsand.

Zudem erfolgt eine Einteilung der Gesteinskörnung nach ihrem Korndurchmesser. Danach wird Gesteinskörnung mit einem Korndurchmesser von 4 - 32 mm als Kies bzw. Splitt und mit einem Korndurchmesser von 0,125 - 4 mm als Sand bzw. Brechsand bezeichnet. Für Feinanteile der Gesteinskörnung unterhalb von 0,125 mm existiert der Ausdruck »Mehlkorn«⁹. Wiederum darunter werden feingemahlene Gesteinsmehle mit einem Korndurchmesser kleiner 0,063 mm »Füller« genannt. [Bre, Kap.5.2]

Die Charakterisierung der Gesteinskörnung in einer Betonrezeptur erfolgt über die sogenannte Sieblinie [DIN23, Anhang L]. Diese verbildlicht die Häufigkeitsverteilung der einzelnen Korndurchmesser zwischen 0,125 mm und 32 mm im Korngemisch und gibt somit einen Eindruck von der Verteilungs-Homogenität. Die in Abbildung 5 dargestellten Regelsieblinien A, B und C nach DIN 1045-2 stehen für bewährte Kornzusammensetzungen, die je nach Zielsetzung zu Betonen mit weniger Feinkornanteil und mehr Größtkorn (Sieblinie A) oder hohem Feinkornanteil und reduziertem Größtkorn (Sieblinie C) führen.

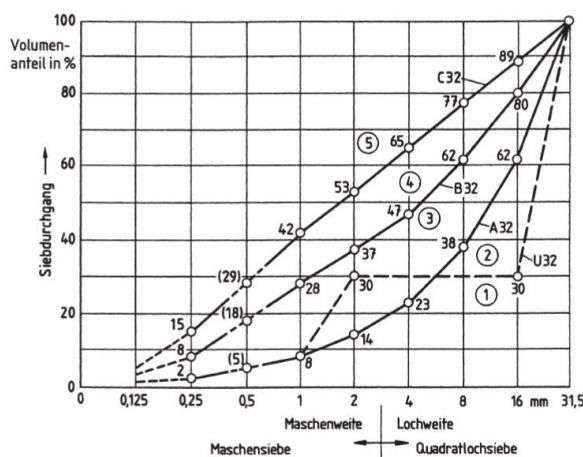


Abbildung 5: Regelsieblinien für ein Größtkorn von 32 mm aus [DIN23]

Eine ungünstige Abstufung der Gesteinskörnung wirkt sich nachweislich negativ auf die Druckfestigkeit aus [Bre, S.316].

⁸ Im Gegensatz zu künstlicher Gesteinskörnung wie Hochofenschlacke oder rezyklierte Gesteinskörnung.

⁹ Wobei nach [Bre, S.774] der Zement ebenfalls zum Mehlkornanteil gehört.

Um eine möglichst hohe Festigkeit und Dichtigkeit zu erzielen, sollte die Sieblinie so abgestuft sein, dass der Hohlraumgehalt des lose geschütteten Gesteinskörnungsanteils möglichst gering ist. Allgemeingültig eignet sich hierfür die Verwendung eines Korngemischs entsprechend des Verlaufs der sogenannten »Fuller-Parabel«. Dieser geht auf Untersuchungen von [FT07] und [And30] zurück und liegt näherungsweise zwischen Sieblinie A und B.

Soll ein Korngemisch individuell abgestimmt werden, kann dies experimentell über die Ermittlung der Packungsdichte des Korngemischs Φ_K erfolgen. Die Packungsdichte ist vereinfacht als Kehrwert des Hohlraumgehalts zu verstehen, weshalb der Zahlenwert möglichst hoch sein sollte. Tieferegehende Ausführungen hierzu finden sich beispielsweise in [Hai+14], [Tei07] und [Gei08].

Um die Packungsdichte zu erhöhen, eignen sich insbesondere die als Füller bezeichneten Gesteinsmehle. Zu beachten ist, dass die Erhöhung der Feinanteile in einer Betonrezeptur zu einem erhöhten Wasseranspruch führt und die Verarbeitbarkeit gegebenenfalls über die Zugabe von Fließmitteln (siehe [GWS01]) sichergestellt werden muss. [Gei08]

Der Einsatz von Silicastaub (SF) als Füller im Beton hat neben der Optimierung der Packungsdichte einen weiteren Effekt. Silicastaub ist deutlich feiner als Zementpartikel und an der Festigkeitsbildung beteiligt. Aus diesem Grund wird er insbesondere in hochfesten Betonen, aber auch im Normalbeton zur Verbesserung des Verbunds zwischen Zementstein und Gesteinskörnung (siehe Kapitel 2.2.2), also zur Steigerung der Betonzugfestigkeit eingesetzt [SCL04].

2.5 Besonderheiten eines instandgesetzten Bauteilquerschnitts bei Druckbeanspruchung

2.5.1 Begrifflichkeiten und Definitionen sowie Gültigkeitsbereiche von Normen und Richtlinien

Steht bei einer Instandsetzung eines Bauteils die Wiederherstellung der Lastabtragsfähigkeit im Vordergrund, spricht man im Allgemeinen von einer Verstärkungs- oder Ertüchtigungsmaßnahme [GS05]. Ziel einer Verstärkungsmaßnahme ist es, den Bauteilwiderstand gegenüber den einwirkenden Lasten so zu verbessern, dass dieser gemäß Abbildung 1 mindestens wieder dem Ursprungsniveau zum Zeitpunkt t_N (oder besser) entspricht. Gründe für die Notwendigkeit einer Verstärkungsmaßnahme können beispielsweise die folgenden sein:

- Die Umnutzung eines Bauwerks führt zu höheren Verkehrslasten oder zu einer Erhöhung des Eigengewichts.
- Im Zuge einer Nachrechnung wird festgestellt, dass das Bauteil unterbemessen ist.
- Überbelastung hat zu einer Rissbildung geführt, die über das im Betonbau zu erwartende Maß hinaus geht (vgl. Kapitel 2.3.3).

Bauteile können einerseits durch das Aufkleben, Umschnüren oder Einschlitzen von CFK- oder Stahllamellen ertüchtigt werden [LHL13]. In diesem Kapitel soll jedoch nur auf Verstärkungsmaßnahmen eingegangen werden, bei denen die Lastabtragsfähigkeit des Bauteils zunächst durch einen Betonabtrag und anschließend durch das kraftschlüssige Aufbringen einer (Spritz)Mörtel- oder (Spritz)Betonsschicht wiederhergestellt wird. Oftmals wird hierbei mit dem Auftrag des Instandsetzungsmaterials auch der lastabtragende Querschnitt vergrößert. Aufgrund der Kombination zweier Materialien spricht man hierbei oft auch von einem Verbundbauteil [BBW00]. Für den Erfolg einer Verstärkungsmaßnahme dieser Art sind die folgenden Teilschritte von großer Bedeutung:

1. die Charakterisierung des Altbetons (siehe Kapitel 2.5.2)
2. die Wahl eines geeigneten Instandsetzungsverfahrens (siehe Kapitel 2.5.3)
3. Charakterisierung und Ausbildung der Verbundfuge (siehe Kapitel 2.5.4)
4. die Wahl eines geeigneten Instandsetzungsmaterials (Beton oder Mörtel, siehe Kapitel 2.5.6)

Bei der Planung und der Durchführung einer Instandsetzungs- oder Verstärkungsmaßnahme ist in Deutschland zum gegenwärtigen Zeitpunkt nach den Vorgaben der zweiteiligen TR-IH [DIB20a] [DIB20b] in Kombination mit den Teilen 3+4 der DAfStb-Richtlinie »Schutz und Instandsetzung von Betonbauteilen« (Rili-SIB) [DAf01] vorzugehen. Darin ist auch das Vorgehen bei der Abarbeitung der aufgeführten Punkte 1 - 4 geregelt (Herausgeber: Deutscher Ausschuss für Stahlbetonbau e.V. (DAfStb)).

Für die Betoninstandsetzung an Wasser- und Ingenieurbauwerken sind einige Besonderheiten zu beachten. Da diese in der vor allem für den Hochbau gültigen TR-IH nicht vollumfänglich berücksichtigt werden konnten (und auch nicht mussten), gelten unter dem Schirm der

TR-IH spezifizierte Regelwerke. Gegenwärtig sind dies die Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen - Wasserbau für die Instandsetzung der Betonbauteile von Wasserbauwerken (Leistungsbereich 219) (ZTV-W) [Baw13] (herausgegeben durch die Bundesanstalt für Wasserbau (baw)) sowie Abschnitt 4 »Schutz und Instandsetzung von Betonbauteilen« des Teils 3 »Massivbau« der »Zusätzlichen Technischen Vertragsbedingungen und Richtlinien für Ingenieurbauten« (ZTV-ING 3-4) [BAS22] (herausgegeben durch die Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt)).

Auf europäischer Ebene gilt die Normenreihe DIN EN 1504 mit ihren 10 Normteilen. In Deutschland sind nur die Teile 2 - 7 der DIN EN 1504 harmonisiert. Der Teil 9, welcher die allgemeinen Prinzipien für die Anwendung von Produkten und Systemen behandelt [DIN08b], ist nicht eingeführt, weshalb die TR-IH hier Gültigkeitshoheit besitzt.

Die vielleicht wesentlichste Änderung der erst seit dem Jahre 2020 eingeführten TR-IH gegenüber der vorher gültigen Rili-SIB ist der Übergang der Verantwortung für die Eignung eines Bauproduktes von den Produktherstellern hin zum Planer einer Instandsetzungsmaßnahme. Letzterer muss nun die notwendigen Eigenschaften eines Bauproduktes vorab präzise definieren, während sonst die Produkthersteller innerhalb ausgeschriebener Vorgaben (beispielsweise bei Vorgabe einer Beanspruchbarkeitsklasse M1 - M3 [DAf01]) Spielraum beim Einsatz von Produkten hatten. So erfolgte früher die Wahl der Produkte in der Regel nach Empfehlung des Herstellers und in Abstimmung mit dem Planer und der ausführenden Firma einer Instandsetzungsmaßnahme. Bei der Wahl eines geeigneten Instandsetzungsmaterials macht die TR-IH klare Vorgaben, die als Hilfestellung für den sachkundigen Planer dienen sollen (siehe Kapitel 2.5.6).

Diese Änderung stärkt einerseits den sachkundigen Ingenieursverstand, kann andererseits aber auch den Verlust an Freiheit bei der Wahl eines Instandsetzungsmaterials bedeuten, wenn Sonderlösungen gefordert sind.

Durch diese Lage der Verantwortlichkeiten und durch den wachsenden Markt im Bereich der Betoninstandsetzung kommt auch der Ausbildung und der Erfahrung des planenden Fachpersonals eine große Bedeutung zu. Während der Begriff »Sachkundiger Planer« (SKP) in der Rili-SIB zwar verwendet wurde, fehlte die Definition, was einen sachkundigen Planer von einem nicht sachkundigen Planer unterscheidet. Auch diese Lücke wurde in der TR-IH geschlossen. Zudem existiert seit dem Jahre 2018 ein Ausbildungsbeirat Sachkundiger Planer (ABB SKP), welcher die Zulassung zur Ausbildung sowie die Ausbildungs- und Prüfungsinhalte definiert.

Die im Kapitel 10.1 dieser Arbeit zusammengefassten Ergebnisse sollen den sachkundigen Planer einer Instandsetzungsmaßnahme bei der Berücksichtigung aller möglichen Einflussfaktoren unterstützen.

2.5.2 Charakterisierung des Altbetons

Die Einführung von Altbetonklassen geht auf die baw zurück. Die Charakterisierung des instand zu setzenden Untergrundbetons kann seitdem als Grundlage verstanden werden, auf der die gesamte weitergehende Planung einer Instandsetzungs- oder Verstärkungsmaßnahme aufbaut.

Viel wahrscheinlicher als im Geltungsbereich des Hoch- oder Ingenieurbaus muss eine Instandsetzung im Bereich des Wasserbaus zumeist an minderfesten, oft unbewehrten Betonen des frühen

20. Jahrhunderts erfolgen. Schleusenkammern oder Dammbauwerke weisen (wenn überhaupt bewehrt) häufig hohe Betondeckungen und infolge der Stampfbetontechnik eine hohe Porosität (Kiesnester) auf.

In der ZTV-W waren aus diesem Grund schon länger die Altbetonklassen A1 - A4 definiert (siehe Tabelle 2). Danach erfolgt eine Klassifizierung anhand der bei Voruntersuchungen festgestellten Druckfestigkeit (ermittelt an Bohrkernen, siehe Kapitel 2.2.3) und der Oberflächenzugfestigkeit des Altbetons (siehe Kapitel 2.2.5). Im Zuge der Erarbeitung der DAfStb-Richtlinie »Instandhaltung von Betonbauteilen« im Gelbdruck (IH-RL) sollten diese übernommen werden. Um auch höherfeste Betone aus dem Hoch- oder Ingenieurbau in den Altbetonklassen eingruppiert und definierter von der Klasse A4 unterscheiden zu können, wurde in der TR-IH zusätzlich die Altbetonklasse A5 eingeführt. Tabelle 2 zeigt die aktuell gültige Klassifizierung der Altbetone.

Tabelle 2: Altbetonklassen nach TR-IH Teil 1 [DIB20a]

Altbetonklasse	Druckfestigkeit	Oberflächenzugfestigkeit	
		Mittelwert	kleinster Einzelwert
	[MPa]	[MPa]	[MPa]
A1	≤ 10	$< 0,8$	$< 0,5$
A2	> 10	$\geq 0,8$	$\geq 0,5$
A3	> 20	$\geq 1,2$	$\geq 0,8$
A4	> 30	$\geq 1,5$	$\geq 1,0$
A5	$> 75^1$	$\geq 2,5$	$\geq 2,0$

¹ Gemäß TR-IH beginnt Klasse A5 bei 75 MPa. In der ZTV-W:2017 werden Betone bereits ab 55 MPa der Klasse A5 zugeordnet.

Während die Klassifizierung der Altbetone direkt über die Bestimmung mechanischer Kennwerte des Untergrundbetons erfolgt, werden durch die ebenfalls im Hause der baw entwickelten und mit Einführung der TR-IH übergeordnet eingeführten, instandsetzungsspezifischen Expositionsklassen zusätzlich die Einwirkungen aus dem Bauteiluntergrund berücksichtigt (siehe Tabelle 3). Die Gültigkeit der für den Neubau bekannten Expositionsklassen nach DIN 1045-2 bleibt parallel bestehen. Für die in dieser Arbeit behandelte Interaktion zwischen Altbeton und Instandsetzungsmaterial ist neben der immer anzusetzenden Expositionsklasse *XALL* insbesondere die Expositionsklasse *XSTAT* von Bedeutung (siehe auch Kapitel 2.5.6).

In der europäischen Normenreihe DIN EN 1504 gibt es keine vergleichbaren Klassifizierungen des Altbetons oder der Einwirkungen aus dem Bauteiluntergrund.

Tabelle 3: Expositionsklassen für die Betoninstandsetzung nach TR-IH

Klassenbezeichnung	Beschreibung der Umgebung
1. Einwirkungen aus der Umgebung	
XALL	Einwirkungen auf das Bauwerk bzw. Bauteil mit Auswirkungen auf das Instandsetzungssystem und dessen Verbund zum instand zu setzenden Bauteil, welche nicht durch die nachfolgenden Expositionsklassen abgebildet werden; bewehrungskorrosionsfördernde Stoffe aus dem Instandsetzungssystem ANMERKUNG: Expositionsklasse XALL ist immer anzusetzen.
XW1	Ständige Wasserbeaufschlagung durch Süß- oder Meerwasser
XW2	Temporäre Wasserbeaufschlagung durch Süß- oder Meerwasser
2. Einwirkungen aus dem Untergrund	
XSTAT (static)	Statisch mitwirkend
XBW1 (backfacing water)	Rückseitige Durchfeuchtung (keine Durchströmung) oder erhöhte Restfeuchtigkeit
XBW2 (backfacing water)	Rückseitige Durchfeuchtung mit Durchströmung (flächig)
XCR (cracks)	Risse
W (width)	mit Rissbreite w in mm
Δw	mit Rissbreitenänderung Δw in mm
- LFR (low frequent)	- zykl. niedrigfreq. z.B. aus Temperatur, Wasserstandsänderung
- HFR (high frequent)	- zykl. hochfreq. z.B. aus Verkehr
- CON (continuous)	- kont. Rissbreitenänderung, z. B. aus Schwinden, Setzungen
DY (dry)	mit Feuchtezustand "trocken"
DP (damp)	mit Feuchtezustand "feucht"
WT (wet)	mit Feuchtezustand "nass (drucklos gefüllt)"
WF (waterflow)	mit Feuchtezustand "fließendes Wasser (druckwasserführend)"
XDYN	Dynamische Beanspruchung bei Applikation

2.5.3 Instandsetzungsprinzipien und -verfahren

Durch die Gültigkeit der Rili-SIB 2001 hatten sich in Deutschland die Buchstabenkennzeichnungen R, W, C und K mit ihren Untergliederungen nach Tabelle 4 etabliert. In jedem Fall basierten die Instandsetzungsprinzipien auf der Annahme, dass es zu einem Eintrag beton- oder bewehrungsschädigender Stoffe gekommen war und diese entfernt oder zukünftig an einem Eindringen gehindert werden sollten.

Tabelle 4: Instandsetzungsprinzipien nach Rili-SIB [DAf01, Teil1, Kap.6]

Instandsetzungsprinzipien		Grundsatzlösung	Beschreibung
R	Realkalisierung	R1	Realkalisierung flächiger Mörtelauftrag
		R2	Realkalisierte Kleinflächen
		R1-CL	flächige Realkalisierung bei Chlorideinwirkung
		R2-Cl	Realkalisierte Kleinflächen bei Chlorideinwirkung
W	Begrenzung des Wassergehalts	W	Unterdrückung des elektrolytischen Teilprozesses
		W-Cl	Unterdrückung des elektrolytischen Teilprozesses bei Chloridbelastung
C	Beschichtung der Bewehrung	C	Korrosionsschutz durch Oberflächenschutzsystem
		C-Cl	Korrosionsschutz bei Chloridbelastung
K	Kathodischer Korrosionsschutz		Fremdstrominduzierte Polarisierung

Diese Bezeichnungen wurden mit Einführung der TR-IH abgelöst und durch die bereits in der DIN EN 1504-9 von 2008 [DIN08b] geprägten Zifferkennzeichnungen ersetzt. Ähnlich wie bei den Expositionsklassen für Beton wird hier zwischen Instandsetzungsprinzipien zum Schutz oder zur Instandsetzung von Schäden im Beton (Prinzipien 1 - 6) oder von Bewehrungskorrosion (Prinzipien 7 - 10) unterschieden. Über das Instandsetzungsprinzip 4 ist nun auch die Verstärkung von Stahlbetonbauwerken geregelt, ohne dass es vorher zu einem chemischen Angriff des Betons gekommen sein muss. Den zehn Prinzipien sind dann einzelne Instandsetzungsverfahren zugeordnet, beispielsweise Verfahren 4.4 »Querschnittsergänzung durch Beton oder Mörtel«. Gegenüber der DIN EN 1504-9 wurde ein Prinzip gänzlich herausgenommen und einzelne Verfahren herausgelassen oder ergänzt, wie Tabelle A.1 im Anhang A entnommen werden kann. Da im Rahmen dieser Arbeit die Interaktion zwischen einem Altbeton und einem Instandsetzungsmörtel nach einer Instandsetzung untersucht wird, werden im Weiteren nur die Details der Instandsetzungsverfahren erläutert, bei denen es zu einer Verstärkung bzw. zu einem Betonabtrag mit anschließender Reprofilierung des Bauteilquerschnitts erforderlich ist (früheres Instandsetzungsverfahren R). Diese Prinzipien sind in Tabelle A.1 mit einem Stern* gekennzeichnet.

Bei der Beschreibung der Verfahren in der TR-IH steht das Schutzziel im Vordergrund und nicht, wie noch bei der Rili-SIB, die Art der Ausführung einer Instandsetzung. Aus diesem Grund stehen in der TR-IH hinter mehreren Instandsetzungsverfahren die gleichen technischen Vorgehensweisen zur Instandsetzung, obwohl sich die Verfahren unterscheiden. Allgemein folgt einem Betonabtrag (z.B. durch Stemmen oder Höchstdruckwasserstrahlen (HDW)) eine Reinigung des ggf. freigelegten Stahls und eine Reprofilierung der Instandsetzungsstelle mit einem geeigneten Betonersatzsystem (Kapitel 2.5.6). Die fachgerechte Ausführung dieser einzelnen Arbeitsschritte ist entscheidend für den Erfolg der Instandsetzungs- oder Verstärkungsmaßnahme und die Qualität der Verbundfuge zwischen Altbeton und Betonersatzsystem.

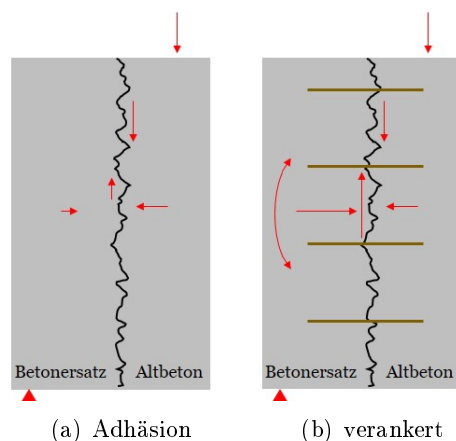


Abbildung 6: Schematische Skizze einer Verbundfuge mit (a) adhäsivem Verbund und (b) Verankerung. Mit Verankerung können größere Spannungen übertragen werden, ohne dass es zu einem Versagen der Fuge kommt (gekennzeichnet durch rote Pfeile)

2.5.4 Charakterisierung und Ausbildung der Verbundfuge

2.5.4.1 Adhäsiver Verbund oder Verbundanker

Für einen zielgerichteten Lastabtrag in einem verstärkten Bauteil ist eine ungehinderte Kraftübertragung vom Altbeton in den Betonersatz erforderlich. Die Kraftübertragung erfolgt bei Belastung parallel zur Fuge in Form einer Schubspannung, bei Belastung senkrecht zur Fuge (z.B. bei Biegebeanspruchung des Bauteils) als Zug- oder Druckspannung (vgl. Abbildung 6) [Len12]. Sie kann abhängig von der Zielsetzung der Maßnahme rein über den adhäsiven Verbund in der Fuge (Abbildung 6(a)) oder mit Hilfe einer Rückverankerung der Verstärkungs- oder Instandsetzungsschicht im Altbeton erfolgen. [Res04] Die Verstärkung der Verbundfuge über eine Verankerung erhöht sowohl die Schub- als auch die Zugtragfähigkeit (vgl. Abbildung 6(b)).

Der Widerstand des Bauteils gegenüber den oben genannten Belastungen setzt sich aus der Rauigkeit der Verbundfuge (Kapitel 2.5.4.2), der Festigkeit des Betonersatzes (Kapitel 2.5.6) und der aufgetragenen Schichtdicke zusammen.

In Tabelle 15 der TR-IH Teil 1 ist definiert, welche Produkte für die einzelnen Instandsetzungsverfahren geeignet sind und welche Schichtdicken in Abhängigkeit von Verbundsituation und Altbeton zulässig sind. Zur besseren Übersichtlichkeit sind die Inhalte in Tabelle A.2 im Anhang A noch einmal komprimiert zusammengefasst¹⁰. Der Betonersatz lässt sich danach in Abhängigkeit von der Ausbildung des Verbundes unterteilen. Die Mörtel (Größtkorn ≤ 4 mm) sind auf eine Schichtdicke von maximal 60 mm begrenzt (SRM - zweilagiger Auftrag ist Voraussetzung) und nicht für die Einbindung einer Verankerung oder der Bewehrung zulässig. Das heißt im Umkehrschluss, Betonabtragstiefen von > 60 mm und freiliegende Bewehrung müssen mit einem Instandsetzungsbeton reprofiliert werden.

¹⁰ Keine Vollständigkeit bei den Fußnoten und Anmerkungsdetails. Die Tabelle kann nicht als Ersatz für Tabelle 15 in der TR-IH Teil 1 verwendet werden.

Aufgrund des Schwerpunkts dieser Arbeit sei für weiterführendes Wissen zum Beton-Beton-Verbund auf die folgenden Veröffentlichungen verwiesen, die sich beispielsweise mit den wissenschaftlichen Grundlagen der Adhäsion [BP83] [Com97] [Dre18], den (adhäsiven) Kräften zwischen zwei Betonschichten [Mül08] [Sod02], dem Lastabtragsverhalten entlang einer Verbundfuge [Rei04] [Len12] sowie Untersuchungen zur fachgerechten Ausführung und Charakterisierung der Fuge beschäftigen [JBS04] [Cho12] [Mül08] [ZR19].

Die in der TR-IH verankerten Vorgaben zur Gewährleistung einer guten Verbundtragfähigkeit beziehen sich vor allem auf die abhängig vom aufzubringenden Betonersatz herzustellende Rautiefe der Altbetonoberfläche, wie im folgenden Kapitel erläutert wird.

2.5.4.2 Rautiefeklassen

Um einen ausreichenden Adhäsionsverbund zwischen einem Altbeton und einem Instandsetzungsmaterial zu garantieren, waren in der Rili-SIB Anforderungen an die Oberflächenzugfestigkeit des Altbetons definiert. Diese lagen bei 1,5 MPa (Mittelwert) und 1,0 MPa (kleinster Einzelwert). Zusätzliche Anforderungen an die Rautiefe des Altbetons gab es nur für das Aufbringen von Oberflächenschutzsystemen [DAf01, S.1-22], nicht aber für Betonersatz.

Mit der Einführung der TR-IH gelten die bereits über die Altbetonklassen vorgegebenen Mindestwerte der Oberflächenzugfestigkeit auch als Anforderung an den Untergrund für das Aufbringen von Instandsetzungsmörtel oder -beton (siehe Kapitel 2.5.2). Darüber hinaus definieren die neu eingeführten Rautiefeklassen (Tabelle 5 - nä. Seite) zusätzliche Anforderungen, die einen ausreichenden Adhäsionsverbund gewährleisten sollen. Diese korrespondieren mit den Anforderungen zur Bemessung von rauen und verzahnten Verbundfugen zur Übertragung von Schubkräften gemäß DIN EN 1992-1-1/NA [DIN13].

Die erforderliche Rautiefe des Altbetons R_t [mm] ist somit abhängig von dem für die Reprofilierung gewählten Instandsetzungsmaterial. Sie kann mit Hilfe des Sandflächenverfahrens nach Kaufmann [Kau71] oder mittels berührungsloser Profilmessverfahren bestimmt und nach DIN EN ISO 13473-1 [DIN21c] berechnet und bewertet werden. Der in DIN EN ISO 13473-1 sowie im vergleichbaren Regelwerk DIN EN 13036-1 [DIN10b] als d_{MTD} bezeichnete Messwert (MTD = *mean texture depth*, englisch für mittlere Texturtiefe) entspricht dem mit Orientierung an Kaufmann in der TR-IH als Rautiefe R_t bezeichneten Messwert (vgl. Formel 10).

$$R_t = d_{MTD} \quad (10)$$

Tabelle 5: Rautiefeklassen nach TR-IH Teil 1 [DIB20a]

Instandsetzungssystem	Mindest- rautiefe- klasse	Anforderung an die mittlere Rautiefe ¹
OS 4, OS 5, OS 8, OS 11, OS 14, Feinspachtel ²	RT0,3	$0,3 \leq R_t < 0,5$
PRM oder PRC	RT0,5	$0,5 \leq R_t < 1,0$
Spritzbeton (Größtkorn < 8 mm), Spritzmörtel, RM, SRM, Vergussmörtel	RT1,0	$1,0 \leq R_t < 1,5$
Beton nach DIN EN 206-1/DIN 1045-2 und Trockenbeton, Spritzbeton (Größtkorn ≥ 8 mm), Vergussbeton ³	RT1,5	$1,5 \leq R_t < 3,0$
Beton nach DIN EN 206-1/DIN 1045-2 und Trockenbeton, Spritzbeton (Größtkorn ≥ 8 mm), Vergussbeton ⁴	RT3,0	$R_t \geq 3$

¹ Im Zuge der Untergrundvorbereitung darf die Rautiefe nicht mehr als unvermeidlich erhöht werden.

ANMERKUNG: Die Rautiefe kann an horizontalen oder schwach geneigten Flächen mittels Sandverfahren nach DAfStb-RL SIB (Teil 3, Abschnitt 3.2.5) bestimmt werden. An stark geneigten Flächen und über Kopf können berührungslose Profilmessverfahren nach DIN EN ISO 13473-1 [DIN21c] mit Geräten nach DIN ISO 13473-3 [DIN04] eingesetzt werden. Für alternative Verfahren ist ein Nachweis zur Korrelation mit den zuvor genannten Verfahren erforderlich.

² Für Oberflächenschutzsysteme OS 1 und OS 2 gelten keine Anforderungen an die Rauheit.

³ Sofern die Anforderung an die raue Fuge gemäß DIN EN 1992-1-1/NA [DIN13] gestellt werden.

⁴ Sofern die Anforderung an die verzahnte Fuge gemäß DIN EN 1992-1-1/NA [DIN13] gestellt werden.

Die TR-IH gibt jedoch keine Hinweise, mit welcher Untergrundvorbehandlung die einzelnen Rautiefeklassen erreicht werden. Die Abtragsintensität beim Feststoff- oder Höchstdruckwasserstrahlen hängt direkt von der Festigkeit des Betonuntergrunds, also von der Altbetonklasse ab. Praxiserfahrungen zeigen, dass die höchsten Rautiefeklassen RT1,5 und RT3,0 nur mittels HDW erreicht werden, da dies verglichen mit anderen Abtragsmöglichkeiten die grundlegend höchsten Abtragstiefen am Beton erzielt [Tal+95], gleichzeitig den Stahl aber nicht beschädigt. Der Abtrag des Altbetons mittels HDW ist Teil der meisten Instandsetzungsprinzipien, bei denen es um den Ersatz oder Mehrauftrag von Beton geht (siehe Tabelle A.1).

Zur Herstellung geringerer Abtragstiefen (beispielsweise Rautiefeklasse RT0,3 und ggf. auch RT0,5) eignet sich vor allem das Feststoffstrahlen, welches sich wiederum gegenüber Alternativen wie dem Fräsen oder Stocken als die bessere Wahl herausstellte [JBS04].

2.5.4.3 Messverfahren zur Quantifizierung der Rauigkeit

Bei der Bestimmung der Rautiefe einer Betonoberfläche ist zwischen volumetrischen und linienbasierten Messverfahren zu unterscheiden. Mit volumetrischen Verfahren kann eine Oberflächenbeschaffenheit in drei Dimensionen (Höhe über einer Fläche) erfasst werden. Der so bestimmte Parameter wird als »Textur« bezeichnet. Der maßgebende Messwert nennt sich mittlere Texturtiefe d_{MTD} und wird zumeist in [mm] angegeben.

Mit linienförmigen Messungen wird die Oberflächenbeschaffenheit in zwei Dimensionen erfasst (Höhe über einer Linie). Bestimmt wird auf diese Art das »Profil«. Der maßgebende Messwert nennt sich mittlere Profiltiefe d_{MPD} und steht ebenfalls in [mm].

Da das Sandflächenverfahren nur an horizontalen oder leicht geneigten Flächen durchgeführt werden kann¹¹, ist für die Bestimmung der Rautiefeklassen an vertikalen Betonoberflächen eine Abschätzung der Textur anhand eines Profils, also eine berührungslose Laser-Messtechnik notwendig. Um von einem Profil auf eine Textur schließen zu können, gibt EN ISO 13471-1 eine Umrechnungsformel, die zu einer geschätzten (estimated) Texturtiefe d_{ETD} [mm] führt. Daraus ergibt sich der Gesamtzusammenhang entsprechend Gleichung 11.

$$R_t = d_{MTD} = d_{ETD} = 1,1 \cdot d_{MPD} \quad (11)$$

Berührungslos kann die Rautiefeklasse beispielsweise mit dem ELAtextur Gerät bestimmt werden. Zwar wird hier auf einer Kreisbahn gemessen [IWS20], trotzdem tastet der Laser die Oberfläche entlang einer Linie ab und gibt anschließend eine mittlere Profiltiefe d_{MPD} aus. Das Gerät liefert aber automatisch über die in der Software hinterlegte Gleichung 11 auch den d_{ETD} Messwert, der direkt mit R_t aus Tabelle 5 vergleichbar ist (siehe auch [FFR19] S.752).

2.5.5 Lastabtragsverhalten in Abhängigkeit von der Steifigkeit des Betonersatzes

In besonderem Maße relevant für den Lastabtrag ist (eine gut ausgebildete Verbundfuge vorausgesetzt) der E-Modul der kombinierten Materialien. Betrachtet man den Querschnitt eines verstärkten oder instandgesetzten Betonbauteils idealisiert als Verbundwerkstoff zweier homogener Materialien (siehe Abbildung 7), gelten nach [HEW19, S.417] oder [Bra15] und zurückgehend auf [Rue29]:

$$(a) \quad E_1 > E_2 \quad : \quad \varepsilon_1 = \varepsilon_2 \quad | \quad \sigma_1 > \sigma_2 \quad (12)$$

$$(b) \quad E_1 > E_2 \quad : \quad \varepsilon_1 < \varepsilon_2 \quad | \quad \sigma_1 = \sigma_2 \quad (13)$$

In Worten bedeutet dies: Die Anordnung von Altbeton und Betonersatz parallel zur Belastungsrichtung (beispielsweise bei einer Stütze) führt zu gleichen Dehnungen, aber unterschiedlichen Spannungen im Bauteil (Abbildung 7(a)). Sind die beiden Materialien bei einer Belastung hintereinander angeordnet (beispielsweise bei einer Bodenplatte), herrscht in beiden die gleiche Spannung bei unterschiedlichen Dehnungen (Abbildung 7(b)).

Durch E-Modulunterschiede in einem Bauteilquerschnitt können somit Lastumlagerungen entstehen, wodurch die Verbundfuge und das steifere Material selbst stärker belastet werden als das weichere Material, siehe [Eis18] und [Sch17].

Da Verbundbauteile bei Instandsetzungsmaßnahmen immer aus einem nicht veränderlichen Altbeton und einem neu aufgetragenen Betonersatz bestehen, muss über die Materialeigenschaften des Betonersatzes der Spannungsverlauf im instandgesetzten Gesamtquerschnitt des Verbundbauteils und entlang der Verbundfuge gesteuert werden.

¹¹ Aktuelle Forschungsvorhaben beschäftigen sich mit der Entwicklung eines Pastenverfahrens, wodurch dieses Problem umgangen werden könnte, siehe [Ste+20].

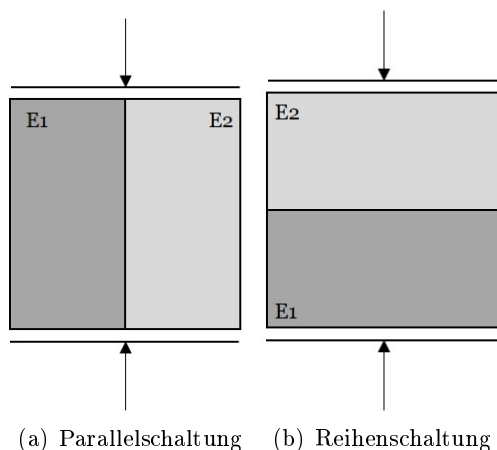


Abbildung 7: Altbeton und Betonersatz mit unterschiedlichen E-Moduln (a) parallel und (b) in Reihe angeordnet bei Druckbelastung, in Anlehnung an [HEW19]

2.5.6 Anforderungen an die Eigenschaften des Betonersatzes

Auch bezüglich der Anforderungen an den Betonersatz ist es beim Übergang von der Rili-SIB zur TR-IH zu tiefgreifenden Änderungen gekommen. Die bereits sehr umfangreichen Tabellen 4.1 - 4.13 des Teil 2 der Rili-SIB wurden teils ersatzlos gestrichen, teils stark überarbeitet und in der TR-IH durch Tabelle 2 und Abschnitt 8.3 (Teil 1) sowie die Tabellen C.1 - C.4 (Teil 2) ersetzt. Dies bedeutet beispielsweise den Wegfall der Beanspruchbarkeitsklassen M1, M2 und M3. Die zuvor über diese Beanspruchbarkeitsklassen festgelegten Anforderungen werden nun über die neu eingeführten Expositionsclassen aus dem Untergrund sowie die Altbetonklassen (vgl. Kapitel 2.5.2) definiert. Während für die Altbetonklasse A1 derzeit keine Regelungen vorliegen, sind die Anforderungen an den Betonersatz für die Altbetonklassen A2 - A5 nun deutlich differenzierter und feiner abgestuft hinterlegt - auch vor dem Hintergrund der Verantwortung des sachkundigen Planers bei der Materialwahl (vgl. Kapitel 2.5.1).

Zudem gab es wesentliche Änderungen bei den Bezeichnungen des Betonersatzes (nachfolgende Auflistung). Der erstgenannte Begriff wurde in der TR-IH durch den zweitgenannten ersetzt.

- Zementmörtel & PCC (Polymer Cement Concrete) → Repair Mortar/Concrete (RM/RC)
- SPCC (Sprayable Polymer Cement Concrete) → Sprayable Repair Mortar/Concrete (SRM/SRC)
- PC (Polymer Concrete) → Polymer Repair Mortar/Concrete (PRM/PRC)

Die Tabellen C.2 - C.4 des Teil 2 der TR-IH definieren abhängig von der Altbetonklasse und den Expositionsclassen die Anforderungen an RM/RC (C.2), SRM/SRC (C.3) und PRM/PRC (C.4) Instandsetzungsmaterialien. Für Beton, Spritzbeton, Spritzmörtel und Vergussbeton gelten die Anforderungen nach Tabelle 2 (Expositionsclassen) sowie des Abschnitts 8.3 des Teil 1 der TR-IH. Tabelle 15 des Abschnitts 8.3 (bereits in Kapitel 2.5.4.1 erläutert) regelt die Verwendung von Betonersatz bekannter und unbekannter Zusammensetzung für die flächige Instandsetzung für alle übrigen Materialien.

Aufgrund der großen Relevanz für die Baupraxis und ihres großen Umfangs wurden im folgenden die Vorgaben aus den Tabellen C.2 bis C.4 (soweit möglich) in einer einzelnen Tabellen zusammengefasst (Tabelle A.3 im Anhang A). Einzelne Anforderungen oder Fußnoten wurden dabei ausgelassen, da sie zum einen für die Zielstellung dieser Arbeit von untergeordneter Wichtigkeit sind (Wassereindringverhalten) und zum anderen die Übersichtlichkeit der Tabelle eingeschränkt hätten. Tabelle A.3 dient der besseren Orientierung. Aufgrund der teilweise fehlenden Detailangaben sollte sie nicht als Ersatz für die Tabellen in der TR-IH verstanden werden.

Beim Blick auf Tabelle A.3 fällt auf, dass sich zahlreiche Anforderungen an RM/RC, SRM/SRC und PRM/PRC gleichen. Deutlich wird auch, dass die Reprofilierung auf A3 und A2 Betonen nur durch den Einsatz von SRM/SRC möglich ist. Grundsätzlich ist festzuhalten: je hochwertiger der Betonuntergrund, desto höher auch die Anforderungen an den Betonersatz. Vergleichbare Vorgaben für die übrigen Betonersatzsysteme (Beton, Spritzbeton, Vergussbeton) gibt die TR-IH nicht. Diese sind über die jeweiligen produktspezifischen Normen (beispielsweise die Vergussbetonrichtlinie [DAf19]) formuliert.

Die formulierten Anforderungen gleichen den der TR-IH unterstellten Regelwerken der baw oder der BAST. Während beispielsweise die von der BAST herausgegebene ZTV-ING 3-4 auf die TR-IH verweist, existieren für den Wasserbau die »BAWEmpfehlung Instandsetzungsprodukte« (baw-E) [Baw19a], welche im Wesentlichen als Vorlage für die Tabellen in der TR-IH dienen.

Auch die im äquivalenten Teil 3 der DIN EN 1504 formulierten Anforderungen liegen nah an denen der TR-IH. Zwar werden die Anforderungen in der DIN EN 1504-3 über Gebrauchstauglichkeitsklassen R1 - R4 und nicht über Altbeton- und Expositionsklassen definiert. Doch zeigen sich starke Parallelen zwischen der vierskaligen Abstufung der Altbetonklassen A5 - A2 und der Gebrauchstauglichkeitsklassen R4 - R1.

Entscheidend für die Entwicklung der planerisch vorgegebenen Materialkennwerte des Betonersatzes ist die Nachbehandlung der reprofilierten Betonbauteile sowie der Zeitpunkt der Wiederbelastung nach der Instandsetzungs- oder Verstärkungsmaßnahme.

Die Notwendigkeit für Vorgaben auch zu dauerhaftigkeitsrelevanten und auf die Expositionsklassen bezogenen Materialparametern (beispielsweise zur Einwirkung von Chloriden entsprechend XD und XS) geht aus dem nachfolgenden Kapitel 3 hervor.

3 Einwirkungen, Widerstände und Instandsetzung von Schäden bei Chloridbelastung

3.1 Chlorideintrag in Beton - Eindring- und Schadensmechanismen

3.1.1 Chloridbelastung als volkswirtschaftliche Härteprobe

Obwohl in Deutschland bereits in frühen Forschungsarbeiten aus dem Anfang der 1970er Jahre ([Sch73]) deutlich darauf hingewiesen wurde, dass die in den damals gültigen Regelwerken ([DIN72]) vorgeschriebenen Maßnahmen zur Sicherstellung der Dauerhaftigkeit des Betons unzureichend sind, dauerte es bis zur Novellierung der DIN 1045 im Jahre 1988 [DIN88], bis die vorgeschlagenen Änderungen Einzug erhielten. Sie führten schließlich erneut erst viele Jahre später (2001) zur Einführung der Expositionsklassen zum Schutz des Betons und der darin befindlichen Bewehrung vor mechanischen und atmosphärischen Einflüssen sowie schädlichen Stoffen wie Chloriden oder Säuren in der DIN EN 206-1 [DIN01b] und deren Aufnahme auch in die DIN 1045-2 [DIN01a].

Somit sind bis in die frühen 2000er Jahre Hoch- und Ingenieurbauwerke entstanden, die im Hinblick auf den schädigenden Einfluss von in dieser Arbeit im Fokus stehenden Chloriden¹² auf die Betonstahl- und Spannbewehrung mit zu geringen Widerständen (Betondeckung, w/z-Werte, Mindestzementgehalte) ausgestattet sind. Der nachgewiesene positive Einfluss von hüttensandhaltigen Zementen auf den Eindringwiderstand von Beton gegenüber Chloriden ([FFR19] S.94., [HH18]) ist beispielsweise bis heute nicht normativ verankert.

Die Konsequenzen daraus tragen Kommunen, Bund und Länder bis heute, wie aktuelle Statistiken des Bundesministeriums für Verkehr und digitale Infrastruktur (BMVI) oder der BASt [Bun18] [BAS21] zeigen. Vergleichbare Berichte wie beispielsweise [Gko+19] oder [YA20] verdeutlichen, dass dies kein deutsches, sondern ein internationales Problem ist. Um wirkungsvolle Strategien zur Instandsetzung bereits entstandener und zur Vermeidung zukünftiger Schäden entwickeln zu können, müssen die Eindring- und die Schadensmechanismen von Chloriden im Beton grundlegend bekannt sein. Hierfür ist zunächst ein Blick in das Porengefüge des Zementsteins notwendig, da hier alle wesentlichen Prozesse stattfinden.

¹² Tausalze entsprechend Expositionsklasse XD sowie Chloride aus dem Meerwasser gemäß Expositionsklasse XS, siehe [DIN] bzw. [DIN21b].

3.1.2 Transport und Bindung von Chloriden

3.1.2.1 Porengefüge des Zementsteins

Beton ist trotz seiner optischen Anmutung ein poröses Material, durchzogen von einem System aus Poren, die als Folge der Betonage oder der Betonerhärtung entstehen. Grundsätzlich entstehen Poren nur im Zementstein des Betons. Der Einfluss der jeweiligen im Beton verwendeten Gesteinskörnung spielt bei dem Eindringen von Chloriden in den Beton nur eine indirekte Rolle (siehe Kapitel 3.1.2.4). Die aus den Poren resultierende innere Oberfläche des Zementsteins in einem Kubikmeter Beton beträgt ca. 50 km^2 [Set02].

Im Allgemeinen wird im Zementstein zwischen drei Porenarten unterschieden, die nachstehend ihrem Durchmesser nach in absteigender Reihenfolge aufgelistet sind [MW16] [SW12]¹³:

- Luft- oder Verdichtungsporen (mehrere Millimeter - $1 \mu\text{m}$)
- Kapillarporen ($100 \mu\text{m}$ - 10 nm)
- Gelporen (10 nm - $0,5 \text{ nm}$)

Gelporen wie auch Luft- oder Verdichtungsporen sind in ihrer Form kugelig und in sich abgeschlossen, also nicht miteinander vernetzt (vergleichbar mit den Löchern in einem Käse). Daraus wird deutlich, dass beide Porenarten keinen oder kaum Einfluss auf den Transport von Stoffen in den Beton haben. Während Luftporen bei der Betonage durch den Einschluss von Luft entstehen, sind die Gelporen ein Resultat der Zementhydratation (siehe hierzu weiterführend [Loc00]).

Die Kapillarporen hingegen bilden ein räumliches, fein verzweigtes Netz aus röhrenförmigen Gängen (vergleichbar mit Blutgefäßen im menschlichen Körper), welches den Transport von Gasen sowie Flüssigkeiten und darin gelösten Stoffen ermöglicht [Loc00]. Beton- oder bewehrungsschädigende Stoffe wie Chloride gelangen so in gelöster Form als Ionen mit flüssigem Wasser oder im Sprühnebel (Meeresgisch oder von Fahrzeugen) in den Beton. Die chemischen und physikalischen Prozesse dahinter werden in Kapitel 3.1.2.2 bis Kapitel 3.1.2.5 näher erläutert.

Für die Herstellung dauerhafter und dichter Betone muss folglich der Anteil an Kapillarporen möglichst gering gehalten werden. Gemäß [SW12] S.21 ist ab einem Kapillarporenanteil von 25 % des Gesamtporenraums davon auszugehen, dass ein weitestgehend vollständig miteinander verbundenes Porennetzwerk besteht. Unterhalb von 25 % kommt es vermehrt zu Unterbrechungen, was den Stofftransport mit weiter abnehmendem Volumenanteil stetig verlangsamt. Nach [BG91] besteht unterhalb von 18 % Kapillarporenanteil keine Verbindung mehr zwischen den Poren.

Die mitunter wichtigste Stellschraube zur Steuerung des Porenvolumens ist das Verhältnis von Wasser und Zement im Beton, ausgedrückt über den w/z-Wert (siehe auch Kapitel 2.4.2). Dieser darf einen Wert von 0,6 nicht überschreiten, um einen Kapillarporenanteil $< 25\%$ im Beton zu gewährleisten. Ein w/z-Wert von 0,4 wird allgemein als Optimum hinsichtlich der Ausbildung des Porengefüges gesehen, da hier so gut wie keine Kapillar-, sondern ausschließlich Gelporen entstehen, der Zement aber theoretisch vollständig hydratisieren kann. [GWS01] [MW16]

Für den Eintrag von Chloriden sind folglich insbesondere die Transportmechanismen und etwaige Nebeneffekte im Kapillarporensystem des Zementsteins von Bedeutung.

¹³ Hierbei ist anzumerken, dass es keine einheitliche Definition der Porengrenzen gibt, sondern diese abhängig vom jeweiligen Autor gewählt wird. Eine detaillierte Aufstellung dazu findet sich beispielsweise in [Sch13].

3.1.2.2 Chlorideintrag »huckepack« über kapillaren Wassertransport

Das als Kapillartransport bezeichnete Absinken oder Aufsteigen von Flüssigkeiten in engen Hohlräumen von Festkörpern ist auf die Grenzflächenspannung zurückzuführen. Diese Spannung entsteht, da beim Aufeinandertreffen zweier Flächen die jeweils äußersten Molekülschichten freie Bindungsmöglichkeiten mit negativen oder positiven Ladungen aufweisen. Aufgrund der freien Bindungskräfte (bestehend aus einem adhäsiven und einem kohäsiven Anteil) entsteht ein anziehender oder abstoßender Effekt. [Hülb]

Die Steighöhe h ist für Wasser unter atmosphärischen Bedingungen nur abhängig von der Größe der Grenzspannung σ und dem Innenradius der Kapillare r . Bei gleicher Oberflächenspannung steigt Wasser in einer Kapillare mit kleinem Radius höher als in einer Kapillare mit großem Radius [Dem]. Die Eindringgeschwindigkeit kapillaren Saugens kann unter idealen Laborbedingungen mit dem Wurzel-Zeit-Gesetz beschrieben werden. [PW14]

Das Eindringen von Salzen in Beton erfolgt nicht direkt, sondern als freie, in Wasser gelöste [RO08], negativ geladene Chlorid-Ionen Cl^- per »Huckepack-Transport« [SGS02]. Sobald ausreichend chloridhaltiges Wasser und entsprechender Nachschub über den Öffnungen der Kapillarporen ansteht, kann die im Wasser gelöste Chloridfracht mit dem Wasser in das Innere des Betons gelangen. Die Leistungsfähigkeit der Kapillarporen hängt direkt vom jeweiligen Porendurchmesser ab. Eine Aufstellung hierzu findet sich in [Ung04]. Die Anziehungskräfte zwischen der Oberfläche der Porenwandung und den freien Bindungen der Wassermoleküle (Grenzflächen) sorgt für ein Herauf- oder Hereinziehen des Wassers in die Pore. Die Bindung der Wassermoleküle untereinander sorgt dafür, dass der Strom nicht abreißt.

Aufgrund verschiedener Einflussfaktoren ist die Bestimmung der Sauggeschwindigkeit am Bauwerksbeton über den einfachen Wurzel-Zeit-Ansatz aber nicht oder nur mit Anpassungen möglich. Dies hat folgende Gründe:

In der Arbeit von Lunk [Lun97] werden Retardierungskoeffizienten entwickelt, um den Einfluss der Eigenfeuchte des Betons auf die Eindringgeschwindigkeit zu berücksichtigen. Untersuchungen von Rucker-Gramm [RG08] haben gezeigt, dass Teile des kapillar aufgenommenen Wassers aufgrund eines in den Gelporen herrschenden Unterdrucks in die Gelporen gezogen und nicht weiter verteilt werden. Dies erzeugt ein Quellen der Gelporen, was wiederum zu einer Verengung der Kapillarporen und einem Selbstabdichtungseffekt hinsichtlich der kapillaren Wasseraufnahme führt. Weitere Einflussfaktoren werden zudem in [Lay06] sowie [Ung04] genannt und diskutiert. Maßgebend wird der beschriebene Transportprozess im Wesentlichen für erdberührende und intermittierend feuchtebeaufschlagte Bauteile (z.B. bei starken Niederschlägen).

3.1.2.3 Chlorideintrag über Diffusion

Der Begriff Diffusion leitet sich aus dem Lateinischen ab und kann mit *ausbreiten* oder *sich zerstreuen* übersetzt werden. Unter Diffusion versteht man eine Durchmischung von miteinander in Kontakt stehenden gasförmigen, flüssigen oder festen Stoffen auf Basis ihrer Ionen, Atome oder Moleküle (Brown'sche Molekularbewegung). Die Bewegung der Teilchen wird hervorgerufen durch Druck-, Temperatur- oder Konzentrations- bzw. Ladungsunterschiede. [Hüla]

Grundsätzlich unterliegen alle Diffusionsprozesse dem Ausgleichsbestreben, so dass bei vollständig gleicher Durchmischung zweier Stoffe die Diffusion zum Erliegen kommt. Die Triebkraft der Durchmischung ist auf lokale Konzentrationsunterschiede der diffundierenden Teilchen zurückzuführen. [Ben15] Aus den vielfältigen Sonderformen der Diffusionsprozesse (vgl. beispielsweise [Glu11] [Got01]) liegt beim Eintrag von Chlorid-Ionen in Beton als wesentliche Form der Konzentrationsausgleich zwischen zwei flüssigen Phasen vor - der eindringenden chloridhaltigen Lösung und der chloridfreien Porenlösung [SW12]. Der diffusive Eintrag von Chloriden erfolgt von den Porenwandungen der Kapillarporen aus [Sch13]. Er ist in seiner Intensität stark von den Feuchtigkeitsverhältnissen im Beton abhängig. Bei Teilsättigung nimmt die Effektivität der Diffusionsprozesse deutlich ab. [Kap11]

Die aufbauen auf die Fourier'sche Gleichung zur Beschreibung der Wärmeleitung von Adolf Fick entwickelten Diffusionsgesetze¹⁴ sind die Basis zahlreicher heute gültiger Modelle zur Beschreibung des spezifischen Eindringens oder des Vermischens von Stoffen bei Konzentrationsunterschieden. Auf ihr basieren auch die heute gängigen Modelle zur Beschreibung des Chlorideindringens in Beton (siehe Kapitel 3.3).

Der entscheidende Materialparameter des Fick'schen Ansatzes ist der stationäre bzw. instationäre Diffusionskoeffizient, welcher in der Originalschrift [Fic55] als ‚*Constante*‘ k [m^2/s], gegenwärtig zumeist mit D und (aufgrund lange fehlender Standardisierung) material- und versuchsabhängig wechselnden Indizes ausgedrückt wird.

Nach DIN 12390-11 [DIN05] kann im Laborversuch, bei dem es keine störenden Einflussgrößen auf die Diffusionsvorgänge gibt, der stationäre Chloriddiffusionskoeffizient D_{ss} ¹⁵ sowie der instationäre Chloriddiffusionskoeffizient D_{nss} ¹⁶, beide in [$10^{-12} m^2/s$], bestimmt werden.

In der Realität sorgen aber verschiedenste Randbedingungen dafür, dass es bei der Chloriddiffusion in Beton zu Abweichungen vom ungestörten Diffusionsverhalten kommt und Diffusionskoeffizienten mitunter auch in Abhängigkeit vom Untersuchungsziel bestimmt werden, siehe [SC19] [Lay06]. Wichtige Einflussfaktoren sind die Porosität und die Verwindung der Porenstruktur (auch Tortuosität genannt [MKL20]) sowie die zeitabhängige Veränderung des Diffusionskoeffizienten in Abhängigkeit von der Betonzusammensetzung. Dies betrifft insbesondere Diffusionsvorgänge im oberflächennahen Bereich eines Bauwerksbetons. [FFR19] [DAf00] [Kap11]

Vor diesem Hintergrund wird deutlich, dass der Diffusionskoeffizient beton- und expositionsabhängig ist und zur Beschreibung des Chlorideindringens individuell (also betonspezifisch) ermittelt werden muss. Nähere Erläuterungen dazu finden sich in Kapitel 3.2.1 und Kapitel 3.3.

Da die natürlichen Diffusionsprozesse jedoch mitunter sehr lange dauern können, wurden Prüfverfahren entwickelt, mit denen das Eindringen von Chloriden im Labor beschleunigt abgebildet werden kann [Hun09]. Durchgesetzt hat sich hierfür national wie international der Rapid Chloride Migration Test (RCM-Test), welcher in Kapitel 3.2 ausführlich beschrieben ist.

¹⁴ 1. Fick'sches Diffusionsgesetz für stationäre Bedingungen (ohne Berücksichtigung von zeitlichen Veränderungen) und 2. Fick'sches Diffusionsgesetz für instationäre Bedingungen (unter Berücksichtigung von zeitlichen Veränderungen) [Fic55].

¹⁵ ss steht für steady state, engl. für stationär.

¹⁶ nss steht für non-steady state, engl. für instationär.

3.1.2.4 Überlagerungseffekte und Sonderphänomene

Zu den in den vorangegangenen Kapiteln 3.1.2.2 und 3.1.2.3 beschriebenen Eindringmechanismen Diffusion und kapillarer Wassertransport ist anzumerken, dass diese selten alleinig oder definiert nacheinander ablaufen. Vielmehr kommt es abhängig von dem zur Verfügung stehenden Feuchtigkeitsangebot zu einer Überlagerung der Effekte. Rose [Ros63] hat den Wassertransport in seiner Arbeit in vier Stufen (1-4) unterteilt bzw. sechs mögliche Füllzustände der Kapillarporen definiert ((a) - (f)), die einander übergangslos nachfolgen (siehe Abbildung 8).

Hierbei lagert sich in einem trockenen Baustoff in Stufe 1 zunächst Wasserdampf an den Porenwänden an (a). Ist die Innenseite der Porenwand vollflächig mit Wassermolekülen belegt, kann in Stufe 2 Wasserdampf in den Porenraum diffundieren (b).

Dies geschieht, bis sich in Stufe 3 die kleinsten Kapillaren mit Wasserdampf gefüllt haben und flüssiges Wasser entstanden ist (c). In dieser Mischform finden in den großen Poren Diffusionsvorgänge des Wasserdampfes, in den kleinen Poren bereits kapillarer Wassertransport statt. Stufe 3 erstreckt sich bis zum Zustand (d), bei dem dann an den Porennennwänden ein durchgehender Wasserfilm vorhanden ist und die Prozesse der Oberflächendiffusion vorherrschen.

In Stufe 4 herrscht nur noch der kapillare Wassertransport vor, bei dem zusätzlich zwischen einem ungesättigten (e) und einem gesättigten (f) Zustand unterschieden wird.

Ein Sonderphänomen des Wassereintrags in den Beton wurde von Setzer [Set02] mit dem Mikroislinnenmodell (auch bekannt als Mikroislinnenpumpe (MELP)) beschrieben. Das Phänomen tritt im Zuge einer Frost-Tau-Beanspruchung eines Betonporengefüges in den Gelporen auf. Die Transportprozesse der MELP können dem kapillaren Saugen zugeordnet werden bzw. sind ein Nebeneffekt des kapillaren Wassertransports [Kap11].

Wasser hat seine größte Dichte bei 4°C. Sobald Wasser gefriert, kommt es zu einer deutlichen Volumenvergrößerung um bis zu 9 Vol.%. Bei atmosphärischem Druck und auf Höhe des Mee-

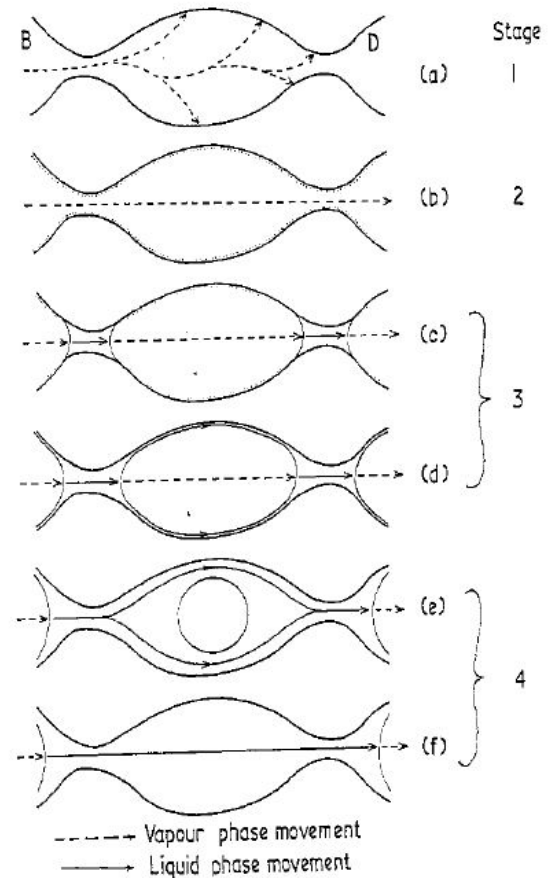


Abbildung 8: Die verschiedenen Stufen der Wasseraufnahme 1-4 bzw. die möglichen Füllzustände der Kapillarporen (a)-(f) eines porösen Baustoffes nach Rose [Ros63]. Gasförmiges Wasser ist mit einer gestrichelten Linie dargestellt, flüssiges Wasser mit durchgezogener Linie

resspiegels liegt der Gefrierpunkt von Wasser sowie der Taupunkt von Eiskristallen bei 0°C . Durch eine Erhöhung des umgebenden Drucks kann der Schmelz-/Gefrierpunkt abgesenkt werden. [And83]

Innerhalb des Zementsteins liegt Wasser als Folge von hohen Drücken im Porensystem, gelösten Stoffen in der Porenflüssigkeit (z.B. Chloride) und der Wirkung von Oberflächenkräften auch unterhalb von 0°C noch in flüssiger Form vor. Dieses Phänomen wird als Unterkühlung bezeichnet. Es führt dazu, dass bei -20°C nur ca. 30 % des Porenwassers gefroren vorliegt. [SW12]

Druckunterschiede im Porensystem sorgen im Zusammenspiel mit dem zur Verfügung stehenden Feuchtigkeitsangebot dafür, dass im System gleichzeitig flüssiges, gefrorenes und gasförmiges Wasser vorliegen kann. [Set02]. Zustand I in Abbildung 9 verdeutlicht dies grafisch. Mit diesem Gleichgewichtszustand geht das betontechnologische Phänomen des Frostschwindens einher, welches letztlich auch Teil des Mikroeislinnenmodells ist.

Bei der Frostbeanspruchung eines wassergesättigten Betons kommt es entgegen dem natürlichen Verhalten des Wassers bei atmosphärischem Druck (Eisbildung und Volumenvergrößerung unterhalb von 0°C) zunächst trotz Eisbildung in den wassergefüllten Kapillarporen zu einer Volumenabnahme des Betonkörpers. Wie von Setzer [Set01] beschrieben, geschieht dies, da mit der Eisbildung in den umgebenden Kapillarporen ein Unterdruck in den Gelporen entsteht, der mit weiter fallenden Temperaturen stetig zunimmt (mechanisches und chemisches Stabilitätskriterium). Dies führt zu einer Kontraktion des Gelporenraums, was wiederum zu einer Gesamtkontraktion des Betons und einem Herausdrücken des Gelporenwassers führt, siehe Zustand II in Abbildung 9. Dieses Wasser lagert sich an dem Eis der umgebenden Kapillarporen an. Der beschriebene Vorgang beginnt an der Betonoberfläche und setzt sich dann in das Innere des Betons fort [SW12].

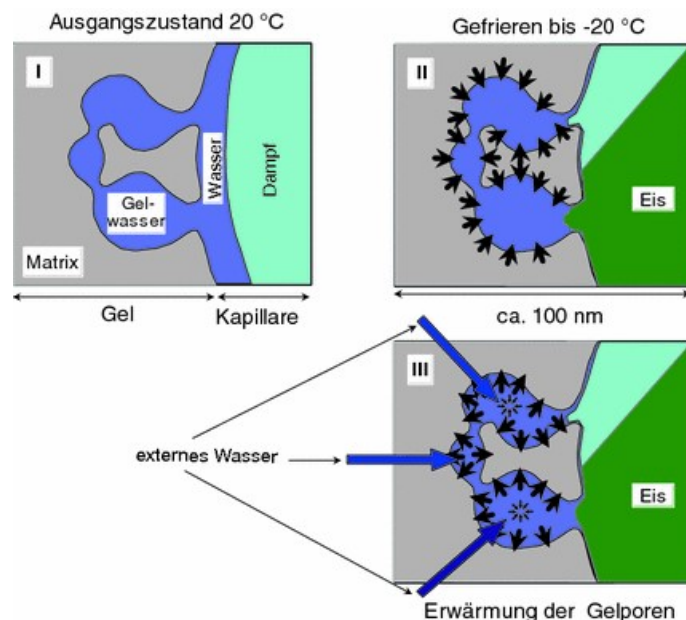


Abbildung 9: Schematische Darstellung der Mikroeislinnenpumpe nach [Set02], aus [SW12]

Beim Erwärmen kommt es zu einer Umkehr des Effektes. Die Erwärmung des Betons beginnt an der Bauteiloberfläche. Das Eis in den Kapillarporen bleibt dabei zunächst aber noch gefroren. Steht nun an der Bauteiloberfläche neues, flüssiges Wasser zur Verfügung, kommt es durch den

noch herrschenden, aber nachlassenden Unterdruck in den Gelporen gleichzeitig zu einer Neuaufnahme externen Wassers in die noch ungefüllten und gleichzeitig expandierenden Gelporenräume (siehe Zustand III in Abbildung 9). [Set02] Der Sättigungsgrad des Betons erhöht sich dadurch im Vergleich zu vor dem Frostereignis. Durch diesen Saug- oder Pumpeffekt verstärkt sich die Wasser- und die Schadstoffaufnahme mit jedem Frost-Tau-Wechsel. [SW12]

Mit Blick auf den Eintrag von Chloridionen in den Beton birgt das Phänomen der MELP folglich die Gefahr einer deutlich verstärkten Eindringtiefe und ein damit verbundenes, hohes Schadenspotential für Bauwerke der XD oder XS Exposition. [SRS21]

Ein zweites Sonderphänomen steht in Zusammenhang mit der verwendeten Gesteinskörnung. Die Gesteinskörnung nimmt keinen direkten Einfluss auf den Chlorideintrag. Indirekt jedoch spielt die Größe, die Menge und die Abstufung (Sieblinie) der Gesteinskörnung eine Rolle. Dies zeigen die Untersuchungen von Volkwein [Vol91].

Chloride dringen bei Normalbeton vermehrt entlang der poröseren Kontaktzone zwischen Gesteinskörnung und Zementstein (ITZ, (siehe Kapitel 2.2.2)) ein. Diese Grenzschicht stellt somit einen »Schnellweg« für die im Wasser gelösten Chlorid-Ionen dar. Der Einfluss der Sieblinie eines Korngemischs entsteht, da die ITZ der größeren Gesteinstoffe längere poröse Durchdringungen des dichteren Zementsteins mit sich bringen. Volkwein zeigte beispielsweise auf, dass die Eindringgeschwindigkeit beim Einsatz eines 16 mm Größtkorns gegenüber einem 8 mm Größtkorn um den Faktor 2,1 erhöht ist. Bei einem Größtkorn von 32 mm steigt dieser Faktor auf 3,0. [Vol91]

Die transportierten Wassermengen sind beim kapillaren Wassertransport deutlich größer als bei der Diffusion. Die Transportleistung der Sonderphänomene ist dazwischen anzusiedeln. [SW12]

3.1.2.5 Bindung des Chlorids im Zementstein

Für die folgenden Erläuterungen ist es wichtig voranzustellen, dass nicht die Einbindung von freien, in den Ausgangsstoffen gebundenen Chlorid-Ionen während der Zementhydratation, sondern ausschließlich das Einbinden und Fixieren nachträglich eingetragener Chlorid-Ionen in bereits erhärteten Beton behandelt wird.

Beim Eindringen von chloridhaltigem Wasser kommt es zu den beschriebenen Diffusionsprozessen der Chlorid-Ionen in die angrenzenden und wassergefüllten Porenräume. Der Beton filtert somit die Chlorid-Ionen praktisch aus dem eindringenden Wasser heraus. Während das Wasser sich in späteren Trocknungsphasen teilweise wieder aus dem Porengefüge zurückzieht und verdunstet, verbleiben die eingetragenen Chlorid-Ionen frei oder gebunden im Zementstein zurück. [SW12] Ein Teil der Chloride bleibt zu jedem Zeitpunkt frei in der Porenlösung des Zementsteins zurück und kann dann nach dem Ende der Einleitungssphase zur Korrosion am Bewehrungsstahl führen. Eine gewisse Menge freier Chlorid-Ionen kann allerdings von den stabilen Aluminatphasen des Zementsteins fest gebunden und somit unschädlich gemacht werden [Bin93]. Weiter können freie Chlorid-Ionen durch Adsorption¹⁷ von den Oberflächen der Porenwandung gebunden werden

¹⁷ Von lateinisch adsorbere = ansaugen. Anreicherung von Stoffen an den Grenzflächen fester und gasförmiger bzw. flüssiger Materie. Adsorption stellt eine Form der Sorption dar; während bei der Absorption der Stoff im Volumen eines Körpers aufgenommen wird, findet bei der Adsorption durch Adhäsion eine Belegung (Retention) der Festkörperoberfläche mit einer dünnen Molekülschicht statt [Mas].

[SW12]. Die Chloridbindefähigkeit eines Betons ist somit unter anderem auch von der Wahl des Zementes abhängig. Dies sowie der Einfluss der Aluminatphasen und weitere Faktoren wurden von Scheydt [Sch13] mit Orientierung an [Nil+96] im Anhang ihrer Arbeit tabellarisch zusammengefasst.

3.1.3 Kritischer korrosionsauslösender Chloridgehalt

Entsprechend der Eingruppierung in die Expositionsclassen der korrosionsauslösenden Einflüsse schädigt eindringendes Chlorid nicht den Beton, sondern den Stahl im Inneren. Chloridinduzierte Korrosion ist kein flächiges, sondern ein mitunter sehr lokales Phänomen. Ohne Sichtbarkeit des Korrosionsprozesses an der Bauteiloberfläche kann es an der tragenden Bewehrung zu hohen Abtragsraten bis hin zu einem Totalverlust der Tragwirkung einzelner Bewehrungsseisen kommen. Dies trifft insbesondere für gerissene Bauteiloberflächen zu, da hier Chloride lokal praktisch ungehindert eindringen können. [SW12, S.286] [Bre+11] [DGZ08] [Sch10]

Grundsätzlich ist der Bewehrungsstahl durch das alkalische Milieu in der Porenflüssigkeit des Betons (pH-Wert idR. $> 13,3$ [FFR19]) und die damit verbundene Ausbildung einer Passivschicht auf der Stahloberfläche vor Korrosion geschützt. [SW12]

In den Beton eindringende Chlorid-Ionen können ab einer bestimmten Konzentration (bekannt als der kritische korrosionsauslösende Chloridgehalt [SW12]) die Passivschicht lokal zerstören, so dass der Stahl an diesen Stellen nicht mehr vor Korrosion geschützt ist. Der Moment der lokalen Auflösung der Passivschicht (im Allgemeinen als Depassivierung bezeichnet [FFR19]) markiert *den* entscheidenden Punkt für die Betrachtungen zur Dauerhaftigkeit von Stahlbetonbauteilen, da er den Beginn des Schädigungsprozesses markiert (siehe dazu Kapitel 3.3).

Ergebnisse aus Forschung und Praxis zeigen, dass der kritische korrosionsauslösende Chloridgehalt, angegeben in Masseprozent bezogen auf den Zementgehalt der Betonrezeptur [M.-%/z], nicht als starrer Grenz-, sondern vielmehr als Schwellenwert zu betrachten ist [DAf15]. Gemäß den aktuellen Regelwerken für die Betoninstandsetzung [DIB20a] und [DIB20b] in Verbindung mit Teil 3 und 4 der Rili SIB [DAf01] muss bei Erreichen dieses Schwellenwertes (festgelegt auf 0,5 M.-%/z für Stahlbeton und 0,2 M.-%/z für Spannbeton) das Risiko einer aktiven chloridinduzierten Korrosion von einem Sachkundigen Planer bewertet werden¹⁸.

Die Notwendigkeit eines solchen Vorgehens zeigt sich anhand der Tatsache, dass mitunter auch bei höheren Chloridgehalten nicht zwingend aktive Korrosionsprozesse vorliegen müssen [DAf15]. Der beschriebenen Schwellenwert von 0,5 M.-%/z bzw. 0,2 M.-%/z steht den in der DIN EN 206 [DIN21b] definierten höchstzulässigen Chloridgehalten für die Betonherstellung (idR. 0,4 M.-%/z für Stahlbeton und 0,2 M.-%/z für Spannbeton) folgerichtig und angemessen scharf gegenüber. [Bre+11]

Auf weitergehende Erläuterungen zur chloridinduzierten Korrosion sei an dieser Stelle beispielsweise auf [Wra85] [Dau06] und [May09] verwiesen.

¹⁸ Beispielsweise im Rahmen einer Potentialfeldmessung gemäß DGZfP-Merkblatt B3 [DGZ08].

3.2 Chlorideindringwiderstand - Prüfverfahren und Kennwert

3.2.1 Von der Diffusion zur Migration und zurück

Die Ausführungen in den vorangegangenen Kapiteln zeigen, dass das Schadensausmaß von der Geschwindigkeit und der Menge eindringender Chlorid-Ionen bestimmt wird. Beide Aspekte werden wiederum von der Art und Größe des Porensystems bestimmt. Der Widerstand eines Betonbauwerks gegenüber dem Eindringen von Chlorid-Ionen kann deshalb über den material-spezifischen Chloriddiffusions- oder Chloridmigrationskoeffizienten quantifiziert und beschrieben werden.

Bereits im Kapitel 3.1.2.3 wurde erwähnt, dass das Eindringen von Chloriden im Wesentlichen auf Diffusionsprozesse und kapillares Saugen zurückzuführen ist, diese aber unter natürlichen Randbedingungen im Bauwerksbeton von zahlreichen Einflussfaktoren gestört werden können. Beispielsweise kommt es mit zunehmendem Betonalter zu einer Verlangsamung des Chlorideindringens und einer Abnahme des Chloriddiffusionskoeffizienten. Dieser Effekt ist direkt von der Betonrezeptur bzw. dem darin verwendeten Zement und den damit einhergehenden Chloridbindungseigenschaften sowie von einer im Zuge der Alterung voranschreitenden Verdichtung des Porensystems abhängig [SW12].

Für die Diffusionsprozesse liegen somit instationäre Randbedingungen vor. Diese unterliegen jedoch nicht mehr rein den Gesetzmäßigkeiten der Einzelphänomene, die entsprechend der Prüfvorschrift zur Bestimmung des instationären Chloriddiffusionskoeffizienten D_{nss} DIN EN 12390-11 [DIN05] gewährleistet sind.

Zur Modellierung des Chlorideindringens in Beton werden zur Abbildung dieser Umstände im Labor bestimmte Diffusionskoeffizienten mit empirisch bestimmten Korrekturfaktoren¹⁹ verrechnet. Die für zahlreiche Berechnungsmodelle gültige Größe ist der so generierte effektive Chloriddiffusionskoeffizient D_{Eff} [$10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$].

Mehrere internationale, um die 2000er Jahre herum erschienene Veröffentlichungen lassen jedoch erkennen, dass eine zu dieser Zeit fehlende internationale Standardisierung des Versuchsaufbaus und der Bezeichnung der Diffusionskoeffizienten zu Missverständnissen bei der Interpretation der Forschungsergebnisse führten. Folglich war oftmals auch nicht klar, ob bei den Versuchsaufbauten stationäre oder instationäre Bedingungen herrschten und welche Korrekturfaktoren zum Übertrag auf reale Bauwerke im Folgenden zu berücksichtigen wären. Hinweise auf diese Umstände finden sich insbesondere in [And+00]. Weiter wurde zunehmend deutlich, dass ein Labor-Prüfverfahren zur Bestimmung von realitätsnahen Diffusionskoeffizienten für baupraktische Bedürfnisse untragbar lange dauern würde. [Hun09]

Diese Umstände verdeutlichten die Notwendigkeit für die Entwicklung eines internationalisierten und beschleunigten Testverfahrens, an deren Ende der Rapid Chloride Migration Test oder RCM-Test stand. Bei diesem Versuch werden die Diffusionsprozesse durch das Anlegen einer Spannung an den Versuchsaufbau beschleunigt - es kommt zur elektrochemischen Migration. Auf diese Weise kann ein zuverlässiger Materialkennwert i.d.R. innerhalb von 24 bis 48 Stunden

¹⁹ Bestimmt und differenziert beispielsweise in Abhängigkeit von Randbedingungen wie Exposition, Zementart und Bauwerksalter [Kap11].

an 28 oder 56 Tage alten Probekörpern ermittelt werden.

Die Migration bezeichnet die Wanderung geladener Teilchen (z. B. Ionen) im elektrischen Feld von ionenleitenden Substanzen (Festkörper oder Elektrolytlösungen) [Beh]. Genutzt wird dabei die Grundeigenschaft des Stroms. Strom entsteht durch eine bzw. entgegen einer gerichteten Wanderung von negativ geladenen Elektronen e^- . Dies führt dazu, dass der Elektronenfluss und der Stromfluss in entgegengesetzter Richtung verlaufen, also Elektronen in einem elektrischen Leiter vom Minuspol zum Pluspol wandern. Die Stromstärke steigt mit einer schnelleren oder intensiveren Wanderung der Elektronen. [Pet17]

Im Falle des RCM-Tests (ausführliche Versuchsbeschreibung in Anhang B) sorgt eine an den Minuspol in einer chloridhaltigen Prüflösung angelegte Spannung für eine Wanderung von Elektronen vom Minuspol zum Pluspol. Im starken elektrischen Feld wandern die freien Chlorid-Ionen beschleunigt ebenfalls in Richtung des Pluspols in den Probekörper hinein [Dau06].

Mit Hilfe des nachfolgend beschriebenen Versuchsaufbaus kann so der RCM-Test durchgeführt und ein Chloridmigrationskoeffizient $D_{RCM,0}$ [$10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$] bestimmt werden.

Um für die auf dem 2. Fick'schen Gesetz aufgebauten Modelle zur Abschätzung des Chlorideintrags in Beton bei instationären Bedingungen die Brücke zurück von der Migration zur Diffusion zu schlagen, wurden beton- und expositionsabhängige Korrekturfaktoren entwickelt, mit denen gemäß Gleichung 14 von $D_{RCM,0}$ auf $D_{Eff,C}$ (in Abhängigkeit der Zeit) zurückgerechnet werden kann. [DAf00]

$$D_{Eff,C}(t) = k_e \cdot D_{RCM,0} \cdot k_t \cdot \left(\frac{t_0}{t}\right)^a \quad (14)$$

mit:

- $D_{Eff,C}(t)$: effektiver Chloriddiffusionskoeffizient für Beton aus Meeresbauwerken²⁰ zum Betrachtungszeitpunkt t
- k_e : Übertragungsparameter Umwelt
- $D_{RCM,0}$: Chloridmigrationskoeffizient zum Referenzzeitpunkt $t_0 = 28\text{d}$
- k_t : Übertragungsparameter Testmethode
- t_0 : Referenzalter des Betons $28\text{d} = 2.419.000 \text{ Sekunden [s]}$
- t : Alter des Betons zum Betrachtungszeitpunkt [s]
- a : Altersexponent [-]

Die Parameter k_t , a (in einigen Veröffentlichungen auch α [Rah16]) sowie t und t_0 beziehen sich auf die Alterung des Diffusionskoeffizienten.

Der Altersexponent berücksichtigt die material- bzw. zementabhängige, zeitliche Veränderlichkeit des Diffusionskoeffizienten sowie die Exposition des Bauteils. In [DAf00] werden für Portlandzementbeton (CEM I), Portlandflugaschezementbeton und Hochofenzementbeton (CEM III/B) sowie entsprechend der am Bauwerk zu erwartenden Beaufschlagung mit Meerwasser unterschiedliche Altersexponenten angegeben. Der Altersexponent wird in Beziehung gesetzt mit dem Referenzalter 28 d und dem tatsächlichen Alter des Betons zum Betrachtungszeitpunkt. Der dimensionslose Parameter k_t dient zur Berücksichtigung der Chloridbindekapazität des Zements

²⁰ Entsprechend dem Ansatz von Gehlen [DAf00]. Ein Ansatz für $D_{Eff,R}$ für Straßenbauwerke findet sich in [Kap11].

und damit verbundenen Unschärfen bei der Sichtbarmachung der Eindringfront der Chloridionen mittels Indikatorflüssigkeit (siehe Versuchsbeschreibung in Anhang B). Er wird deswegen als Übertragungsparameter Testmethode bezeichnet und wurde von Gehlen vereinfachend zu 1,0 gesetzt. Differenziertere Erläuterungen dazu finden sich in [Lay06].

Der verbleibende Parameter k_e steht für die Berücksichtigung der klimatischen Randbedingungen und kann nach Gleichung 15 berechnet werden. Entscheidend ist hierbei vor allem die Temperatur, da der Chloridmigrationskoeffizient, und somit auch der Diffusionskoeffizient, temperaturabhängig sind. Bei einer Umgebungstemperatur von 20°C wird $k_e = 1$. Mit steigenden Temperaturen werden chemische Prozesse in der Regel beschleunigt, weshalb sich auch k_e , und damit der Migrationskoeffizient, erhöht. Der darin enthaltene Regressionsparameter b_e wurde empirisch bestimmt. [DAf00]

$$k_e = \exp\left(b_e \left(\frac{1}{T_{ref}} - \frac{1}{T_{IST}}\right)\right) \quad (15)$$

mit:

b_e : Regressionsparameter für Temperaturabhängigkeit des Elektrolytwiderstands [K]

T_{ref} : Referenztemperatur 293 K (= 20°C)

T_{IST} : Temperatur der Umgebungsluft bzw. des Bauteils [K]

Alternativ zu $D_{Eff}(t)$ wird der instationäre Eindringprozess von Chloriden in internationalen Veröffentlichungen häufig auch über den scheinbaren Diffusionskoeffizienten $D_{app}(t)$ [$10^{-12} m^2/s$] beschrieben. Auch das Merkblatt MDCC der baw bezieht sich auf den scheinbaren Diffusionskoeffizienten. Der Unterschied zu $D_{Eff}(t)$ liegt hierbei im Wesentlichen darin, dass der Korrekturfaktor k_t bereits berücksichtigt ist. Dementsprechend kann anhand von Gleichung 16 ebenfalls direkt von $D_{RCM,0}$ auf $D_{app}(t)$ geschlossen werden. [Rah16]

$$D_{app}(t) = k_e \cdot D_{RCM}(t_0) \cdot \left(\frac{t_0}{t}\right)^a \quad (16)$$

mit:

$D_{app}(t)$: scheinbarer Chloriddiffusionskoeffizient für Beton zum Betrachtungszeitpunkt t
 - die übrigen Variablen gelten entsprechend Gleichung 14.

Der Zusammenhang zwischen $D_{eff}(t)$, $D_{app}(t)$ und D_{RCM} wird in der Arbeit von Spiesz und Brouwers [SB13] noch einmal detailliert erläutert. Danach gilt zwischen den Koeffizienten die folgende Beziehung (siehe Gleichung 17), wobei hinter λ ein Koeffizient zur Beschreibung der Verteilung freier und gebundener Chlorid-Ionen steht.

$$D_{RCM} = D_{app} = \frac{D_{eff}}{\lambda} \quad (17)$$

3.2.2 Zuverlässigkeit und Aussagekraft des RCM-Tests

Die Durchführung eines RCM-Tests ist in den gültigen Prüfvorschriften von der Herstellung der Probekörper bis zur Berechnung des Chloridmigrationskoeffizienten klar geregelt. Obwohl es nachweislich durch Fehldosierungen der Chloridkonzentration im Versuchsstand, Fehleinstellungen der Prüfspannung oder eine falsch gewählte Prüfdauer zu Über- oder Unterschätzung des tatsächlichen Chloridmigrationskoeffizienten kommen kann (siehe [UNL22] [MH95] [SB12]), darf dieses Fehlerpotential die Zuverlässigkeit bzw. die Aussagekraft des Gesamtversuches nicht in Frage stellen.

Die händische Bestimmung der Eindringtiefen am Ende des Versuches birgt jedoch ein Fehlerpotential (Prüfereinfluss), welches trotz exakter Einhaltung der Prüfvorschriften bei zufälliger Aufsummierung zu ungewollten Streuungen und Abweichungen vom tatsächlichen Prüfergebnis führen kann. Dies betrifft einerseits den eigentlichen Messvorgang und andererseits die starr vorgegebene Lage der neun für die Ermittlung der mittleren Eindringtiefe x_d vorgegebenen Messstellen. Wie in [UNL22] herausgestellt, ist gerade x_d die Variable bei der Berechnung des Chloridmigrationskoeffizienten, die am sensibelsten auf Ungenauigkeiten reagiert.

Durch das Spalten des Probekörpers kommt es leicht zu schrägen Bruchflächen, was eine präzise Ablesung der Eindringtiefe erschwert. Zudem kann alleine durch das Ansetzen des Messschiebers durch zwei unterschiedliche Prüfer leicht ein Unterschied von einem Millimeter bei der Eindringtiefe entstehen²¹.

Lokale Eindringmaxima werden durch die vorgeschriebene Lage von $x_1 - x_9$ mitunter nicht berücksichtigt. Dies ist einerseits bei der standardisierten Prüfung auch nicht gewollt (erhöhte Eindringtiefen in größeren Luftporen werden nicht berücksichtigt). Andererseits sind die Eindringfronten in der Regel sehr gleichmäßig. Den Versuchen in dieser Arbeit vorgehend war die starre Lage der Messpunkte jedoch ein Umstand, der flexiblere Lösungen bei der Versuchsauswertung notwendig machte (siehe Kapitel 7.4.1). Weiter ist zu erwähnen, dass Instandsetzungsmörtel (RM) und insbesondere Polymermörtel (PRM) in der Regel sehr geringe Chloridmigrationskoeffizienten aufweisen und trotz maximaler Prüfdauer nur sehr geringe Eindringtiefen erreicht werden²². Je geringer eine Eindringtiefe ist, desto größer werden die Ungenauigkeiten bzw. die Streuungen des Versuches, wie auch die Untersuchungen von Spiesz [SB12] zeigen. Der RCM-Test ist für die Prüfung dieser Materialien unter Umständen nicht mehr geeignet. An einer zuverlässigen Alternative mangelt es jedoch ebenfalls.

Der grundsätzliche Umgang mit streuenden Chloridmigrationskoeffizienten innerhalb einer Stichprobe sowie deren Bewertung wird im Kapitel 7.4.3 behandelt.

3.3 Lebensdauerbemessung bei Chloridbelastung

3.3.1 Historische Entwicklung

Aufgrund des mitunter verheerenden Schadensbildes, welches von chloridinduzierter Korrosion an Stahl- und Spannbetonbauwerken hervorgerufen wird, entstanden bereits in den 1970er Jahren

²¹ Eigene Versuche, bisher nicht veröffentlicht.

²² Diese Aussage basiert auf eigenen Erfahrungen, welche im Gespräch mit Laboranten anderer Labore bestätigt wurden. Rahimi [Rah16] gibt in seiner Arbeit ebenfalls Hinweise auf diesen Sachverhalt.

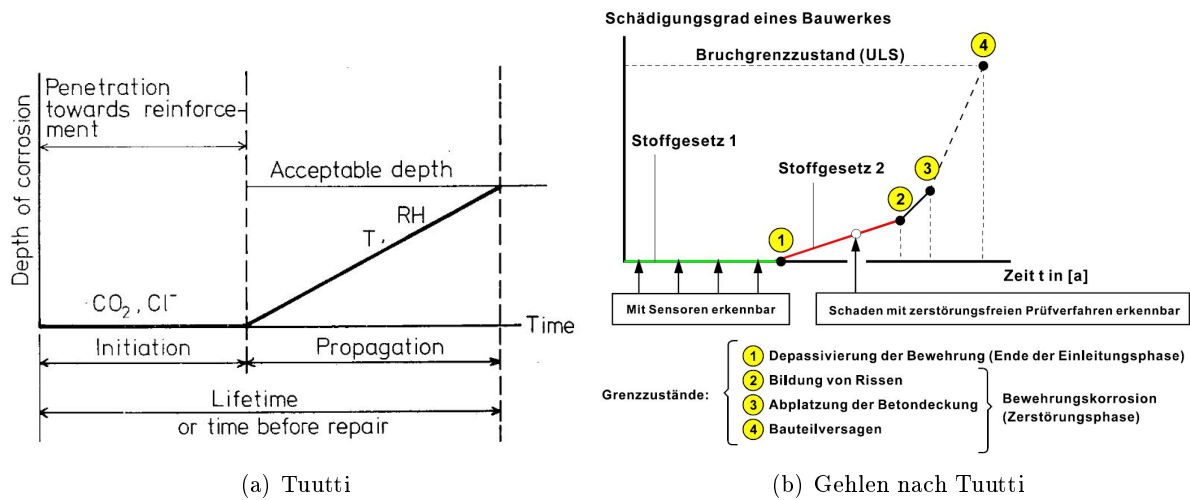


Abbildung 10: (a) Schematische Skizze der Phasen der Betonstahlkorrosion aus [Tuu82], (b) zeitlich fortschreitende Akkumulation korrosionsinduzierter Schädigungen und mögliche Grenzzustände (qualitativ) nach [DAf00], aufbauend auf [Tuu82]

erste Ansätze (beispielsweise [CMT72]), das Eindringverhalten von Chloriden in Beton mathematisch zu beschreiben. Entscheidende Triebfeder bei der bis heute währenden Entwicklung und Schärfung von Modellen ist die Idee, den Zeitpunkt des Schädigungsbeginns vorhersagen zu können bzw. (noch früher angesetzt) mit Hilfe von betontechnologischen, über die Vorgaben der Expositionsklassen hinaus gehenden Stellschrauben die Betone so zu konzipieren, dass innerhalb einer zugeordneten Lebensdauer kein Schaden am Bauwerk auftreten kann.

Hierbei nahm Tuutti im Jahre 1982 [Tuu82] eine bis heute verwendete Einteilung vor, welche die gesamte Lebensdauer eines Bauwerkes in zwei Phasen teilt (siehe Abbildung 10(a)). Während Tuutti durch den stärkeren Fokus auf die Korrosion die Begriffe Initiation (engl. für Beginn oder Einleitung) und Propagation (engl. für Aus- oder Verbreitung) gewählt hatte, wird heute im deutschsprachigen Raum in der Regel von der Einleitungs- und der Schädigungsphase (auch Zerstörungsphase) gesprochen (siehe Abbildung 10(b)).

Der Übergang von der Einleitungs- zur Schädigungsphase fällt mit dem Moment der Depassivierung des Bewehrungsstahls zusammen (siehe Kapitel 3.1.3). Bis zu diesem Zeitpunkt ist es noch zu keiner sichtbaren Schädigung am Bewehrungsstahl gekommen.

Für die bauteilspezifische Vorhersage dieses Punktes gibt es neben dem bereits erwähnten Modell von Gehlen [DAf00] zahlreiche weitere Modelle, die beispielsweise in [AB19], [SC19] [Red+13] und [Kap11] zusammengestellt und teilweise miteinander verglichen wurden. Eine eingehende Auseinandersetzung mit diesen Modellen würde an dieser Stelle zu weit führen. Entscheidend ist vor allem, dass die meisten von ihnen auf den Diffusionsgesetzen nach Fick aufbauen. Dies unterstreicht die hohe Relevanz des Chloriddiffusionskoeffizienten für die Vorhersage der Lebensdauer eines Stahlbetonbauwerks und des bereits beschriebenen RCM-Tests.

Von großer Bedeutung ist, dass trotz zahlreicher Forschungsarbeiten [AB19] derzeit keines der Modelle den Einfluss von Rissen auf das Chlorideindringen abbilden kann.

3.3.2 Normative Verankerung der Lebensdauerbemessung

Die Zulässigkeit der Anwendung von leistungsbezogenen Entwurfsverfahren²³ bei der Entwicklung von Betonrezepturen als Alternative zum deskriptiven Ansatz über die Expositionsklassen wurde erstmals in der DIN EN 206-1:2001 [DIN01b] im Abschnitt 5.3.3 verankert. Da zu diesem Zeitpunkt noch kein normatives Fundament vorlag, wurden die Grundzüge des leistungsbezogenen Entwurfsverfahrens im Anhang J erläutert. Hierzu wiederum wurden weitere Erläuterungen veröffentlicht, um Planern und Bauherren die Methodik tiefergehend und anwendungsbezogen zu erläutern [DAf08] [GSS08].

Gut zwanzig Jahre später wird in der aktuellen Fassung der EN 206:2021 noch immer an gleicher Stelle auf die Zulässigkeit der leistungsbezogenen Entwurfsverfahren hingewiesen. Der Anhang J hingegen existiert nicht mehr. Das liegt auch daran, dass zwischenzeitlich zahlreiche weitere Verfahren entwickelt wurden (siehe vorangegangene Kapitel), die in ihrer Komplexität kaum normativ zu erfassen sind und zudem gleichermaßen Gültigkeit behalten sollen. Die EN 206:2021 gibt im Abschnitt 5.3.3 eben diesen Hinweis, dass die Anwendung eines leistungsbezogenen Entwurfsverfahrens von den am Ort der Verwendung des Betons geltenden Regeln abhängt. [DIN21b] Zudem wurde bzw. wird zeitgleich durch eine Erweiterung der Normenreihe DIN EN 12390 die normative Grundlage für einheitliche leistungsbezogene Prüfverfahren geschaffen, um gültige Lebensdauermodelle anwenden zu können. [DIN21b]

In der DIN CEN/TR 16563 [DIN14b] sind ergänzend Verfahrensansätze zum Nachweis gleichwertiger Dauerhaftigkeit beschrieben. Dies soll garantieren, dass international trotz unterschiedlicher Entwurfsmodelle im Hinblick auf die Zielsetzung bei der Dauerhaftigkeitsbemessung mit gleichem Maßstab gearbeitet wird, auch wenn sich die Betonzusammensetzungen aufgrund der regionalen Vorkommen der Ausgangsstoffe stark unterscheiden.

Mit dem Merkblatt MDCC [Baw19b] wurde von der baw für den deutschsprachigen Raum die Möglichkeit geschaffen, Dauerhaftigkeitsbemessungen und -bewertungen von Stahlbetonbauwerken bei Carbonatisierung und Chlorideinwirkung semiprobabilistisch, also nach der experimentellen Ermittlung konkreter Materialkennwerte und unter Einbezug einer umfangreichen Datenbank von Versuchsergebnissen (statistische Absicherung) anhand von Nomogrammen durchzuführen. Für den Fall der Chlorideinwirkung basieren die Nomogramme auf der Arbeit von Rahimi [Rah16], der das probabilistische Lebensdauermodell von Gehlen in einen semi-probabilistischen Ansatz überführte. Dies ermöglicht einen wesentlich leichteren Zugang zur Lebensdauerprognose, was auch dafür sorgt, dass bei der Planung von Neubauten nach Lösungen jenseits des deskriptiven Ansatz gemäß den Expositionsklassen gesucht werden kann.

²³ Dies ist der gängige Begriff für die Anwendung eines Modells zur Lebensdauerbemessung bei Chlorid- oder Forstangriff sowie bei Carbonatisierung.

3.4 Besonderheiten eines instandgesetzten Bauteilquerschnitts bei Chloridbelastung

Nach den Ausführungen zu den Besonderheiten eines instandgesetzten Bauteils unter Druckbeanspruchung im Kapitel 2.5 werden in diesem Kapitel Besonderheiten aus dem Blickwinkel der Dauerhaftigkeit bzw. der Lebensdauerbemessung erläutert.

Wie auch bei der Ausführung von Verstärkungsmaßnahmen (Kapitel 2.5) muss zunächst davon ausgegangen werden, dass bei sachgemäßer Instandsetzung entsprechend der Vorgaben zum Instandsetzungsverfahren 7.2 nach TR-IH [DIB20a] nach einer Instandsetzung ein neuwertiges Bauteil vorliegt. Das ursprüngliche Bauteil wird dabei im Bereich der Chloridbeaufschlagung durch den Abtrag des chloridbelasteten Betons und das Aufbringen eines Betonersatzsystems (Instandsetzungsmörtel oder -beton) aufgewertet und geschützt. Mit Bezug auf Abbildung 1 sollte dabei das Idealziel sein, mindestens das Zustandsniveau zum Zeitpunkt t_N erneut zu erreichen. Dies würde eine Neuwertigkeit garantieren.

Durch die von der TR-IH für die Instandsetzungsmaterialien formulierten Anforderungen (Tabelle A.3 bzw. Anhang C in [DIB20b])²⁴ wird dieses Niveau nicht zwingend erreicht, da mitunter höhere Chloridmigrationskoeffizienten oder Zemente mit hoher Chloridbindekapazität im Ursprungsbeton vorhanden gewesen sein können. Liegen von einem instand zu setzenden Bauwerk keine Informationen über für die Lebensdauer relevante Materialparameter vor, besteht nur die Möglichkeit, mit Bezug auf das Bauwerksalter über die Feststellung der tiefenabhängigen Chloridbelastung, der tatsächlichen Tiefenlage der Bewehrung, die Abschätzungen von Klimadaten und ggf. einer chemischen Analyse der Bestandteile des Zementsteins auf konkrete Materialparameter zurück zu rechnen. Dieses Vorgehen ist Teil dessen, was in der Bauwerksinstandhaltung als adaptive Lebensdauerbemessung bezeichnet wird [Bud+00]. Sie ermöglicht eine wahrscheinlichkeitsbasierte Abschätzung des Bauteilwiderstands zum Zeitpunkt t_N .

Da dieses Vorgehen aber mit sehr hohem analytischem und rechnerischem Aufwand verbunden ist und an vielen Stellen trotzdem zu einem großen Anteil auf Annahmen basieren muss, wurde das von Rahimi [Rah16] entwickelte semi-probabilistische Modell auch auf Fragestellungen der Instandsetzung angepasst. Rahimi stellte dabei nicht die Frage nach dem damaligen Zustand in den Mittelpunkt, sondern orientierte sich an einer gewünschten Restnutzungsdauer nach einer Instandsetzung. Diese definiert einen notwendigen Zustand, welcher für die Erfüllung der angestrebten Lebensdauer mit dem Zeitpunkt t_N gleichzusetzen ist. Anhand von Nomogrammen können die dafür notwendigen Materialparameter definiert bzw. abgelesen werden, die ein Instandsetzungsmaterial aufweisen muss. Eine Instandsetzung kann ein Bauwerk somit hinsichtlich seines Widerstands gegenüber Chloridangriff auch gegenüber seinem Ursprungszustand aufwerten.

²⁴ In den Tabellen zu den Anforderungen an die Instandsetzungsprodukte nach TR-IH [DIB20b] sind hierfür Mindest-Chlorideindringwiderstände D_{C1} für RM/RC sowie SRM/SRC Produkte unabhängig von der Altbetonklasse aufgeführt. Diese stehen aber in Abhängigkeit von der vorhandenen Expositionsklasse und sind wie folgt zu berücksichtigen:

- XD1-XD2/XS1-XS2: Mittelwert $\leq 10 \cdot 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$; größter Einzelwert $\leq 12 \cdot 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$
- XD3/XS3: Mittelwert $\leq 5 \cdot 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$; größter Einzelwert $\leq 7 \cdot 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$

Der dort gelistete Chlorideindringwiderstand ist gleichzusetzen mit dem Chloridmigrationskoeffizienten nach bau-Merkblatt MDCC. Der Ausdruck steht stellvertretend für die in den vorangegangenen Kapiteln beschriebenen Diffusionskoeffizienten entsprechend der Gleichungen 14 und 16. [Rah16].

Voraussetzung aber ist eine fehlerfreie Ausführung der Instandsetzung. Mögliche Fehlerquellen bei der Ausführung und deren Auswirkungen auf den Widerstand gegenüber einem Chlorideindringen sind nachfolgend zusammengestellt:

- Risse im Instandsetzungsmaterial
 - Entlang von Rissen können Chloride stark beschleunigt eindringen oder eine Instandsetzungsschicht durchdringen [SW12]. Die angestrebte Restnutzungsdauer kann somit nicht mehr garantiert werden. Sowohl an der im Instandsetzungsmaterial eingebetteten als auch an der im Altbeton hinter einer Instandsetzungsschicht verbliebenen Bewehrung wird eine frühzeitigere Depassivierung stattfinden.
- Grundsätzlich muss gewährleistet sein, dass durch eine fachgerechte Ausführung auch tatsächlich der Chloriddiffusionskoeffizient am Bauwerk erreicht wird, der als Grundlage für die Lebensdauerbemessung diene.
- Bei der Entfernung des chloridhaltigen Betons muss sichergestellt werden, dass nach Möglichkeit keine Chloride im Altbeton verbleiben. Beim Verbleib von Chloriden im Beton ist gemäß den Vorgaben der TR-IH [DIB20a] Verfahren 7.2 zu handeln.
 - Beim Verbleib von Chloriden im Altbeton kommt es zu einer Rückdiffusion der freien Chlorid-Ionen in die chloridfreie Instandsetzungsschicht. Ist der Abstand von der Bewehrung zum Altbeton zu gering, kann es erneut zur chloridinduzierten Bewehrungskorrosion kommen, ohne dass ein Chlorideintrag von der Bauteiloberfläche aus erfolgt. [FFR19]
- Eine intakte Verbundfuge zwischen Altbeton und Instandsetzungsmaterial ist auch im Hinblick auf die Dauerhaftigkeit gegenüber Chloridangriff von großer Relevanz, weil nur so eine rissfreie Oberfläche garantiert und Hinterläufigkeiten vermieden werden können. Die dafür definierten Anforderungen der TR-IH wurden bereits in Kapitel 2.5.4 erläutert.

4 Beton und Mörtel unter kombinierter Beanspruchung aus Druck und Chlorid

4.1 Definition der Begrifflichkeit

Unter dem Begriff der kombinierten Beanspruchung eines Bauteils öffnet sich ein weites Feld an Betrachtungsmöglichkeiten, detailliert herausgearbeitet in [Jia+11]. Den mitunter stärksten Einfluss auf die Degradation eines Bauteils haben mehrere gleichzeitig wirkende mechanische oder chemische Beanspruchungen sowie eine Kombination beider Beanspruchungsarten. Hierbei ist folgendes denkbar:

- Kombination unterschiedlicher mechanischer Beanspruchung (Druck-, Zug-, Schub-, Biege- oder Torsionsbeanspruchung, vergleiche auch Kapitel 2.1)
- Kombination unterschiedlicher chemischer Beanspruchung (Chloridangriff, Carbonatisierung, Sulfat- oder Säureangriff)
- Kombination aus mechanischer Beanspruchung und chemischem Angriff.

Meist geht es bei dem Ausdruck »kombinierte Beanspruchung« um zwei, in seltenen Fällen auch um drei verschiedene Beanspruchungsarten (ggf. auch zwei, ergänzt durch den Einfluss der Temperatur, siehe z. B. [Mav+16]). Bei drei zu untersuchenden Einflussfaktoren ist es jedoch bereits schwierig, auftretende Effekte klar einem der Faktoren zuzuordnen.

Untersucht wird in der Regel der Einfluss einer kombinierten Beanspruchung auf das Tragverhalten, einen Eindringwiderstand oder auf einen Schädigungsfortschritt, beispielsweise auf das Korrosionsverhalten.

Einen umfangreichen Überblick über die vielfältigen Forschungsarbeiten im Bereich der kombinierten Beanspruchungen (im englischen *combined actions*) gibt die kommentierte Bibliothek (*report043* [YLW13]), zusammengestellt durch das RILEM Technical Committee TC 246-TDC „Test methods to determine durability of concrete under combined environmental actions and mechanical load“. Aus dieser Arbeit heraus wurden weitere TCs gegründet, beispielsweise die TC 285-TMS (Dauerhaftigkeit unter Sulfat- und Chloridangriff) und die TC FTC²⁵ zur Dauerhaftigkeit bei Frost- und Chloridangriff.

²⁵ Im Januar 2024 nur ohne eine laufende Nummer im Verzeichnis der RILEM geführt [RIL24].

4.2 Auswirkung des Chlorideindringens unter Belastung und Fokussierung

Als Folge einer mechanischen Belastung kommt es in Beton- und Mörtelprobekörpern jenseits des elastischen Verformungsbereiches zu einer irreversiblen Verformung. Grund dafür ist die einsetzende Schädigung des Zementsteins, die sich in der Bildung von Mikrorissen (siehe Kapitel 2.3.2) äußert. Eine weitergehende Belastung führt zunächst zu einem Wachstum einzelner Mikrorisse, anschließend zu einem Zusammenwachsen der Mikrorisse und schließlich zur Makrorissbildung (Kapitel 2.3.3). Es muss folglich davon ausgegangen werden, dass Bauwerke, die in ihrer Tragfähigkeit zu 40 % und mehr ausgenutzt sind, Mikroschädigungen bzw. Mikrorisse aufweisen.

Mit Blick auf das Eindringen von Chloriden weisen zahlreiche Veröffentlichungen darauf hin (zusammengefasst beispielsweise im bereits erwähnten *report 043* der RILEM TC 264-TDC), dass Risse ab einem gewissen Lastniveau zu einem verstärkten Eindringen von Chlorid-Ionen in den Beton führen. Ein verstärktes Eindringen allein über die vorliegende Rissbreite zu beschreiben, erscheint weniger zielführend (siehe dazu Kapitel 2.3.2).

Ein im Labor unter idealen Randbedingungen und an unbelasteten Probekörpern ermittelter Materialparameter wie der Chloriddiffusionskoeffizient ist Grundlage jeder Lebensdauerbemessung, obwohl er somit eigentlich nicht die Realität am Bauwerk widerspiegelt.

Die nachfolgende Literaturstudie soll die Bemühungen der internationalen Forschungslandschaft bzgl. dieses Sachverhalts zusammenfassen. Nicht nur wurden in den vergangenen 20 Jahren Versuchsaufbauten entwickelt und Versuchsergebnisse veröffentlicht, welche die Bestimmung des Chloriddiffusionskoeffizienten an belasteten Probekörpern unter natürlichen wie auch beschleunigten Bedingungen ermöglichen. Auch befassten sich Forschungsgremien mit der Vereinheitlichung der Versuchsaufbauten und Begrifflichkeiten. Zudem wurden bereits Modelle entwickelt, die eine Umrechnung von lastfrei bestimmten Chloriddiffusionskoeffizienten in Abhängigkeit von einem vorherrschenden Lastniveau ermöglichen.

Die nachfolgende Zusammenstellung soll einen Überblick über die Ergebnisse dieser Arbeiten geben und als Grundlage für das weitere Vorgehen in dieser Arbeit dienen.

Dabei wurden ausschließlich Quellen ausgewertet, bei denen Beton- oder Mörtelprobekörper einen CEM I, CEM II oder CEM III enthalten. Polymermodifizierte Mischungen sowie alternative Bindemittel wie beispielsweise kalzinierte Tone oder alkali-aktivierte Bindemittel wurden nicht berücksichtigt.

Des Weiteren wurde bei der Auswahl der Referenzen zwischen einer Chloridbeaufschlagung nach vorangegangener Belastung (bei der Prüfung also lastfrei) oder während einer konstant gehaltenen Belastung unterschieden. Diese Differenzierung wird in der Literatur [YLW13] nicht immer eindeutig gezogen und kann Grund für Missverständnisse beim Vergleich von Ergebnissen sein. Die lastfreie Prüfung nach vorangegangener Belastung ist für die Überlegungen in dieser Arbeit nicht oder nur bedingt relevant, da ein Eindringen von Chloriden in ein belastetes Bauwerk auf diese Weise nicht realitätsgetreu abgebildet werden kann. Im Rahmen dieser Arbeit angestellte Literaturstudien dazu zeigten, dass im Weiteren für belastete Prüfaufbauten beschriebene Effekte an zuvor belasteten und bei der Prüfung lastfreien Probekörpern ebenfalls, jedoch ab-

geschwächt auftreten. Die ausgewerteten Literaturquellen mit Versuchsaufbau zur Bestimmung von Chloriddiffusions- oder Chloridmigrationskoeffizienten während einer Belastung des Probekörpers stellen mögliche Effekte somit praxisnaher und intensiver heraus.

Zudem variieren Versuchsaufbau und Versuchseinstellungen bei den Chlorideindringversuchen mitunter deutlich, was bei der Interpretation der Versuchsergebnisse unbedingt zu beachten ist.

4.3 Stand der Forschung zum Chlorideintrag unter Belastung

4.3.1 Chloriddiffusionsversuche an belasteten Probekörpern

Während Forscher in den frühen Arbeiten zu dieser Thematik den Probekörpern zumeist eine gezielte einmalige oder eine zyklische Vorschädigung zufügten, den Probekörper dann aber unbelastet einem Diffusionsversuch aussetzten [SI95] oder zumeist durch Zugspannungen initiierte Risse untersucht wurden [FM88], ist die Arbeit von Guoping [GFY11] eine der ersten, die Chloridmigrationsversuche an belasteten Probekörpern beschreibt. Daraus wurden Faktoren entwickelt, die den Diffusionskoeffizienten abhängig vom w/z -Wert und dem Lastniveau (geprüft wurde bei 30 % und 50 % der maximal aufnehmbaren Last) beschreiben sollen. Guoping beschreibt, dass die Ergebnisse mitunter uneindeutig sind.

Im Jahre 2011 erfolgt die Gründung des RI-LEM Technical Committee TC 246-TDC, um das Forschungsgeschehen im Bereich der kombinierten Beanspruchung zu bündeln und die dafür verwendeten Versuchsaufbauten zu vereinheitlichen. Als Ergebnis ihrer fünfjährigen Arbeit veröffentlichte das TC 2017 neben dem *report043* [YLW13] auch eine Empfehlung für einen Versuchsaufbau sowie eine Handlungsempfehlung zur Durchführung von Chloriddiffusionsversuchen an belasteten Probekörpern [Yan+17]. Gültig ist die Empfehlung sowohl für belastete Diffusionsversuche mit Druckbeanspruchung als auch für eine Zugbeanspruchung.

Entsprechend der Empfehlung können Chloriddiffusionskoeffizienten unter Druckbelastung gemäß Abbildung 11 an prismatischen Probekörpern ($b/h/l = 100/100/400$ mm) in einem Prüfraumen bestimmt werden, der in seinen Grundzügen für Kriechversuche konzipiert wurde [Ack+98]. Während die Probekörper über einen aufgeklebten Flüssigkeitsbehälter in einem definierten Prüfbereich mit der chloridhaltigen Lösung beaufschlagt werden (3 M.-%



Abbildung 11: Versuchsaufbau zur Durchführung von Chloriddiffusionsversuchen an belasteten Probekörpern nach [Yan+17]

NaCl), wird der Probekörper mit 0 %, 30 % und 60 % der maximal aufnehmbaren Spannung belastet. Am Ende der Versuche steht die Berechnung des scheinbaren Chloriddiffusionskoeffizienten D_{app} (siehe Kapitel 3.2.1).

Mit Orientierung an dieser Empfehlung wurden 2018 von Xu [Xu+18] Untersuchungen an Probekörpern aus Normalbeton mit einem Größtkorn von 20 mm durchgeführt. Die Belastung erfolgte im Bereich zwischen 0 % und 60 % der maximal aufnehmbaren Druckspannung in 10 % Stufen. Die Ergebnisse zeigten ab einem Lastniveau von 40 % einen stetigen Anstieg des Chloriddiffusionskoeffizienten.

Bestätigt wird dieses Ergebnis durch Zhuo et al. [Zho+20], der Diffusionsversuche an belasteten Probekörpern aus Normalbeton mit reinem Portlandzement und Anteilen von Flugasche durchführte (drei Betone insgesamt). Zhuo orientierte sich dabei offensichtlich ebenfalls an den Empfehlungen der TC TDC, wich aber bei der Dimensionierung der Probekörper und auch der Konzentration der chloridhaltigen Lösung davon ab. Die Probekörper wurden mit 0 %, 40 %, 60 % und 80 % belastet.

Auch hier zeigt sich ein Einfluss der aufgetragenen Belastung erst bei 60 % deutlich. Die Ergebnisse der mit 40 % der maximal aufnehmbaren Spannung belasteten Probekörper liegen auf dem gleichen Niveau wie die der gänzlich unbelasteten Probekörper. Zhuo hinterlegt seinen Versuchsergebnissen quadratische Funktionen, die Bestimmtheitsmaße von $R^2 > 0,81$ aufweisen. Folgt man dem quadratischen Zusammenhang der Ergebnisse, würde dies eine Verringerung des Diffusionskoeffizienten zwischen 0 % und 40 % bedeuten. Dies wurde von Zhuo jedoch nicht experimentell nachgewiesen.

Von Cabeza et al. [Cab+19] wurden 2019 Diffusionsversuche bei gleichzeitiger Druckbeanspruchung auch an prismatischen Normmörtel-Probekörpern (Herstellung gemäß DIN EN 196-1 [DIN16]) durchgeführt. Da hierfür keine Prüfeempfehlungen existieren, wurde ein eigenständig konzipierter Versuchsaufbau verwendet. Der Nachweis der Chlorideindringfront erfolgte ebenfalls nicht klassisch nach NT Build 492, sondern mit Hilfe der Impedanz Spektroskopie. Diese war im Vorfeld am gleichen Material auf herkömmlich bestimmte Chloriddiffusionskoeffizienten kalibriert worden. Die Probekörper wurden während der Diffusionsversuche mit 0 %, 30 % und 60 % belastet. Die Versuchsergebnisse zeigten bei einem Lastniveau von 30 % keinen Einfluss der Last auf den Diffusionskoeffizienten. Bei 60 % war ein deutlicher Einfluss nachweisbar. Auch diese Ergebnisse zeigen, dass der Übergang vom elastischen in den plastischen Verformungsbereich bei der lastbedingten Veränderung des Diffusionskoeffizienten von entscheidender Bedeutung ist.

4.3.2 Chloridmigrationsversuche an belasteten Probekörpern

Der Einfluss einer während des Versuchs konstant gehaltenen, externen Belastung und einer daraus resultierenden Mikroschädigung auf den Chloridmigrationskoeffizienten wurde von Wang et al. [Wan+16] für verschiedene Betonrezepturen mit einem Größtkorn von 20 mm (Basalt) untersucht (siehe auch [WBN13]).

Der standardisierte Probekörper für die Durchführung eines RCM-Tests wurde dabei in einem

Stahlrahmen eingebaut und entlang der Mantelfläche mit 0 %, 25 %, 50 % und 75 % der maximal aufnehmbaren Spannung belastet. Ohne die Belastung zu entfernen wurden zwei Flüssigkeitsbehälter befestigt, so dass der RCM-Test unter Aufrechterhaltung der Belastung durchgeführt werden konnte.

Die auf einem Lastniveau von 25 % gemessenen Migrationskoeffizienten lagen nicht oberhalb der Werte, die ohne Belastung im Prüfrahmen bestimmten wurden. Bei einem Lastniveau von 50 % zeigte sich eine leichte Erhöhung der Migrationskoeffizienten, was auf ein intensiveres Chlorideindringen zurück zu führen ist. Sehr deutlich zeigte sich dieser Effekt bei einem Lastniveau von 75 %, bei dem die Migrationskoeffizienten rund 20 %, im Einzelfall bis zu 200 % höher lagen als im unbelasteten Zustand.

Zusätzlich wurde beobachtet, dass bei einem Lastniveau von 25 % abhängig von der Rezeptur auch geringere Migrationskoeffizienten als bei unbelasteten Probekörpern erreicht werden können. Wang vermutet, dass dies auf eine Kompression des Porenraums zurück zu führen ist.

Die beschriebene Arbeit von Wang ist die zum gegenwärtigen Zeitpunkt einzige dem Autor dieser Arbeit bekannte Veröffentlichung, bei der belastete Chloridmigrationsversuche beschrieben werden, die mit großer Übereinstimmung zu den Vorgaben der international gültigen Prüfvorschrift [Nor99] durchgeführt wurden. Veröffentlichungen wie beispielsweise von Russo [Rus+20] berichten von RCM-Versuchen an vorgeschädigten Probekörpern, die bei der Prüfung jedoch lastfrei sind. Der negative Einfluss der eingebrachten Risse auf den Widerstand des Probekörpers gegen eindringende Chloride wird aber auch hier bestätigt.

Wenjan et al. [Wen+16] führten in ihrer Arbeit belastete Chloridmigrationsversuche in Anlehnung an NT Build durch, benutzten hierfür aber einen Versuchsaufbau, der den Empfehlungen in [Yan+17] für druckbeanspruchte Probekörper ähnelt.

In der Arbeit wurden die Migrationskoeffizienten von Betonen mit rezyklierter Gesteinskörnung (Größtkorn 31,5 mm) mit denen von Betonen mit natürlicher Gesteinskörnung verglichen. Die angesteuerten Lastniveaus lagen zwischen 0 % und 80 % und wurden in 10 % Schritten abgestuft. Die Ergebnisse sind mit den Ergebnissen von Wang [Wan+16] vergleichbar. Bei 30 % der maximal aufnehmbaren Last wird ein Minimum für die Migrationskoeffizienten bei natürlicher Gesteinskörnung erreicht²⁶. Ab einem Lastniveau von 60 % steigt der Migrationskoeffizient in beiden Fällen erneut deutlich an.

Die Beobachtung absinkender Diffusions- oder Migrationskoeffizienten im Lastbereich zwischen 0 % und 40 % wird übereinstimmend von mehreren Forschern beschrieben und mit einer Kompression des Porenraums ohne beginnende Mikroschädigung und einer damit einhergehenden Verengung der Transportwege begründet [Wan+16] [Zho+20]. Die veröffentlichten Forschungsergebnisse deuten darauf hin, dass der Effekt auch abhängig von der Betonrezeptur auftritt oder gegebenenfalls ausbleibt. Wie das nachfolgende Kapitel zeigt, wurde die Beobachtung auch in den bisher entwickelten Modellen zur Vorhersage des lastabhängigen Eindringens von Chloriden in Beton berücksichtigt.

²⁶ Bei der rezyklierten Gesteinskörnung liegt das Minimum erst bei 60 %, was eine der Hauptaussagen der Arbeit ist. Wenjan stellt zudem ein Modell zur Vorhersage der lastbedingten Veränderung des Migrationskoeffizienten für rezyklierte Gesteinskörnung vor.

4.3.3 Modelle zur Vorhersage des lastabhängigen Chlorideintrags in Beton

Aus den im *report043* [YLW13] genannten Veröffentlichungen hervorzuheben ist hierzu der Konferenzbeitrag von Niu [Niu+08]. Darin wird für die kombinierte Beanspruchung aus Last (Druck und Zug) und Chlorid erstmals eine generell gültige Formel zur Umrechnung des Chloriddiffusionskoeffizienten eingeführt. Die Formel basiert auf der Arbeit von Yuan [Yua+03], die im Original nur in chinesischer Sprache verfügbar ist. Aus diesem Grund können die Details und die exakte Gültigkeit des Ansatzes nicht nachvollzogen werden. Entsprechend den Ausführungen von Niu jedoch kann darauf geschlossen werden, dass der Diffusionskoeffizient abhängig vom Spannungsniveau mit experimentell ermittelten Faktoren erhöht (positive Faktoren) oder abgemindert (negative Faktoren) werden kann. Gemäß Niu konnte Yuan zeigen, dass bei geringen Druckspannungen der Diffusionskoeffizient abnimmt, das Eindringen der Chloride also verlangsamt wird. Dies wird mit einer Verengung des Porenraums infolge der aufgetragenen Last begründet. Bei höheren Lasten steigt der Diffusionskoeffizient an. Der mit einem positiven Vorzeichen versehene Faktor liegt um das achtfache über dem mit einem negativen Vorzeichen belegten Faktor.

Seitdem wurden verschiedene weitere Modelle entwickelt, zuletzt beispielsweise [Lei+18], wo sich auch ein Überblick über bereits existierende Modelle findet. Alle Modellansätze bilden die anhand der vorangegangenen beiden Kapiteln zu erkennende Tendenz ab, dass sich die Chloriddiffusionskoeffizienten von Beton und Mörtel mit steigendem Belastungsniveau ebenfalls erhöhen.

In der bereits erwähnten Arbeit von Zhou [Zho+20] werden den Versuchsdaten betonabhängige, quadratische Funktionen hinterlegt, deren Bestimmtheitsmaß zwischen 0,81 und 0,96 liegt. So lässt sich der Einfluss der Last auf den Chloriddiffusionskoeffizienten direkt berechnen.

4.4 Schlussfolgerungen für die Betoninstandsetzung

Anhand des vorangegangenen Literaturüberblicks lässt sich vereinheitlichen, dass eine während eines Chloriddiffusions- oder Chloridmigrationsversuchs aufgetragene externe Belastung unterhalb eines Lastniveaus von 30 % der maximal aufnehmbaren Last keine Erhöhung des Diffusions- bzw. Migrationskoeffizienten zur Folge hat. Gleichzeitig zeigen die Ergebnisse auch, dass ab einem Lastniveau von 60 % mit einer mitunter deutlichen Erhöhung des Diffusions- bzw. Migrationskoeffizienten zu rechnen ist. Die Intensität des Einflusses einer externen Belastung im Bereich zwischen 30 % und 60 % ist abhängig von der Betonrezeptur und mitunter auch von dem verwendeten Versuchsaufbau. Dies gilt auch für die in einigen Fällen beobachtete lastbedingte Verringerung der beiden Koeffizienten im Lastbereich zwischen 20 % und 40 %.

Um die Relevanz dieser Erkenntnisse für die Baupraxis herauszuarbeiten, stellt sich zunächst die Frage, welche Lastniveaus bzw. Ausnutzungsgrade in den Stahlbetonbauteilen von einem Tragwerksplaner angestrebt und letztlich im Bauwerk erreicht werden. Liegen diese in Bereichen von bis zu 60 %, muss davon ausgegangen werden, dass Chloridmigrationskoeffizienten wie erläutert beeinflusst werden.

Stahlbetonbauteile werden gemäß Eurocode 2 [DIN] auf der Einwirkungsseite mit den Teilsicherheitsbeiwerten $\gamma_Q = 1,5$ für veränderliche Lasten (Verkehrslasten) und $\gamma_G = 1,35$ für ständige Lasten aus Eigengewicht bemessen. Auf der Widerstandsseite werden baustoffabhängige Inhomogenitäten in spezifischen Teilsicherheitsbeiwerten berücksichtigt. Diese liegen für Beton bei $\gamma_C = 1,5$. Um nach der Berücksichtigung der Teilsicherheitsbeiwerte wirtschaftlich bauen zu können, wird bei der Bauteilbemessung in der Regel ein hoher Auslastungsgrad der Bauteile angestrebt. Es ist somit überschlägig davon auszugehen, dass Bauteile im Allgemeinen zu 70 % der maximal aufnehmbaren Druckspannung ausgelastet sind (Kehrwert des mittleren Teilsicherheitsbeiwertes). Somit ist damit zu rechnen, dass Lastbereiche erreicht werden, bei denen es zu einer Mikrorissbildung im Inneren der Bauteile und einer damit einhergehenden Veränderung des Chloriddiffusionskoeffizienten kommen kann. Bauteile zur Vermeidung der Mikrorissbildung künftig nur bis zu maximal 40 % auszulasten ist keine wirtschaftlich ernsthaft in Erwägung zu ziehende Lösung.

Da der Chloriddiffusionskoeffizient ein entscheidender Materialparameter bei der Lebensdauerbemessung eines Stahlbetonbauteils ist, besteht bei fehlender Berücksichtigung einer lastbedingten Veränderung eine Überschätzung der erwarteten Lebensdauer. Die Diskrepanz, einen unter idealen klimatischen Bedingungen ermittelten Laborprüfwert für die Lebensdauerbemessung eines unter Baustellenbedingungen und frei bewitterten Bauteils zu verwenden, kann teilweise über die in Kapitel 3.3 beschriebenen Korrekturfaktoren kompensiert werden. Der lebensdauerverkürzende Einfluss der lastabhängigen Mikrorissbildung wird jedoch von keinem der Modelle zur Abschätzung der Lebensdauer direkt berücksichtigt. Verfügbar, wenn auch wenig präsent, sind die in Kapitel 4.3.3 aufgeführten Modelle zur Korrektur der Diffusionskoeffizienten bei Belastung.

Bei einem instandgesetzten Bauteil führen nun mit Blick auf diese Erkenntnisse die beiden bisher aufgezeigten Stränge einer kombinierten Beanspruchung auf besondere Weise zusammen.

Beispielsweise Stahlbetonstützen, die bis zu 70 % der aufnehmbaren Last tragen, werden für den Zeitraum einer Betoninstandsetzung durch Abstützungsmaßnahmen (in der Regel Stahlstützen) gesichert. Auf den Stahlstützen sitzen hydraulische Pressen, die gegen Decke und Boden verspannt werden und so die Druckspannungen infolge vertikaler Lasten aus dem Bauteil herausnehmen und temporär umleiten.

Sobald das Betonersatzsystem eine ausreichende Festigkeit aufweist, werden die Abstützmaßnahmen entfernt, so dass die Gebäudelast wieder alleinig von der nun instandgesetzten Stahlbetonstütze abgetragen wird. Der lastabtragende Querschnitt besteht nun aus unterschiedlichen Materialien, die mit großer Wahrscheinlichkeit unterschiedliche Steifigkeitskennwerte aufweisen.

Gemäß den Anforderungstabellen der TR-IH Teil 2 [DIB20b] werden Mindest-Elastizitätsmoduln für die Instandsetzungsmaterialien gefordert, was dazu führen kann, dass ein Instandsetzungsmaterial steifer ist als der Altbetonkern. Als Folge wird das Instandsetzungsmaterial nach dem Ausbau der Abstützmaßnahmen die Lasten an sich ziehen und den Altbeton entlasten. Umgekehrt würde die Verwendung weicherer Betonersatzsysteme die Lasten vermehrt in Richtung des Altbetonkerns aufkonzentrieren.

Eine ungewollt ausgelöste Mikrorissbildung setzt, sich vermutlich aus dem Inneren des Bauteils beginnend, in Richtung der Bauteiloberfläche fort, was im Sinne der Dauerhaftigkeit zunächst als günstig zu beurteilen wäre. Jedoch würde der Eindringprozess der Chlorid-Ionen trotzdem beschleunigt, wenn diese bis in eine gewisse Tiefe eingedrungen und die Mikrorissbildung im Bauteilinneren erreicht hätten.

Denkbar wäre deshalb, bei ausreichend verbliebenem Altbetonquerschnitt, eine Instandsetzungsschicht so zu wählen, dass diese zu rund 30 % der aufnehmbaren Last beansprucht und so im Sinne der Dauerhaftigkeit verbessert würde (siehe oben).

Das Zusammenspiel aus einer lastbedingten Mikrorissbildung sowie der daran gekoppelten Veränderung des Diffusionskoeffizienten und den steifigkeitsabhängigen Spannungsverteilungen im Querschnitt eines instandgesetzten Stahlbetonbauteils wurde in diesem Gesamtzusammenhang bislang noch nicht betrachtet. Es bietet die Grundlage für die Untersuchungen in dieser Arbeit und die vorab formulierten Arbeitshypothesen.

5 Arbeitskonzept und Leitfragen

Auf Basis der bis hierhin erläuterten Sachverhalte wurde für den praktischen Teil dieser Arbeit ein Arbeitskonzept entwickelt, an dessen Ende das Chlorideindringen an belasteten Bauteilen und die steifigkeitsbedingte Spannungsverteilung in einem instandgesetzten Betonbauteil als Einzelphänomene und als kombinierte Beanspruchung abgeschätzt werden können.

Das Arbeitskonzept, schematisch dargestellt in Abbildung 12, lässt sich in fünf Arbeitspakete (AP) unterteilen, von denen die ersten drei zunächst thematisch getrennt voneinander bearbeitet werden sollen. Nur die Entwicklung von geeigneten Rezepturen für Altbetone und Betonersatz erfolgt übergeordnet, da diese Materialien für beide Untersuchungsbereiche verwendet werden.

In den Arbeitspaketen 4 und 5 werden die Ergebnisse der Arbeitspakete 1 bis 3 zusammengeführt und hin zu praxisnahen Anwendungsempfehlungen entwickelt.



Abbildung 12: Fünfteiliges Arbeitskonzept für den praktischen Teil dieser Arbeit

Übergeordnet stellen sich dabei die folgenden Leitfragen:

1. Können die lastbedingte Veränderung des Chloridmigrationskoeffizienten und die steifigkeitsabhängige Spannungsverteilung in einem instandgesetzten Bauteil versuchstechnisch nachgewiesen und quantifiziert werden?
2. Kommt es bei einer kombinierten Beanspruchung durch die Beachtung der von der TR-IH geforderten Materialeigenschaften (Kapitel 2.5.6) unter Umständen ungewollt zu einer Initiierung von Mikrorissen und einer damit einhergehenden Herabsetzung der angestrebten Lebensdauer nach einer Instandsetzung?
(Diese Frage stellt sich speziell bei einer semi-probabilistischen Lebensdauerbemessung nach Rahimi [Rah16], bei der die angestrebte Restlebensdauer über die Schichtdicke eines Instandsetzungssystems gewährleistet wird).
3. Sind deswegen bei einer Betoninstandsetzung im Hinblick auf die Dauerhaftigkeit zusätzliche Aspekte zu beachten, die bisher nicht berücksichtigt werden?
4. Sind die untersuchten Fragestellungen praxisrelevant und kann aus den Untersuchungsergebnissen eine praxisnahe Handlungsempfehlung entwickelt werden?

6 Altbetone und Betonersatz

6.1 Rezepturen und mechanische Eigenschaften der Altbetone

Zur Untersuchung der im vorangegangenen Kapitel formulierten Arbeitshypothesen wurden eigene Betonrezepturen entwickelt, welche die Eigenschaften der Altbetone entsprechend der Klassifizierung in der TR-IH Teil 1 [DIB20a] bzw. der ZTV-W [Baw13] erfüllen (siehe Tabelle 2 in Kapitel 2.5.2). Demnach wird ein Altbeton der Klasse A1 - A5 nicht anhand seines Alters, sondern rein nach der festgestellten Druck- und Oberflächenzugfestigkeit eingruppiert. Somit kann auch bei jüngst hergestellten Betonkörpern von Altbeton gesprochen werden, wenn diese den vorgegebenen Festigkeitskriterien entsprechen.

Im Zuge der Arbeit wurden, ausgehend von einer bekannten Normalbetonrezeptur, iterativ unter Berücksichtigung der in Kapitel 2.4 beschriebenen Zusammenhänge fünf Rezepturen entwickelt, welche die Altbetone A1 - A5 repräsentieren. Die wesentlichen Stellschrauben zur Steuerung der Festigkeiten lagen in einer Variation der Sieblinie, des w/z-Wertes und der Zementart sowie in der Zugabe von festigkeitssteigernden oder konsistenzverbessernden Zusatzstoffen und -mitteln. Bei der Herstellung der Betone A1 - A3 war der Einsatz von Stabilisierern (siehe [FFR19, S.32]) notwendig, um ein Bluten²⁷ des Betons zu verhindern und eine Sedimentationsstabilität²⁸ zu garantieren [Sch90]. Tiefergehende Erläuterungen dazu finden sich beispielsweise in [FFR19, Kap.3.6]. Tabelle 6 zeigt die Rezepturen der entwickelten Altbetone. Die altersabhängigen Festigkeitseigenschaften finden sich in Tabelle 7. Beim Vergleich mit Tabelle 2 zeigt sich eine gute Übereinstimmung mit der Klassifizierung der Altbetone nach TR-IH.

Übergeordnetes Ziel bei der Entwicklung war es, mit der Betonrezeptur des Altbetons eine hohe Praxisnähe zu erreichen und die Rezepturen so einfach wie möglich zu halten. Gleichzeitig sollten die mechanischen Eigenschaften (insbesondere der E-Modul) maximal unterschiedlich sein, um eventuelle Prüfeinflüsse eindeutig herausstellen zu können.

Beim Blick auf die vorangegangenen E-Modul-Berechnungsbeispiele (Gleichung 8 und Gleichung 9) wird deutlich, dass der tatsächlich hergestellte E-Modul des Altbetons A4 geringfügig niedriger liegt, die Berechnung sich aber gut annähert.

In den späteren Versuchsserien kamen letztlich nur die Altbetone A2 und A4 zum Einsatz. Die entwickelten Rezepturen wurden an dieser Stelle trotzdem mit aufgenommen, damit gegebenenfalls nachfolgende Forschungsvorhaben direkt an die Untersuchungen dieser Arbeit anschließen können.

²⁷ Freiwerdendes oder übermäßiges Anmachwasser.

²⁸ Unter Sedimentation oder Entmischen ist das schwerkraftbedingte Herabsinken der Gesteinskörnung im Frischbeton nach der Betonage und vor dem Erhärten des Betons zu verstehen.

Tabelle 6: Rezepturen Altbetonklassen A1- A5

Nr.	Inhaltsstoffe [kg/m ³]	A1	A2	A3	A4	A5
1	Sand 0/2	38,2	41,22	45,32	406,1	420,0
2	Kies 2/8	150,9	162,4	177,7	555,2	574,0
3	Kies 8/16	1184,2	1272,9	1392,5	686,8	710,4
4	CEM I 32,5 R ¹	400,0	400,0	324,6	-	-
5	CEM I 42,5 N ²	-	-	-	365,2	-
6	CEM I 52,5 R ³	-	-	-	-	351,5
7	Quarzmehl	-	-	96,5	-	-
8	Silicastaub	-	-	-	-	26,7
9	Stabilisierer ⁴	4,93	3,61	2,17	-	-
10	Fließmittel ⁵	-	-	-	-	2,11
11	Wasser	320,2	280,0	194,8	195,4	164,6
12	w/z-Wert [-]	0,80	0,70	0,60	0,535	0,435
13	Frischbetonrohddichte [kg/dm ³] ⁶	2,09	2,16	2,27	2,21	2,25

¹ CEM I 32,5 R (Heidelberger Zement)² CEM I 42,5 N (Holcim)³ CEM I 52,5 R (Wittekind)⁴ MasterMatrix SCC210 (Master Builders Solutions)⁵ MC Powerflow SC21 (MC Bauchemie)⁶ bei 1,5 Vol.-% Luftporenanteil

Tabelle 7: Mechanische Kennwerte Altbetonklassen A1- A5

Alt- beton	Druckfestigkeit [MPa] ¹				E-Modul [GPa]	Haftzugfestigkeit [MPa] ³		Rohdichte [kg/dm ³]
	7 d	28 d	56 d	120 d		Mittelwert	kl. Einzelwert	
A1	8,0	9,5			9,5	0,9	0,6	1,99
A2	14,2	15,4			13,9	1,2	0,7	2,10
A3	19,7	22,9			20,4	1,7	1,0	2,22
A4	27,6	42,7	43,3	45,3	30,9 ²	2,2	2,0	2,31
A5	71,3	80,7			29,4	2,5	2,2	2,24

¹ Mittelwert an 3 Würfeln mit einer Kantenlänge von 150 mm gemäß [DIN19b]² in allen Fällen nach 56 Tagen, Mittelwert aus 3 Zylindern Durchmesser 150 mm, Höhe 300 mm gemäß [DIN14a]; Gelisteter Wert für A4 bestimmt nach 120 Tagen. 56 Tage-Wert = 30,2 GPa³ nach 28 Tagen, Mittelwerte aus sechs Einzelwerten, bestimmt gemäß [DIN99]

6.2 Rezepturen und mechanische Eigenschaften der Instandsetzungsmaterialien

Wie auch bei den Altbetonen sollte durch die Instandsetzungsmaterialien einerseits eine breite Spanne der mechanischen Kennwerte erreicht werden. Andererseits lag auch ein Fokus darauf, Materialien mit unterschiedlichem Größtkorn zu verwenden. Zudem sollten die Betonersatzsysteme eine große Nähe zur Baupraxis haben und den für die Betoninstandsetzung verwendeten Materialien ähneln.

Dies berücksichtigend fiel die Wahl auf die drei nachfolgend gelisteten Materialien:

- Betonersatz im Betonierverfahren (RM), Größtkorn von 3,15 mm (eigene Rezeptur)
- bezeichnet als **RM.3**
- Vergussbeton, Größtkorn von 8 mm (Sackware)
- bezeichnet als **V.8**
- Betonersatz im Handauftrag (RM) mit einem Größtkorn von 0,8 mm (Sackware)
- bezeichnet als **RM.0.8**

Bei der Rezeptur von RM.3 handelt es sich um eine institutsintern entwickelte Rezeptur für einen Spritzmörtel, der ohne den Einsatz von Spritzbetonbeschleunigern auch als Instandsetzungsmörtel verwendbar ist. Die Einzelbestandteile der Rezeptur sind in Tabelle 8 aufgeführt.

Tabelle 8: Zusammensetzung Instandsetzungsmörtel RM.3

Nr.	Bestandteile	[kg/m ³]
1	Sand F36	230
2	Sand 0,2/0,6	135
3	Sand 0,5/1,2	230
4	Sand 1,0/2,0	406
5	Sand 2,0/3,15	257
6	Kalksteinmehl	97
7	CEM I 52,5 N-NA/LA (Wittekind)	600
8	Wasser	270
9	Fließmittel (MC Powerflow SC21) [M.-%/z]	0,3
10	w/z-Wert [-]	0,45

Bei V.8 handelt es sich um einen Vergussbeton der Firma Pagel Spezial-Beton [Pag], welcher den Anforderungen der Vergussbetonrichtlinie des DAfStb [DAf19] entspricht.

Der polymermodifizierte Instandsetzungsmörtel RM.0.8 wird von der Firma StoCrete vertrieben [Sto]. Beide Rezepturen sind nicht gänzlich bekannt, da es sich um kommerziell erwerbliche Produkte handelt. Die von den Herstellern zur Veröffentlichung freigegebenen Details der Rezepturen sind in Tabelle 9 aufgeführt. Von Belang ist dabei, dass RM.0.8 Polypropylen-Fasern mit einer Länge von 4 mm enthält.

Die mechanischen Eigenschaften aller Materialien sind in Tabelle 10 zusammengefasst. Hierbei zeigt sich, dass durch den Einsatz des polymermodifizierten RM.0.8 und des V.8 Vergussbetons eine große Spanne beim E-Modul und der Druckfestigkeit abgedeckt wird. Da beide Produkte kommerziell erwerblich sind, werden die am Markt verfügbaren Steifigkeiten und Festigkeiten in den nachfolgenden Versuchen realitätsnah abgebildet.

Beim Vergleich der in dieser Arbeit herausgestellten mechanischen Eigenschaften (Druck- und Biegezugfestigkeit sowie E-Modul) der verwendeten RM (Tabelle 10) mit der Anforderungstabelle C2 der TR-IH Teil 2 kann abgeleitet werden, dass RM.3 bezogen auf die Druckfestigkeit und den E-Modul auf einem A5 Beton appliziert werden könnte, die fehlende Biegezugfestigkeit aber einen Einsatz gänzlich verhindern würde.

RM.0.8 erreicht keine der Anforderungen nach TR-IH, weshalb das Material nicht für einen Einsatz geeignet wäre.

Zudem ist grundsätzlich anzumerken, dass beim späteren Bau der großformatigen Probekörper (Kapitel 8.3.2) teilweise bewusst von den Vorgaben der Tabelle 15 der TR-IH Teil 1 [DIB20a] bezüglich der maximal zulässigen Schichtdicken bei der Reprofilierung abgewichen wurde, da bei den Versuchen ausschließlich die Einstellung möglichst großer E-Modul-Differenzen zwischen Altbeton und Instandsetzungsmaterial im Vordergrund stand.

Die Chloridmigrationskoeffizienten aller Materialien waren vor den Versuchen unbekannt.

Tabelle 9: Herstellerangaben zum Vergussbeton V.8 und zum Instandsetzungsmörtel RM.0.8

Material	Sand (Größtkorn) [kg/m ³](mm)	Füller [kg/m ³]	Kies 2/8 [kg/m ³]	CEM I [kg/m ³] (Zementart)	Wasser [kg/m ³]	w/z Wert [-]	Additive [kg/m ³] (Typ)
V.8	640 (2)	-	920	360 (52.5 N)	198	0,55	20 (unbek.)
RM.0.8	942 (0,8)	130	-	487 (unbek.)	276	0,57	65 (PP-Fas.)

Tabelle 10: Mechanische Kennwerte der Instandsetzungsmaterialien

Material	Druckfestigkeit [MPa]¹			Biegezugfestigkeit [GPa]²	E-Modul [GPa]³	Rohdichte (120d) [kg/dm³]
	7 d	28 d	120 d			
RM.3	48,4	60,3	70,2	5,9 / 7,1	27,1	2,16
V.8	45,2	63,8	74,4	-	32,5	2,26
RM.0.8	10,8	28,2	34,6	5,2 / 7,1	11,3	1,93

¹ Mittelwert aus 3 Prismen (40 mm x 40 mm x 160 mm) gemäß [DIN98] bzw. [DIN16] für RM.3 und RM.0.8 bzw. Mittelwert aus 3 Würfeln mit einer Kantenlänge von 150 mm gemäß [DIN19b] für V.8

² nach 28/120 Tagen, Mittelwert aus 3 Prismen (40 mm x 40 mm x 160 mm) gemäß [DIN16]

³ nach 28 Tagen, Mittelwert aus 6 Prismen (40 mm x 40 mm x 160 mm) gemäß [DIN06] für RM.3 und RM.0.8 bzw. Mittelwert aus 3 Zylindern Durchmesser 150 mm, Höhe 300 mm gemäß [DIN14a] für V.8

7 Chloridmigrationsversuche unter Last

7.1 Konzeption des Versuchsaufbaus

Die Auswirkung einer Belastung (und einer resultierenden Gefügeschädigung) auf den Chlorideindringwiderstand eines Instandsetzungsbetons oder -mörtels soll mit Hilfe eines modifizierten RCM-Tests bestimmt werden. Die Modifikation erfolgte unter möglichst weitgehender Berücksichtigung der Vorgaben des in Deutschland gültigen bau-Merkblatts MDCC [Baw19b] sowie in Anlehnung an den Versuchsaufbau von Wang et al. [Wan+16] an zylindrischen Probekörpern (Durchmesser 100 mm und Höhe 50 mm), welche bei gleichzeitiger Beaufschlagung mit chloridhaltiger Lösung in einem Stahlrahmen belastet werden. Der gesamte Versuchsaufbau, die im Weiteren verwendeten Begrifflichkeiten sowie eine ausführliche Beschreibung des Versuchsablaufs finden sich im Anhang B in Kapitel 12. Abbildung 13 zeigt eine technische Schnittzeichnung des zusammengebauten Versuchsaufbaus.

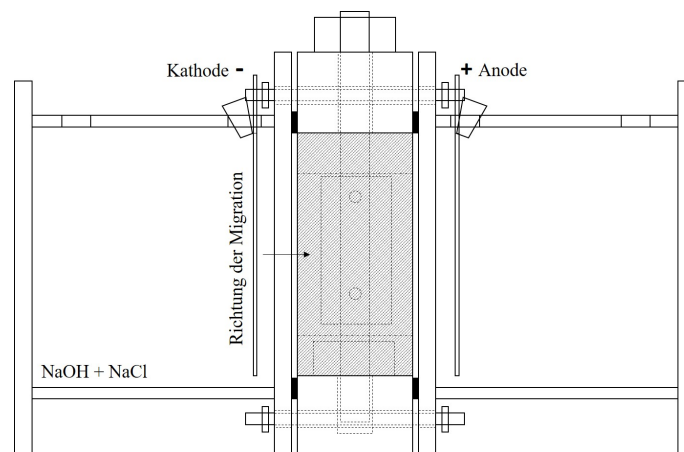


Abbildung 13: Technische Schnittzeichnung des Versuchsaufbaus zur Durchführung eines RCM-Tests unter Last

Der Chloridmigrationswiderstand wurde auf verschiedenen Lastniveaus unterhalb der maximal aufnehmbaren Versagenslast bestimmt. Die beiden senkrecht stehenden Gewindestangen waren in der unteren Hälfte des Prüfrahmens verschraubt. Die obere Hälfte des Prüfrahmens konnte zum Ein- und Ausbau des Probekörpers abgenommen werden. Die gewünschte Belastung F [N] wurde über ein definiertes Drehmoment M [Nm] eingebracht, welches über die beiden Muttern auf den Gewindestangen eingestellt werden konnte und sich gemäß Formel 18 über die Steigung P [m] des (in diesem Fall verwendeten) M20 Gewindes ergab.

$$F = \frac{M}{P} \quad (18)$$

Die Einbringung der Prüflast (und der mutmaßlich resultierenden Mikrorisse) in den Probekörper erfolgte über einen definierten Umfang der Mantelfläche des Probekörpers. Demnach wurde vermutet, dass sich (Mikro-)Risse bei senkrechter Belastung ebenfalls senkrecht im Probekörper einstellen. Die Länge des belasteten Umfangs bzw. der aus dem Kreismittelpunkt des Probekörpers entspringende Winkel α zwischen einer Senkrechten und dem äußeren Ende des Prüfrahmens (siehe Abbildung 14) ist für die Spannungsverteilung im Querschnitt (und somit die gezielte Einstellung der Mikrorissbildung) entscheidend. Das mehrgleisige Vorgehen bei der Festlegung des am besten geeigneten Winkels α wird im nachfolgenden Kapitel 7.2 und seinen Unterkapiteln erläutert.

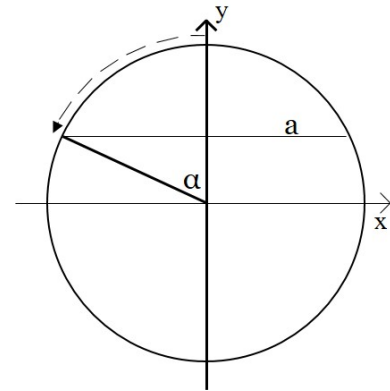


Abbildung 14: Lage des Winkels α und der Sehne a

Die Flüssigkeitsbehälter für die gemäß bau-Merkblatt »Dauerhaftigkeitsbemessung und -bewertung von Stahlbetonbauwerken bei Carbonatisierung und Chlorideinwirkung« (MDCC) zu verwendenden Prüflösungen wurden für den Versuch über Gewindestangen mit dem Stahlrahmen verschraubt. Spezielle Dichtungselemente und -ringe sorgten dafür, dass keine Prüflösung austreten oder entlang der Mantelfläche des Prüfkörpers in den anderen Flüssigkeitsbehälter gelangen konnte. Anode und Kathode bestanden aus Edelstahl und wurden vor dem Anbau der Behälter an den Prüfrahmens so in die Behälter eingehängt, dass die Prüfspannung direkt an die aus der Flüssigkeit herausschauenden Laschen angelegt werden konnte.

7.2 Spannungsverteilung im Prüfkörper

7.2.1 Rechnerische Abschätzung der Spannungsverteilung

Die rechnerische Abschätzung der Spannungsverteilung im Prüfkörper erfolgte nach den von Hondros [Hon59] bzw. Zhang et al. [ZDN97] zur Beschreibung des Spaltzugversuches entwickelten Gleichungen 21 bis 24. Mit Hilfe dieser Gleichungen lassen sich an einem zweidimensionalen Viertelkreis orts aufgelöst entlang der zentral angeordneten x- und y-Achse jeweils die in x- und y-Richtung herrschenden Spannungen berechnen, vergleiche Abbildung 15.

Der im vorangegangenen Kapitel bereits erwähnte, vom Mittelpunkt gegenüber der Senkrechten ausgehende Öffnungswinkel α (Größe muss für die Berechnung der nachfolgenden Gleichungen in rad stehen) ist für die Ausprägung der Spannungsverteilung die entscheidende Variable. Hieraus lässt sich weitergehend die Sehne a (siehe Abbildung 14) des unter dem Prüfrahmens belasteten Kreissegments (Gleichung 19) berechnen. Die Spannung im Querschnitt ist zudem abhängig von der tatsächlich im Versuch aufgebracht Belastung P [N]²⁹, welche mit Hilfe der Gleichung 20

²⁹ Abweichend vom gängigen Formelzeichen F für Kraft wurde an dieser Stelle mit Orientierung an der Originalquelle [Hon59] das Formelzeichen P verwendet.

in Beziehung zu der maximal aufnehmbaren Spannung des Probekörpers p [MPa]³⁰ sowie der Fläche aus Sehne a und der Höhe L des Zylinders ($50 \text{ mm} \pm 5 \text{ mm}$) gesetzt wird. Die Variable R steht für den Radius des Kreisquerschnitts, in diesem Fall $50 \text{ mm} \pm 0,5 \text{ mm}$. Die für die Ortsauflösung einzusetzenden Variablen X und Y ergeben sich aus dem entsprechenden x - oder y -Achsenabschnitt geteilt durch den Radius R (siehe Gleichung 25).

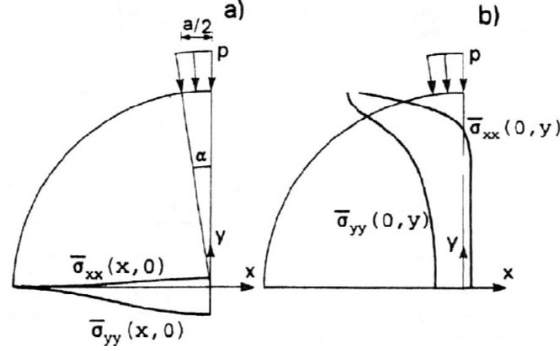


Abbildung 15: Dimensionslose Spannungsverteilung bei Druckbelastung der Mantelfläche am Viertelkreis anhängig von α - entlang (a) der x -Achse, (b) der y -Achse [Hon59]

$$a = 2R \sin \alpha \quad [mm] \quad (19)$$

$$P = paL \quad [N] \quad (20)$$

$$\sigma_{xx}(x, 0) = \frac{2P}{\pi aL} \left[\frac{(1 - X^2) \sin 2\alpha}{1 + 2 X^2 \cos 2\alpha + X^4} - \arctan \left(\frac{1 - X^2}{1 + X^2} \tan \alpha \right) \right] \quad (21)$$

$$\sigma_{yy}(x, 0) = -\frac{2P}{\pi aL} \left[\frac{(1 - X^2) \sin 2\alpha}{1 + 2 X^2 \cos 2\alpha + X^4} + \arctan \left(\frac{1 - X^2}{1 + X^2} \tan \alpha \right) \right] \quad (22)$$

$$\sigma_{xx}(0, y) = \frac{2P}{\pi aL} \left[\frac{(1 - Y^2) \sin 2\alpha}{1 - 2 Y^2 \cos 2\alpha + Y^4} - \arctan \left(\frac{1 + Y^2}{1 - Y^2} \tan \alpha \right) \right] \quad (23)$$

$$\sigma_{yy}(0, y) = -\frac{2P}{\pi aL} \left[\frac{(1 - Y^2) \sin 2\alpha}{1 - 2 Y^2 \cos 2\alpha + Y^4} + \arctan \left(\frac{1 + Y^2}{1 - Y^2} \tan \alpha \right) \right] \quad (24)$$

$$X = \frac{x}{R} \quad \text{and} \quad Y = \frac{y}{R} \quad (25)$$

³⁰ Abweichend vom gängigen Formelzeichen σ für Spannung wurde an dieser Stelle mit Orientierung an der Originalquelle [Hon59] das Formelzeichen p verwendet.

So zeigt sich, dass die Variation von $0 \leq \alpha \leq 1,57$ (entspricht 0° bis 90°) in y-Richtung sowohl in Abhängigkeit vom x-Wert als auch vom y-Wert ($\sigma_{yy}(x, 0)$ und $\sigma_{yy}(0, y)$) ausschließlich zu Ergebnissen mit negativem Vorzeichen, also ausschließlich zu Druckspannungen führt (vgl. Gleichungen 22 und 24). Dies belegt auch die Annahme, dass eine Gefügeschädigung ((Mikro-)Risse) ausschließlich senkrecht zur Lasteinleitung entstehen kann.

In x-Richtung entstehen die Druck- und Zugspannungen entlang der beiden Koordinatenachsen in direkter Abhängigkeit vom gewählten Winkel α . Bei einem kleinen α (in Anlehnung an den Spaltzugversuch beispielsweise $\alpha = 0,0349 = 2^\circ$) entstehen in x-Richtung und y-Richtung ausschließlich Zugspannungen (mit Ausnahme des direkten Lasteinleitungsbereiches, wo in y-Richtung im ersten Millimeter hohe Druckspannungen auftreten). Dies spiegelt das bekannte Bruchbild des Spaltzugversuches mit einem großen Hauptriss als Folge der vertikalen Belastung wieder. Das gegenteilige Bild zeigt sich bei einem Winkel von ca. $\alpha = 1,2217 = 70,0^\circ$, bei dem der Querschnitt gemäß Gleichung 21 vollständig überdrückt ist. Zwischen diesen beiden Extremen liegt die Möglichkeit, durch eine günstige Wahl von α die Feinheit der Rissbildung innerhalb des Probekörpers zu steuern. Die Zugspannungen in x-Richtung entlang der x-Achse (Gleichung 21) werden gegenüber denen entlang der y-Achse (Gleichung 23) größer und somit für die weiteren Ausführungen maßgebend.

Um die Spannungsverteilung in Abhängigkeit von α zu verdeutlichen, wurden in Abbildung 16 die Spannungen in x- und y-Richtung jeweils entlang der x-Achse für verschiedene Winkel α nach Gleichung 21 berechnet und visualisiert. Wie bereits erwähnt, entstehen für $\sigma_{yy}(x, 0)$ ausschließlich Druckspannungen unterschiedlicher Höhe (graue Linien in Abbildung 16).

Für $\sigma_{xx}(x, 0)$ (schwarze Linien in Abbildung 16) besteht durch eine geeignete Wahl von α die Möglichkeit, makroskopische Rissbreiten zu vermeiden und Mikrorisse zu erzeugen. Dies führt dazu, dass bei einem Chloridmigrationsversuch die Chloridfront durch feine Risse beschleunigt und trotzdem ohne starke lokale Maxima oder ein Durchschlagen bis zur Rückseite des Probekörpers vordringen kann.

Wang et al. [Wan+16] arbeiteten bei vergleichbaren Chloridmigrationsversuchen mit einem Winkel von $\alpha = 0,9477 = 54,3^\circ$. Gemäß den eigenen Berechnungen sind ab diesem Winkel in x-Richtung noch geringfügige Zugspannungen vorhanden, die im Bereich von 4 % - 5 % der aufnehmbaren Druckspannung liegen und somit theoretisch zu einer Rissinitiierung führen (siehe Abbildung 16, langgestrichelte schwarze Linie).

In der Hoffnung, die Gefügeschädigung zu intensivieren, ohne eine zu große Rissöffnung zu erhalten, wurde für die Versuchskonzeption als weitere Größe auch der Winkel von $\alpha = 0,829 = 47,5^\circ$ betrachtet (siehe auch [UL24]). Entsprechend der Berechnungen für diesen Winkel stellen sich so entlang der x-Achse auf einer Länge von 50 mm im Inneren des Kreisquerschnitts Zugspannungen in Höhe von 10 % der aufnehmbaren Druckspannung ein (Abbildung 16 durchgezogene schwarze Linie). Dies entspricht gemäß Eurocode2 [DIN] überschlägig der Zugfestigkeit eines Normalbetons.

Die Spannungsverteilungen infolge der schon erwähnten α -Winkel von 2° und 70° sind der Vollständigkeit halber in Abbildung 16 ebenfalls aufgeführt.

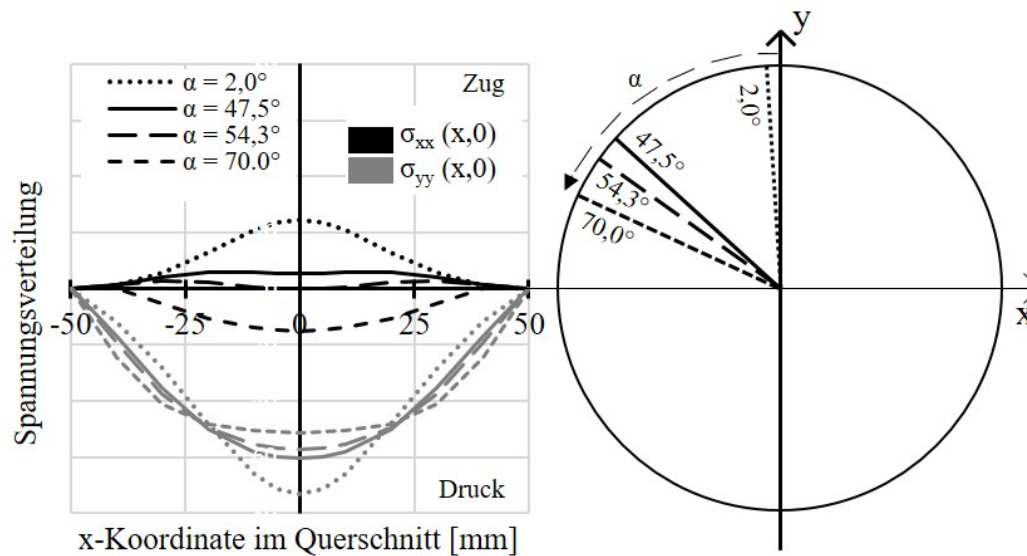


Abbildung 16: Spannungsverteilung im Kreisquerschnitt entlang der x-Achse in x-Richtung (schwarz) und in y-Richtung (grau) in Abhängigkeit von α

7.2.2 Abschätzung der Spannungsverteilung über FEM Simulationen

Um die rechnerisch getroffenen Ansätze und die Eignung des vorausgewählten Winkels α für eine sanfte Risseinbringung zu verifizieren, erfolgte eine Finite Element (FE) Simulation der zuvor händisch berechneten Winkel sowie weiterer Alternativen zwischen $30^\circ \leq \alpha \leq 60^\circ$ mit der Simulationssoftware DIANA FEA 10.5 (teilweise bereits veröffentlicht in [UL24]).

Mit Bezug auf die Vorarbeiten von [OME19] wurden hierfür das »Total Strain Based Crack Model« mit nachfolgend gelisteten Grundeinstellungen gewählt. Weitere Details zu den festgelegten Simulationsparametern (beispielsweise die Festigkeitskennwerte des simulierten Normalbetons) können Anhang C entnommen werden.

- Total Strain Based Crack Model
- Structural analysis of two dimensional Model
- mesh type: hexa/Quad, quadratic order
- linear interpolation for mid-side node location

Der strukturelle Aufbau des Modell ist in Abbildung 17 zu sehen, dort beispielhaft für einen Winkel von $\alpha = 36,0^\circ$. Ausgewählte Ergebnisse der durchgeführten Simulationen sind in Abbildung 18 visualisiert. Ziel der Simulationen war es, ein möglichst einheitliches Spannungsniveau in x-Richtung im Bereich der Zugfestigkeit des simulierten Normalbetons entlang der x-Achse zu erhalten, um so eine gleichmäßige, aber dezente Gefügeschädigung im Probekörper hervorzurufen.

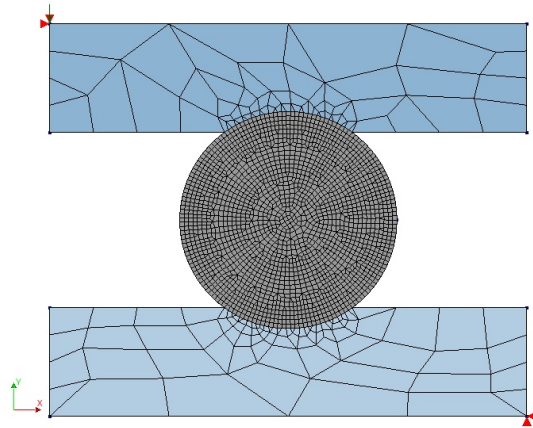


Abbildung 17: Exemplarische Darstellung des zweidimensionalen Modells zur Berechnung der Spannungen in dem im Prüfrahmen eingespannten RCM-Probekörper

Anhand der FE-Simulation mit den berechneten Winkeln ($\alpha = 47,5^\circ$ und $\alpha = 54,3^\circ$) konnten entlang der x-Achse lokale Spannungsmaxima in den Viertelpunkten des Probekörpers festgestellt werden (siehe $\alpha = 47,5^\circ$ in Abbildung 18 rechts). Die Darstellung des resultierenden Bruchbilds zeigte zwei vertikale Hauptrisse, die sichelförmig von den jeweiligen Enden der Rundung des oberen Prüfrahmens zum unteren verlaufen (siehe $\alpha = 47,5^\circ$ in Abbildung 19 oben rechts). Für die geplanten Versuche hätte dies eine unerwünschte, frühzeitige und örtlich aufkonzentrierte Gefügeschädigung bedeutet.

Die Verringerung des Winkels α führte zu einem gleichmäßigeren Spannungsniveau im Querschnitt. Ab einem Winkel von $\alpha < 30^\circ$ wurde der Bereich, in dem Spannungen nahe der Zugfestigkeit des Betons erreicht werden, zunehmend kleiner (siehe $\alpha = 30,0^\circ$ in Abbildung 18 links) und der betrachtete Winkel somit für die geplanten Versuche ungeeignet. Das simulierte Bruchbild ähnelte dem vorangegangenen, jedoch standen die zwei markanten Hauptrisse deutlich näher beieinander (siehe $\alpha = 30,0^\circ$ in Abbildung 19 oben links). Die Risse traten früher und stärker auf den Mittelpunkt des Probekörpers begrenzt auf.

Das Optimum aus Spannungsverteilung und -niveau lag zwischen $\alpha = 36,0^\circ$ und $\alpha = 38,0^\circ$ (Abbildung 18 mittig), wobei die Spannungsverteilung für $\alpha = 36,0^\circ$ im Sinne einer sanften Risseinbringung (geringeres absolutes Spannungsniveau) noch etwas geeigneter erschien. Das simulierte und zu erwartende Bruchbild für $\alpha = 36,0^\circ$ war konsequenterweise zwischen den beiden bereits beschriebenen Bruchbildern einzuordnen (siehe $\alpha = 36,0^\circ$ in Abbildung 19 unten rechts). Unmittelbar vor dem Gesamtversagen des Probekörpers in der FE-Simulation (einen Lastschritt früher) wurde ein Bruchbild ausgegeben (siehe $\alpha = 36,0^\circ$ in Abbildung 19 unten links), welches darauf hindeutete, dass die initiale Rissöffnung nicht von den Rändern des Prüfrahmens, sondern bei diesem Winkel aus der Mitte des Probekörpers heraus startet. Dies deutete auf eine gute Eignung für die geplanten Chloridmigrationsversuche unter Last hin.

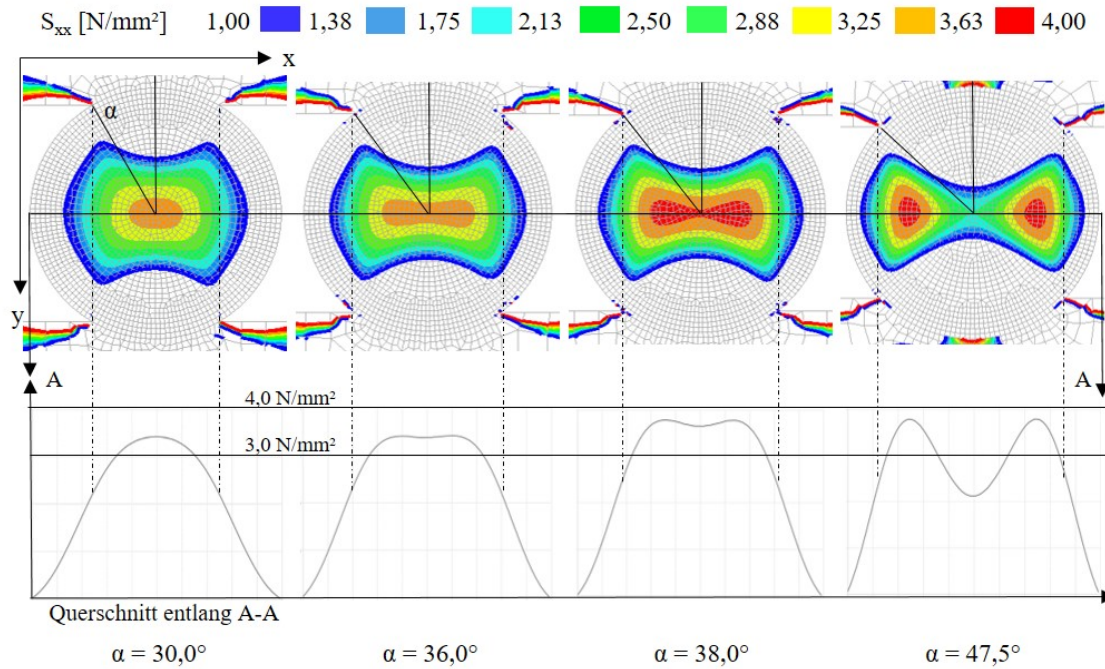


Abbildung 18: Darstellung der simulierten flächigen Spannungsverteilung S_{xx} (oben) und der Spannungen entlang der x-Achse in Abhängigkeit von α (unten)

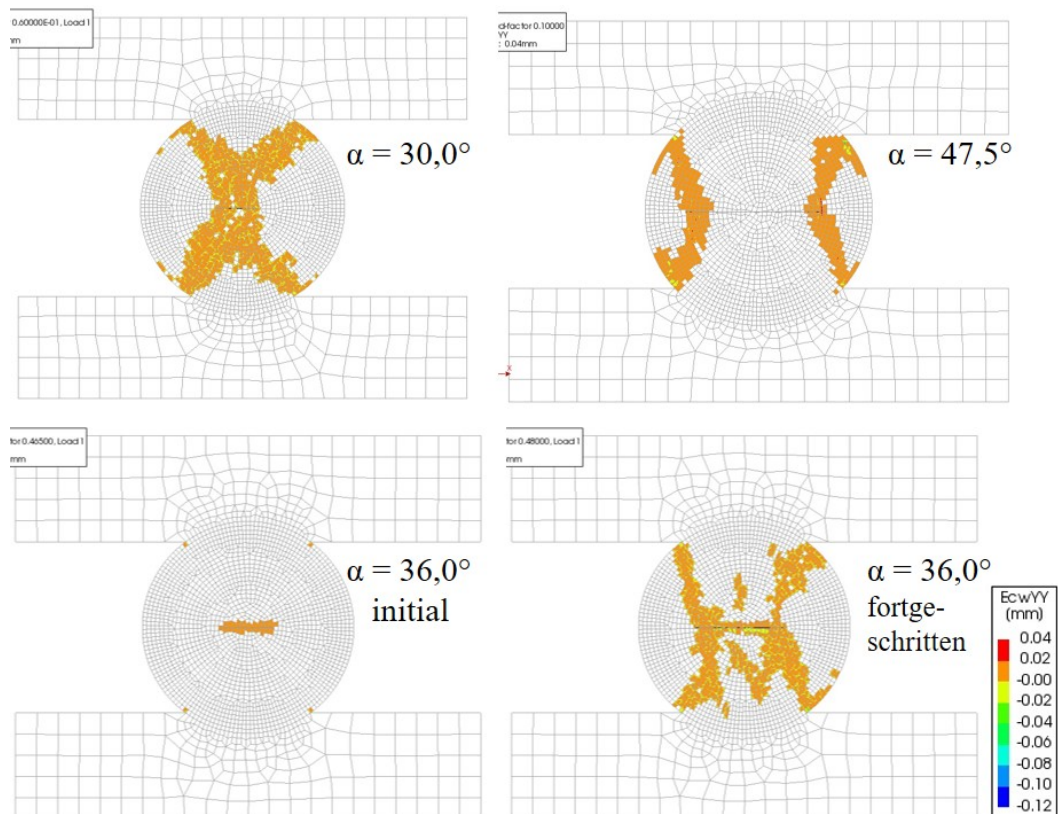


Abbildung 19: Darstellung der simulierten Rissöffnungen an den belasteten RCM-Probekörpern in Abhängigkeit von α - oben links 30° , oben rechts $47,5^\circ$, unten jeweils $36,0^\circ$ - links initiale, rechts fortgeschrittene Rissöffnung

7.2.3 Vorversuche, Bruchbilder sowie Festlegung des Winkels α

Die rechnerisch und anhand von FE-Simulationen durchgeführte Suche nach dem geeignetsten Aufstandswinkel des Prüfrahmens auf dem RCM-Probekörper α lieferte stark unterschiedliche Ergebnisse. Während gemäß Kapitel 7.2.1 ein Winkel von $\alpha = 47,5^\circ$ ermittelt wurde, deuten die FE-Simulationen auf bessere Ergebnisse für einen Winkel von $\alpha = 36,0^\circ$ hin (siehe Kapitel 7.2.2).

Auf Basis dieser Datenlage und aufgrund des vorliegenden Widerspruchs wurden Vorversuche durchgeführt, die Aufschluss über die Aussagekraft der beiden Herangehensweisen zur Lösungsfindung bringen sollten.

Hierfür erfolgte eine erste Untersuchungsreihe mit dem rechnerisch bestimmten Optimalwinkel $\alpha = 47,5^\circ$. Die Details zu den Untersuchungen und die Ergebnisse wurden bereits in [UL21] veröffentlicht. Dabei wurde an drei Instandsetzungsmörteln mit unterschiedlichen Steifigkeiten (die auch in dieser Arbeit verwendeten Rezepturen RM.3 (Tabelle 8) und RM.0.8 (Tabelle 9) sowie ein dritter, als Sackware erhältlicher RM (E-Modul = 25 GPa, Größtkorn = 2 mm) der Chloridmigrationswiderstand bei 0 %, 40 %, 60 % und 80 % der maximal im Prüfrahmen aufnehmbaren Last bestimmt.

Während die aufgebrachte Belastung die Chloridmigrationskoeffizienten der beiden weichen RM kaum veränderte, vergrößerte sich dieser bei dem steifen RM.3 zunehmend mit steigender Last. Jedoch war zur Herausstellung dieses Effekts eine Selektion der Untersuchungsergebnisse auf den Kernbereich des Probekörpers notwendig (in [UL21] nachvollziehbar anhand der "corrected values").

Die Untersuchungen zeigten, dass die sanfte Einbringung der lastabhängigen Gefügeschädigung mit dem rechnerisch bestimmten $\alpha = 47,5^\circ$ nicht optimal verlief. Zahlreiche Probekörper mussten noch vor der Prüfung verworfen werden, da es bei Aufbringung der hohen Lastniveaus (60 % und 80 %) bereits zu einem Teilversagen des Probekörpers kam. Dieses äußerte sich in einem einseitigen sichelförmigen Riss, welcher die obere und die untere Kante des Prüfrahmens miteinander verband. Grund dafür waren vermutlich geringfügige Abweichungen von der idealen Kreisform des Probekörpers oder geringfügige Schiefstellungen, die durch die Probenvorbereitung entstanden sind. Das Rissbild entspricht dem simulierten Rissbild gemäß Abbildung 19 oben rechts.

Erfolgreich auf hohem Lastniveau geprüfte Probekörper wiesen weniger eine kontinuierlich tiefere Eindringfront des Chlorids, sondern zwei lokale Maxima auf, die ebenfalls auf eine zu große und zu lokale Gefügeschädigung hindeuten. Abbildung 20 zeigt dies deutlich durch die an einem gespaltenen RM.3 Probekörper mit dem Silbernitrat-Indikator sichtbar gemachte Eindringfront der chloridhaltigen Prüflösung (hellgrau). Während es in diesen Bereichen zu einem Durchdringen des Probekörpers kam, unterscheiden sich die Eindringtiefen in den übrigen Bereichen kaum von denen der unbelasteten Proben (nicht im Bild). Der Verlauf der Eindringfront korrespondiert sehr gut mit der Visualisierung der Spannungssimulation für $\alpha = 47,5^\circ$ in Abbildung 18.



Abbildung 20: Eindringfront der chloridhaltigen Prüflösung (hellgrau) in einen bei 80 % Last geprüften und danach gespaltenen RM.3 Probekörper. Die Eindringfront zeigt deutlich zwei Hauptrisse in den Viertelspunkten des Querschnitts, die zu einer Wegigkeit des Chlorids geführt haben.

Da die realen Bruchbilder gut zu den von der FE-Simulation prognostizierten Riss- und Bruchbildern passten und die Ergebnisse der Chloridmigrationsversuche nicht die gewünschte Eindeutigkeit aufwiesen, wurde von dem berechneten Winkel $\alpha = 47,5^\circ$ Abstand genommen.

Die Hauptversuche für die Feststellung des Einflusses einer externen Belastung auf den Chloridmigrationswiderstand wurden auf Basis der Simulationsergebnisse mit einem Winkel von $\alpha = 36,0^\circ$ durchgeführt.

7.3 Durchführung der Hauptversuche

7.3.1 Herstellung und Lagerung der Probekörper

Die ausführliche Beschreibung zur Herstellung und Lagerung der Probekörper kann Anhang B entnommen werden.

Hergestellt und später geprüft wurden RCM-Probekörper der Altbetone A2 und A4 sowie der Instandsetzungsmaterialien V.8, RM.3 und RM.0.8.

Die Anzahl und die Benennung der einzelnen Probekörper gehen aus Tabelle A.4 bis Tabelle A.8 hervor.

7.3.2 Versuchsdurchführung und Lastniveaus

Die Versuchsdurchführung erfolgte entsprechend der ausführlichen Versuchsbeschreibung im Anhang B.

Mit Orientierung an den im Kapitel 4.3 herausgearbeiteten Versuchsergebnissen anderer Studien wurden Lastniveaus von 0 %, 40 %, 60 % und 80 % der vorher in der Druckprüfmaschine ermittelten Maximallast für die eigenen Hauptversuche gewählt. Auf eine Erweiterung der Versuchsreihen um ein Lastniveau unterhalb von 40 % wurde verzichtet, da es im Fokus dieser Arbeit vor allem

um die Erfassung des negativen Einflusses einer Belastung auf den Chloridmigrationskoeffizienten und nicht zentral um die Untersuchung eines möglichen positiven Einflusses der Last auf geringen Belastungsniveaus infolge Kompression ging. Die verfügbaren Forschungsarbeiten zeigen zudem, dass es abhängig von der Betonrezeptur unterhalb von 40 % zu einer Verbesserung der Dauerhaftigkeitseigenschaften kommen kann, mit diesem Effekt aber nicht fest geplant werden sollte.

Zudem wurden parallel die Chloridmigrationskoeffizienten gemäß Merkblatt MDCC im Originalversuchsaufbau bestimmt.

Die Versuche wurden bei einer Prüfspannung von 20 Volt und 24 Stunden Prüfdauer (A2), 30 Volt und 24 Stunden (A4 und RM.3) sowie 30 Volt und 48 Stunden (V.8 und RM.0.8) durchgeführt.

7.3.3 Versuchsende und Versuchsauswertung

Nach der Prüfung wurde der Probekörper entlang der x-Achse (Horizontale) geteilt und mit der Indikatorflüssigkeit besprüht. Beide Bruchflächen wurden gemäß Merkblatt MDCC an neun Stellen ausgewertet. Daraus wurde für jede Seite getrennt der Mittelwert $x_d [m]$ und daraus der Chloridmigrationskoeffizient berechnet. Der Mittelwert beider Seiten steht als finales Ergebnis eines Probekörpers. Diese Werte wurden schließlich zu einem Mittelwert eines Lastniveaus zusammengefasst.

7.4 Ergebnisse und Interpretation

7.4.1 Darstellung der absoluten Ergebnisse

Die absoluten Ergebnisse der Chloridmigrationsversuche unter Last sind grafisch in Abbildung 21 sowie tabellarisch nach Lastniveau gegliedert in Tabelle A.4 bis Tabelle A.8 im Anhang A dargestellt. Zum Vergleich sind darin auch die Ergebnisse klassischer RCM-Tests mit den gleichen Materialien nach Merkblatt MDCC aufgeführt. Die Eindringfronten an den einzelnen Probekörpern können exemplarisch anhand von Abbildung B.3 im Anhang nachvollzogen werden.

Während in den Tabellen im Anhang die Einzelwerte und der jeweilige Mittelwert eines Lastniveaus zu sehen sind, führen die Graphen in Abbildung 21 nur durch die Mittelwerte. Das Streuband der Einzelwerte hinter diesem Mittelwert ist über die jeweiligen Fehlerbalken dargestellt.

Um den Effekt der lastbedingten Mikroschädigung klarer herausstellen zu können, wurden zusätzlich zu den neun Eindringtiefen $x_1 - x_9$ einer jeden Seite auch händisch die minimalen und die maximalen Eindringtiefen an allen Probekörpern eines Lastniveaus gemessen. Die Graphen durch die auf Basis dieser beiden Einzelwerte errechnete $\min D_{rcm}$ bzw. $\max D_{rcm}$ eines jeden Lastniveaus spannen die grau hinterlegten Flächen hinter den schwarzen Graphen der Mittelwerte auf. Die Größe der Fläche und die nach rechts geöffnete Trichterform verdeutlicht den Einfluss der Belastung und die Unterschiede zwischen der minimalen und der maximalen Eindringtiefe (siehe auch [UL24]).

Ergänzend sind in Tabelle 11 D_{rcm} und $\max D_{rcm}$ bei 80 % Last dem D_{rcm} bei 0 %

Last als Absolutwert und mit Bezug zueinander gegenübergestellt. Mit Orientierung an [Zho+20] (Kapitel 4.3.3) wurden den Graphen entlang der Mittelwerte der geprüften Materialien ebenfalls quadratische Funktionen hinterlegt. Diese weisen annähernd perfekte Bestimmtheitsmaße auf.

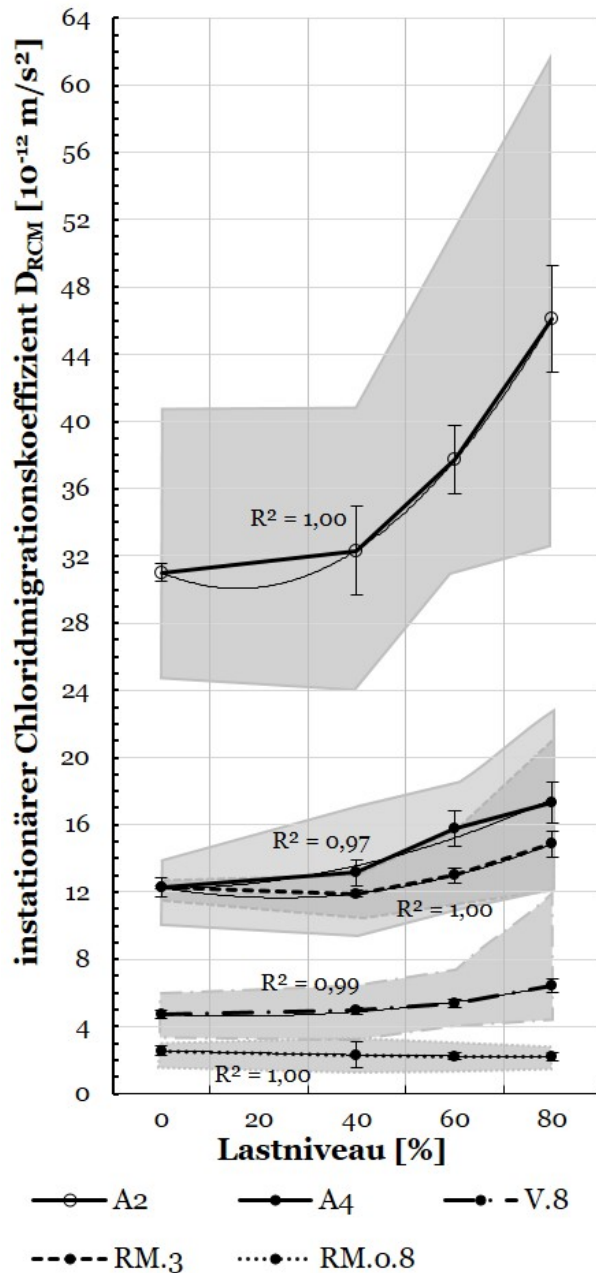


Abbildung 21: Absolute Ergebnisdarstellung der auf unterschiedlichen Lastniveaus bestimmten Chloridmigrationskoeffizienten

Tabelle 11: Ausgewählte Zahlenwerte zu Abb. 21. Absolute Mittelwerte bei 0 % und 80 % Last, maximaler D_{RCM} -Wert bei 80 % Last und prozentuale Abweichung gegenüber 0 %

Material	D_{RCM} [10^{-12} m/s ²]				
	Mittelwert 0 %	Mittelwert 80 %	rel. MW 80 [%]	max 80 %	rel. max 80 [%]
A2	31,0	46,1	+49	61,5	+98
A4	12,3	17,3	+41	22,1	+80
V.8	4,7	6,4	+36	12,1	+157
RM.3	12,3	14,9	+21	21,0	+71
RM.0.8	2,6	2,2	-14	3,0	+15

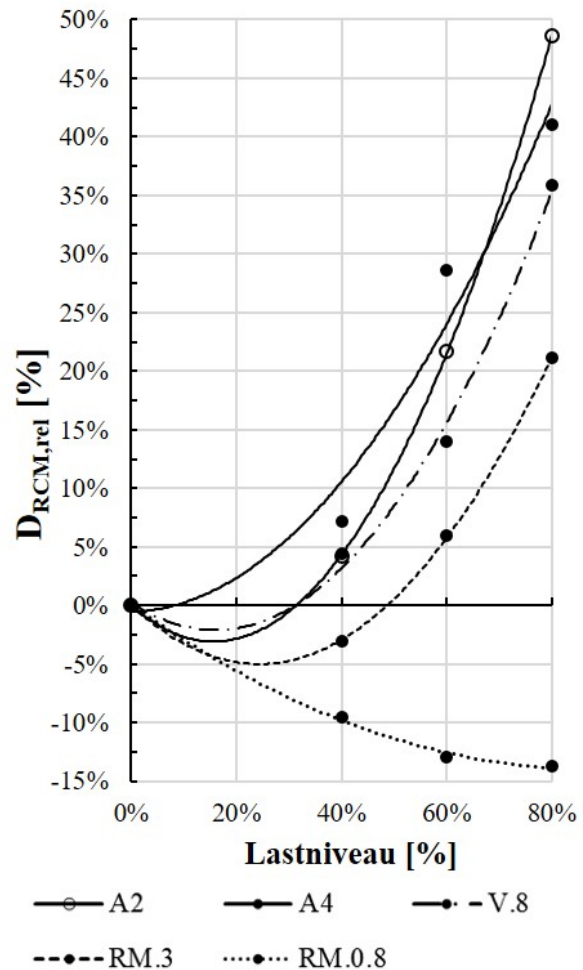
7.4.2 Relative Ergebnisdarstellung

Um den in Abbildung 21 dargestellten lastabhängigen Anstieg der absoluten Chloridmigrationskoeffizienten zwischen den einzelnen Materialien vergleichen zu können, wurde ein relativer Migrationskoeffizient $D_{RCM,rel}$ eingeführt. Er beschreibt das Verhältnis eines bei einer bestimmten Belastung i [% von f_u] ermittelten Chloridmigrationskoeffizienten $D_{RCM,i}$ zu einem ohne äußere Belastung im Prüfraumen ermittelten Chloridmigrationskoeffizienten $D_{RCM,0\%}$ und wird nach Gleichung 26 berechnet (siehe auch [UL24]).

$$D_{RCM,rel}[\%] = D_{RCM,i}/D_{RCM,0\%} - 1 \quad (26)$$

Wird der $D_{RCM,rel}$ auf der y-Achse aufgetragen, während das Belastungsniveau auf der x-Achse aufgetragen wird, nähern sich die Graphen der fünf untersuchten Materialien gegenüber 21 deutlich an, siehe Abbildung 22. Zudem gruppieren sich die Betone sichtbar zusammen, während die beiden Mörtel mit einigem Abstand darunter liegen.

Die Gleichungen der den Ergebnissen hinterlegten quadratischen Funktionen sind nachfolgend in Abhängigkeit des verwendeten Materials aufgeführt (Gleichung 27 bis Gleichung 31).

Abbildung 22: Relative Ergebnisdarstellung der Chloridmigrationskoeffizienten auf unterschiedlichen Lastniveaus (Bezug auf D_{RCM} bei 0 % Last)

$$A2 : y = 1,25 x^2 - 0,39 x \quad (27)$$

$$A4 : y = 0,66 x^2 + 0,01 x \quad (28)$$

$$V.8 : y = 0,91 x^2 - 0,29 x \quad (29)$$

$$RM.3 : y = 0,84 x^2 - 0,41 x \quad (30)$$

$$RM.0.8 : y = 0,18 x^2 - 0,32 x \quad (31)$$

Für die angeführten Gleichungen kann der Schnittpunkt mit der x-Achse ermittelt werden ($y = 0$), welcher dem Lastniveau entspricht, ab dem der Chloridmigrationskoeffizient zu steigen beginnt. Das Ergebnis kann nachfolgender Tabelle 12 entnommen werden.

Tabelle 12: x-Werte, für welche das y der Gleichungen 27 bis 31 = 0 wird. Ab diesem Lastniveau beginnt der materialabhängige Einfluss der lastbedingten Mikroschädigung auf den Chloridmigrationskoeffizienten

Material	A2	A4	V.8	RM.3	RM.0.8
Lastniveau	32%	14%	32%	49%	-

7.4.3 Signifikanz oder erwartbare Streuung?

7.4.3.1 Bewertung von Streuungen anhand des Variationskoeffizienten

Um den Einfluss der aufgetragenen Belastung auf die Ergebnisse der Chloridmigrationsversuche bewerten zu können, ist zunächst zu klären, ob es sich bei den sichtbar gewordenen Abweichungen von der unbelasteten Referenzprobe tatsächlich um eine signifikante, von der Belastung verursachte Abweichung handelt, oder ob die festgestellten Abweichungen im Bereich der versuchsbedingt ohnehin zu erwartenden Streuungen liegt.

Die zu erwartenden Streuungen des Rapid Chloride Migration Test können dem in Deutschland gültigen Merkblatt MDCC bzw. auf internationaler Ebene der NT Build 492 [Nor99] entnommen werden. Als maßgebende statistische Größe ist in beiden Prüfvorschriften der Variationskoeffizient (Coefficient of Variation) (CoV) [%] definiert, welcher sich gemäß Gleichung 32 als Quotient der Standardabweichung s und des Mittelwertes \bar{x} einer Stichprobe n ergibt. Eine Stichprobe ergibt sich aus einem Teil der Ergebnisse einer Grundgesamtheit N [SS18].

$$CoV = \frac{s}{\bar{x}} \quad (32)$$

In den Prüfvorschriften wird zwischen dem CoV der Vergleichspräzision und dem CoV der Wiederholpräzision unterschieden. Der Koeffizient der Vergleichspräzision ist das schärfere Kriterium. Er gilt für Prüfergebnisse, die von derselben Person im selben Labor mit demselben Versuchsaufbau über einen kurzen Zeitraum ermittelt wurden. Wenn beispielsweise die Prüfergebnisse verschiedener Forscher bewertet werden sollen, die an unterschiedlichen Orten und/oder mit unterschiedlichen Geräten die Prüfungen durchführen, wird der etwas weniger scharfe CoV der Wiederholpräzision verwendet. [TK94]

Die von den beiden Prüfvorschriften vorgegebenen Variationskoeffizienten wurden in Tabelle 13 zusammengefasst. Die Herleitung der Werte aus dem Merkblatt MDCC kann dem DAfStb-Heft 510 [DAf00] entnommen werden. Die CoV der NT Build stützen sich auf Untersuchungen von Tang [TS98].

Tabelle 13: CoV der Wiederhol- und der Vergleichspräzision, entnommen aus den gültigen Versuchsanweisungen zur Bewertung von Streuungen des D_{RCM} -Wertes von Probekörpern aus Beton und Mörtel

Versuchsanweisung	CoV Vergleichspräzision	CoV Wiederholpräzision
NT Build 492	9 %	13 %
baw MDCC	11 %	20 %

Die Berechnung des CoV ist folglich ein adäquates Mittel, um die versuchsbedingten Streuungen (hervorgerufen aufgrund der in Kapitel 3.2.2 erläuterten Einflussfaktoren) innerhalb einzelner Stichproben einer t- oder normalverteilten Grundgesamtheit miteinander zu vergleichen. Der CoV eignet sich hingegen nicht zur Identifikation eines Prüfeinflusses (Belastung der Probekörper) auf das Gesamtergebnis, da es sich dabei nicht um eine zu erwartende Streuung handelt.

7.4.3.2 Statistische Hypothesentests

Einleitung zu statistischen Hypothesentests

Die Bewertung des Einflusses der externen Belastung auf das Ergebnis der Chloridmigrationsversuche muss anhand eines statistischen Hypothesentests erfolgen. Hierbei wird eine Nullhypothese H_0 und eine Alternativhypothese H_1 formuliert. Das Ergebnis des Hypothesentests zeigt das Eintreten oder die Ablehnung der formulierten Nullhypothese (und das dann alternative Eintreten von H_1) auf Basis einer gewählten statistischen Sicherheit. Zusätzlich notwendig ist hierfür ein tabellierter und von n bzw. den Freiheitsgraden f ($n - 1$) abhängiger, kritischer Wert. Ein Ergebnis unterhalb des kritischen Wertes bestätigt H_0 . Ein Überschreiten lehnt H_0 ab und bestätigt somit indirekt H_1 . Nur eine Hypothese tritt ein. Der Test prüft dabei immer die Nullhypothese. Zur Durchführung eines Hypothesentests ist weiter die Festlegung des Signifikanzniveaus α notwendig. Es bestimmt die Wahrscheinlichkeit für eine fehlerhafte Bewertung der formulierten Hypothesen und sollte möglichst klein gewählt werden, um die Wahl der richtigen Hypothese zu gewährleisten. [SS18]

Der korrekten Formulierung der Hypothesen kommt eine wichtige Bedeutung zu. Sie muss das Prüfziel klar berücksichtigen und eindeutig gewählt werden. Zudem muss aus der Formulierung ersichtlich sein, ob ein Hypothesentest links-, rechts- oder beidseitig durchgeführt werden soll. Ein beidseitiger Test ergibt sich für eine Punkthypothese (z.B. wenn die Belastung die Ergebnisse nicht beeinflusst - weder in positiver, noch in negativer Richtung). Grundlage für einen einseitigen Test ist eine klare Erwartungshaltung an den zu prüfenden Einfluss (die Belastung erhöht (rechtsseitig) oder verringert (linksseitig) die Ergebnisse). Einseitige Tests werden eher signifikant und können als das schärfere Kriterium verstanden werden. Weiterführende Informationen dazu finden sich in [SS18].

Untersuchungen zur Signifikanz der Ergebnisse mit dem t-Test

Die Untersuchung der vorliegenden Chloridmigrationsergebnisse hinsichtlich eines signifikanten Einflusses der aufgetragenen Belastung muss aufgrund des geringen Stichprobenumfangs mit dem t-Test oder dem Student'schen Test nach W.S. Gosset erfolgen. Für den Test werden ausschließlich die Streuung und der Mittelwert einer Stichprobe sowie eine Anzahl von $1 < n \leq 30$ Messwerten (Stichprobenzahl) benötigt. Geprüft werden kann gemäß zweier Varianten: zum einen, ob sich die Mittelwerte zweier Stichproben, zum anderen ob sich der Mittelwert einer Stichprobe und ein Norm- oder Referenzwert signifikant voneinander unterscheiden. [SS18] Da für die weiteren Ausführungen in dieser Arbeit die Mittelwerte zweier Stichproben miteinander verglichen werden, wird die Durchführung der zweiten Testvariante nicht weiter erläutert.

Gemäß [SS18] müssen die folgenden Voraussetzungen für die Durchführung eines t-Tests gegeben sein:

- die Entnahme der Stichprobe erfolgt zufällig
- die Stichproben sind voneinander unabhängig
- die zu untersuchende Größe besitzt eine gleich unterteilte Einheit entlang einer Skala
- das Merkmal ist t- oder normalverteilt
- die Varianzen (quadrierte Standardabweichung s^2) der zu vergleichenden Merkmale sind gleich (Varianzhomogenität)

Während die ersten vier Punkte vom Prüfer festzustellen sind, muss die Varianzhomogenität mit Hilfe des F-Tests nach F.A. Fischer nachgewiesen werden (siehe Gleichung 33). Wird die Varianzhomogenität durch ein Testergebnis kleiner dem tabellierten kritischen Wert $F < F_{krit}$ festgestellt, kann der t-Test nach Gleichung 34a erfolgen. Ein Testergebnis $F \geq F_{krit}$ bestätigt Varianzheterogenität, so dass eine Durchführung des t-Tests gemäß Gleichung 34b erforderlich ist. [SS18]

$$F = \frac{s_A^2}{s_B^2} < F_{krit} \quad (33)$$

mit:

F : F-Wert (statistische Größe)

s_A^2 : quadrierte Standardabweichung (Varianz) der Stichprobe A (die größere Varianz steht im Nenner)

s_B^2 : quadrierte Standardabweichung (Varianz) der Stichprobe B

F_{krit} : kritischer F-Wert gemäß Tabelle A.2 [SS18]

$$t = \frac{|\bar{x}_A - \bar{x}_B|}{\sqrt{\left(\frac{n_A+n_B}{n_A n_B}\right) \frac{(n_A-1)s_A^2 + (n_B-1)s_B^2}{n_A+n_B-2}}} < t_{krit} \quad (34a)$$

$$t = \frac{|\bar{x}_A - \bar{x}_B|}{\sqrt{\frac{s_A^2}{n_A} + \frac{s_B^2}{n_B}}} < t_{krit} \quad (34b)$$

mit:

t	: t-Wert (statistische Größe)
\bar{x}_A	: Mittelwert der Stichprobe A
\bar{x}_B	: Mittelwert der Stichprobe B
n_A	: Probenanzahl der Stichprobe A
n_B	: Probenanzahl der Stichprobe B
s_A^2	: quadrierte Standardabweichung (Varianz) der Stichprobe A
s_B^2	: quadrierte Standardabweichung (Varianz) der Stichprobe B
t_{krit}	: kritischer t-Wert gemäß Tabelle A.3 [SS18]

7.4.3.3 Mehrstufiges Signifikanz-Kriterium zur Bewertung von Chloridmigrationskoeffizienten unterschiedlicher Stichproben

Für die Bewertung des Lasteinflusses auf das Ergebnis der Chloridmigrationsversuche sind sowohl die Streuungen als auch die Signifikanz zu untersuchen. Dies muss aber voneinander getrennt und nacheinander geschehen. Dafür wurde ein eigenes, mehrstufiges Signifikanz-Kriterium entwickelt, welches in Abbildung 23 als Flussdiagramm dargestellt ist.

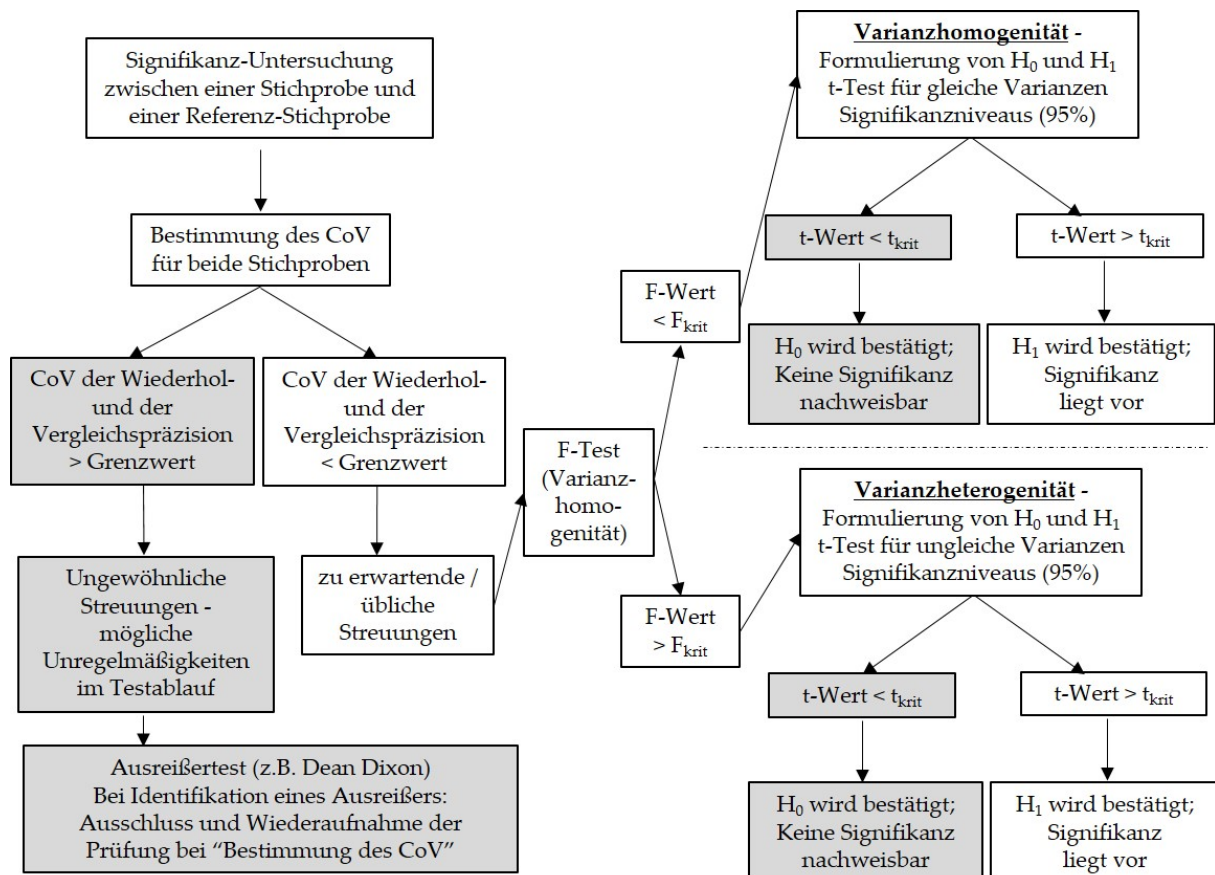


Abbildung 23: Flussdiagramm zu dem entwickelten Mehrstufen-Kriterium zur Bewertung von Prüfeinflüssen auf das Ergebnis des RCM-Tests.

Bewertet wird die Auswirkung der aufgetragenen Belastung verglichen mit einer lastfrei im Prüfraum getesteten 0 % Referenz.

Zunächst müssen dafür die Versuchsergebnisse eines Materialtyps mit gleichen Lastniveaus gruppiert werden. Diese Gruppen sind die zu prüfenden Stichproben. Weist die Stichprobe einen CoV größer den Richtwerten aus Tabelle 13 auf, muss davon ausgegangen werden, dass es bei der Durchführung der Versuche zu Unregelmäßigkeiten gekommen ist. Anhand eines Ausreißertests kann dann überprüft werden, ob einzelne Ergebnisse ausgeschlossen werden müssen. Kann ein Ausreißer identifiziert werden, wird dieser entfernt und der Variationskoeffizient erneut bestimmt. Wird der Grenzwert nun eingehalten, kann weiter verfahren werden, andernfalls müssen die Versuche auf dem entsprechenden Lastniveau wiederholt werden.

Gültig ist dabei der CoV der Wiederholpräzision, welcher als Kriterium für diese Arbeit zu 10 % gewählt wurde. Die vorgeschaltete Bestimmung des CoV garantiert, dass bei einem grundlegend anderen Niveau der Migrationskoeffizienten und gleichzeitig geringen Streuungen in der belasteten Stichprobe eine Signifikanz ausschließlich auf den untersuchten Prüfeinfluss (die aufgetragene Belastung) zurückzuführen ist.

Mit Hilfe des F-Tests wird anschließend zunächst die Homogenität der Varianzen bestätigt oder abgelehnt. Darauf folgend kann mit der zu prüfenden Stichprobe, referenziert auf die 0 % Stichprobe, ein t-Test mit Varianzhomogenität oder -heterogenität durchgeführt werden.

Zur Wahl des kritischen F- und t-Werts ist das Signifikanzniveau (in der Regel 95 %) festzulegen und die Freiheitsgrade müssen berechnet werden. Zudem wird die Null- und die Alternativhypothese benötigt. Abhängig von der Formulierung der beiden Hypothesen wird deutlich, ob ein einseitiger oder ein zweiseitiger Hypothesentest erfolgen muss.

Das vorgestellte mehrstufige Kriterium wurde bereits vor der Fertigstellung dieser Arbeit veröffentlicht (siehe [UNL22]) und ist in seiner Struktur direkt auf andere Fragestellungen außerhalb des Chlorideindringens in Beton übertragbar. Es eignet sich immer dann, wenn untersucht werden soll, ob sich ein gewisser Prüfeinfluss auf eine Standardprüfung (Referenz) spürbar (signifikant) auswirkt, oder ob der Effekt in den zu erwartenden Streuungen des Versuchs selbst untergeht. Das Kriterium der zu erwartenden Streuungen ist dann entsprechend der verwendeten Versuchsaufbauten anzupassen bzw. vorab zu untersuchen.

7.4.3.4 Anwendung des mehrstufigen Signifikanz-Kriteriums auf die eigenen Versuchsergebnisse

Die Bewertung der eigenen Versuchsergebnisse erfolgte anhand des im vorangegangenen Kapitel erläuterten mehrstufigen Signifikanz-Kriteriums für die im Kapitel 7.4.1 aufgeführten Chloridmigrationskoeffizienten. Die Ergebnisse der Signifikanz-Analyse sind in Tabelle 14 aufgeführt³¹. Gemäß dem entwickelten Kriterium wurde zunächst der CoV aller in Kapitel 7.4.1 zusammengefassten Stichproben bestimmt (Spalte 4 in Tabelle 14).

³¹ Die Ergebnisse wurden bereits vorab veröffentlicht und interpretiert, siehe [UL24]

Tabelle 14: Ergebnisse der Signifikanz-Tests an den D_{RCM} -Werten der belasteten und unbelasteten Probekörper

1	2	3	4	5	6	7	8	9
Ma- terial	Last- niveau [%]	D_{RCM} [10^{-12} m^2/s]	Var. Koeff. [%]	Varianz [10^{-12} m^2/s]	Anz. Ergeb- nisse	gleiche ¹ Vari- anzen	t-Wert zu t_{krit}	best. Hypo- these
A2	0	31	0,7	0,08	3	-	-	-
	40	32,3	8,1	8,50	5	nein	0,99 < 2,78	H_0
	60	37,7	5,3	6,00	3	nein	4,72 > 4,30	H_1
	80	46,1	7,9	19,73	3	nein	5,87 > 4,30	H_1
A4	0	12,3	3,8	0,33	3	-	-	-
	40	13,2	3,9	0,70	5	ja	1,57 < 2,45	H_0
	60	15,8	6,9	1,76	3	ja	4,19 > 2,78	H_1
	80	17,3	7,0	2,18	3	ja	5,50 > 2,78	H_1
V.8	0	4,8	5,4	0,10	3	-	-	-
	40	4,9	5,9	0,12	3	ja	0,46 < 2,78	H_0
	60	5,4	4,4	0,08	4	ja	2,96 > 2,57	H_1
	80	6,4	5,8	0,19	4	ja	5,60 > 2,57	H_1
RM.3	0	12,3	0,8	0,01	4	-	-	-
	40	11,9	1,0	0,02	3	ja	3,71 > 2,57	H_1
	60	13,0	3,3	0,28	3	nein	2,33 < 4,30	H_0
	80	14,9	5,1	0,85	3	nein	4,84 > 4,30	H_1
RM.0.8	0	2,6	12,1	(0,13)	(4)	(-)	(-)	(-)
	40	2,3	32,5	(0,85)	(3)	(ja)	(0,53 < 2,57)	(H_0)
	60	2,2	9,4	0,06	4	ja	1,64 < 2,45	H_0
	80	2,2	9,9	0,06	4	ja	1,71 > 2,45	H_0

¹ = untersucht mit dem F-Test

Im Anschluss erfolgte die Prüfung auf Varianzhomogenität bei einem Signifikanzniveau von $\alpha = 95$ %. Die Aussage *ja* oder *nein* in Spalte 7 der Tabelle 14 gibt die Antwort auf die Frage, ob der kritische F-Wert eingehalten wurde und somit Varianzhomogenität vorliegt.

Die Null- und die Alternativhypothese für den folgenden t-Test wurden wie folgt definiert:

- H_0 = die aufgebrachte Belastung hat keinen Einfluss auf das Prüfergebnis
- H_1 = die aufgebrachte Belastung hat signifikanten Einfluss auf das Prüfergebnis

Diese Formulierung wurde gewählt, da, wie bereits in Kapitel 4.3 erwähnt, abhängig von dem aufgebrachten Lastniveau und dem geprüften Material sowohl eine Erhöhung als auch eine Reduzierung des Chloridmigrationskoeffizienten bei geringen Lastniveaus zu erwarten war. Daraus ergibt sich die Notwendigkeit für einen zweiseitigen t-Test. Als Signifikanzniveau wurde $\alpha = 95$ %

gewählt, was einem in der Ingenieurpraxis üblichen Wert entspricht [SS18]. Die Freiheitsgrade lassen sich anhand der Anzahl an Ergebnissen (Spalte 6 in Tabelle 14) berechnen.

Mit Hilfe des t-Tests wurde (für jedes Material einzeln) die Signifikanz der auf den drei Laststufen bestimmten Migrationskoeffizienten (40 %, 60 % und 80 %) gegenüber den unbelasteten Referenzproben (0 %) geprüft. Die Ergebnisse sowie die anhand des Ergebnisses bestätigte Hypothese finden sich in Spalte 8 und 9 der Tabelle 14.

Die kritischen Werte t_{krit} und auch F_{krit} können gängigen Tabellenwerken [SS18] sowie dem Anhang A zu dieser Arbeit (Tabelle A.2 und Tabelle A.3) entnommen werden.

Das entwickelte Signifikanzkriterium identifiziert im ersten Schritt zu große Streuungen der 0 % und der 40 % Stichproben des RM.0.8. Die übrigen Stichproben bleiben unterhalb des festgelegten Grenzwertes von 10 %, wenn auch im Falle von 60 % und 80 % des RM.0.8 nur knapp. Aufgrund dieser Ergebnisse ist eine Bewertung des RM.0.8 hinsichtlich des Einflusses der aufgebrachten Belastung zu hinterfragen. Um die Ergebnisse kritisch diskutieren zu können (siehe nachfolgendes Kapitel) wurde das entwickelte Kriterium trotzdem vollständig angewandt. Die Ergebnisse des F- und des t-Tests wurden aber in grauer Schrift und in Klammern gesetzt.

7.4.4 Diskussion der Ergebnisse

Aus der Ergebnisaufbereitung in den vorangegangenen Kapiteln können die folgenden, wesentlichen Schlüsse gezogen werden, die im Anschluss an die stichpunktartige Aufzählung ausführlich erläutert und diskutiert werden:

1. Der von zahlreichen Forschern beschriebene Einfluss externer Belastung auf den Chloridmigrationskoeffizienten, der oberhalb eines bestimmten Lastniveaus zu einer Zunahme des Migrationskoeffizienten führt, wurde durch die Ergebnisse der eigenen Versuche bestätigt.
2. Mörtel-Probekörper reagieren erst deutlich später (bei höheren Lastniveaus) auf die externe Belastung als Probekörper aus Beton. Das lässt sich sowohl an den berechneten Mittelwerten als auch an der Intensität lokaler Eindringmaxima und daraus resultierender Versuchsstreuungen erkennen.
3. Das vorgestellte Signifikanz-Kriterium ist ein starkes Werkzeug, um die Auswirkungen eines Prüfeinflusses (in diesem Fall die aufgebrachte Belastung) identifizieren und von üblichen Streuungen unterscheiden zu können.
4. Die Versuche zeigen, dass der Einfluss der Last auf den Chloridmigrationskoeffizienten mit einer quadratischen Funktion beschrieben werden kann.

Zu 1.: Sowohl die absolute als auch die relative Ergebnisdarstellung in Abbildung 21 und Abbildung 22 zeigen grundsätzlich einen Anstieg des D_{RCM} mit zunehmender Last. Die in Abbildung 21 grau hinterlegten Flächen verdeutlichen, dass es in Folge lastbedingter Mikroschädigung lokal zu deutlich größeren Eindringtiefen kommen kann. Das führt in den Rissbereichen zu Maximalwerten des Chloridmigrationskoeffizienten, die gemäß Tabelle 11 mitunter doppelt so hoch sein können wie der Mittelwert in einem lastfreien Probekörper.

Noch deutlicher wird der Einfluss der Last, wenn die Ergebnisse über $D_{RCM,rel}$ bezogen auf den lastfreien Migrationskoeffizienten dargestellt werden (Abbildung 22). Aus den Ergebnissen des RM.3 und RM.0.8 zeigt sich neben einem Anstieg auch eine Verringerung des Migrationskoeffizienten bei geringen Lastniveaus. Dies gilt insbesondere für den mit PP-Fasern versetzten RM.0.8, der auf die aufgebrachte Last augenscheinlich unempfindlich reagiert.

Zu 2.: Bei der Betrachtung von Abbildung 22 wird deutlich, dass sich die drei Graphen der Betone zueinander gruppieren, die Graphen der Altbetone aber eindeutig über dem Graphen des Vergussbetons V.8 verlaufen. Der Graph von RM.3 liegt verlaufsgleich im Mittel etwa 15 % - 20 % tiefer.

Der Graph von RM.0.8 verläuft gänzlich unterhalb der x-Achse. Dieser wird aufgrund der enthaltenen PP-Fasern zunächst aus der weiteren Betrachtung herausgenommen.

Die Anordnung der Graphen aller vier rein zementgebundenen Materialien lassen eine Abhängigkeit des Lasteinflusses von der Größe der Gesteinskörnung vermuten. Die Migrationskoeffizienten der Altbetone (Größtkorn 16 mm) sind auf einem Lastniveau von 40 % bereits ca. 5 % über dem Nullwert. Diese Erhöhung tritt bei RM.3 (Größtkorn 3 mm) erst bei 60 % der maximal aufnehmbaren Last auf. Der Vergussbeton V.8 (Größtkorn 8 mm) liegt schlüssig zwischen diesen Graphen.

Da im Zuge dieser Arbeit kein direkter Nachweis der Mikroschädigung oder eine Bestimmung auftretender Rissbreiten auf den verschiedenen Lastniveaus im Fokus stand, sondern ein indirekter Nachweis über auftretende Veränderungen des Chloridmigrationskoeffizienten angestrebt wurde, können zu dem festgestellten Einfluss des Größtkorns nur Vermutungen angestellt werden. Wie aber beispielsweise auch jüngst von [Zho+20] beschrieben, liegt der Grund für das beobachtete Materialverhalten mit großer Wahrscheinlichkeit in der Art und Größe der Mikrorisse im Bereich zwischen der Gesteinskörnung und dem Zementstein (ITZ). Die ITZ gilt in Normalbetonen als Schwachstelle und als Ausgangspunkt für beginnende Schädigung (Rissbildung) (siehe Kapitel 2.2.2). In zwei gleichgroßen Probekörpern mit unterschiedlichem Größtkorn ermöglicht eine Ablösung entlang eines großen Gesteinskorns eine deutlich größere Wegigkeit für eindringende Chloride (siehe auch Kapitel 3.1.2.4) als dies bei einer Gesteinskörnung mit einem kleinen Durchmesser der Fall ist. Eine Ablösung im Bereich der ITZ bei kleinem Größtkorndurchmesser wird erst bei höheren Lastniveaus relevant (zwischen Altbeton und RM.3 bei ca. 20 % mehr Last), wenn mehrere Ablösungen in direkter Nähe zueinander zu einem größeren Riss zusammenzuwachsen.

Diese These wird gestützt von den Streuungen der Versuche auf den unterschiedlichen Lastniveaus (CoV, siehe Spalte 4 in Tabelle 14). Die CoV steigen grundsätzlich mit steigendem Lastniveau, bei RM.3 aber erneut erst ab einem Lastniveau von 60 % merklich. Werden diese Überlegungen auf V.8 übertragen, fügen sich die Ergebnisse der Versuche entsprechend des Größtkorndurchmessers passend zwischen den Altbetonen und RM.3 ein.

Ein direkter Zusammenhang allein zwischen dem Lasteinfluss und dem E-Modul des geprüften Materials, wie er noch in [UL21] vermutet wurde, erscheint mit Blick auf die vorliegenden Ergebnisse unwahrscheinlich. Obwohl die E-Moduln von A2 und RM.0.8 ähnlich niedrig sind (vgl.

Tabellen 7 + 10), ist der Einfluss der Last grundverschieden. A2 und A4 verhalten sich unter Belastung sehr ähnlich, obwohl es große Unterschiede bei den E-Moduln gibt.

Die Datenlage ist an dieser Stelle nicht ausreichend, um fundierte Erklärungen zu liefern. Es scheint, als spiele das Bruchversagen bzw. die Verformungskurve im Spannungs-Dehnungs Diagramm eine Rolle. Während die rein zementgebundenen Materialien spröde versagten, wies RM.0.8 ein ausgeprägt plastisches Verhalten auf. Auch nach einer Belastung bis zum Versagen waren kaum Risse am Probekörper zu erkennen.

Beim Vergleich des Lasteinflusses auf verschiedene Materialien sollte somit darauf geachtet werden, dass nur solche Materialien gruppiert werden, die ein ähnliches Verformungsverhalten aufweisen. Mit Bezug auf den zunächst aus der Bewertung ausgeschlossenen RM.0.8 besteht die Vermutung, dass dieser als rein zementärer Mörtel mit einem Größtkorn von 0,8 mm ein ähnliches oder noch unempfindlicheres Verhalten gegenüber Belastung aufweist als RM.3.

Zu 3.: Mit Hilfe des entwickelten Signifikanz-Kriteriums gelang es, eine Grenze zu definieren, ab der das aufgebrachte Lastniveau einen Einfluss auf den Chloridmigrationskoeffizienten hat. Rein über die Betrachtung der Abbildungen 21 und 22 oder die Auswertung der Variationskoeffizienten war dies zuvor nicht möglich. Zudem dienen die Ergebnisse des Hypothesentests (siehe Tabelle 14) als Unterstützung der in den Punkten 1+2 dieses Kapitels getroffenen Aussagen. Eine für alle drei Betonmischungen (A2, A4, V.8) gültige Beobachtung ist die Bestätigung der Nullhypothese H_0 für die bei 40 % Belastung ermittelten Chloridmigrationskoeffizienten, während der Signifikanztest die Nullhypothese für die bei einem Belastungsniveau von 60 % und 80 % ermittelten Migrationskoeffizienten ablehnte. Die Ergebnisse deuten somit auf einen signifikanten Einfluss der äußeren Belastung auf den Chloridmigrationskoeffizienten von Betonproben hin, wenn das aufgebrachte Belastungsniveau oberhalb von 40 % liegt.

Für die an den RM.3-Mörtelproben ermittelten D_{RCM} -Werte kann ebenfalls ein signifikanter Einfluss der äußeren Belastung auf den Chloridmigrationskoeffizienten festgestellt werden. Im Gegensatz zu den Betonproben ist das Belastungsniveau, ab dem eine Signifikanz vorliegt, aber höher. Eine Belastung von 60 % der maximal aufnehmbaren Spannung hatte keinen signifikanten Einfluss auf die Ergebnisse (siehe Spalte 8+9 in Tabelle 14). Darüber hinaus wies der zweiseitig durchgeführte t-Test auch darauf hin, dass eine äußere Belastung von 40 % den Chloridmigrationskoeffizienten signifikant vermindert (vgl. Punkt 1 in diesem Kapitel).

Über das Verhalten der Betone bei geringen Lasten liegen keine Versuchsdaten vor, da hierfür Versuche im Bereich von beispielsweise 20 % der maximalen Belastung durchzuführen wären. Eine Vermutung zum Ausgang solcher Versuche wird unter Punkt 4 in diesem Kapitel aufgegriffen.

Wie bereits im Kapitel 7.4.3.4 erwähnt, konnte das entwickelte Signifikanz-Kriterium auf einen Teil der Ergebnisse des RM.0.8 nicht erfolgreich angewandt werden, da zu hohe Streuungen innerhalb einer Stichprobe festgestellt wurden. Da es sich hier um die Referenz-Stichprobe 0% handelte, sind die Ergebnisse in ihrer Aussagekraft geschwächt.

Ein Grund für die (zu) großen Streuungen könnte in der geringen Eindringtiefe der Chlorid-Ionen während des RCM-Tests (ca. 10 mm) liegen. Nach [SB12] sollte die Mindesteindringtiefe größer als 15 mm sein, um den Einfluss der Streuung auf die Ergebnisse und den CoV zu minimieren.

Das entwickelte Abbruchkriterium bei zu hohen CoV wurde definiert, damit eine Nullhypothese später nicht aufgrund des Einflusses von versuchsbedingten Streuungen abgelehnt wird. Da die Nullhypothese aber trotz der großen CoV in allen Fällen bestätigt wurde und die Versuchsergebnisse unter Belastung nur geringere Migrationskoeffizienten zeigten als ohne Belastung, kann davon ausgegangen werden, dass eine externe Last den Migrationskoeffizienten des RM.0.8 nicht signifikant erhöht. Ob RM.0.8 dadurch auch nicht signifikant verringert wird, kann nicht mit Sicherheit bestätigt, sondern nur vermutet werden.

Zu 4.: Mit den über die quadratischen Funktionen der Graphen in Abbildung 22 errechneten Nulldurchgänge lässt sich überschlüssig zeigen, dass bei rein zementbasierten Betonen ab einem Lastniveau von 30 % und bei rein zementbasierten Mörteln ab einem Lastniveau von 50 % eine Erhöhung der Chloridmigrationskoeffizienten stattfindet (Tabelle 12).

Ergänzt um die Aussagen der Hypothesentests ist hinzuzufügen, dass sich die Last erst weitere 20 % später signifikant auf das Eindringverhalten von Chloriden auswirkt.

Die Intensität des Einflusses, also Steigung und Nulldurchgang der quadratischen Funktion auf den verschiedenen Lastniveaus, ist abhängig vom Größtkorn der Rezeptur.

Die materialspezifischen Funktionen (Gleichung 27 bis Gleichung 31) ermöglichen die Berechnung eines last- und materialabhängigen Korrekturfaktors Δ [%/100]. Dieser ist gleichbedeutend mit dem y-Wert der Funktion, der sich über das Einsetzen des x -Wertes entsprechend dem anstehenden Lastniveau [%/100] von f_u ergibt, wie die nachfolgende Beispielrechnung (Gleichung 35 und Gleichung 36) für A4 (16 mm Größtkorn) und RM.3 (3 mm Größtkorn) zeigt.

A4 (16 mm) - Lastniveau 60 %:

$$y = 0,66 \cdot 0,6^2 + 0,01 \cdot 0,6 - 0,01 = 0,2876 \quad \rightarrow \quad \Delta = 28,7 \% \quad (35)$$

RM.3 (3 mm) - Lastniveau 25 %:

$$y = 0,84 \cdot 0,25^2 - 0,41 \cdot 0,25 = -0,05 \quad \rightarrow \quad \Delta = -5,0 \% \quad (36)$$

7.4.5 Kritische Auseinandersetzung mit der Versuchsserie

Der Einfluss einer externen Belastung auf den Chloridmigrationskoeffizienten wurde von zahlreichen Forschern sowie durch die Untersuchungen im Rahmen dieser Arbeit bestätigt. Trotz der erfolgreichen Versuchsdurchführung muss die Frage gestellt werden, inwiefern die vorgestellten Ergebnisse die Realität am Bauwerk abbilden.

Die in Abbildung 19 visualisierte Rissentstehung im RCM-Probekörper bezieht sich auf die kreisförmige Oberfläche des Zylinders. Es muss bei der Belastung aber davon ausgegangen werden, dass bei Betrachtung des Probekörpers entlang der z-Achse (Abbildung 24(a) Schnitt A-A) die Spannung nicht gleichmäßig über den Querschnitt eingetragen wird, sondern durch den Einfluss der Querdehnungsbehinderung in Form einer doppelten Klothoide durch den Probekörper läuft. Dies hat zur Folge, dass trotz Belastung die Beaufschlagungsseite im RCM-Test bis in eine gewisse Tiefe z weitestgehend ungeschädigt bleibt. Die Bruchstücke eines bis zum Versagen belasteten

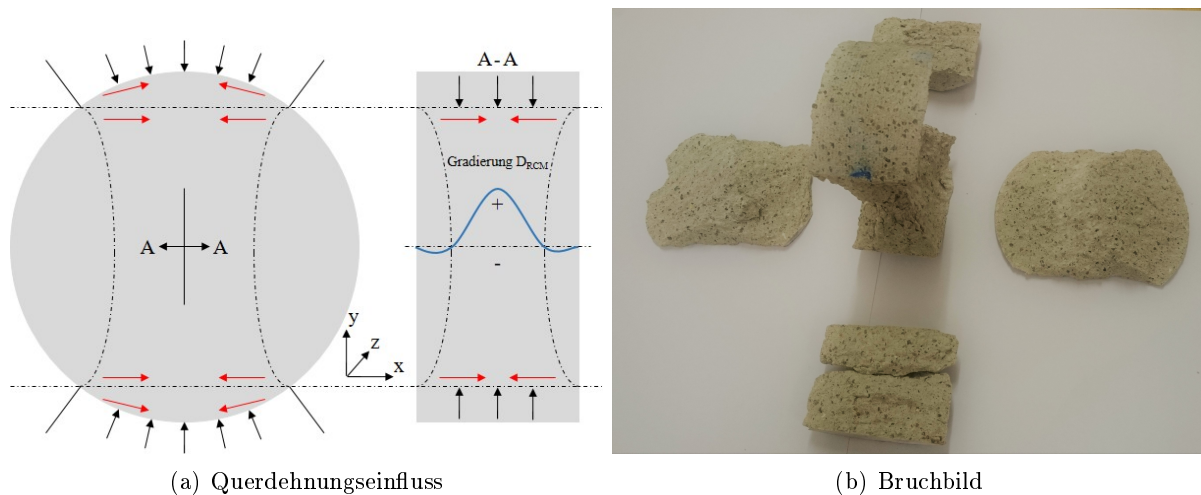


Abbildung 24: (a) Vermuteter Verlauf der Querdehnungsbehinderung im RCM-Probekörper und Gradierung des Chloridmigrationskoeffizienten, (b) Bruchbild eines RCM-Probekörpers bei Belastung im Prüfraumen mit $\alpha = 47,5^\circ$

RM.3-Probekörper, dargestellt in Abbildung 24(b), stützen diese Annahme, auch wenn der dargestellte Probekörper im Rahmen der Untersuchungen zu [UL21] mit einem α von $47,5^\circ$ belastet wurde.

Theoretisch muss entlang der z-Achse unter Einbezug der Erkenntnisse aus Punkt 1 des vorangegangenen Kapitels mit einer Gradierung des Chloridmigrationskoeffizienten gerechnet werden, da sich die Spannungen über das gesamte Belastungsspektrum von 0% an der Oberfläche bis zum aufgebrauchten Spannungsniveau in der Probekörpermitte stetig aufbaut³² (vgl. blaue Kurve in Abbildung 24(a)). Der lastbedingte Anstieg des Chloridmigrationskoeffizienten ist mit einem plus, die geringfügige Reduzierung bei geringen Lastniveaus mit einem minus gekennzeichnet.

Gleichermaßen kann der beschriebene Effekt als pro-Argument für eine realitätsnahe Abbildung der Belastungssituation im Bauwerk dienen. Abhängig von der Auflagersituation und Schlankheit eines Bauteils (beispielsweise einer Stütze) sind mitunter vergleichbare Querdehnungseinflüsse und Spannungsverläufe sowie die skizzierte Gradierung des Chloridmigrationskoeffizienten denkbar.

Zusammen mit der Frage nach einer geeigneten Vorgehensweise bei der Auswertung der Eindringtiefen am gespaltenen Probekörper (bereits in Kapitel 7.3.3 und Kapitel 7.4.1 diskutiert) lässt sich zusammenfassen, dass der Lasteinfluss auf den Chloridmigrationskoeffizienten schwer präzise zu fassen und auf ein reales Bauteil zu übertragen bzw. in eine Lebensdauerbemessung zu integrieren ist. Ein Vorschlag für eine Herangehensweise wird in Kapitel 9.4 diskutiert.

³² Es ist denkbar, dass der beschriebene Effekt auch einen Einfluss auf die Probekörper von RM.0.8 hatte. Da bei den Versuchen nur Eindringtiefen bis 10 mm erreicht wurden, konnten die stark mikrogeschädigten Bereiche nicht durchdrungen und deshalb der Lasteinfluss auf den Chloridmigrationskoeffizienten nicht herausgestellt werden.

8 Lastabtrag bei instandgesetzten Betonbauteilen

8.1 Erarbeitung des Versuchskonzepts

Im zweiten Teil des Versuchsprogramms dieser Arbeit sollte die Spannungsverteilung in einem instandgesetzten Bauteil direkt messtechnisch erfasst werden. Entsprechend der Ausführungen in Kapitel 2.5.5 kommt es theoretisch bei einem Bauteil mit einer parallel zur Belastungsrichtung angeordneten Kombination aus Betonersatz und Altbeton zu steifigkeitsabhängigen Spannungsunterschieden, während die Dehnungen im Gesamtquerschnitt gleich sind.

Deshalb kam der Einsatz von dehnungsbasierten Messverfahren wie Dehnmessstreifen (DMS) nicht in Frage. Grund dafür ist auch, dass diese in ihrem Messprinzip auf die Bauteiloberfläche begrenzt sind, die Spannungsunterschiede aber im Inneren eines Probekörpers gemessen werden müssten.

Um dies zu erreichen, wurde ein für Betonbauteile neuartiges Messverfahren gewählt, bei dem Spannungssensoren zum Einsatz kommen, die üblicherweise bei der Überwachung von Felsformationen verwendet werden. Diese speziellen Schwingsaitensensoren können in einem nachträglich hergestellten Kernbohrloch verspreizt und beliebig oft benutzt werden, was die Sensoren grundsätzlich für die Bauwerksinstandhaltung sehr interessant macht. Das Messprinzip sowie die Spezifikation der Sensoren werden in Kapitel 8.2 beschrieben.

Da für die Anwendung der Sensoren im Beton jedoch bislang keine Erfahrungen vorliegen, wurde zunächst ein Modell zur Berechnung der Spannungen entwickelt, welches im Rahmen von Vorversuchen an kleinformatischen Probekörpern kalibriert wurde (siehe dazu Kapitel 8.2.4 und 8.2.5).

Um mit der Wahl der Probekörpergeometrie die großformatigen Hauptversuche möglichst realitätsnah abzubilden, also echte Bauteildimensionen zu prüfen und gleichzeitig eine gute Handhabbarkeit zu gewährleisten, fiel die Wahl auf einen Stützenstumpf (siehe Kapitel 8.3).

Ergänzende Sensorik auf der Oberfläche der Probekörper (siehe 8.3.3) ermöglichte die messtechnische Erfassung möglicher Exzentrizitäten während der Belastungsversuche.

Zusätzlich sollten die versuchstechnisch ermittelten Ergebnisse mit Hilfe von FE-Simulationen verifiziert werden, um sie in ergänzenden Simulationen auf andere Bauteilgeometrien oder Steifigkeitsverhältnisse übertragen zu können (siehe Kapitel 8.5).

Ziel der Untersuchungen war neben der messtechnischen Erfassung der Spannungsverteilung eine nachfolgende Verknüpfung der Ergebnisse mit den wesentlichen Erkenntnissen des ersten Teils des Versuchsprogramms dieser Arbeit (siehe Kapitel 7.4).

8.2 Mess-Sensorik und Datenauswertung

8.2.1 Messprinzip der Schwingsaitensensoren

Das Messprinzip eines Schwingsaitensensors lässt sich anschaulich durch den Vergleich mit einer Gitarrensaite erklären. In beiden Fällen wird ein Draht über eine definierte Länge fest eingespannt, durch einen Impuls angeregt und in Schwingung versetzt. Die Frequenz der so erzeugten Schwingung wird als Eigenfrequenz f bezeichnet [Kut15]. Sie ist abhängig von der Einspannlänge l , der Vorspannung σ und der Dichte des Drahtes ρ (siehe Gleichung 37). [NWM05]

$$f = \frac{1}{2l} \cdot \sqrt{\frac{\sigma}{\rho}} \quad (37)$$

Bei einer Gitarre wird die Spannung über die Stimmwirbel so eingestellt, dass die Eigenfrequenz der Saite den gewünschten Ton erzeugt. Die Eigenfrequenz der schwingenden Saite im Sensor wird vom Hersteller festgelegt (Abmessungen des Sensorgehäuses, des Drahtes und der Vorspannung).

Während die gespannte Gitarrensaite von Hand angeregt (gezupft) wird, geschieht dies im Inneren des Sensors durch einen elektronischen Impuls von einem neben der Saite platzierten Magneten. Auf diese Weise wird die Saite kurzzeitig seitlich ausgelenkt und dadurch in heteronome Schwingungen versetzt. [Kut15] Ein Empfänger, der sich ebenfalls neben der Saite befindet, zeichnet die Schwingungen auf und sendet sie an den zugehörigen Datenlogger. [Geo19]

Da Vorspannung und Dichte des Drahtes in einem solchen System unveränderlich sind, können Frequenzänderungen allein auf die dehnungsinduzierte Längenänderung im umgebenden Material zurückgeführt werden. Ein direkter Zusammenhang zwischen Längen- und Frequenzänderungen kann nach Gleichung 38 mit Hilfe eines spezifischen Dehnungsfaktors Q [-] ausgedrückt werden. [HN73]

$$\varepsilon_1 - \varepsilon_2 = Q (f_1^2 - f_2^2) \quad (38)$$

8.2.2 Schwingsaitensensor 4300EX - *borehole stressmeter*

Bei den Versuchen kamen Spannungssensoren 4300 EX (Softrock-Ausführung) der Firma Geokon zum Einsatz [Geo21a]. Hierbei handelt es sich um Schwingsaitensensoren, die direkt in ein Bohrloch im Fels eingesetzt und aufgrund ihrer zylindrischen Form gegen die Felswandung im Bohrloch verspreizt werden können. Die feste Ankopplung an bzw. Verspreizung in das umgebende Gestein ermöglicht bei Bewegungen im Fels eine direkte und ortsaufgelöste Messung von Spannungsänderungen bzw. absoluten Spannungen.

Die Sensoren bestehen aus einem zylindrischen Messkörper aus Stahl mit einem Durchmesser von 29 mm und einer Länge von 41 mm (siehe Abbildung 25). Im Inneren ist senkrecht zur späteren Belastungsrichtung über den Durchmesser des Sensors die Schwingsaite gespannt, die entsprechend des Messprinzips während der Messungen von einem elektrischen Impuls angeregt wird. Über ein Messkabel ist der Sensor mit einem Datenlogger verbunden [Geo21b].

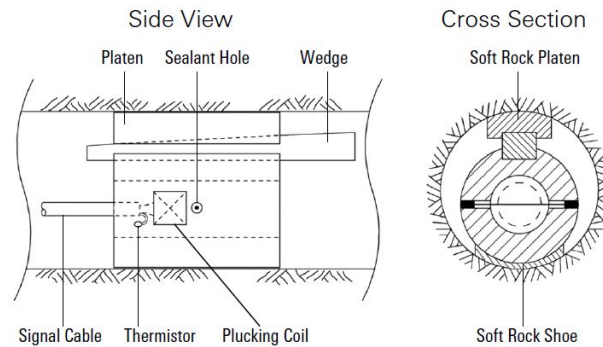


Abbildung 25: Technische Zeichnung des Spannungssensors 4300EX aus [Geo20]

Dem Messkörper zugehörig sind ein Keil und eine Lasteinleitungsplatte (beide aus Stahl), welche für die Installation in einem Bohrloch (Durchmesser 37 mm - 39 mm) in eine Führungsschiene an der Oberseite des Sensors aufgesetzt werden. Über eine Öse am flachen Ende des Keils kann ein Vorspannwerkzeug montiert werden, welches aus einer Führungsstange mit einem Schlaggewicht besteht. Sobald der Sensor damit im Bohrloch an die gewünschte Position gebracht wurde, wird über das Schlaggewicht an der Stange der Keil am Sensor gezogen, wodurch die Lasteinleitungsplatte nach oben an die Bohrlochwandung gepresst wird (Abbildung B.13(b) und (Abbildung B.14(a)). Nach Erreichen eines vorgeschriebenen Anspannwertes kann die Führungsstange gelöst und aus dem Bohrloch entfernt werden. [Geo20]

Der Sensor gibt Messwerte als digit-Wert aus. Im ausgebauten Ruhezustand (Ruhewert R_X) liegt der Wert gemäß Herstellerangaben bei 10.000 Digits.

Beim Einbau soll eine definierte Vorspannung von 2.000 Digits aufgebracht werden, so dass nach dem Einbau der Vorspannwert R_σ erreicht ist ($R_X + 2.000$ Digits). Der Vorspannwert reduziert sich durch Kriecheffekte je nach Material innerhalb der ersten 24 - 48 Stunden deutlich, stabilisiert sich darüber hinaus aber stetig. Der sich einstellende Digit-Wert wird im Weiteren als Nullwert R_0 bezeichnet. Er definiert den Startpunkt für die zu detektierenden Belastungsänderungen und auch für die im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten Untersuchungen.

Vom Sensor zurückgegebene Digit-Werte auf einem gewissen Belastungsniveau werden fortan als Messwerte R_M bezeichnet.

Mit Hilfe des Sensors können fortan vor allem Spannungsänderungen gegenüber dem Nullwert aufgezeichnet werden. In der Geotechnik werden so Bewegungen und daraus resultierende Spannungen im Fels erfasst. Um aus den Messwertänderungen eine Spannungen ablesen zu können, muss die Differenz zwischen aktuellem Messwert und dem Nullwert mit einem vom Hersteller entwickelten G-Faktor multipliziert werden, siehe Gleichung 39.

$$\sigma_M = ((R_M - R_0) \cdot G + (T_M - T_0) \cdot 2G) \cdot 6,895 \cdot 10^{-3} \quad (39)$$

mit:

- σ_M : Spannungsänderung auf dem Lastniveau von R_M [MPa]
- R_0 : Nullwert zu Beginn der Untersuchungen [digits]
- R_M : Messwert zum Zeitpunkt der Ablesung [digits]

G	: Sensitivitäts-Faktor [psi/digits]
T_0	: Temperatur zu Beginn der Untersuchungen [°C]
T_M	: Temperatur zum Zeitpunkt der Ablesung [°C]
6,895	: Konstante zur Umrechnung von psi nach $GPa \cdot 10^{-3}$

Der G-Faktor (oder Sensitivitätsfaktor) ist in Abhängigkeit vom Sensortyp (Softrock oder Hardrock) und in Abhängigkeit vom E-Modul des anstehenden Gesteins aus einem Diagramm zu wählen (siehe Abbildung A.1 in Anhang A). Der resultierende Wert steht für die herrschende Spannung in psi. Die Temperatur beeinflusst die Spannung der Schwingensaite, weshalb der Formel zur Berechnung der Spannung ein Korrekturglied angehängt ist.

Die Spannung steht zunächst in psi (pound-force per square inch). Ein psi entspricht $6,895 \cdot 10^{-3}$ Megapascal [MPa]. Durch die Multiplikation mit diesem Faktor wird die Einheit der Spannung von psi hin zu MPa verändert.

8.2.3 Anwendungsbereiche von Schwingsaitensensoren in Praxis und Forschung

Die Produktpalette der Hersteller handelsüblicher Schwingsaitensensoren ([Dur][Geo][Geob][Sis]) zeigt eine große Vielfalt an Sensortypen, von denen die meisten im Bereich der Geotechnik und des Bauwesens eingesetzt werden. Die externe Installation auf Oberflächen oder die direkte Installation im Inneren eines Bauteils (nachträglich oder eingebettet) bieten zahlreiche Möglichkeiten zur Verformungsüberwachung eines gesamten Bauwerks - also zum Monitoring von Dehnungen.

Im Betonbau bzw. beim Einbau von Beton in der Geotechnik (z.B. beim Bau von Bohrpfehlen oder Staumauern) kommen für die Dehnungsmessung im Inneren eines Bauwerks zumeist solche Sensoren zum Einsatz, die vor der Betonage an der Bewehrung montiert und dann einbetoniert werden [STQ20] [Fah04] [STSF16]. Durch den direkten Verbund zum Beton und die unmittelbare Lage zur Bewehrung können Dehnungen orts aufgelöst und zuverlässig bestimmt werden. Sie dienen einem Bauherrn mitunter über viele Jahre zur Überwachung von Brücken- oder Tunnelbauwerken [Zda+20] [MHT22] [BHW09].

Für eine Erfassung von Spannungen im Beton mit Hilfe der vorangegangenen beschriebenen Schwingsaitensensoren liegen beim Hersteller keine Erfahrungen vor, wie eine direkte Rückfrage ergab. Auch sind zu einem solchen Einsatz keine Veröffentlichungen vorhanden.

Trotz des fortwährenden Vertriebs durch den Hersteller im Bereich der Geotechnik sind auch zum Einsatz der Sensoren im Felsbau wenige und zumeist nur veraltete Veröffentlichungen verfügbar, beispielsweise [SMM84].

Ein Rückgriff auf die Erfahrungen vorausgegangener Forschungsarbeiten war somit nicht möglich, weshalb die Sensoren im Rahmen eigener Vorarbeiten in Bezug auf ihre Handhabung und Eignung für den Einsatz im Beton untersucht wurden.

8.2.4 Voruntersuchungen zum Einsatz der Sensoren im Beton

Im Rahmen einer ersten Untersuchungsserie sollten die Spannungssensoren an kleinformatischen, monolithischen A4 Betonprobekörpern (siehe Tabelle 6) mit einer Länge von 25 cm und einer Höhe und Breite von 15 cm (im Weiteren als Langwürfel bezeichnet) getestet werden. Die Sensoren wurden in einem zentrisch über die lange Seite angeordneten Kernbohrloch verspreizt und der Langwürfel mit den installierten Sensoren im Anschluss in einer Druckprüfmaschine bis zu einem Lastniveau von ca. 40 % der maximalen Betondruckfestigkeit belastet. Die Messdaten wurden für die nachfolgende Auswertung aufgezeichnet.

Bei diesen Versuchen erfolgte eine Variation von Setztiefe, Vorspannung im Kernbohrloch, Anzahl der Sensoren im Langwürfel (1 oder 2) und Wartezeit zwischen der Installation der Sensoren und der Prüfung (siehe auch [Kli20]).

Dieses »Kennenlernen« hatte zum Ziel, die vom Hersteller empfohlene Vorgehensweise für den Einsatz im Fels auch für den Einbau, die Messung und die Messdatenauswertung in Betonprobekörpern im Labormaßstab zu überprüfen.

Die wesentlichen Erkenntnisse daraus lassen sich wie folgt zusammenfassen. Davon abgeleitete Schlussfolgerungen für den Umgang mit den Sensoren sind kursiv gesetzt den Erkenntnissen nachgestellt.

1. Den Angaben in der Gebrauchsanweisung [Geo20] folgend, liegt der Ruhewert R_X der Sensoren bei 10.000 Digits. Bei den vier verwendeten Sensoren variierte R_X zwischen 8.000 und 12.000 Digits. Diese Abweichung ist gemäß Herstellerangaben üblich und wirkt sich nicht auf das Messergebnis aus.
 - *Ein Einfluss der Höhe des Ruhewertes R_X auf das Messergebnis kann nicht zweifelsfrei ausgeschlossen werden.*
2. Wenn mehrere Sensoren direkt nebeneinander in einem Bohrloch installiert werden, beeinflusst dies das Messergebnis. Die gemessenen Digitwerte liegen dann in jedem Sensor höher als in einem Sensor, der einzeln im Bohrloch angeordnet ist.
 - *Digitwerte, die mit mehreren Sensoren in einem Bohrloch gemessen wurden, können nicht mit denen einzelner Sensoren unter ansonsten gleichen Randbedingungen verglichen werden.*
3. Bei der Verwendung kleinformatischer Probekörper (z.B. 150 mm Würfel) mit Druckfestigkeiten < 30 MPa kann die Vorspannung des Sensors mit 2.000 Digits zu einem Materialversagen führen. Zudem lässt sich die empfohlene Vorspannung aufgrund der im Vergleich zu einem massigen Bauteil fehlenden Gesamtsteifigkeit zumeist nicht einstellen.
 - *Die Vorspannung sollte für Laborversuche auf 400 - 800 Digits verringert werden.*
4. Der eingestellte Vorspannwert R_σ relaxiert in Abhängigkeit vom Elastizitätsmodul des Betons oder Mörtels in unterschiedlichem Maße hin zum späteren Nullwert R_0 . Messungen sollten deshalb frühestens 24 Stunden nach dem Einbau vorgenommen werden. Längere Wartezeiten verbessern die Stabilität von R_0 nicht.
 - *Messungen sollten 24 Stunden nach dem Einbau der Sensoren durchgeführt werden.*

5. Die Genauigkeit beim Einstellen der Vorspannung mit dem Schlaggewicht hängt stark von der Erfahrung des Prüfers ab. Da die Einstellmöglichkeiten relativ grob sind, kommt es leicht zu Abweichungen vom gewünschten Vorspannwert.
 - *Der tatsächlich aufgebrachte Vorspannwert sollte direkten Eingang in ein Modell zur Berechnung der Spannungen finden, da er das Messergebnis unmittelbar beeinflusst.*
6. Die Sensoren verlieren während des Versuchs einen Teil ihrer Vorspannung. Es folgt: Nullwert $R_0 \neq$ Endwert, neu definiert als R_{0F} . R_{0F} ist als der Wert zu verstehen, der nach Entlastung des Probekörpers, aber vor dem eigentlichen Ausbau des Sensors angezeigt wird. Diese Beobachtung ist vermutlich auf einen gewissen Schlupf zwischen Keil und Platte und/oder eine bleibende Verformung des Betongefüges im Bereich der Lasteinleitungsplatte zurückzuführen. Die Höhe dieses Verlustes hängt von der Höhe der aufgebrachten Last (und wie sich später zeigte, auch von der Steifigkeit des umgebenden Materials) ab.
 - *Der Endwert R_{0F} muss in einer Modellbildung ebenfalls berücksichtigt werden.*
7. Aufgrund der genannten Punkte entsprechen die nach Gleichung 39 berechneten Spannungen nicht den theoretisch im Probekörper herrschenden Spannungen (Last/Fläche). Der vom Hersteller gegebene Zusammenhang zwischen der Materialsteifigkeit und dem G-Faktor (Abbildung A.1) kann folglich nicht mehr verwendet werden.
 - *Zur Berechnung der Spannungen im Beton aus den Digitwerten der Sensoren muss ein neues Modell entwickelt werden, welches die Materialsteifigkeiten indirekt durch die Einbeziehung der unterschiedlichen R-Werte berücksichtigt.*
8. Aufgrund der stabilen klimatischen Bedingungen bei Laborversuchen treten während der Versuche zumeist nur geringe Temperaturänderungen auf. Eine Erwärmung um einen Kelvin führt nach Gleichung 39 zu einer Erhöhung der Spannungen von lediglich 0,2 %.
 - *Ein Modell zur Berechnung der Spannungen aus Laborversuchen muss keine Temperaturkorrektur enthalten.*

Unter Berücksichtigung der aufgeführten Erkenntnisse (auch veröffentlicht in [UL22]) wurden nachfolgend gesonderte Kalibrierungsversuche durchgeführt, um anhand dieser Messdaten ein Modell zur Berechnung der Spannungen zu entwickeln.

8.2.5 Modell zur Berechnung von Spannungen

Bei den Versuchen zur Modellentwicklung wurden die Sensoren in Würfeln mit einer Kantenlänge von 15 cm, hergestellt aus vier unterschiedlichen Materialien (A2, A4, RM.3, RM.0.8 (siehe Kapitel 6.1 und 6.2)) kalibriert. Diese Arbeiten wurden im Rahmen einer Masterarbeit am Fachgebiet Baustoffe durchgeführt (siehe [Waf20]).

Dabei sollten entsprechend den Erkenntnissen aus den Vorversuchen bei der Spannungsrechnung anhand eines Messwertes R_M der Ruhewert R_X , der Vorspannwert R_σ , der Nullwert R_0 sowie der Endwert R_{0F} durch das Modell berücksichtigt werden. Zum besseren Verständnis dieser Werte siehe Abbildung 26.

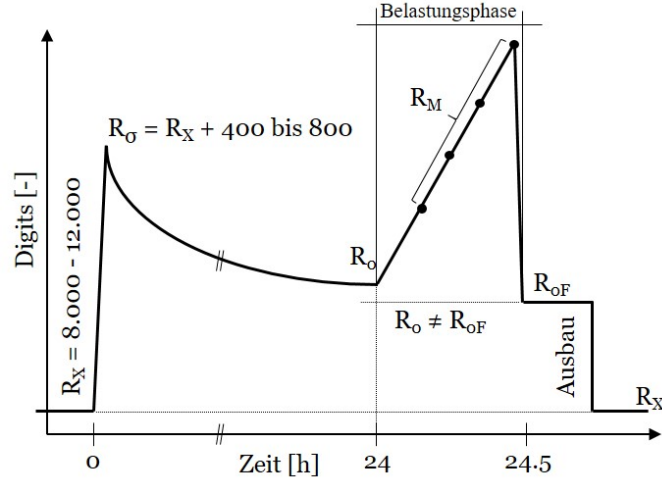


Abbildung 26: Skizze zur Verdeutlichung der verschiedenen R-Werte, die Eingang in das Modell zur Spannungsberechnung fanden

Die Kalibrierung der Sensoren für ein Material bestand aus fünf Einzelmessungen an einem Würfel, wobei der Sensor in der Mitte des Probekörpers installiert wurde. Für alle Proben wurde eine Vorspannung von 750 Digits (± 50) verwendet. Der Mittelwert aus den fünf Messungen wurde für die Modellbildung herangezogen.

Das entwickelte Modell zur Berechnung von σ_M (ebenfalls bereits veröffentlicht in [UL22]) kann nachstehender Gleichung 40 entnommen werden. Für die weiteren Erläuterungen wurden die einzelnen Ausdrücke darin mit den Zahlen 1 - 5 betitelt.

$$\sigma_M = m \cdot (R_M - (R_0 + F_M \cdot C)) \cdot \left(\frac{R_\sigma}{R_M - F_M \cdot C} \right) \cdot \frac{R_X}{R_\sigma} \cdot 0,0069 \quad (40)$$

mit:

- σ_M : Spannung auf dem R_M zugehörigen Lastniveau [MPa]
- m : Materialfaktor [-] (zementär $m = 1,0$; polymermodifiziert $m = 0,82$)
- R_M : Messwert auf Lastniveau M [digits]
- R_0 : Nullwert [digits]
- F_M : von der Prüfmaschine aufgebrachte und zu R_M führende Last [kN]
- C : Korrektur Faktor [-]; berechnet gemäß $\frac{R_0 - R_{0F}}{F_{max}}$ mit:
 - R_{0F} : Endwert [digits]
 - F_{max} : max. Last der Prüfmaschine [kN]
- R_σ : Vorspannwert [digits]
- R_X : Ruhewert [digits]

Ausdruck 2 berücksichtigt die Veränderung der Digits zwischen dem Nullwert R_0 und einem bestimmten Belastungsschritt, was mit dem vom Hersteller vorgeschlagenen Ansatz vergleichbar ist (vgl. Gleichung 39). Beibehalten wurde auch der Faktor für die Umrechnung der berechneten Spannungen von psi in MPa (Ausdruck 5).

Ausdruck 3 berücksichtigt den Aspekt, dass die Höhe des Messwerts R_M bei einer bestimmten Belastung F_M von der Höhe der aufgetragenen Vorspannung R_σ abhängt.

Weiter wurde Ausdruck 4 ergänzt, damit das Modell auch einen möglichen Einfluss des Ruhewertes R_X auf die Messwerte abbilden kann.

In Ausdruck 2 und 3 wurde zusätzlich ein Faktor C [-] für die Korrektur des Vorspannungsverlustes während des Versuchs implementiert. Er ergibt sich aus dem Quotienten von $R_0 - R_{0F}$ und der maximal aufgetragenen Last F_{max} . Der Faktor C muss im Modell mit der Höhe der auf einer bestimmten Stufe aufgetragenen Last F_M multipliziert werden. Dieses Produkt wird zu den beiden Ausdrücken 2+3 hinzuaddiert, um den Verlust an Vorspannung zu korrigieren.

Schließlich wurde ein Materialfaktor m [-] eingeführt, da das Modell die Spannungen für den Mörtel RM.0.8 um etwa 20 % überschätzte, während die Spannungen für die anderen drei rein zementgebundenen Materialien sehr gut mit den theoretischen Spannungen übereinstimmten (Last/Fläche). Dies könnte auf die in RM.0.8 enthaltenen PP-Fasern und den damit verbundenen Unterschied in der Verformung zurückzuführen sein. Folglich wurde m für die zementgebundenen Materialien auf 1,0 gesetzt, während für den polymermodifizierten Mörtel ein m von 0,82 festgelegt wurde.

Dieser Faktor bedarf weiterer Untersuchungen, da er vermutlich stark mit der Menge und Art der Fasern in der Mörtelrezeptur und dem daraus resultierenden Verformungsverhalten zusammenhängt. Für eine grafische Aufbereitung der Wirkung des Materialfaktors auf die Messergebnisse von RM.0.8 siehe [UL22].

8.3 Probekörper

8.3.1 Vorüberlegungen und Materialauswahl

Die Konzeption der Probekörper für die großformatigen Belastungsversuche mit den Spannungssensoren erfolgte mit Orientierung an einem nach dem Instandsetzungsprinzip 7.2 der TR-IH instandgesetzten Stützenbauwerk in einer Tiefgarage. Zur besseren Handhabbarkeit wurde die Stütze nicht als vollwertiges Bauteil, sondern als Stützenstumpf mit einer Höhe von 75 cm und einer Grundfläche von 24 cm x 24 cm hergestellt. Der Probekörper wurde nicht bewehrt, um die Spannungsverteilung im Bauteil ungestört und rein auf den Beton fokussiert abbilden zu können.

Für einen monolithischen Referenzprobekörper kam der Altbeton A4 nach Tabelle 6 zum Einsatz. Bei drei weiteren Probekörpern wurde zunächst mit dem Altbeton A4 ein Grundkörper betoniert, der im Fußbereich so verjüngt wurde, dass dort im Nachgang der Betonersatz ergänzt werden konnte (Verbundprobekörper). Als Betonersatz dienten V.8, RM.3 und RM.0.8 (vgl. Tabelle 8 und 9).

Der Betonersatz wurde im unteren Bereich des Stützenstumpfes angeordnet, da dies bei einer

späteren Belastung in der Prüfmaschine am ehesten der Auflagersituation einer Stütze in ihrem Fundament ähnelt.

Die für den Lasteintrag in den Betonersatz so wichtige Verbundfuge (vgl. Kapitel 2.5.4) sollte durch den Einsatz eines Oberflächenverzögerers im Sinne der TR-IH als Fuge der Rautiefeklasse RT1,5 (siehe Tabelle 5) ausgebildet werden.

So ergaben sich die folgenden vier Probekörper, deren Bezeichnung direkt auf die jeweilige Materialkombination schließen lässt.

- Referenzprobekörper RefA4
- Verbundprobekörper A4/V.8
- Verbundprobekörper A4/RM.3
- Verbundprobekörper A4/RM.0.8

Auf diese Art lässt sich die Spannungsverteilung in einem instandgesetzten Bauteil an drei Varianten bestimmen (E-Moduln des gewählten Betonersatzes in den Vorversuchen größer, kleiner und gleich dem des Altbetons) und auf eine monolithische Referenz beziehen³³

Die Ausbildung der Verjüngung am Fuß des Stützenstumpfes erfolgte mit einer Tiefe von umlaufend 6 cm, so dass ein Altbeton-Restquerschnitt von 12 cm x 12 cm verblieb. Die Schal- und Betonagearbeiten hierfür sind in den nachfolgenden Kapiteln 8.3.2.1 und 8.3.2.2 ausführlich erläutert.

Die Höhe der Aussparung betrug 25 cm. Hier begann der Übergang des verjüngten Querschnitts auf den ursprünglichen, welcher gemäß TR-IH mit einem Winkel von 45° geschalt wurde. So lag die Höhe des Betonersatzes an der Bauteiloberfläche bei 31 cm.

Daraus ergibt sich entlang des Querschnitts ein Schichtdickenverhältnis von 6 cm Betonersatz, 12 cm Altbetonkern und erneut 6 cm Betonersatz (6-12-6), was zu einem Verhältnis von Betonersatz zu Altbetonkern von $6 / 12 \text{ cm} = 0,5$ führt. Beide Werte und deren Schreibweise werden im Laufe dieser Arbeit erneut aufgegriffen.

Zur Erfassung der bei Belastung im Bauteil auftretenden Spannungen mit den Spannungssensoren wurden vier Messpunkte gewählt. Drei davon befanden sich in einer Höhe von 20 cm, ein weiterer darüber in einer Höhe von 38 cm (jeweils gemessen von der Unterseite aus und bezogen auf den Mittelpunkt des Sensors). Von den unteren drei Sensoren befand sich ein Messpunkt im Zentrum des Probekörpers (also im A4 Altbeton). Die beiden anderen lagen im Zentrum des jeweiligen Betonersatzes, also mit einem Abstand von jeweils 3 cm zur Bauteiloberfläche und zur Verbundfuge (Maße ebenfalls bezogen auf den Mittelpunkt des Sensors).

Um die Sensoren bei den späteren Versuchen kraftschlüssig einbauen zu können, wurde in der Schalung auf beiden Höhen ein Rohr mit einem äußeren Durchmesser von 38 mm einbetoniert und nach der Betonage entfernt.

³³ Der Grund, weshalb A4/RM.3 zweimal hergestellt wurde, wird in Kapitel 8.4.3 erläutert.

Die Ergänzung des Betonersatzes erfolgte 7 Tage nach der Betonage des Altbetonkerns. Die Versuche wurden dann 120 Tage nach dem Aufbringen des Betonersatzes durchgeführt. Der Altbeton war entsprechend zum Prüfzeitpunkt 127 Tage alt.

Für jeden Probekörper waren vier Einzelversuche vorgesehen. Eine noch häufigere Anzahl an Versuchen erschien in Anbetracht der mit jedem Versuch in den Probekörper eingebrachten Mikroschädigung und einer damit einhergehenden Veränderung des Lastabtragsverhaltens nicht sinnvoll. Abschließend konnte so für jeden Sensor ein Mittelwert aus vier einzelnen Belastungsversuchen berechnet werden.

8.3.2 Herstellung der Probekörper

8.3.2.1 Bau der Schalung

Die Schalung des Probekörpers wurde zweiteilig aufgebaut, um sowohl die monolithische Referenz als auch die Verbundprobekörper damit herstellen zu können.

Die Hauptschalung bildete in ihren Innenabmessungen die späteren Außenkanten des Stützenstumpfes ab. In den vorgesehenen Höhen waren kreisförmige Aussparungen für die einzubetonierenden Rohre vorhanden. Die Schalbretter waren auf einer Grundplatte befestigt, so dass die Schalung nach oben offen blieb und der Stützenstumpf stehend betoniert werden konnte (Abbildung B.4(a)).

Für die Herstellung der Verbundprobekörper war ein Schalungs-Einsatz notwendig, der zunächst trichterförmig den Querschnitt auf 12 x 12 cm verringerte und dann den reduzierten Querschnitt abbildete (Abbildung B.4(b)). Auch hier wurden kreisrunde Aussparungen vorgesehen, die mit denen in der Hauptschalung zur Fixierung des unteren Rohres auf gleicher Höhe lagen (Abbildung B.5).

An den Innenseiten des Schalungs-Einsatzes wurden Schwammtücher befestigt (Abbildung B.6(a)), die der Ausbildung der Verbundfuge dienten (siehe nachfolgendes Kapitel).

Vor der Betonage wurden zusätzlich Transportanker in der Schalung befestigt und die beiden Rohre mit einem dünnen Film Vaseline gefettet. Nach der Betonage wurde der hergestellte Altbetonkern ausgeschalt (Abbildung B.6(b)) und das obere Rohr entfernt. Zudem waren weitere Arbeitsschritte im Zusammenhang mit der Verbundfuge notwendig (siehe nachfolgendes Kapitel).

Für die Betonage des Betonersatzes wurde der Probekörper mit dem noch darin befindlichen unteren Rohr umgedreht und auf dem Kopf stehend erneut eingeschalt (Abbildung B.9). So konnte der Betonersatz ebenfalls von oben eingebracht und verdichtet werden. Das enge Anliegen der Ursprungsschalung am Vollquerschnitt verhinderte einen Austritt des eingefüllten Materials an den Seitenflächen der Schalung (Abbildung B.10).

Nach dem Ausschalen konnte das zweite, innerhalb des Betonersatzes liegende Rohr ebenfalls herausgezogen werden (Abbildung B.11). Für alle in dieser Arbeit hergestellten Probekörper wurde die gleiche Schalung verwendet.

8.3.2.2 Betonage und Nachbehandlung

Die Herstellung des Altbetons A4 erfolgte nach Tabelle 6 mit einer auf die vorhandene Eigenfeuchte der Gesteinskörnung angepassten Wassermenge. Diese wurde demnach um 1,5 % der Masse der Gesteinskörnung reduziert. Die Mischzeit betrug drei Minuten.

Bei der Verdichtung des A4 Betons war ein Kontakt der Rüttelflasche mit den Rohren in der Schalung unbedingt zu vermeiden.

Bei den drei Verbundprobekörpern wurde unmittelbar vor dem Einbringen des Altbetons ein Oberflächenverzögerer³⁴ [HB17] auf die Schwammtücher an den Innenseiten des im Fußbereich angeordneten Schalungs-Einsatzes aufgebracht. Die Schwammtücher waren bei der Betonage satt getränkt, aber nicht tropfend nass, da sich sonst die überschüssige Flüssigkeit im Fußbereich des Schalungs-Einsatzes gesammelt und hier für eine Verzögerungswirkung des Betons gesorgt hätte.

Nach dem Ausschalen des Kernbetons wurden die nicht erhärteten Oberflächen mit einer Drahtbürste entfernt und dabei das oberflächennahe Korngerüst freigelegt und gereinigt. Die so vorbereitete Rauigkeit der Verbundfuge ähnelte optisch einer Waschbetonoberfläche (Abbildung B.7).

Zur Quantifizierung der hergestellten Rautiefe wurde an den Oberflächen der reduzierten Querschnitte aller vier Altbetonkörper eine Messung mit einem Laserprofilometer (ELAtextur Gerät [IWS20]) durchgeführt (Abbildung B.8, wie in Kapitel 2.5.4.3 beschrieben). Die Rautiefen R_t bzw. d_{ETD} lagen zwischen 2,5 mm und 3,7 mm. Die niedrigeren Werte wurden durchgehend im oberen Bereich gemessen, wo die Rauigkeit auch optisch geringer war als im unteren Bereich. Grund hierfür war der Umstand, dass es trotz des Aufbringens des Verzögerers erst unmittelbar vor der Betonage zu einer Anreicherung im Fußpunkt verbunden mit einer intensivierten Verzögerungswirkung kam. Die angestrebte Rautiefeklasse RT1,5 (vgl. Kapitel 8.3.1 sowie Tabelle 5) wurde trotzdem vollflächig erreicht.

Da bei der Betonage der drei Betonersatzsysteme nur trockene Ausgangsstoffe bzw. Sackware zum Einsatz kam, musste keine Eigenfeuchte der Gesteinskörnung berücksichtigt werden. Die Mischzeit für RM.3 betrug 5 Minuten. Die Mischzeiten der beiden übrigen Materialien können den Technischen Merkblättern ([Pag] für V.8 bzw. [Sto] für RM.0.8) entnommen werden.

8.3.2.3 Probenvorbereitung und Begleitkörper

Zu allen Probekörpern wurden gemäß den jeweiligen Prüfnormen (siehe Kapitel 2.2.1) Begleitkörper zur Bestimmung der Druckfestigkeit, der Biegezugfestigkeit (nur RM) und des E-Moduls hergestellt.

³⁴ Die materialbezogene Wirksamkeit des Verzögerers wurde im Vorfeld der Versuche im Rahmen einer Studienarbeit [Ric20] am Fachgebiet Baustoffe bestätigt. Zu weiterführenden Informationen zu den gängigen Verzögererarten und deren Wirkungsprinzip siehe beispielsweise [GWS01].

Diese wurden nach dem Ausschalen zusammen mit den Haupt-Probekörpern bis zum Tag der Prüfung im Normklima bei 20° Celsius und 65 % Luftfeuchte und mit einer Folie bedeckt gelagert.

Zur Sicherstellung einer gleichmäßigen und zentrischen Lasteinleitung bei der Prüfung wurden alle Probekörper (Referenz, Verbundprobekörper und Begleitkörper) eine Woche vor den Versuchen an der Unter- und der Oberseite planparallel geschliffen (Abbildung B.12) und (Abbildung B.13(a)).

Zudem wurden die Betonoberflächen in den Rohraussparungen intensiv mit einer Drahtbürste gereinigt, um eine kraftschlüssige Ankopplung der Spannungssensoren zu garantieren.

8.3.3 Ergänzende Sensorik für die Versuche

Zusätzlich zu den vier Spannungssensoren im Probekörper wurden an drei der vier Seitenflächen je zwei kreuzförmig angeordnete DMS positioniert, um in zwei Höhen die spannungsbedingte Längs- und Querdehnung an der Bauteiloberfläche zu bestimmen. Die DMS wurden auf den Seitenflächen ohne Aussparung für die Sensoren 12 cm über der Lage des oberen Sensors und 10 cm unter der Lage der unteren drei Sensoren installiert (jeweils bezogen von der Mitte des DMS zur Mitte der Aussparung). Auf den beiden Seiten ohne Aussparung entsprach die Höhe der DMS der Höhe der Aussparung.

Auf der vierten Seitenfläche wurde nur an der oben gelegenen Position ein DMS angebracht, da im unteren Bereich eine Messung mit einem ARAMIS-System (Optische Bewegungsanalyse mittels digitaler Bildkorrelation) der Firma gom durchgeführt wurde (siehe [Gom15] und Abbildung B.14(b)).

8.4 Belastungsversuche

8.4.1 Prüfroutine und Versuchsablauf

Zunächst wurden die vier Seitenflächen der Probekörper mit den Buchstaben A - D benannt. Die DMS werden gemäß dieser Festlegungen im Folgenden mit A - D, o oder u (oben/unten) sowie dem Zusatz h oder v (horizontal/vertikal gemäß der kreuzförmigen Anordnung) bezeichnet. Die Abkürzung Aov steht so beispielsweise für den vertikal angeordneten DMS auf Seite A oben.

Die im Betonersatz liegenden äußeren beiden Spannungssensoren wurden auf den Seiten A und C installiert. Ist im Weiteren von Sensor A oder C die Rede, so bezieht sich dies auf den jeweils auf dieser Seite angeordneten Sensor. Die übrigen zwei im Altbeton liegenden Sensoren werden im Weiteren mit uM (unten Mitte) und oM (oben Mitte) bezeichnet. Sensorposition uM befindet sich folglich auf gleicher Höhe zwischen A und C im Altbeton.

Auf Seite B erfolgte im Bereich der unteren 25 cm die Verformungsmessung mittels digitaler Bildkorrelation (siehe Kapitel 8.3.3).

Die beschriebene Anordnung und Benennung der Sensorik kann zusammenfassend Abbildung 27 entnommen werden.

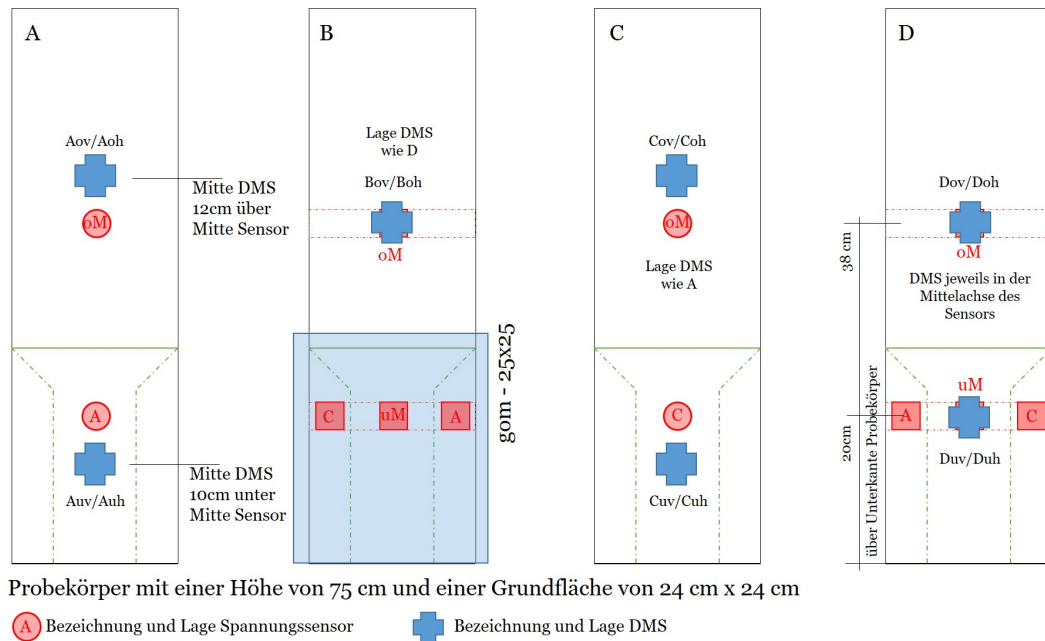


Abbildung 27: Skizze zur Anordnung der DMS, der Spannungssensoren sowie des Messsystems zur digitalen Bildkorrelation gom

Der stets gleiche Installationsprozess der Sensoren leitet sich aus den Erkenntnissen der Voruntersuchungen (Kapitel 8.2.4) ab und kann stichpunktartig wie folgt zusammengefasst werden:

1. Installation 24 Stunden vor der Prüfung
2. Aufbringen einer Vorspannung von 400 Digits (± 20)
3. Installationsreihenfolge³⁵ : uM - A - oM - C
4. maximale Prüflast 700 kN = 12,2 MPa bzw. 500 kN = 8,7 MPa für A4/RM.0.8
5. Belastung in Stufen von 25 kN (20 kN bei A4/RM.0.8) und Verweildauer von 20 Sekunden auf jeder Stufe
6. kontinuierliche Messwernerfassung (Messintervall von 10 Sekunden) und Auswertung der Messdaten für jede Laststufe entsprechend Gleichung 40

Die Belastungstests wurden in einer Druckprüfmaschine (Schenk Trebel, maximal 5000 kN) durchgeführt. Die Maximallast wurde mit einer Belastungsgeschwindigkeit von 1,0 kN/s aufgebracht. Nach Erreichen der Maximallast wurden die Proben mit einer Geschwindigkeit von 20 kN/s entlastet.

Die Aufzeichnung der Messsignale aus den DMS erfolgte mit einem Verstärker Typ ML801 (Multikanaleinschub) und dem Messsystem Catman. Bei den DMS handelt es sich um den Typ PLC-60-11 (siehe [Alt]).

³⁵ Begleitend wurde durch Testmessungen sichergestellt, dass die Installation der Sensoren A und C im gleichen Bohrloch keine Auswirkung auf die am Sensor uM aufgebrachte Vorspannung hat.

8.4.2 Erwartete Versuchsergebnisse aufgrund der Versuchskonzeption

Für die spätere Interpretation der Versuchsergebnisse ist es hilfreich, sich die Steifigkeitsverhältnisse in den hergestellten Probekörpern und deren Anordnung zueinander bildlich zu verdeutlichen. Wie in Abbildung 28 dargestellt, kommt es durch die Ausbildung des Stützenstumpfes neben der im Fokus stehenden Parallelanordnung der Steifigkeiten auch zu einer Reihenschaltung in Belastungsrichtung. Dies gilt gleichermaßen für ein reales Stützenbauteil mit einer Betonerersatzfläche im Fußbereich.

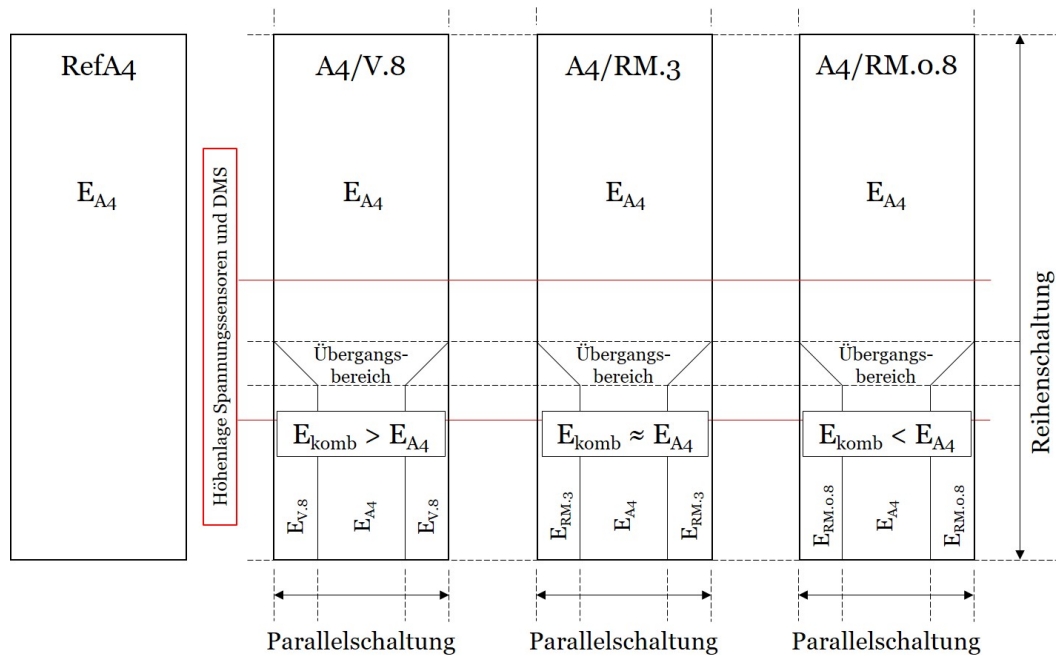


Abbildung 28: Theoretische Steifigkeitsverhältnisse in den verwendeten Probekörpern mit Bezugnahme auf die Anordnung zueinander

Die Anordnung der Materialien in horizontaler Richtung (nebeneinander) zeigt die angestrebte Parallelschaltung bei vertikaler Belastung. Durch die Verjüngung des Querschnitts im Fußbereich verändert sich aber auch in vertikaler Richtung (übereinander) der E-Modul des Gesamtbauteils in Abhängigkeit von der Steifigkeit des Betonerersatzes (siehe Tabelle 10). Dies führt zu einer Reihenschaltung in Belastungsrichtung, die noch dazu durch einen Übergangsbereich zwischen dem E-Modul des Altbetons A4 (E_{A4}) und dem kombinierten E-Modul des Fußbereiches (E_{komb}) gekennzeichnet ist.

Die zwei Höhenlagen der Sensoren und der zusätzlich angeordneten DMS sind durch rote Linien markiert.

Auf Basis der theoretischen Zusammenhänge gemäß Kapitel 2.5.5 und der mechanischen Materialkennwerte aus der Rezepturenentwicklung waren für die vier Probekörper folgende generelle Zusammenhänge zwischen den Messdaten der Spannungssensoren (σ mit der Sensor-Lage und ggf. der Bezeichnung des Probekörpers als Indizes) und den DMS (ε , Lage DMS ggf. mit Probekörperbezeichnung) zu erwarten:

obere Sensorlage - Probekörper zueinander

- 1a. $\sigma_{oM-RefA4} = \sigma_{oM-A4/V.8} = \sigma_{oM-A4/RM.3} = \sigma_{oM-A4/RM.0.8}$
 1b. $\varepsilon_{oh+v-A4/V.8} \approx \varepsilon_{oh+v-RefA4} \approx \varepsilon_{oh+v-A4/RM.3} > \varepsilon_{oh+v-A4/RM.0.8}$
 - Bei unterschiedlichen Steifigkeiten in einer Reihenschaltung (siehe Gleichung 13) gleiche Spannungen, aber unterschiedliche Dehnungen in den Einzelkomponenten.

obere zur unteren Sensorlage

- 2a. RefA4 : $\varepsilon_{oh+v} = \varepsilon_{uh+v}$
 2b. A4/V.8 : $\varepsilon_{oh+v} > \varepsilon_{uh+v}$
 2c. A4/RM.3 : $\varepsilon_{oh+v} < \varepsilon_{uh+v}$
 2d. A4/RM.0.8 : $\varepsilon_{oh+v} < \varepsilon_{uh+v}$
 - Herleitung basierend auf dem Zusammenhang nach Gleichung 13.
3. Die Spannungen der Sensoren uM und oM lassen sich nicht direkt vergleichen, da die Sensoren A und C einen Einfluss auf uM haben (siehe Kapitel 8.2.4).

Die Anordnung der Sensorik im Bereich der parallelgeschalteten E-Moduln (untere Höhenlage) ließ folgende Beziehungen der Messergebnisse zueinander erwarten:

unteren Sensorlage - Sensoren zueinander (probekörperbezogen)

- 4a. RefA4 : $\sigma_A = \sigma_{uM} = \sigma_C$
 4b. A4/V.8 : $\sigma_A > \sigma_{uM} < \sigma_C$
 4c. A4/RM.3 : $\sigma_A < \sigma_{uM} > \sigma_C$
 4d. A4/RM.0.8 : $\sigma_A < \sigma_{uM} > \sigma_C$
 - Herleitung basierend auf dem Zusammenhang nach Gleichung 12.

unteren Sensorlage - Probekörper zueinander

- 5a. $\sigma_{uM-A4/V.8} < \sigma_{uM-RefA4} < \sigma_{uM-A4/RM.3} < \sigma_{uM-A4/RM.0.8}$
 5b. Die σ_A - und σ_C -Werte der einzelnen Probekörper verhalten sich umgekehrt zu 5a.
 5c. $\varepsilon_{uh+v-A4/V.8} < \varepsilon_{uh+v-RefA4} < \varepsilon_{uh+v-A4/RM.3} < \varepsilon_{uh+v-A4/RM.0.8}$
 - Herleitung ebenfalls basierend auf dem Zusammenhang nach Gleichung 12.

Die Aufbereitung der Versuchsergebnisse erfolgte vor dem Hintergrund dieser fünf Herleitungen (und deren Unterpunkten), so dass daran eine zielgerichtete Bewertung (Bestätigung oder Ablehnung der Herleitung) erfolgen konnte.

8.4.3 Darstellung und Bewertung der Versuchsergebnisse

8.4.3.1 Absolute Spannungsverteilung in den Probekörpern

Die von den Sensoren während der Versuche ausgegebenen Digitwerte wurden nach Gleichung 40 direkt in eine Spannung umgerechnet. Die Mittelwerte der planmäßig vier Versuchsdurchgänge wurden unter Berücksichtigung der maximalen positiven und negativen Abweichungen vom Mittelwert für jeden Probekörper und Sensor in einem Diagramm über die Zeit aufgetragen. Die vier Diagramme können dem Anhang A (Abbildung A.4 bis A.7) entnommen werden.

Hierbei ist anzumerken, dass bei RefA4 aufgrund eines Defekts am Sensor nur zwei der vier Versuchsdurchgänge und bei A4/V.8 aufgrund eines Softwareproblems nur drei der vier Durchgänge ausgewertet werden konnten. Die Auswertung der Sensoren erfolgte für alle Probekörper bis zu einer Prüflast von 500 kN, so dass im monolithischen Querschnitt (Referenz) rechnerisch eine Spannung von $500.000 / 240^2 = 8,68$ MPa vorherrschte.

Auf Basis dieser Ergebnisse wurde die messtechnische Erfassbarkeit der im vorangegangenen Kapitel formulierten Herleitungen überprüft. Anhand der absoluten Ergebnisdarstellung ist dies für die Herleitungen 1a, 5a+b und 4a-d möglich.

Gemäß Herleitung 1a sollten die Mittelwerte der Spannungen in allen oM-Sensoren ungefähr auf dem gleichen Niveau (8,68 MPa) liegen. Herleitung 5a zeigt die Größenverhältnisse der Spannungen in den uM-Sensoren auf, wonach die Mittelwerte von A4/V.8 über A4/Ref (8,68 MPa) und A4/RM.3 zu A4/RM.0.8 stetig ansteigen müssten. Entsprechend Herleitung 5b verhalten sich die Mittelwerte der Sensoren A+C umgekehrt zu denen von uM (Herleitung 5a).

Die tatsächlich anhand der Messwerte berechneten Spannungen dieser Sensoren können Abbildung 29 entnommen werden.

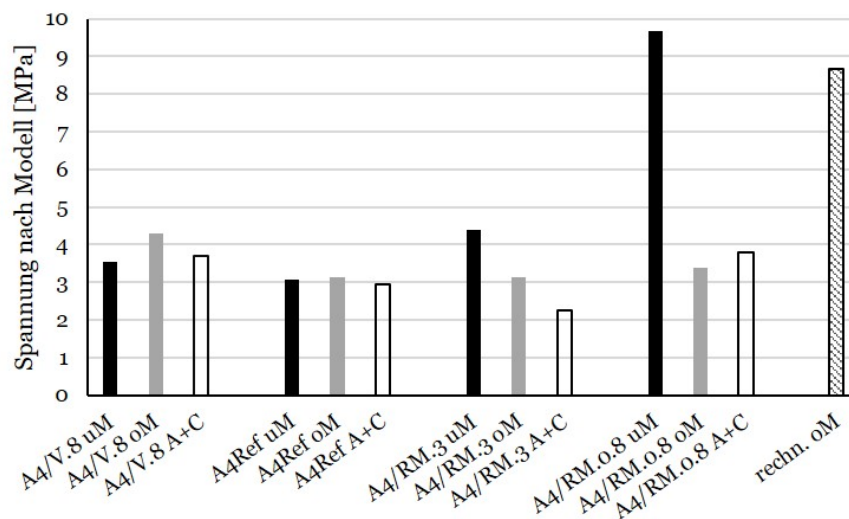


Abbildung 29: Mittelwerte der Spannungen in den Sensoren uM (schwarz), oM (grau) und A+C (weiß) in den einzelnen Probekörpern mit Bezug zur rechnerisch anliegenden Spannung in einem monolithischen Querschnitt (schraffiert)

Auf den ersten Blick wird deutlich, dass die anhand des Modells berechneten Spannungen nicht mit den rechnerisch vorhandenen Spannungen übereinstimmen (Näheres dazu in Kapitel 8.4.3.5).

Die in den Herleitungen 1a und 5a aufgezeigten Zuordnungen stimmen gut mit den messtechnisch erfassten Zuordnungen überein. Lediglich A4/V.8 oM liegt im Vergleich mit den übrigen drei oM-Sensoren geringfügig zu hoch.

Die Zuordnung gemäß Herleitung 5b funktioniert mit Ausnahme des Wertes von A4/RM.0.8 A+C, der vergleichsweise zu hoch liegt.

Die unter Herleitung 4a-d gefassten Zusammenhänge im unteren Bereich der Probekörper können anhand der in Abbildung 30 visualisierten absoluten Spannungsverteilungen im Stützenquerschnitt (x-Achse) zwischen den Sensoren uM (12 cm), A (3 cm) und C (21 cm) auf einem Lastniveau der Prüfmaschine von 500 kN nachvollzogen werden. Die Spannungen aus den Sensoren sind dabei idealisiert als gleichmäßig über das entsprechende Material dargestellt, da die tatsächliche Spannungsverteilung in den einzelnen Materialien nicht erfasst werden kann.

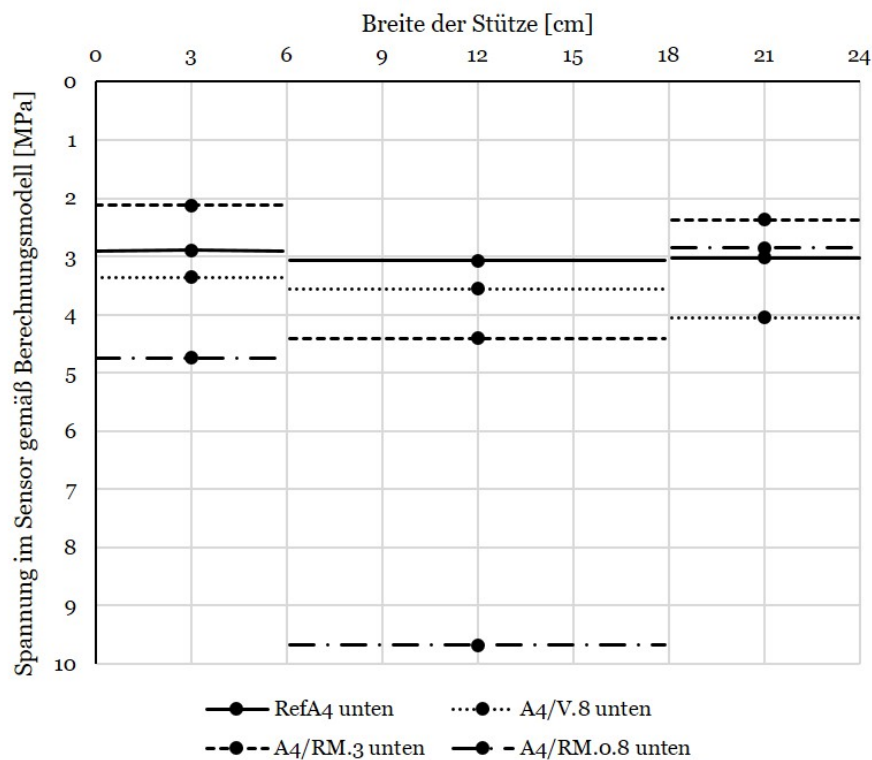


Abbildung 30: Spannungsverteilung (absolute Werte) im unteren Bereich der Probekörper auf Basis der berechneten Mittelwerte der Sensoren A (3 cm), uM (12 cm) und C (21 cm) bei einer Last der Prüfmaschine von 500 kN

Die Darstellung bestätigt Herleitung 4a-d, wenn auch im Falle von A4/V.8 nur knapp. Allerdings wird deutlich, dass die absoluten Spannungen in den Sensoren A+C des Probekörpers A4/RM.0.8 deutlich zu hoch liegen. RM.0.8 ist das Material mit dem niedrigsten E-Modul und sollte folglich auch die insgesamt geringsten Spannungen aller Materialien aufweisen. Tatsächlich

wurden auf Position A einseitig die höchsten Spannungen im Betonersatz überhaupt gemessen. Beim Vergleich der Messwerte aller Probekörper auf den Positionen A+C zeigt sich zudem, dass A und C eines Probekörpers nicht immer auf dem gleichen Niveau liegen und die beiden Sensoren folglich ungleich belastet wurden.

Das bereits erwähnte, gegenüber dem Erwartungswert (rechnerische Spannung im Querschnitt) insgesamt deutlich zu niedrige Spannungsniveau wird auch in dieser Darstellung der Ergebnisse noch einmal deutlich.

Mögliche Gründe für diese Beobachtungen und deren Auswirkungen auf die Ergebnisse werden in Kapitel 8.4.3.5 bzw. Kapitel 8.4.3.3 diskutiert.

Um eine Vergleichbarkeit zwischen den Versuchsergebnissen und rechnerischen Lösungsansätzen (FE Simulation in Kapitel 8.5) zu ermöglichen, wurde eine alternative Ergebnisdarstellung gewählt, bei der die Ergebnisse relativ zueinander betrachtet werden.

8.4.3.2 Spannungsverteilung im Querschnitt relativ zum Altbetonkern

Für die relative Darstellung der Versuchsergebnisse im unteren Bereich der Probekörper wurde der jeweilige Messwert auf Sensorposition uM als Bezugsgröße gewählt. Aus den beiden Werten auf den Sensorpositionen A und C wurde ein Mittelwert gebildet, welcher dann auf uM bezogen wurde. Die Ergebnisse können Tabelle 15 entnommen werden. Abbildung 31 zeigt eine grafische Aufbereitung dieser Werte.

Anhand dieser Ergebnisdarstellung ist deutlich zu erkennen, dass die Zusammenhänge gemäß Herleitung 4a-d bestätigt werden. Zudem ist es nun möglich, unabhängig von der absoluten Höhe der Spannungen die experimentell ermittelten Ergebnisse mit etwaigen Berechnungen zu vergleichen (Kapitel 8.5.2).

Tabelle 15: Mittelwerte der Spannungen an den Sensoren A, C und uM [MPa] sowie Mittelwert von A+C und Bezug zum Messwert an uM

Probekörper	A = 3cm	uM = 12cm	C = 21cm	MW A+C	A+C / uM
RefA4	2,90	3,07	3,02	2,96	96 %
A4/V.8	3,36	3,56	4,05	3,71	104 %
A4/RM.3	2,12	4,41	2,37	2,25	51 %
A4/RM.0.8	4,74	9,68	2,85	3,79	39 %

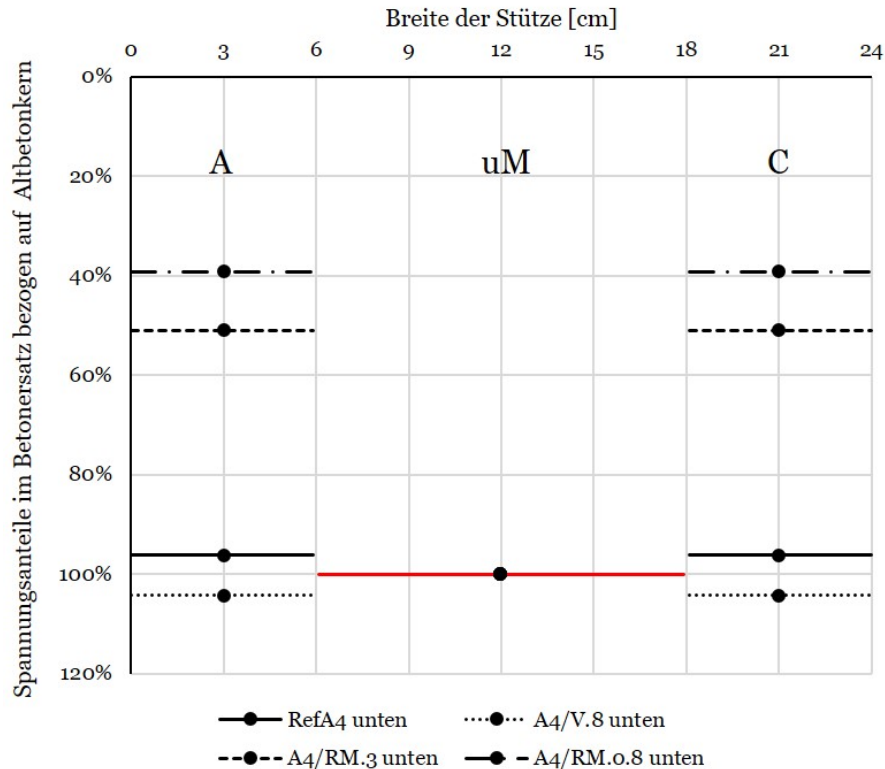


Abbildung 31: Spannungsverteilung im unteren Bereich der Probekörper. Mittelwerte der Sensoren A+C (3 cm / 21 cm) bezogen auf den Mittelwert des Sensors uM (12 cm - rote Linie)

8.4.3.3 Ergebnisse der Dehnungsmessungen

Bezüglich der Dehnungen wurden in Kapitel 8.4.2 unter den Herleitungen 1b, 2a-d und 5c Erwartungshaltungen formuliert, die anhand der in Abbildung 32 visualisierten Mittelwerte der vier vertikal messenden DMS der oberen (A-Dov - graue Linien) und der unteren Sensorlage (A-Duv - schwarze Linien³⁶) überprüft werden können. Die Messwerte bei einer Prüflast von 500 kN zusammen mit dem sich daraus ergebenden experimentellen E-Modul (nach Gleichung 5) sind zudem in Tabelle 16 zusammengefasst. Für eine bessere Übersichtlichkeit sind die Ergebnisse in Abbildung A.8 und Abbildung A.9 im Anhang nochmals getrennt voneinander dargestellt. Die Dehnungen der horizontalen DMS sind aus gleichem Grund und wegen ihrer Aussagegleichheit zu den vertikalen Dehnungen nicht abgebildet.

³⁶ Die Dehnungen auf Seite B wurden anhand der Aufnahmen des ARAMIS-Systems (siehe Kapitel 8.3.3) ermittelt, da im Messbereich keine DMS vorhanden sein dürfen.

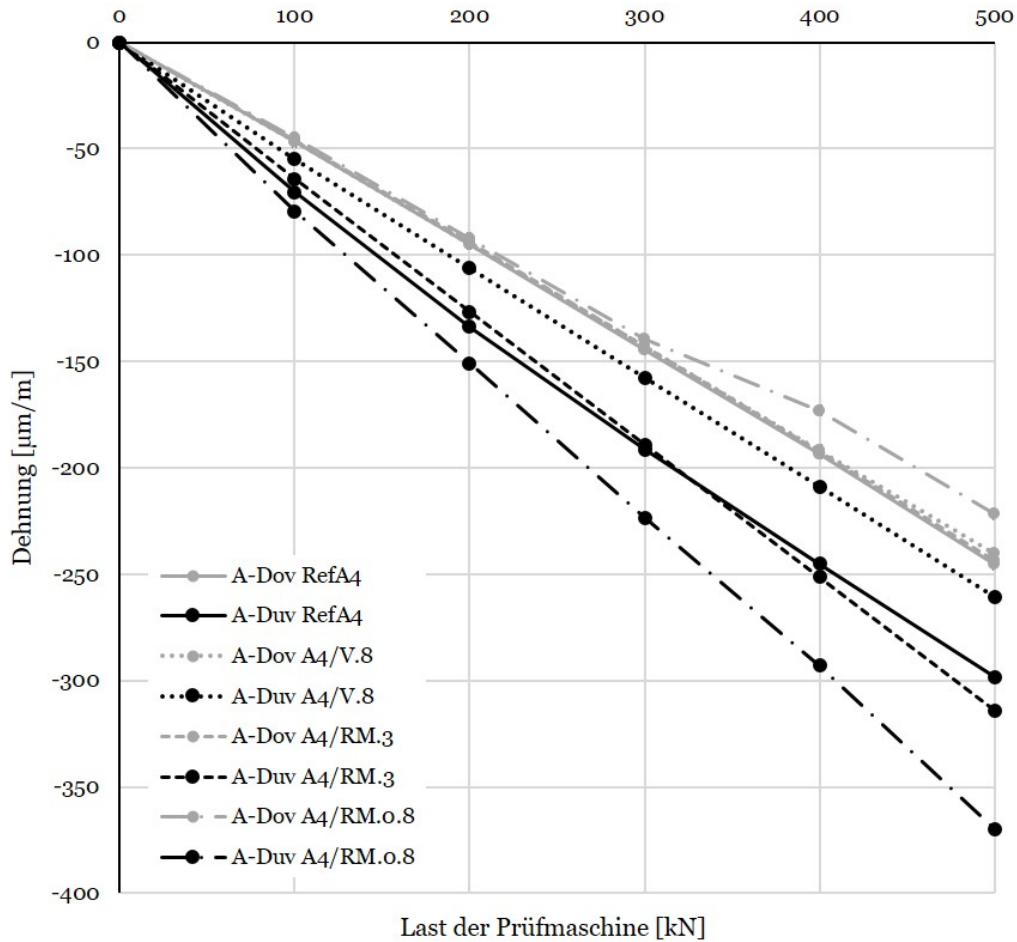


Abbildung 32: Mittelwerte der Dehnungen [$\mu\text{m}/\text{m}$] auf Höhe der oberen und unteren Sensorlage (A-Dov (grau) und A-Duv (schwarz))

Tabelle 16: Mittelwerte der vertikalen Dehnungen auf den Seiten A-D und experimentell ermittelter E-Modul auf Höhe der oberen (ov) und unteren Sensorlage (uv) aller Probekörper

Probekörper	DMS	ε [$\mu\text{m}/\text{m}$] bei 500 kN	exper. E-Modul
RefA4	A-Dov	-246	35,3
RefA4	A-Duv	-298	29,1
A4/V.8	A-Dov	-241	36,1
A4/V.8	A-Duv	-261	33,3
A4/RM.3	A-Dov	-244	35,7
A4/RM.3	A-Duv	-314	27,6
A4/RM.0.8	A-Dov	-222	39,2
A4/RM.0.8	A-Duv	-370	23,5

Die Messwerte der oberen DMS (graue Linien) zeigen eine gute Übereinstimmung mit der Erwartungshaltung entsprechend Herleitung 1b. Die Dehnungen des Probekörpers A4/RM.3 liegen danach geringfügig unter denen der übrigen drei, deren Dehnungen annähernd gleich sind.

Bei Betrachtung der experimentellen E-Moduln fällt auf, dass die Dehnungen jedoch insgesamt zu gering sind und der tatsächlich im A4 Altbeton vorhandene E-Modul von ca. 30,5 GPa überschätzt wird. Dieser ergäbe sich rechnerisch bei einer Dehnung von $-275 \mu\text{m}/\text{m}$.

Durch die weiteren Ergebnisse der unteren DMS (schwarze Kurven) kann auch Herleitung 5c bezüglich der Größenverhältnisse der Dehnungen zwischen den einzelnen Probekörpern im unteren Bereich bestätigt werden. Zudem lässt sich aus Tabelle 16 sehr gut der Einfluss der Steifigkeitsunterschiede der Einzelmaterialien auf den experimentellen E-Modul des unteren Bereiches ablesen. Die geringsten negativen Dehnungen (und den größten E-Modul) weist Probekörper A4/V.8 auf. Die Dehnungen werden entsprechend der in Herleitung 5c aufgezeigten Reihenfolge zunehmend negativer, was den E-Modul folgerichtig bis zu einem Wert von 23,5 GPa (A4/RM.0.8) reduziert. Auch die absolute Höhe der so berechneten E-Moduln erscheint plausibel, wenn auch im Falle von A4/V.8 und A4/RM.0.8 vermutlich etwas zu hoch.

Die Zuordnungen der oberen Dehnungen zu den unteren eines Probekörpers entsprechend Herleitung 2a-d konnten nicht direkt bestätigt werden. Dies ist auf die bereits erwähnten, zu geringen Absolutwerte der oberen DMS-Lage zurückzuführen. Bei künstlicher Korrektur dieser Werte um ca. $-30 \mu\text{m}/\text{m}$ auf die erwähnten $-275 \mu\text{m}/\text{m}$ jedoch stimmt die Zuordnung der Dehnungswerte zueinander sehr gut mit Herleitung 2a-d überein.

Der Grund für diese fehlenden Dehnungsanteile liegt vermutlich in der Probenvorbereitung und einer daraus resultierenden geringfügigen, aber systematischen Schiefstellung aller vier Probekörper in Richtung der Seite A, was sowohl bei den Dehnungs- als auch bei den Spannungsmessungen (vgl. Kapitel 8.4.3.1) zu einseitig höheren Werten geführt hat. In Richtung der Probekörperachse B-D konnte keine Schiefstellung festgestellt werden.

Die Auswertung der Dehnungsmessungen erfolgte aus diesem Grund anhand von Mittelwerten aller vier Seiten, auch wenn dies mit verhältnismäßig großen Streuungen einherging. Eine Einschätzung dazu folgt in Kapitel 8.4.3.5.

Abschließend bleibt anzumerken, dass die Sensoren im Probekörper die Messungen mit den DMS an der Bauteiloberfläche nicht beeinflussen. Im Zuge eines zur Klärung dieser Fragestellung durchgeführten Belastungsversuchs ohne Sensoren wurden die gleichen Dehnungen gemessen wie bei den regulären Versuchen mit Sensoren im Probekörper.

8.4.3.4 Ergebnisse der Begleitkörper und resultierende E-Modulverhältnisse

Die Ergebnisse der zeitgleich mit den großformatigen Probekörpern hergestellten Begleitkörper können Tabelle 17 entnommen werden. Dabei zeigte sich große Übereinstimmung mit den vorab ermittelten Kennwerten (siehe Tabelle 7 und Tabelle 10), weshalb die formulierten Herleitungen Gültigkeit behielten.

Tabelle 17: Mechanische Kennwerte der Begleitkörper zu den großformatigen Probekörpern

zugehörig zu Probekörper	Druckfestigkeit [MPa]		Biegezug- festigkeit [MPa]	E-Modul [GPa]		E-Modul- Verhältnis [-]
	A4	Betonersatz		A4	Betonersatz	
RefA4	50,7	-	-	30,6	-	1,00
A4/V.8	42,4	74,4	-	30,5	32,9	0,93
A4/RM.3	43,7	70,2	7,1	30,8	27,1	1,14
A4/RM.0.8	45,7	34,6	7,1	30,4	11,0	2,76

Unter der Annahme, dass die E-Moduln der Begleitkörper denen der Materialien in den großformatigen Probekörpern entsprechen, konnten so die für die weiteren Ausführungen wichtigen E-Modul-Verhältnisse bestimmt werden.

Das Verhältnis von RefA4 wurde hierfür zu 1,0 gesetzt. Das von A4/V.8 liegt aufgrund des steifen Betonersatzes unterhalb von 1,0. Die E-Modulverhältnisse der übrigen beiden Probekörper liegen leicht und deutlich über diesem Wert.

8.4.3.5 kritische Auseinandersetzung mit dem Berechnungs-Modell

Die Ergebnisdarstellung der absoluten, direkt aus der vom Sensor ausgegebenen Digitwerte berechneten Spannungen in Kapitel 8.4.3.1 zeigt, dass das im Rahmen der Vorversuche entwickelte und an Würfeln mit einer Kantenlänge von 15 cm kalibrierte Modell nicht für eine allgemeingültige Berechnung der Spannungen an beliebigen Probekörpergeometrien verwendet werden kann. Das Modell unterschätzte die zu erwartenden Spannungen annähernd um den Faktor 3.

Zwar besteht durch das Modell die Möglichkeit zur Einbeziehung unterschiedlicher Vorspannungswerte (vgl. Abbildung 26) sowie einer (im Vergleich mit der vom Hersteller gegebenen Umrechnungsformel) individuelleren Anpassung an die Umgebungsbedingungen. Auch ergibt sich eine flexiblere Handhabung der Sensoren. Die Übertragbarkeit auf andere Probekörpergeometrien scheint jedoch nicht gegeben, da die Messungen an Probekörpern im Labormaßstab offensichtlich zu stark geometrieabhängig sind oder der Einfluss der Querdehnungsbehinderung durch die Prüfmaschine zu groß ist.

Die Erweiterung des entwickelten Modells um einen im Vorfeld zu ermittelnden, prüfkörperabhängigen Geometriefaktor erscheint nicht praktikabel, da dies das Modell verkomplizieren würde. Auch kann nicht ausgeschlossen werden, dass die Geometrie zusätzlich einen Einfluss auf den Materialfaktor hat und diesen probekörperabhängig verändert. Es wird vermutet, dass die hohen Spannungswerte im weichen Betonersatz RM.0.8 möglicherweise auf einen eben solchen Effekt zurückzuführen sind.

Von der Nutzung der Sensoren zur absoluten Spannungsermittlung in Laborprobekörpern wird folglich abgeraten.

Die relative Betrachtung der Ergebnisse (Kapitel 8.4.3.2) hingegen erscheint vielversprechend und in den Verhältnissen realistisch (siehe dazu Kapitel 8.5.2). Der Einfluss einer geometriebedingten Abweichung von den Absolutwerten wird auf diese Art der Auswertung umgangen.

Auch der Zahlenwert des im Rahmen der Vorversuche ermittelten Materialfaktors m von 0,82 für RM.0.8 wurde im Zuge der relativen Auswertung bestätigt. Den Ergebnissen der FE-Berechnungen in Kapitel 8.5.2 geringfügig vorgreifend ist festzustellen, dass erst die Abminderung der Messwerte um den Faktor 0,82 zu einer guten Übereinstimmung mit den Simulationsergebnissen führte.

Zusätzlich zu den bereits erwähnten Prüfeinflüssen auf das Messergebnis (Aufzählung in Kapitel 8.2.4) war auch der Einfluss einer Schiefstellung des Probekörpers in der Prüfmaschine aus den Ergebnissen der Sensoren und der DMS ablesbar (vgl. Kapitel 8.4.3.3). Dies ist für die Präzision des Messergebnisses von Nachteil. Es zeigt sich daran aber auch die generelle Funktionalität der Sensoren im Beton und deren Sensitivität, eine unbeabsichtigte Ungleichbelastung messtechnisch erfassen zu können.

Um Messwertunterschiede zwischen den Sensoren A+C auszugleichen (ablesbar aus Abbildung 30), basiert die relative Ergebnisdarstellung auf einem Mittelwert aus A+C. Auch bei der Auswertung der DMS erfolgte beispielsweise eine Mittelwertbildung aller vertikalen Dehnungen (A-D) einer Höhenlage.

Das Vorgehen birgt ein gewisses Fehlerpotential, da nicht klar abzuschätzen ist, ob die reine Mittelwertbildung den Einfluss der Schiefstellung kompensieren kann. Für die Ergebnisdarstellung in dieser Arbeit wurde durch die Verwendung des Mittelwertes eine gute Übereinstimmung mit den zu erwartenden Gesamtdehnungen erzielt.

8.5 FE-Simulationen

8.5.1 Zielsetzung und Modellparameter

Wie schon bei den Chloridmigrationsversuchen unter Belastung sollten mit Hilfe einer parallel durchgeführten FE-Modellierung der Belastungsversuche die folgenden Ziele erreicht werden:

- Plausibilitätskontrolle experimentell bestimmter Spannungsverteilungen im Probekörper
- Erweiterung der Untersuchungsmatrix auf weitere Steifigkeitsverhältnisse bzw. Materialkombinationen
- Erweiterung der Untersuchungsmatrix auf weitere Schichtdickenverhältnisse im Querschnitt
- Überprüfung einer möglichen Abhängigkeit der Ergebnisse von
 - der absoluten Höhe der E-Moduln
 - den absoluten Bauteilabmessungen
 - dem Belastungsniveau

Die Berechnungen erfolgten mit der Simulationssoftware DIANA FEA 10.5. Detaillierte Angaben zu den gewählten Modell- und Materialeinstellungen können Anhang C entnommen werden. An dieser Stelle wird die Simulation ausschließlich in ihren Grundzügen erläutert.

Wie auch bei den Simulationen der RCM-Probekörper im Prüfrahm (vgl. Kapitel 7.2.2) wurde auf das »Total Strain Based Crack Model« zurückgegriffen.

Die vier real geprüften Probekörper wurden identisch zu den tatsächlichen Abmessungen jedoch ohne die rohrförmige Aussparung auf Höhe der Sensorlagen simuliert, um eine ungestörte Spannungsverteilung abzubilden und die Sensoren so mit den Spannungen in einem ungestörten Bauteil vergleichen zu können (siehe Abbildung 33). Darin ist auch die Auflager- sowie die Belastungssituation erkennbar.

Bei einer Simulation des Probekörpers mit rohrförmigen Aussparungen, aber ohne Sensoren, würden die Spannungen um die Sensorlöcher herumlaufen. Werden die Sensoren bei der Simulation berücksichtigt, ist unklar, wie die Vorspannung und der Sensor selbst bei der Wahl der Materialsteifigkeit zu berücksichtigen sind. In einem solchen Fall müsste eine Anpassung der Simulation an die experimentellen Ergebnisse erfolgen. Eine Plausibilitätskontrolle wäre so jedoch nicht möglich gewesen.

Um den Einfluss der Verbundfuge auf die Spannungsverteilung zu berücksichtigen, erfolgte eine Verknüpfung des Betonersatzes mit dem Altbeton über die »Unite-Connection«-Funktion der Software. Zudem wurde die Fuge als »2D line interface« definiert und mit eigenen Steifigkeitsparametern versehen (Anhang C).

Über die Funktion »probing curve settings« können Schnitte in den Probekörper gelegt werden. Anschließend gibt das Programm in der Ergebnisansicht die Spannungen entlang des gewählten Schnittes in Zahlenwerten aus. So konnten die Simulationsergebnisse auf Höhe der Sensormittelpunkte ausgewertet und weiterverarbeitet werden.

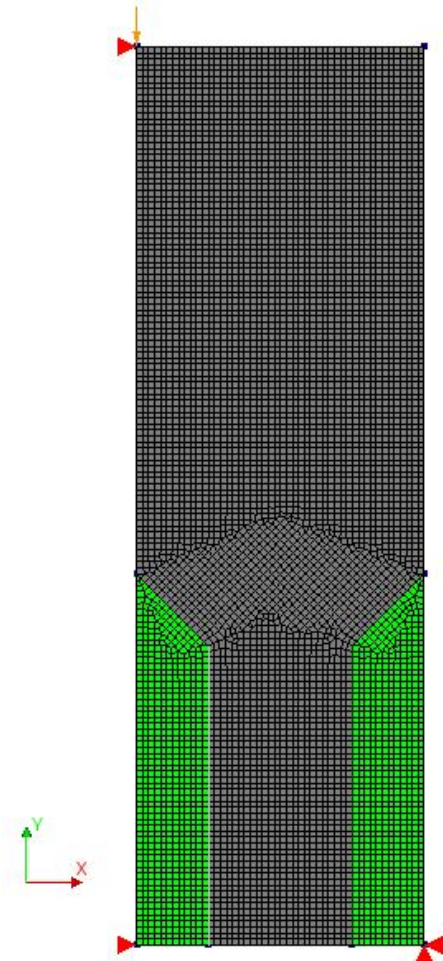


Abbildung 33: FE-Modell des Stützenstumpfes mit Betonersatz im Fußbereich (grüne Flächen)

8.5.2 Nachrechnung der Belastungsversuche

Die Nachrechnung der Realversuche diente der Plausibilitätskontrolle der Messergebnisse. Dafür wurden dem simulierten Probekörper in Abbildung 33 die Materialparameter gemäß den Prüfergebnissen der Begleitkörper (Tabelle 17) zugewiesen. Die Auswertung der Simulationsergebnisse erfolgte entsprechend der tatsächlichen Lage der Sensoren in einer Höhe von 20 cm und 38 cm sowie entsprechend der Sensorpositionen A+C jeweils in der Mitte des Betonersatzes und entsprechend uM und oM in der Mitte des Altbetonquerschnitts. Die an diesen Positio-

nen der unteren Sensorlage ausgegebenen Zahlenwerte der FE-Simulation wurden entsprechend der Darstellungen in Abbildung 31 relativ zueinander aufgetragen, wobei uM als Bezugsgröße diente. Das Ergebnis kann Abbildung 34 entnommen werden. Zur besseren Übersicht sind im Anhang A die gleichen Inhalte noch einmal für alle Probekörper getrennt in vier Einzeldiagrammen dargestellt (Abbildung A.10 bis Abbildung A.13). Diesen Abbildungen ist alternativ die exakte Spannungsverteilung hinterlegt, wie sie von der FE-Software ausgegeben wurde.

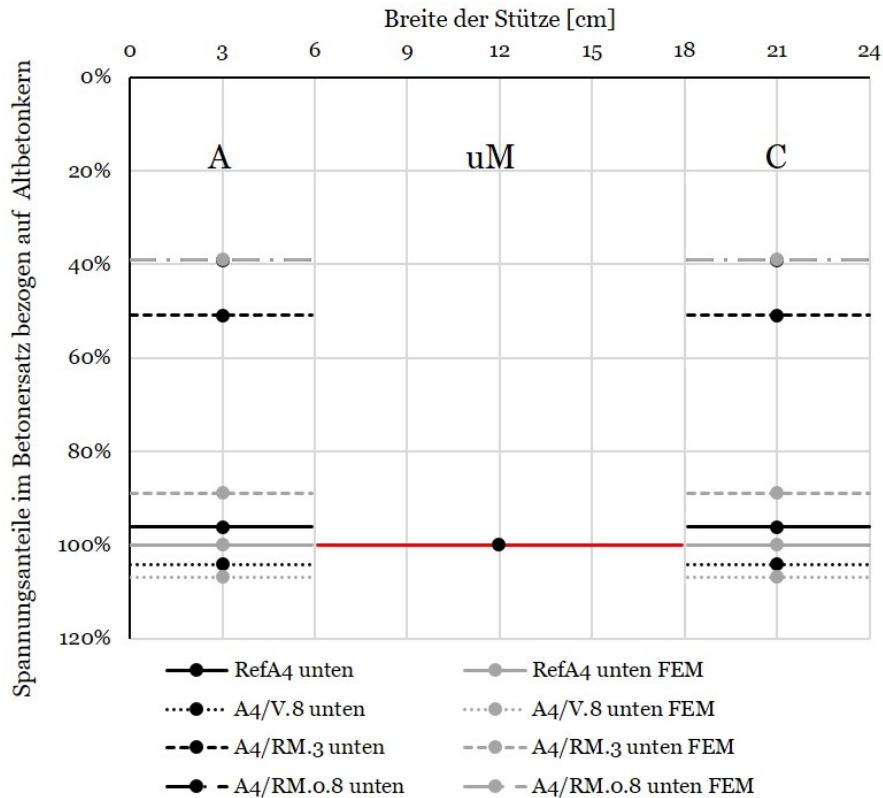


Abbildung 34: Spannungsverteilung im unteren Bereich der Probekörper. Mittelwerte der experimentell ermittelten Spannungen an den Sensorpositionen A+C (3 cm / 21 cm) und Gesamtverteilung der Spannungen entsprechend der FE-Berechnung bezogen auf den Mittelwert an Position uM (12 cm)

Auf den ersten Blick zeigt sich eine sehr gute Übereinstimmung der experimentell ermittelten Spannungen mit den Ergebnissen der FE-Simulation für drei der vier Probekörper. Wenn auch (wie aufgrund von Kapitel 8.4.3.1 zu erwarten war) die absolute Höhe der messtechnisch erfassten Spannungen nicht mit den Simulationsergebnissen übereinstimmt, so zeigt die relative Darstellung der FE-Ergebnisse, dass sich mit Hilfe der Spannungssensoren die vorherrschenden Spannungsverhältnisse sehr gut erfassen lassen.

Die experimentellen Ergebnisse des Probekörpers A4/RM.3 jedoch liegen sehr weit von den anhand der FE-Simulation zu erwartenden Spannungen entfernt. Während experimentell ein Verhältniswert von 51 % bestimmt wurde, müsste dieser laut Simulation bei 89 % liegen. Daraus muss geschlussfolgert werden, dass die Sensoren A+C im Realversuch weniger stark belastet wurden, als dies aufgrund der vorhandenen Steifigkeitsverhältnisse zwischen Altbeton A4 und Instandsetzungsmörtel RM.3 zu erwarten wäre.

Um Prüfeinflüsse oder etwaige Messfehler auszuschließen, wurde ein zweiter Probekörper der gleichen Materialkombination hergestellt (A4/RM.3-2) und im Nachgang zu den Hauptversuchen ein erneuter Belastungsversuch entsprechend den Prüfbedingungen der Hauptversuche (siehe Kapitel 8.4.1) durchgeführt. Dabei wurden die Versuchsergebnisse des ersten Probekörpers bestätigt bzw. lag das Verhältnis von A+C zu uM sogar noch etwas ungünstiger bei 45 % statt 51 %.

Die Gründe dafür konnten im Rahmen der Arbeit nicht abschließend geklärt werden. Vieles deutet aber darauf hin, dass ein verhältnismäßig starkes Schwinden des RM.3 Mörtels dazu führte, dass der Lastübertrag vom Altbetonkern in den Betonersatz bei den Versuchen gestört war. Entgegen der beiden anderen Materialien handelt es sich bei RM.3 nicht um ein in der Betoninstandsetzung zugelassenes Produkt. Die Rezeptur enthält keine das Schwinden reduzierenden Zusatzmittel und weist gleichzeitig einen hohen Zementgehalt auf. Für das Schwinden als Ursache sprechen die folgenden Beobachtungen bzw. Messwerte:

- Im RM.0.8 Betonersatzmörtel des zweiten Verbundprobekörpers A4/RM.3-2 wurde auf Seite A und D ein Schwindriss senkrecht zur Unterseite festgestellt. Dieser war an der Oberfläche deutlich größer als an der Verbundfuge, wie im Zuge des Abtrocknens nach vorangegangener Befeuchtung gut zu erkennen war (Abbildung B.15(a)). Die Probekörper A4/V.8 und A4/RM.0.8 sowie der zuerst hergestellte A4/RM.3 ließen keine oberflächlichen Risse erkennen.
- Zusätzlich zu dem senkrechten Riss zeigten beide A4/RM.3 Probekörper vor dem Schleifen der Unterseite eine deutliche Ablösung des Betonersatzes vom Altbetonkern. Diese war auch nach dem Schleifen zunächst nicht mehr, nach den Belastungsversuchen aber wieder deutlich zu erkennen (Abbildung B.16). Die Verbundfugen der anderen Probekörper waren an der Unterseite vor und nach den Versuchen augenscheinlich ungestört (siehe Abbildung B.12).
Alle drei Materialien wiesen in der Fläche einen guten Haftverbund zum Altbeton auf (Mittelwert aus drei Prüfungen: RM.3 = 3,3 MPa, V.8 = 2,9 MPa, RM.0.8 = 1,7 MPa). Ein Einfluss des Schwindens auf die Verbundwirkung kann aber aufgrund der festgestellten Rissbildung nicht ausgeschlossen werden.
- Während der Belastungsversuche an A4/RM.3-2 wurde nach dem Anspannen der Sensoren im Probekörper ein Spalt zwischen der Lasteinleitungsplatte des Sensors und der Probekörperwandung festgestellt (siehe Abbildung B.15(b)). Auch dies wurde bei keinem der anderen Probekörper registriert. Die Vermutung liegt nah, dass sich infolge der Schwindverformungen im Material auch der Durchmesser des Sensorloches verändert hat. Die Lasteinleitung in die Platte wurde dadurch mutmaßlich beeinflusst.
- Das Schwindmaß [mm/m] der drei Materialien nach 28d bzw. 56d liegt bei: RM.3 = 0,69/0,75 (eigene Messwerte³⁷), V.8 = 0,39/0,56 (Herstellerangaben auf Nachfrage), RM.0.8 = 1,63/k.A. (Herstellerangaben auf Nachfrage). Das hohe Schwindmaß des RM.0.8 erklärt den vom Hersteller gewählten Einsatz von PP-Fasern zur Vermeidung einer Rissbildung.

³⁷ Bestimmt an sechs Prismen nach DIN EN 12617-4 [DIN02].

In Anbetracht der großen Ähnlichkeit zu den Simulationsergebnissen, der guten Verbundfestigkeit und des augenscheinlich vollkommen intakten Zustands des Materials am Verbundprobekörper gibt es trotz des hohen Schwindmaßes von RM.0.8 wiederum keine ersichtlichen Gründe, die geringen Messwerte der Sensoren im RM.0.8 aufgrund des nochmals höheren Schwindmaßes ebenfalls auf eine mangelhafte Kraftübertragung zwischen Altbeton und Betonersatz zurückzuführen.

Ergänzend bleibt festzuhalten, dass die im Rahmen der Vorversuche festgestellte und in Punkt 3 des Kapitels 8.4.2 erneut formulierte Nichtvergleichbarkeit der Sensorwerte uM und oM von den FE-Simulationen bestätigt wurde. Während die messtechnisch erfassten Spannungen an den beiden Sensoren am Probekörper A4/RM.0.8 ein Verhältnis von 3:1 aufwiesen (siehe auch Abbildung 29), lag dies gemäß den FE-Simulationen nur bei 1,3:1.

Auch die experimentell festgestellte Ähnlichkeit der Spannungen in Sensorlage oM (Punkt 1a in Kapitel 8.4.2) wurde anhand der FE-Simulationen erneut bestätigt. Die Werte lagen zwischen minimal 8,63 MPa (A4/V.8) und 9,42 MPa (A4/RM.0.8).

8.5.3 Erweiterte Prüfmatrix

Um die Spannungsverteilung in einem instandgesetzten oder verstärkten Bauteil auch für andere Steifigkeits- und Schichtdickenverhältnisse einer 24 cm breiten Stütze abschätzen zu können, erfolgte eine FE-Simulation gemäß der in Tabelle 18 aufgezeigten Prüfmatrix.

Dabei steht Zeile 6-12-6 / 0,5 für die Geometrie der tatsächlich geprüften Probekörper. Die übrigen Verhältniswerte bilden alternative Schichtdickenkombinationen ab, wobei einzelne (beispielsweise 11-2-11) eher theoretisch möglich als praktisch durchführbar sind.

Die Schichtdicken bzw. Längenanteile werden mit in diesem Fall beliebig gewählten E-Modulverhältnissen kombiniert. Die Kombinationen bilden dabei ein breites Spektrum ab, wie es sich beispielsweise aus der Kombination eines A1 mit V.8 oder eines A4 mit RM.0.8 ergeben würde (vergleiche Tabelle 7 und 10 bzw. Tabelle 17).

Zur Klärung der in Kapitel 8.5.1 formulierten Fragestellungen bezüglich der Gültigkeit der Ergebnisse für gleiche Verhältnis- aber andere Absolutwerte bei den E-Moduln und den Schichtdicken wurden exemplarische Einzelberechnungen durchgeführt. Gleiches gilt für die Spannungsverteilung in Abhängigkeit von der Höhe des Belastungsniveau.

Hierzu lässt sich zusammenfassend anmerken, dass die Spannungsverteilung unabhängig vom Belastungsniveau und den Absolutwerten gleich ist. Eine Auswertung der Berechnungen rein anhand von Verhältniswerten ist folglich auf jedem Lastniveau zulässig.

Aus den somit allgemeingültigen Ergebnissen der FE-Simulation konnten im folgenden allgemeingültige Spannungsverteilungen in Abhängigkeit von den Schichtdicken des Altbetons und des Betonersatzes sowie den vorliegenden E-Modulverhältnissen abgeleitet und in Nomogramme überführt werden (siehe nachfolgendes Kapitel).

Tabelle 18: Prüfmatrix der DIANA-Simulation zur Spannungsverteilung in einem instandgesetzten Bauteilquerschnitt

Längen- anteile [cm]	Länge Betonersatz/ Länge Altbeton	simulierte E-Modulverhältnisse									
		0,33	0,37	0,43	0,49	0,76	1,00	1,17	1,33	2,71	
1 - 22 - 1	0,045										
2 - 20 - 2	0,1										
3 - 18 - 3	0,167										
4 - 16 - 4	0,25										
5 - 14 - 5	0,357										
6 - 12 - 6	0,5										
7 - 10 - 7	0,7										
8 - 8 - 8	1										
9 - 6 - 9	1,5										
10 - 4 - 10	2,5										
11 - 2 - 11	5,5										

8.6 Nomogramme zur Abschätzung der Spannungsverteilung in instandgesetzten Bauteilquerschnitten

Um die zusammengeführten Ergebnisse aus den Belastungsversuchen und den FE-Simulationen in ein praxisnahes Anwendungsdokument zu überführen, wurden drei Nomogramme entwickelt, die es ermöglichen, die Spannungsanteile im Mittelpunkt des Betonersatzes und des Altbetons bezogen auf die rechnerisch in einem homogenen Querschnitt vorherrschende Spannung in Abhängigkeit vom E-Modulverhältnis zwischen Altbeton und Betonersatz und in Abhängigkeit vom Schichtdickenverhältnis (Betonersatz/Altbeton) abzulesen.

Entgegen den bisherigen Diagramme zur Visualisierung der Versuchsergebnisse wurde für die Nomogramme eine Darstellung nicht mit Bezug auf den Mittelpunkt des Altbetons (Sensorposition u_M , siehe Kapitel 8.4.3.2 und 8.5.2), sondern mit Bezug auf die rechnerisch vorherrschende Spannung gewählt, um abhängig von den tatsächlich auf ein Bauteil wirkenden Lasten eine übersichtliche Spannungsverteilung im Querschnitt ermitteln zu können.

Abbildung 35 stellt die Spannungsverteilung sowohl im Altbetonkern als auch im Betonersatz für einen mittleren Bereich der E-Modulverhältnisse (E_{Alt}/E_{BE}) zwischen 0,5 und 1,5 dar. Die schwarzen Kurven gelten für den Betonersatz, die grauen für den Altbetonkern. Zudem sind an den Kurven des Diagramms die Schichtdickenverhältnisse zwischen einseitigem Betonersatz und Gesamtdicke des verbleibenden Altbetonkerns (0,05 - 5,5) notiert.

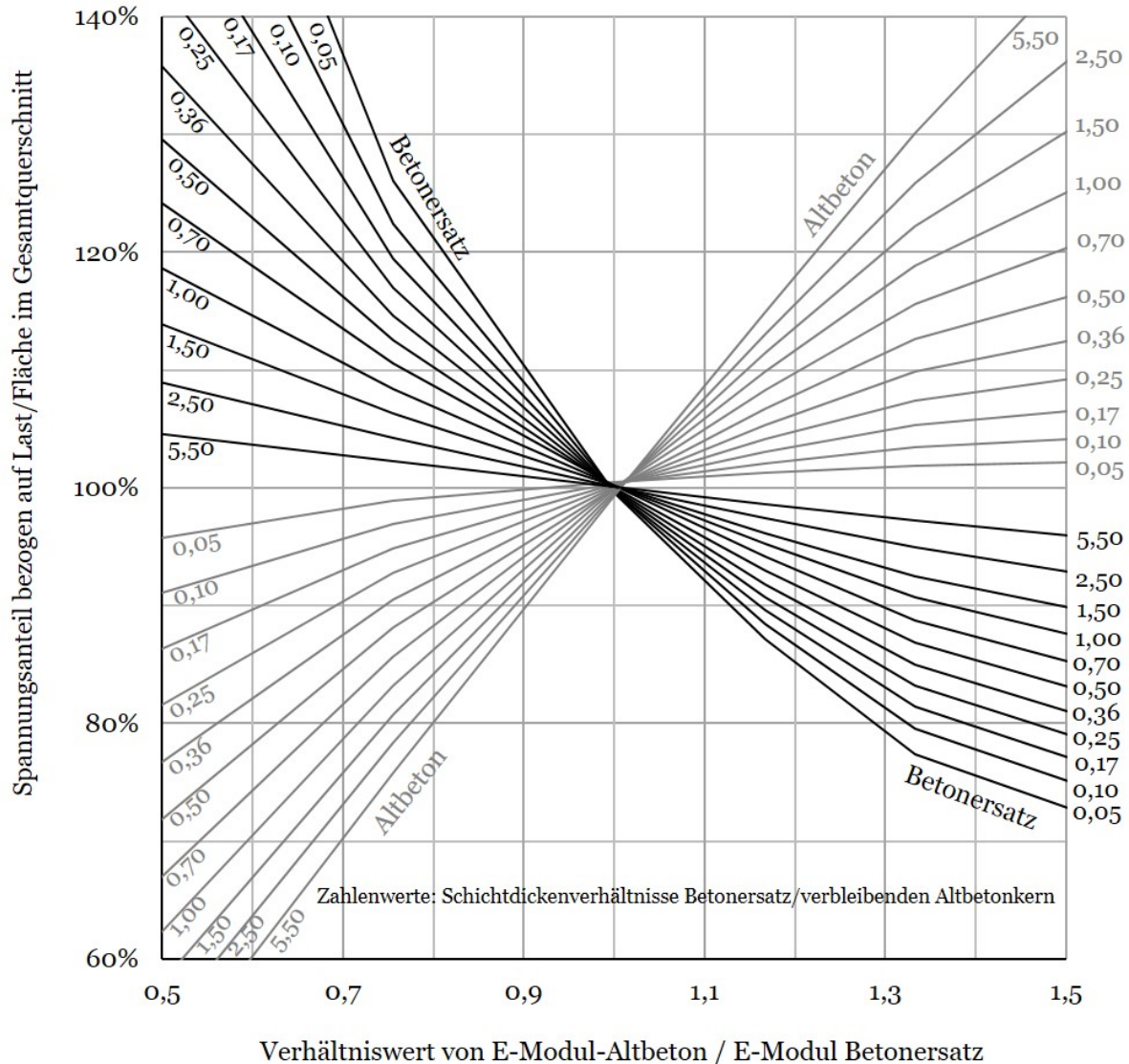


Abbildung 35: Nomogramm zur Abschätzung der Spannungsverteilung im Bauteilquerschnitt, anteilig von der rechnerischen Spannung im homogenen Querschnitt in Abhängigkeit vom E-Modul- und Schichtdickenverhältnis von Betonersatz zu Altbetonkern. Spannungsanteile im Altbeton als graue, im Betonersatz als schwarze Kurven

Zusätzlich zu Abbildung 35 wurden im Anhang A zwei weitere Nomogramme für einen noch weiter gefassten Bereich an E-Modulverhältnissen (0,3 - 2,7) erarbeitet. Abbildung A.14 zeigt die Spannungsverteilung ausschließlich für den Altbetonkern, während Abbildung A.15 ausschließlich für den Betonersatz zu verwenden ist.

Bei einem E-Modulverhältnis von näherungsweise 1,0 liegt der Nulldurchgang des Nomogramms. Rechts davon liegen die E-Modulverhältnisse $> 1,0$, was dazu führt, dass der Altbetonkern stärker belastet wird als der Betonersatz.

Eine Datenanalyse zeigt, dass sich die Kurvenverläufe mit hohen Bestimmtheitsmaßen über quadratische Funktionen beschreiben lassen.

Anhand eines Beispiels soll die Ableseroutine erläutert werden.

Eine im Grundriss quadratische Stahlbetonstütze mit einer Kantenlänge von 300 mm wird nach der Betoninstandsetzung mit 1.800 kN belastet. Daraus resultiert eine rechnerische Spannung von 20 MPa im homogenen Stützenquerschnitt.

Die Betoninstandsetzung erfolgte umlaufend bis in eine Tiefe von 10 cm. Es liegt somit ein Schichtdickenverhältnis von 10-10-10, also 1,0 vor.

Der Altbeton weist einen E-Modul von 24 GPa auf. Für die Betoninstandsetzung wurde zur Verstärkung des Tragwerks ein Vergussbeton mit einem E-Modul von 32 GPa gewählt. Das E-Modulverhältnis liegt somit bei 0,75.

Beginnend bei 0,75 auf der x-Achse in Abbildung 35, ist der Schnittpunkt mit der grauen 1,00-Kurve für den Altbeton und der schwarzen 1,00-Kurve für den Betonersatz zu ermitteln. Von beiden Punkten ist eine horizontale Linie zum anteiligen Spannungswert bezogen auf die oben genannten 20 MPa auf der y-Achse zu ziehen. So ergibt sich ein Anteil von ca. 83 % im Altbeton ($0,83 \cdot 20,0 = 16,6$) und 108 % im Betonersatz ($1,08 \cdot 20,0 = 21,6$).

Gleichermaßen kann dem Nomogramm auch mit einem Einstieg über die y-Achse entnommen werden, welches Steifigkeitsverhältnis zwischen Altbeton und Betonersatz zu wählen ist, um eine gewünschte Spannungsverteilung im Querschnitt einzustellen.

8.7 Kritische Auseinandersetzung mit den Versuchsergebnissen

Bei der Erarbeitung der im vorangegangenen Kapitel vorgestellten Nomogramme wurden vereinfachende Annahmen getroffen und Randbedingungen formuliert, welche bei der Nutzung der Nomogramme und bei der Abschätzung einer Spannungsverteilung in einem instandgesetzten Bauteilquerschnitt zu beachten sind. Diese Randbedingungen werden im Folgenden nochmals aufgegriffen (unterstrichene Unterüberschriften) und in Bezug auf die Nutzung der Nomogramme kommentiert.

Fehlende Längsbewehrung und unverankerte Verbundfuge

Vereinfachend erfolgten die Belastungsversuche an unbewehrten Verbundprobekörpern, um die Spannungsverteilungen möglichst ungestört und rein auf den Beton fokussiert abbilden zu können. Es wird angenommen, dass aufgrund der geringeren Festigkeit des Betons gegenüber dem Stahl durch die Versuchsergebnisse die ungünstigste Spannungsverteilung in einem instandgesetzten Bauteilquerschnitt abgebildet wird, die auftreten kann.

Das Vorhandensein einer Längsbewehrung im Stützenquerschnitt würde den Beton entlasten, eine Verankerung der Verbundfuge die Spannungsunterschiede zwischen Altbeton und Betonersatz reduzieren sowie den Verlauf der Spannungen im Querschnitt gleichmäßigen.

Schwind- und Krieeffekte nicht berücksichtigt

Schwind- und Krieeffekte sind zeitabhängig und eher als Langzeit- denn als Kurzzeitphänomene einzustufen. Die Intensität dieser Effekte steht unter anderem in direktem Zusammenhang mit der Steifigkeit eines Betonbauteils [ZZ10]. Beide Phänomene wurden für die Untersuchungen zu dieser Arbeit nicht berücksichtigt. Die aus den Nomogrammen ablesbaren Spannungsvertei-

lungen sind somit als Momentaufnahme zu verstehen.

Hinsichtlich der Wirkung in einem instandgesetzten Bauteilquerschnitt sind das Schwinden und das Kriechen gegensätzlich zu bewerten. Liegt beispielsweise im Betonersatz eine höhere Spannung als im Altbeton vor, sorgen Kriecheffekte dafür, dass sich die Unterschiede verringern und Spannungsanteile im Laufe der Zeit auf den Altbetonkern übergehen (dies jedoch nur soweit, bis eine Gleichverteilung vorliegt).

Kommt es zu starken Schwindeffekten im zunächst stärker belasteten Betonersatz, wird sich dieser stetig und bis über eine Gleichverteilung der Spannungsanteile im Querschnitt hinaus der Last entziehen, was mit der Zeit zu einer Mehrbelastung des Altbetons führt.

Der Begrenzung des Schwindmaßes kommt für die Betoninstandsetzung im Sinne des Lastabtrags und auch im Sinne der Dauerhaftigkeit (siehe Zusammenführung der Untersuchungsergebnisse im nachfolgenden Kapitel 9) eine große Bedeutung zu.

Spannungsanteile gelten für das Zentrum des Betonersatzes und nicht für die Bauteiloberfläche
Die aus den Nomogrammen ablesbaren Spannungsverteilungen beziehen sich auf den Mittelpunkt von Betonersatz und Altbeton. Abhängig vom vorliegenden Steifigkeitsverhältnis zwischen den beiden Materialien und von der Schichtdicke des Betonersatzes können die Spannungen nahe der Verbundfuge oder an der Bauteiloberfläche von denen im Zentrum abweichen.

Im Rahmen der FE-Simulationen lagen diese Unterschiede auch bei extremen E-Modulverhältnissen stets unterhalb von 10 %. Abbildung 36 zeigt beispielhaft die von DIANA FEA ausgegebene Spannungsverteilung im Querschnitt bei einem E-Modulverhältnis von 0,43 und einem Schichtdickenverhältnis von 0,50, wonach die Spannung an der Verbundfuge rd. 6 % über der im Zentrum des Betonersatzes liegt. Der Effekt ist für die Praxis unter Berücksichtigung der zahllosen Einflussgrößen auf diese Berechnung zu vernachlässigen.

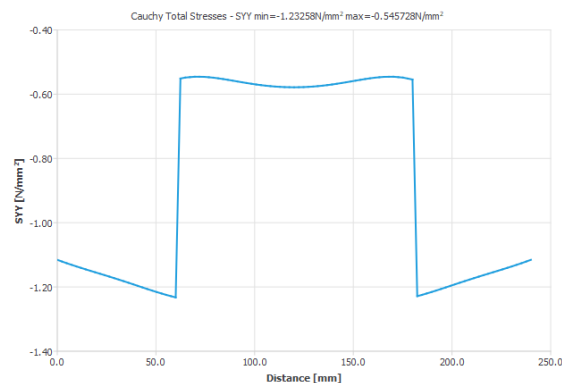


Abbildung 36: Spannungsverteilung auf Höhe der unteren Sensorlage, Ausgabe aus DIANA FEA 10.5 für ein E-Modulverhältnis von Altbeton zu Betonersatz von 0,43 und ein Schichtdickenverhältnis von 0,5

Für weiterführende Arbeiten ist jedoch eine detailliertere Betrachtung der Lastverteilung (und daraus resultierender Mikrorisse) entlang der Verbundfuge von Interesse, welche im Rahmen dieser Arbeit nicht im Fokus stand. Der in Abbildung 36 gezeigte Sprung der Spannungen auf ein anderes Niveau muss direkt von der Verbundfuge aufgenommen werden, was mitunter zu Span-

nungsspitzen und resultierenden Mikroschädigungen führen kann.

Der Spannungsverlauf im Betonersatz stützt auch die in Kapitel 7.4.5 bereits andiskutierte These einer Gradierung des Chloridmigrationskoeffizienten. Weitergehende Betrachtungen dazu finden sich in Kapitel 9.4.

Alterung des E-Moduls

Es ist allgemein bekannt, dass sich der E-Modul wie auch die Festigkeit eines Betonbauteils gegenüber dem Wert nach 28 Tagen mit der Zeit verändert. Im Allgemeinen kann von einer altersbedingten Steigerung von E-Modul und Festigkeit ausgegangen werden. Diese lassen sich gemäß den gängigen Regelwerken für die Bauteilbemessung näherungsweise berechnen (im Eurocode 2 [DIN] nach Kapitel 3.1.3, im Model Code 2010 [Int13] nach Kapitel 5.1.9).

Gleichzeitig muss davon ausgegangen werden, dass ein Bauwerksbeton im Zuge seiner Erstbelastung und insbesondere im Zuge der Nutzung (dynamische Belastungen) an Steifigkeit verliert. Die lastbedingte Abnahme des E-Moduls wird beispielsweise in der Arbeit von Thiele [Thi16, S.99] beschrieben.

Diese einander gegenläufigen Aspekte der Alterung des E-Moduls wurden in den Untersuchungen zu dieser Arbeit nicht berücksichtigt. Die aus den Nomogrammen zu entnehmenden Spannungsverteilungen stellen somit auch im Hinblick auf die Alterung des E-Moduls immer eine Momentaufnahme dar. Mögliche Veränderungen der Steifigkeiten in der Nutzungsphase müssen vom sachkundigen Planer einer Instandsetzungsmaßnahme abgeschätzt und bei der Wahl eines Instandsetzungsmaterials berücksichtigt werden.

Eingeschränkte Bauteilgeometrie

Die entwickelten Nomogramme stützen sich auf experimentelle Untersuchungen sowie FE-Berechnungen an einem Stützenstumpf mit einer Kantenlänge von 24 cm. Ausgewertet wurden dabei ausschließlich Spannungsverteilungen in einer Höhe von 20 cm und entlang der Mittelachse des Probekörpers. Da es sich hierbei um eine 2D-Analyse handelt, werden mögliche Randeffekte an den Außenkanten des Stützenstumpfes nicht berücksichtigt.

Für die näherungsweise Abschätzung der Spannungsverteilung in anderen Bauteilgeometrien können die Nomogramme trotzdem verwendet werden, solange diese als Spannungsverteilung entlang eines Schnittes durch ein Bauteil betrachtet werden. Dies zeigten die in Kapitel 8.5.2 erläuterten Untersuchungsergebnisse.

Für die umlaufende Betoninstandsetzung (Abtragstiefe 8 cm) an einer Wandscheibe von 200 cm Länge und 30 cm Breite ergäbe sich beispielsweise in die eine Richtung ein Schichtdickenverhältnis von 8-184-8 (0,043), in die andere eines von 8-14-8 (0,57). Ersteres ist für die Steifigkeitsverteilung nicht relevant und wird von den Nomogrammen nicht abgebildet. Die Betrachtung über die kurze Seite der Wandscheibe gleicht der in einer Stütze und wird für die Abschätzungen maßgebend.

Geometrie des Betonabtrags

Die Geometrie eines Betonabtrags kann abhängig von der Intensität eines Chlorideintrags in der Tiefe, der Länge entlang des Umfangs und der Höhe variieren. Variierende Abtragstiefen werden in den Nomogrammen berücksichtigt, da diese auf Verhältniswerten der Schichtdicken von Alt-

beton und Betonersatz aufgebaut sind.

Mit variierenden Betonabtragshöhen kann es zu Abweichungen von den in den Nomogrammen festgehaltenen Spannungsverteilungen kommen, da diese in einer Höhe von 20 cm in einem Instandsetzungsbereich von 25 cm Höhe am Betonersatz und 31 cm Höhe an der Bauteiloberfläche ausgewertet wurden. Wie sich Abbildung C.1 im Anhang entnehmen lässt, muss davon ausgegangen werden, dass die Spannungsverteilung weiter unten im Probekörper geringfügig von der auf der betrachteten Bauteilhöhe abweicht. Wie bereits in horizontaler Richtung gezeigt, liegen auch die vertikalen Spannungsunterschiede im Betonersatz unterhalb von 10 %. Für abweichende Abtragshöhen ist folglich lediglich zu ergänzen, dass die Nomogramme die Spannungsverteilung im oberen Drittel eines Instandsetzungsbereiches ausgeben.

Eine nicht vollumfängliche Betoninstandsetzung an einem chloridbelasteten Bauteil sorgt für asymmetrische Spannungsverteilungen im Bauteilquerschnitt, bei der je nach Bauteilsituation von einer Intensivierung der Spannungsverteilung zwischen Altbeton und Betonersatz ausgegangen werden muss. Ein solcher Fall wurde im Rahmen dieser Arbeit nicht behandelt. Aufgrund der gewonnenen Erkenntnisse ist zur Vermeidung von ungewollten Spannungsspitzen im Betonersatz von der Ausführung einer nicht vollumfänglichen Betoninstandsetzung (insbesondere an schlanken Bauteilen) abzuraten. Im Falle einer solchen Ausführung kommt der Wahl eines geeigneten E-Modulverhältnissen zwischen Altbeton und Betonersatz eine besonders wichtige Rolle zu.

9 Zusammenführung der Versuchsergebnisse im Sinne einer kombinierten Beanspruchung

9.1 Schlussfolgerungen aus den Untersuchungsergebnissen

Im Rückbezug auf die in Kapitel 5 formulierten Leitfragen dieser Arbeit kann auf Basis der Erkenntnisse aus den Arbeitspaketen AP1 - AP3 festgehalten werden, dass sich sowohl die lastbedingte Veränderung des Chloridmigrationskoeffizienten als auch die steifigkeitsabhängige Spannungsverteilung in einem instandgesetzten Bauteil versuchstechnisch nachweisen und quantifizieren lassen (Leitfrage 1).

Zur Klärung der Frage, ob es bei ungünstigen Steifigkeitsverhältnissen unter Umständen ungewollt zu einer Initiierung von Mikrorissen und einer damit einhergehenden Herabsetzung der angestrebten Lebensdauer kommt (Leitfrage 2), müssen die beiden zunächst getrennten Untersuchungsbereiche nun im Arbeitspaket 4 zusammengeführt werden.

Hierfür werden die wesentlichen Erkenntnisse in einem Zwischenschritt nochmals zusammengefasst, um sie anschließend im Sinne einer kombinierten Beanspruchung bewerten zu können:

- Die Spannungen in einem instandgesetzten Bauteil verteilen sich in Abhängigkeit von den E-Modulverhältnissen und den Flächenanteilen von Betonersatz und Altbeton unterschiedlich stark.
- Die eingetragene Spannung sorgt dafür, dass der Chlorideindringwiderstand ab einem gewissen Spannungsniveau signifikant verringert wird.
- Die Größe der Gesteinskörnung spielt bei diesem Effekt eine Rolle.
- Der Zusammenhang zwischen Spannungsniveau und Chloridmigrationskoeffizient lässt sich über eine materialspezifisch zu bestimmende quadratische Funktion beschreiben.

Daraus lässt sich direkt ableiten, dass die Steifigkeit des Betonersatzes die Spannungsverteilung im Querschnitt beeinflusst und dies bei ungünstiger Wahl der Steifigkeiten (und Druckfestigkeit - siehe dazu nachfolgendes Kapitel 9.2) direkte Auswirkungen auf den Chlorideindringwiderstand und auf die angestrebte Dauerhaftigkeit des Bauteils hat. Wird beispielsweise, um den Altbeton zu entlasten und ein Bauteil zu verstärken, ein Betonersatz deutlich steifer gewählt als der Altbeton, zieht der Betonersatz die Spannungen vermehrt an. Dies kann zu einer ungewollt hohen Belastung des Betonersatzes führen, was ab einem Lastniveau von 40 % - 60 % der maximal aufnehmbaren Spannung eine Mikrorissbildung und eine Abnahme des Chlorideindringwiderstands zur Folge hat.

Aufbauend auf diese Erkenntnisse lässt sich vorab gestellte Leitfrage 3 »Sind bei einer Betoninstandsetzung im Hinblick auf die Dauerhaftigkeit zusätzliche Aspekte zu beachten, die bisher nicht berücksichtigt werden?« wie folgt beantworten:

- Zusätzlich zur Druck- und Oberflächenzugfestigkeit sollten bei der Ermittlung der vorhandenen Altbetonklasse auch der E-Modul des Altbetons mindestens abgeschätzt, idealerweise direkt bestimmt werden.
- Kleinere Durchmesser sind bei der Wahl der Gesteinskörnung des Betonersatzes (wenn nach Tabelle 15 der TR-IH zulässig) größeren vorzuziehen, da die initiale Rissentstehung bei kleinen Korndurchmessern im Vergleich zu größeren erst bei höheren Lastniveaus einen Einfluss auf die Abnahme des Chlorideindringwiderstands hat. Dabei sollte das Schwindmaß so gering wie möglich gehalten werden.
- In Zusammenarbeit mit einem Tragwerksplaner sind die aus der Art der Abstützmaßnahmen resultierenden, zu erwartenden Spannungen im instandgesetzten Bauteil abzuschätzen. Mit Hilfe der entwickelten Nomogramme lassen sich daraus im Sinne der angestrebten Dauerhaftigkeit geeignete Steifigkeitsverhältnisse ableiten.

Zum letzten Punkt ist zu ergänzen, dass die Wahl eines Instandsetzungsmaterials ganz entscheidend von der Art der gewählten Abstützmaßnahme während einer Betoninstandsetzung und von der Höhe der in diesem Zuge aufgebrachten Entlastung des Bauteils abhängt. Dem Moment der Wiederbelastung beim Ausbau der Abstützung kommt für die Betrachtungen zur kombinierten Beanspruchung die größte Bedeutung zu. Die initiale Lasteinbringung im Moment des Ausbaus der Abstützmaßnahmen erfolgt vergleichsweise schlagartig und in einer im Zuge der Lebensdauer des Bauteils unter Umständen nicht wiederkehrenden Größenordnung.

Nachgeordnete, altersbedingte Effekte wie das Kriechen führen nachgewiesen eher zu einer Vergleichmäßigung von Spannungsunterschieden im Querschnitt als zu einer Intensivierung [Eis18]. Die Nutzung der entwickelten Nomogramme vor dem Aspekt einer kombinierten Beanspruchung wird im nachfolgenden Kapitel erläutert.

Ausführungen zur Beantwortung der verbleibenden Leitfrage 4 finden sich in Kapitel 10.

9.2 Einsatz der Nomogramme für die Bewertung einer kombinierten Beanspruchung aus Last und Chlorid

Um die entwickelten Nomogramme auch vor dem Hintergrund einer kombinierten Beanspruchung für die Abstimmung eines Betonersatzes auf die zu erzielenden Dauerhaftigkeitseigenschaften nutzen zu können, muss die in Kapitel 8.6 erläuterte Ableseroutine um einen weiteren Schritt ergänzt werden.

Sobald (wie im vorangegangenen Ablesebeispiel) aus der prozentualen auch die absolute Spannungsverteilung zwischen Altbeton und Betonersatz ermittelt wurde (beispielsweise 16,6 MPa im Altbeton zu 21,6 MPa im Betonersatz), kann durch die Kenntnis der maximalen Druckfestigkeit des Betonersatzes auch sein Belastungsniveau bestimmt werden. Für den Fall, dass die maximale Druckfestigkeit bei 40 MPa liegt, folgt daraus eine Belastung von 54 %, was dem Belastungsniveau entspricht, ab dem die Last den Chlorideindringwiderstand signifikant verringert.

Würde ein Material gleicher Steifigkeit, aber mit einer maximalen Druckfestigkeit von 70 MPa gewählt, so läge das Belastungsniveau bei nur 31 % und damit in einem Bereich, der gemäß den Untersuchungsergebnissen aus Kapitel 7 den Chlorideindringwiderstand nicht verringert und unter Umständen sogar geringfügig erhöht.

Neben der Steifigkeit des Betonersatzes kommt somit bei einer kombinierten Beanspruchung in Bezug auf die Dauerhaftigkeit auch der Druckfestigkeit eine wichtige Bedeutung zu. Dieser Sachverhalt wird insbesondere in Kapitel 10.2 noch einmal praxisnah erläutert.

9.3 Bezug zu den Anforderungen der TR-IH an den Betonersatz

Die in der TR-IH tabellierten Anforderungen an den Betonersatz beziehen sich (für alle Materialien gültig) auf die zulässigen Schichtdicken sowie für RM, RC, SRM, SRC, PRM und PRC spezifisch auf bestimmte Materialkennwerte. Alle Vorgaben basieren auf Erfahrungswerten und geben den sachkundigen Planern einer Instandsetzungsmaßnahme für zahlreiche Instandsetzungsfälle einen klar geregelten Handlungsspielraum vor. So sorgt die Einhaltung der Vorgaben aus der TR-IH für die Sicherung einer erforderlichen Ausführungsqualität und beugt einer unsachgemäßen Ausführung vor.

Die Formulierung von allgemeingültigen Grenzwerten geht aber mitunter auch mit einer reduzierten Flexibilität bei der Planung von Sonderlösungen und einem Verlust des kritischen Hinterfragens der tabellierten Kennwerte einher. Ganz konkret kann beispielsweise der starke Kontrast zwischen einer sehr umfangreichen Regelung des Betonersatzes auf den Altbetonen A5 und A4 (starkes Gefühl der Rechtssicherheit) gegenüber einer nicht vorhandenen Regelung für die Instandsetzungsmaterialien auf den Altbetonen der Klassen A3 - A1 (Gefühl fehlender Absicherung) zu Unsicherheiten bei den sachkundigen Planern und einer Sorge vor Planungsfehlern führen. Wird beispielsweise bei den Voruntersuchungen die Altbetonklasse A4 knapp verfehlt, liegt das Empfinden der Planungsverantwortung deutlich stärker auf den Schultern des Planers als bei Erreichen der Altbetonklasse A4.

Mit Bezug auf die Erkenntnisse dieser Arbeit ist es wichtig, die Materialeigenschaften eines Betonersatzes so frei wählen zu können, dass die im Sinne des Lastabtragsverhaltens und der Dauerhaftigkeit bestmöglichen Eigenschaften ausgewählt werden können. Im Kontext der durchgeführten Untersuchungen betrifft das insbesondere den E-Modul, die Druckfestigkeit und den Chlorideindringwiderstand. Indirekt relevant sind hierbei aber auch das Schwindmaß sowie die Biegezug- und Haftzugfestigkeit.

Die in den Tabellen C2 - C4 des zweiten Teils der TR-IH gegebenen Anforderungen an die Festigkeit (siehe auch Tabelle A.3) lassen erkennen, dass für jedes Material spezifische Mindestwerte gefordert sind. Für den Chlorideindringwiderstand und das Schwindmaß sind maximal zulässige Werte gegeben. Bei der Wahl der E-Moduln darf in einem vorgegebenen, nach oben und unten begrenzten Bereich frei gewählt werden.

Danach wäre die für den Probekörper A4/RM.0.8 gewählte Kombination eines weichen Betonersatzes mit einem E-Modul von 11 GPa auf einem A4 Altbeton unzulässig, da ein Mindest-E-Modul von 20 GPa gefordert ist. Mit Blick auf die Lastabtragsfähigkeiten des verbleibenden Altbetons erscheint diese Regelung sinnvoll. Bezüglich der Dauerhaftigkeit zeigte der RM.0.8 Mörtel jedoch die besten Eigenschaften zur Wahrung des Chloridmigrationskoeffizienten bei Belastung.

Um sicherzugehen, dass die ebenfalls von der Tabelle 15 geforderten maximalen Chlorideindringwiderstände auch während der Nutzung des Bauteils nicht überschritten werden, ist eine Begrenzung des E-Moduls nach unten hin nicht zielführend. Umgekehrt kann eine Limitierung des E-Moduls oder der Festigkeit auf einen gewissen Bereich bei der Steuerung der Spannungsverteilung im Bauteilquerschnitt ebenso hinderlich sein.

In den Praxisbeispielen in Kapitel 10 wird dieser Aspekt noch einmal verdeutlicht.

Ergänzend zu den geforderten Mindest-Haftzugfestigkeiten werden von der TR-IH (vermutlich zur Sicherung des Verbundes zwischen Altbeton und Betonersatz) auch maximal zulässige Rissbreiten von $w \leq 0,1$ mm gefordert.

Diese Begrenzung der Rissbreite ist nicht als Anforderung im Sinne des in dieser Arbeit herausgestellten Einflusses von Mikrorissen auf die Dauerhaftigkeit zu verstehen. Dieser Effekt wird durch eine Rissbreitenbeschränkung nicht begrenzt oder gar verhindert, da die für das beschleunigte Eindringen verantwortlichen Mikrorisse zum einen deutlich kleiner und zum anderen in der Regel nicht an der Bauteiloberfläche sichtbar sind (siehe nachfolgendes Kapitel bzw. Kapitel 7.4.5).

Die Begrenzung des Schwindmaßes (siehe Kapitel 8.5.2), eine hohe Mindestanforderung an die Haftzugfestigkeit zur Wahrung des Verbunds zum Altbeton sowie hohe Biegezugfestigkeiten zur Vermeidung einer frühen Rissbildung sind nach den Erkenntnissen dieser Arbeit von großer Wichtigkeit.

9.4 Übertragbarkeit der Ergebnisse auf Aspekte der Lebensdauerbemessung

Die existierenden Modelle zur Lebensdauerbemessung eines Stahlbetonbauteils (siehe Kapitel 3.3) sind bisher nicht darauf ausgelegt, eine Rissbildung im Beton und eine daraus resultierende Verkürzung der angestrebten Lebensdauer abzubilden. Die in dieser Arbeit gewonnenen Erkenntnisse könnten aber als Beitrag zur Entwicklung eines Ansatzes für eine Berücksichtigung des Einflusses einer Rissbildung dienen. Ein solcher Ansatz sollte sich weniger an einer definierten Rissbreite orientieren, sondern in Abhängigkeit eines anstehenden Lastniveaus Anpassungsmöglichkeiten des Chloridmigrationskoeffizienten bieten.

Die eigenen Ergebnisse (speziell die der Vorversuche, siehe Kapitel 7.2.3) sowie die Sichtung aktueller Forschungsergebnisse (Kapitel 4) zeigen, dass beim Auftritt eines an der Bauteiloberfläche sichtbaren Risses davon ausgegangen werden muss, dass das Chlorideindringen ungehindert erfolgen kann und das Ende der Einleitungsphase (siehe Abbildung 10), und damit das Ende der

kalkulierten Lebensdauer, unmittelbar oder innerhalb weniger Jahre erreicht ist.

Die Berücksichtigung des Einflusses einer Rissbildung auf die Lebensdauerbemessung ist deswegen vor allem zwischen dem komplett lastfreien (und rissfreien) Zustand und dem ersten Auftreten von Rissen an der Bauteiloberfläche zielführend.

Vorstellbar und praxisnah ist hierfür die Entwicklung von Anpassungsmöglichkeiten (beispielsweise Δ -Wert wie in Kapitel 7.4.4) des lastfrei im Labor bestimmten Chloridmigrationskoeffizienten an ein im Bauteil vorherrschendes Belastungsniveau. Dieser lastabhängige Chloridmigrationskoeffizient kann direkten Eingang in die existierenden Modelle zur Lebensdauerbemessung finden.

Die eigenen Ergebnisse wie auch die Ergebnisse anderer Studien (siehe [Zho+20]) zeigen, dass sich der Zusammenhang zwischen dem Belastungsniveau und dem Anstieg des Chloridmigrationskoeffizienten über eine quadratische Funktion beschreiben lässt.

Ein allgemeingültiger, materialunabhängiger Zusammenhang jedoch konnte bisher nicht herausgearbeitet werden. Vielmehr zeigten die Ergebnisse, dass neben dem nachgewiesenen Einfluss der Gesteinskörnung und des plastischen Verformungsverhaltens weitere Faktoren einen Effekt auf das Chlorid-Eindringverhalten eines Betons oder Mörtels bei Belastung haben könnten (beispielsweise der Einsatz von Füllstoffen, welche die Kontaktzone zwischen Gesteinskörnung und Zementstein verstärken, oder der Einsatz gebrochener Gesteinskörnung).

Für eine gute Handhabbarkeit sollte der lastabhängige Chloridmigrationskoeffizient trotz der in Abbildung 24 skizzierten Gradierung als Mittelwert einer Materialschicht verstanden werden. Zwar setzt sich im Fall »steifer Altbeton / weicher Betonersatz« die Rissbildung im Betonersatz theoretisch von der Verbundfuge zu Oberfläche hin fort, weshalb eine lastbedingte Rissbildung somit nicht initial an der Bauteiloberfläche (also dem Ort einer möglichen Chloridbeaufschlagung) zu erwarten ist. Auf die gesamte Lebensdauer betrachtet, wird sich dies durch einen Schädigungseinfluss größer dem Mittelwert im Bereich der Verbundfuge wieder ausgleichen.

Es ist im übrigen davon auszugehen, dass die Erkenntnisse zum Einfluss von lastbedingten Mikrorissen auf den Chlorideindringwiderstand in weiten Aspekten auch auf den Bereich der Carbonatisierung von Beton übertragbar sind (siehe dazu auch Kapitel 12).

10 Relevanz für die Baupraxis

10.1 Anwendungsbereiche und Gebrauchsanweisung

Die aufgezeigten Zusammenhänge zwischen Steifigkeitsunterschieden in einem instandgesetzten Bauteil, einer lastbedingten Mikroschädigung des Betongefüges und einer daraus resultierenden Reduzierung des Chlorideindringwiderstands sollen dazu anregen, bei der Wahl des Instandsetzungsmaterials eigenständige und fallbezogene Entscheidungen zu treffen. Die aus den entwickelten Nomogrammen ablesbaren Spannungsverteilungen sowie die angegebenen, zur Sicherung der Dauerhaftigkeit anzustrebenden Lastniveaus dienen dafür als Hilfestellung. Sie sind als bewusstes Gegengewicht zu den allgemeingültigen Tabellen der TR-IH zu verstehen, die im Kern richtig und hilfreich sind sowie wesentlich zur Qualitätssicherung beitragen. Die starke Regelung birgt aber die Gefahr des gewohnheitsgemäßen Handelns und eines fehlenden Hinterfragens von Sachverhalten durch die an einer Instandsetzung Beteiligten.

Die drei im Arbeitspaket 5 entwickelten Praxisbeispiele sollen diesen Beteiligten (sachkundige Planer, Tragwerksplaner sowie ausführendes und bauüberwachendes Personal) als »Gebrauchsanweisung« und als Beispiel für mögliche Anwendungsbereiche der Erkenntnisse dieser Arbeit dienen. Zudem sollen die Praxisbeispiele zum Hinterfragen von tabellierten Vorgaben für einzuhaltende Materialparameter anregen. Die Beispiele geben zusammen mit Kapitel 10.5 schließlich Antwort auf die in Kapitel 5 formulierte Leitfrage 4 zur Möglichkeit der Entwicklung praxisnaher Handlungsempfehlung.

10.2 Praxisbeispiel 1: Chloridinstandsetzung einer Stütze

Bauteil:	Hochausgelastete Stütze (30 x 30 cm) in einer Tiefgarage			
Besonderheiten:	Einbindung in eine Bodenplatte und einen Unterzug			
Expositionsklassen:	XALL, XSTAT, XD3 und XC4			
Altbetonklassen:	A4	Bohrkerndruckfestigkeit:	Mittelwert:	45 MPa
		Oberflächenzugfestigkeit	Mittelwert:	2,0 MPa
			kl. Einzelwert:	1,5 MPa
		E-Modul des Altbetons (geschätzt):	34 GPa	
Größtkorndurchmesser des Altbetons:	16 mm			
mittlere Betondeckung [mm]:	30 mm			
vorhandene Bewehrung:	erste Lage:	Bügel \varnothing 8 mm		
	zweite Lage:	Längseisen senkrecht \varnothing 20 mm		

Die Inhalte des auf der nächsten Seite folgenden Bauwerkssteckbriefs definieren die Randbedingungen des ersten Praxisbeispiels. Im Zuge vertiefender Untersuchungen werden tiefengestaffelt Bohrmehlproben entnommen. Der daran bestimmte Chloridgehalt [M%./z] ergibt sich wie folgt und repräsentiert im Beispiel vereinfacht eine vollumfängliche Belastung.

- 0 mm - 10 mm = 2,5
- 10 mm - 30 mm = 1,8
- 30 mm - 50 mm = 0,9
- 50 mm - 70 mm = 0,5
- 70 mm - 90 mm = 0,1

Aufgrund dieser starken Chloridbelastung wird vom sachkundigen Planer eine Betoninstandsetzung nach Verfahren 7.2 (Ersatz von chloridhaltigem Beton) bis in eine Tiefe von umlaufend 80 mm (58 mm aus Betondeckung + Bewehrungsdurchmesser zzgl. 20 mm hinter die Bewehrung und in den chloridfreien Beton hinein) und bis in eine Höhe von 25 cm festgelegt. Das daraus resultierende Verhältnis von Betonersatz zu Altbetonkern liegt bei (8-14-8) 0,57.

Auf das Bauteil wirkt eine Belastung von 3.000 kN, was einer Spannung von 33,3 MPa entspricht. Für die Instandsetzung sind Abstützmaßnahmen einzubauen, über die mit hydraulischen Pressen 70 % der einwirkenden Belastung ($3.000 \text{ kN} \cdot 0,7 = 2.100 \text{ kN}$) temporär aus dem Bauteil herausgenommen werden³⁸.

Nach dem HDW-Abtrag des chloridbelasteten Betons liegen die Voraussetzungen für eine verzahnte Fuge und Rautiefeklasse RT3,0 vor. Nach Tabelle 15 der TR-IH Teil 1 kommen für die Reprofilierung aufgrund der großen Abtragstiefe keine Mörtel, aber die folgenden Betone in Frage:

- Beton nach EN 206
- Vergussbeton
- Spritzbeton
- Betonersatz (RC) im Betonierverfahren
- Betonersatz im Spritzauftrag (SRC)

Entsprechend den Erläuterungstexten zum Instandsetzungsverfahren 7.2 [DIB20a, S.34] werden die drei erstgenannten deutlich empfohlen. Präzise Vorgaben formuliert die TR-IH jedoch nur für den Einsatz von RC und SRC, da die übrigen Materialien über eigene Normen/Richtlinien geregelt sind. Die für RC und SRC auf einem A4 Altbeton unter Berücksichtigung der vorherrschenden Expositionsklassen geltenden Vorgaben sind unter anderem³⁹:

- XALL - $20 \text{ GPa} \geq \text{E-Modul} \leq 40 \text{ GPa}$
- XALL - Druckfestigkeit $\geq 45 \text{ MPa}$
- XALL - Biegezugfestigkeit $\geq 8 \text{ MPa}$
- XALL - Haftzugfestigkeit - Mittelwert $\geq 2,0 \text{ MPa}$; kl. Einzelwert $\geq 1,5 \text{ MPa}$
- XALL - Schwinden $\leq 0,90 \text{ ‰}$ nach 28 Tagen ; $\leq 1,10 \text{ ‰}$ nach 90 Tagen
- XD3 - D_{RCM} - Mittelwert $\leq 5,0 \cdot 10^{-12} \text{ m/s}^2$; gr. Einzelwert $\leq 7,0 \cdot 10^{-12} \text{ m/s}^2$

³⁸ Hierbei handelt es sich um einen in der Praxis üblichen, nicht in der Literatur festgehaltenen Maximalwert, der auf Erfahrungswerten beruht und in persönlichen Gesprächen mit Tragwerksplanern erfragt wurde.

³⁹ Auswahl im Fokus dieser Arbeit für Festigkeiten, Steifigkeit, Schwindmaß und Chlorideindringwiderstand.

Beim Ausbau der Abstützungen nach 28 Tagen werden 23,3 MPa (2.100 kN/90.000 mm²) in das Bauteil eingeleitet, die sich entsprechend der Steifigkeitsverhältnisse umverteilen. Aufgrund der Vorgaben kann das Verhältnis bei einem E-Modul des Altbetons von 34 GPa zwischen 1,70 (34/20) und 0,85 (34/40) liegen. Dies würde gemäß den Nomogrammen (Abbildungen A.14 und A.15) mit Orientierung an Kurve 0,50 (für (8-14-8) = 0,57) zu folgenden Spannungsverteilungen im Stützenquerschnitt führen (Tabelle 19):

Tabelle 19: Praxisbeispiel 1: resultierende Spannungsverteilung im Stützenquerschnitt

$E_{\text{Alt}}/E_{\text{BE}}$	Altbeton		Betonersatz	
	Anteil [%]	σ [MPa]	Anteil [%]	σ [MPa]
0,85	93	21,7	108	25,2
1,70	122	28,5	80	18,7

Für den Altbeton ist zu beachten, dass 30 % der vorherrschenden Spannung zuvor im Bauteil verblieben ist, die Spannung also nach dem Ausbau der Abstützungsmaßnahmen tatsächlich noch höher liegt. Die Wahl eines Instandsetzungsmaterials mit geringem E-Modul kann somit trotz der Einhaltung der Vorgaben aus der TR-IH zu einer Überbelastung des Altbetonkerns führen, wie sich anhand der Zahlenwerte für das E-Modulverhältnis von 1,70 erahnen lässt. Aus diesem Grund wird von der Wahl eines Instandsetzungsmaterials mit einem geringeren E-Modul als der Altbeton abgeraten.

Steifere Materialien entlasten den Altbetonkern, werden aber aufgrund des bereits relativ hohen Altbeton-E-Moduls bei Begrenzung des E-Moduls im Betonersatzes auf maximal 40 GPa nur geringfügig mehr belastet. Im vorliegenden Beispiel wäre mit Blick auf die Dauerhaftigkeit eine Festigkeit von ≥ 60 MPa anzustreben, um den Reprofilierungs beton nicht höher als bis zu einem Lastniveau von 40 % zu belasten (siehe Abbildung 22). Je geringer das E-Modulverhältnis ist, umso stärker ist im Sinne der Dauerhaftigkeit auf die Druckfestigkeit des Reprofilierungsmaterials zu achten. So kann durch die bewusste Wahl eines Materials mit hoher Druckfestigkeit eine Ausnutzung jenseits des signifikanten Einflusses der Last auf den Chlorideindringwiderstand vermieden werden⁴⁰.

Bei der Materialwahl wäre mit Blick auf die Ergebnisse dieser Arbeit ein Beton mit einem Größtkorn von 8 mm einem Beton mit einem Größtkorn von 16 mm vorzuziehen.

Im Hinblick auf den Bauablauf sind eine schnelle Festigkeitsentwicklung und hohe Endfestigkeiten von Vorteil, da sie die Dauer der Abstützmaßnahmen reduzieren und den Baufortschritt beschleunigen können. Dies zieht ein deutlich wirtschaftlicheres Arbeiten nach sich. Gleichzeitig sollte das Instandsetzungsmaterial ein geringes Schwindmaß und einen E-Modul von ≥ 30 GPa aufweisen. Diese Kriterien werden vor allem von den auf dem Markt erhältlichen Vergussbetonen wie dem in dieser Arbeit verwendeten V.8 erfüllt. Auch weisen diese im Allgemeinen hohe Chlorideindringwiderstände auf.

⁴⁰ Um die auftretenden Effekte klar herausstellen zu können, wird in diesem Praxisbeispiel bewusst kein Oberflächenschutzsystem vorgesehen. Tatsächlich wird für einen solchen Instandsetzungsfall ein Oberflächenschutzsystem dringend empfohlen.

10.3 Praxisbeispiel 2: Anprallschaden Stahlbetonbrücke

Bauteil:	Untergurt einer Brücke (Einfeldträger) über eine Bundesstraße		
Besonderheiten:	Anprallschaden - Bewehrung nicht beschädigt, nur Reprofilierung nötig		
Expositionsklassen:	XALL, XDYN, XD1, XC4		
Altbetonklassen:	A4	Bohrkerndruckfestigkeit:	Mittelwert: 60 MPa
		Oberflächenzugfestigkeit	Mittelwert: 2,0 MPa
			kl. Einzelwert: 1,5 MPa
		E-Modul des Altbetons (geschätzt):	28 GPa
Größtkorndurchmesser des Altbetons:	16 mm		
mittlere Betondeckung [mm]:	25 mm		
vorhandene Bewehrung:	erste Lage:	Bügel $\varnothing 8$ mm	
	zweite Lage:	Längseisen $\varnothing 16$ mm	

Der Schaden ist an der Unterseite einer mäßig frequentierten Straßenverkehrsbrücke entstanden, die als Überführung einer vielbefahrenen Bundesstraße dient. Der Anprall eines auf der Bundesstraße transportierten Schaufelbaggers hat zu einer lokalen Betonabplatzung (ca. 50 cm breit und 25 cm hoch) und einer Deformation der oberflächennahen Betonstahlbewehrung an der Unterkante des Plattenbalkens der Brücke geführt. Nachdem eingehende Untersuchungen gezeigt haben, dass durch den Anprall keine weiteren Schäden am Bauwerk entstanden sind, wurde vom sachkundigen Planer eine Reprofilierung der Schadstelle nach dem Verfahren 3.2b (Reprofilierung oder Querschnittsergänzung durch Betonieren oder Vergießen - Verbund über Verankerung und Bewehrung) oder 3.3b (Reprofilierung oder Querschnittsergänzung durch Spritzauftrag - Verbund über Verankerung und Bewehrung) festgelegt.

Der Betonabtrag zur Vorbereitung der Reprofilierung erfolgt händisch mit einem Stemmmhammer bis in eine Tiefe von 70 mm (49 mm aus Betondeckung + Bewehrungsdurchmesser zzgl. 20 mm hinter die Bewehrung). Eine Entrostung der Bewehrung ist nicht erforderlich. Die so hergestellte Rautiefeklasse liegt bei RT1,5.

Für die Reprofilierung kommen nach Tabelle 15 TR-IH Teil 1 aufgrund der großen Schichtdicke und dem Einbinden der Bewehrung erneut keine Mörtel, sondern die gleichen Materialien wie bereits in Praxisbeispiel 1 in Frage. Die Anforderungen an die Materialien decken sich aufgrund der gleichen Altbetonklasse ebenfalls. Die Bauteilsituation unterscheidet sich jedoch grundlegend.

Der E-Modul des als A4 klassifizierten Altbetons ist geringer einzuschätzen, als für die festgestellte Druckfestigkeit anzunehmen ist. Der Anprallschaden liegt an der biegebeanspruchten Unterseite, für die sowohl von einer mikroskopischen als auch von einer makroskopischen Rissbildung im Betongefüge auszugehen ist. So wird lokal ein gegenüber dem Neubauzustand reduzierter E-Modul vermutet.

Aufgrund der statischen Relevanz der Längsbewehrung und der zu erwartenden Chloridbelastung kommt der Sicherstellung eines hohen Chlorideindringwiderstands eine besondere Bedeutung zu.

Dies erfordert eine geringe Materialsteifigkeit und größtmögliche Rissfreiheit auch bei Biegebeanspruchung.

Aus tragwerksplanerischer Sicht werden an das Reprofilierungsmaterial außer guten Verbundeigenschaften zur Wahrung der Verkehrssicherheit keine Anforderungen gestellt (Betonzugzone). Die Reprofilierung dient im Wesentlichen dem Schutz der ansonsten freiliegenden Bewehrung. Somit sind für dieses Praxisbeispiel vor allem die Erkenntnisse aus einer rissbedingten Reduzierung des Chlorideindringwiderstands relevant.

Die zu erfüllenden Anforderungen an einen RC oder SRC als Instandsetzungsmaterial gemäß TR-IH (siehe vorangegangenes Kapitel) liegen bezüglich der erforderlichen Druckfestigkeit von ≥ 45 MPa unnötig hoch. Die Anforderungen an die Biegezug- und Haftzugfestigkeit sind für das Praxisbeispiel zielführend. Grundlegend sollten möglichst geringe E-Moduln gewählt werden, um die Verformungseigenschaften des Materials zu maximieren. So führt ein geforderter Mindestwert des E-Moduls von ≥ 20 GPa mitunter zu einem unnötigen Ausschluss von hoch dehnfähigen, polymervergüteten Materialien. Diese weisen im Allgemeinen auch sehr hohe Chlorideindringwiderstände und gute Verbundeigenschaften auf.

Es ist zu hinterfragen, ob Beton nach EN 206, Spritzbeton und Vergussbeton für den beschriebenen Anwendungsfall aufgrund der zumeist hohen E-Moduln und des begrenzten Verformungsverhaltens vor dem Hintergrund der Dauerhaftigkeit ideal geeignet sind.

Im Rahmen dieser Arbeit konnte auch ein Effekt des Größtkorns auf die Sensibilität gegenüber einer lastbedingten Veränderung des Chloridmigrationswiderstands festgestellt werden. Im Hinblick auf die Dauerhaftigkeits- und Verformungseigenschaften wäre somit Einsatz von polymervergüteten Instandsetzungsmörteln zielführend. Diese kommen jedoch aufgrund der in Tabelle 15 der TR-IH festgelegten, maximal zulässigen Schichtdicken pauschal nicht für die Reprofilierung in Frage.

10.4 Praxisbeispiel 3: Instandsetzung chloridbelasteter Stützwand

Bauteil:	chloridbelastete Stützwand an einer Bundesstraße		
Besonderheiten:	Hangsicherung bei aktivem Erddruck - Südausrichtung		
Expositionsklassen:	XALL, XD3, XC4		
Altbetonklassen:	A3	Bohrkerndruckfestigkeit:	Mittelwert: 28 MPa
		Oberflächenzugfestigkeit	Mittelwert: 1,5 MPa
			kl. Einzelwert: 0,8 MPa
		E-Modul des Altbetons (geschätzt):	32 GPa
Größtkorndurchmesser des Altbetons:	16 mm		
mittlere Betondeckung [mm]:	30 mm		
vorhandene Bewehrung:	erste Lage:	Bewehrungsmatte 2x $\varnothing 6,5$ mm	
	zweite Lage:	vertikale Eisen $\varnothing 12$ mm	

Um relevante Aspekte dieser Arbeit auch auf den Ansatz zur Sicherstellung einer Restlebensdauer durch das Aufbringen einer gewissen Mörtelschichtdicke [Rah16] zu übertragen, soll im 3. Praxisbeispiel eine Wiederherstellung der Dauerhaftigkeit durch das Aufbringen einer Mörtelschicht auf einem vormals chloridbelasteten Bestandsbeton behandelt werden. Der gegebene Steckbrief beschreibt eine hangsichernde, mehrere hundert Meter lange Stützwand entlang einer Bundesstraße (siehe exemplarisch Abbildung 37), an der es vollflächig zu einem Chlorideintrag gekommen ist.



Abbildung 37: Exemplarische Darstellung einer Stützwand aus [Erh13]

Bei der Klassifizierung des Altbetons wurden die Kriterien für einen A4 Altbeton knapp verfehlt, weshalb Altbetonklasse A3 vorliegt.

Der sachkundige Planer empfahl einen flächigen Mörtelauftrag nach Instandsetzungsverfahren 7.1, um die vorhandene Passivität der Bewehrung über die Restnutzungsdauer zu erhalten.

Voruntersuchungen ergaben, dass die Chloridgehalte einheitlich unterhalb von 1,5 M.-%/z liegen und der Abstand des kritischen korrosionsauslösenden Chloridgehaltes zur Bewehrungsfläche mindestens 10 mm beträgt. Somit konnte entsprechend den Erläuterungen zu Verfahren 7.1 auf das vorherige Abtragen des chloridbelasteten Betons verzichtet werden [DIB20a, S.33]. Die Bemessungen nach den Nomogrammen aus [Rah16] ergaben⁴¹, dass durch das Aufbringen einer 25 mm starken Schicht eines Instandsetzungsmörtels mit einem Chloridmigrationswiderstand von maximal $\leq 5,0 \cdot 10^{-12} \text{ m/s}^2$ eine gewünschte Restlebensdauer von 50 Jahren garantiert werden kann.

⁴¹ Für dieses Beispiel stark vereinfacht angegeben und rein fiktiv gewählt.

Für den flächigen Auftrag eines Instandsetzungsmörtels sind neben XALL nur die genannten Expositionsklassen nach DIN EN 206 zu beachten. Obwohl die Applikation auf der druckbelasteten Oberfläche der Stützwand erfolgt, ist keine Belastung der Mörtelschicht infolge des Erddrucks zu erwarten, da die Stützwand für die Instandsetzungsmaßnahme nicht abgestützt bzw. entlastet wird.

Durch das knappe Verfehlen der Altbetonklasse A4 (0,8 MPa statt 1,0 MPa als kl. Einzelwert bei der Oberflächenzugfestigkeit und 28 MPa statt 30 MPa Bohrkerndruckfestigkeit) ist nach TR-IH ein SRM (Größtkorn ≤ 4 mm) mit Sicherstellung des Verbunds über Adhäsion das einzig zulässige Instandsetzungsmaterial für diesen Anwendungsfall. Die Anforderungen an dieses Material für die Applikation auf einem A3 Altbeton sind u.a. die folgenden⁴²:

- XALL - $15 \text{ GPa} \geq E\text{-Modul} \leq \text{max. } 35 \text{ GPa}$ (siehe Schwinden)
- XALL - Druckfestigkeit $\geq 25 \text{ MPa}$
- XALL - Biegezugfestigkeit $\geq 6 \text{ MPa}$
- XALL - Haftzugfestigkeit - Mittelwert $\geq 1,2 \text{ MPa}$; kl. Einzelwert $\geq 0,8 \text{ MPa}$
- XALL - Schwinden $\leq 0,60 \text{ ‰}$ nach 28 Tagen ; $\leq 0,80 \text{ ‰}$ nach 90 Tagen bei $E \leq 35 \text{ GPa}$,
 $\leq 0,80 \text{ ‰}$ nach 28 Tagen ; $\leq 1,00 \text{ ‰}$ nach 90 Tagen bei $E \leq 25 \text{ GPa}$
- XD3 - D_{RCM} - Mittelwert $\leq 5,0 \cdot 10^{-12} \text{ m/s}^2$; gr. Einzelwert $\leq 7,0 \cdot 10^{-12} \text{ m/s}^2$

Im Sinne der angestrebten Dauerhaftigkeit muss nach den Ergebnissen dieser Arbeit vor allem eine Rissfreiheit der Mörtelschicht erreicht werden, um den Chloridmigrationswiderstand von maximal $\leq 5,0 \cdot 10^{-12} \text{ m/s}^2$ gewährleisten zu können. Andernfalls ist die Restnutzungsdauer mit der gewählten Mörtelschichtdicke nicht zu erreichen.

Zwar sind keine direkten Belastungen infolge des Erddrucks zu erwarten. Die Südausrichtung der Stützwand lässt jedoch mitunter starke Temperaturgradienten von der Oberfläche ins Bauteilinnere erwarten. Diese führen zu Horizontal-, Schub- oder Schälspannungen in der Verbundfuge (vgl. [Sod00]), die entsprechend der in Kapitel 7 dargestellten Ergebnisse ab einem gewissen Spannungsniveau eine Mikroschädigung in der Instandsetzungsschicht zur Folge haben. Das Schwinden des Materials sollte diese Spannung nicht noch zusätzlich erhöhen.

Die mutmaßlich wichtigste Anforderung an das Material ist aus diesem Grund Haftzugfestigkeit zum Altbetonuntergrund⁴³, eine Begrenzung des Schwindmaßes sowie eine nicht von der TR-IH geforderte, möglichst große Dehnfähigkeit bei gleichzeitiger Rissfreiheit. Die Anforderungen der TR-IH an die Festigkeit und die Vorgabe eines Mindest-E-Moduls von 15 GPa sind vor dem Hintergrund dieses Praxisbeispiels eher hinderlich.

Gemäß TR-IH sind die meist sehr dehnfähigen (gegebenenfalls fasermodifizierten) Polymermörtel (PRM) oder Polymerbetone (PRC) für dieses Verfahren nicht anwendbar. Dies jedoch nicht, weil sie sich nicht eignen, sondern weil über eine Eignung oder Nichteignung derzeit keine Nachweise vorliegen.

⁴² Auswahl erfolgte im Fokus dieser Arbeit für die Festigkeiten, die Steifigkeit, das Schwindmaß und den Chlorideindringwiderstand.

⁴³ Neben der Anforderung an die Haftzugfestigkeit soll der Verbund auch über die von der TR-IH geforderte Mindest-Rautiefeklasse des Altbetons von RT1,0 sichergestellt werden.

10.5 Entscheidungsdiagramme als Planungshilfe

Die Anforderungen an den sachkundigen Planer einer Betoninstandsetzung sind spätestens seit der Einführung der TR-IH sehr umfangreich. Bei den seither projektspezifisch festzulegenden Materialeigenschaften empfiehlt es sich jedoch nicht, den Empfehlungen der TR-IH unhinterfragt zu folgen, wie die vorangegangenen Praxisbeispiele zeigen. Vielmehr erscheint die Entwicklung von Entscheidungsdiagrammen als Orientierungshilfe zielführend, welche für einzelne Instandsetzungsverfahren gültig sind und möglichst umfassend die Randbedingungen aufzeigen, die im Rahmen einer Instandsetzung nach dem entsprechenden Verfahren auftreten können. Gleichzeitig dienen die Diagramme als Checkliste. Die Entscheidungsdiagramme können individuell entwickelt und stetig um weitere Aspekte ergänzt werden. Abbildung 38 zeigt exemplarisch einen möglichen Aufbau eines Entscheidungsdiagramm für die Instandsetzungsverfahren 7.1 und 7.2.

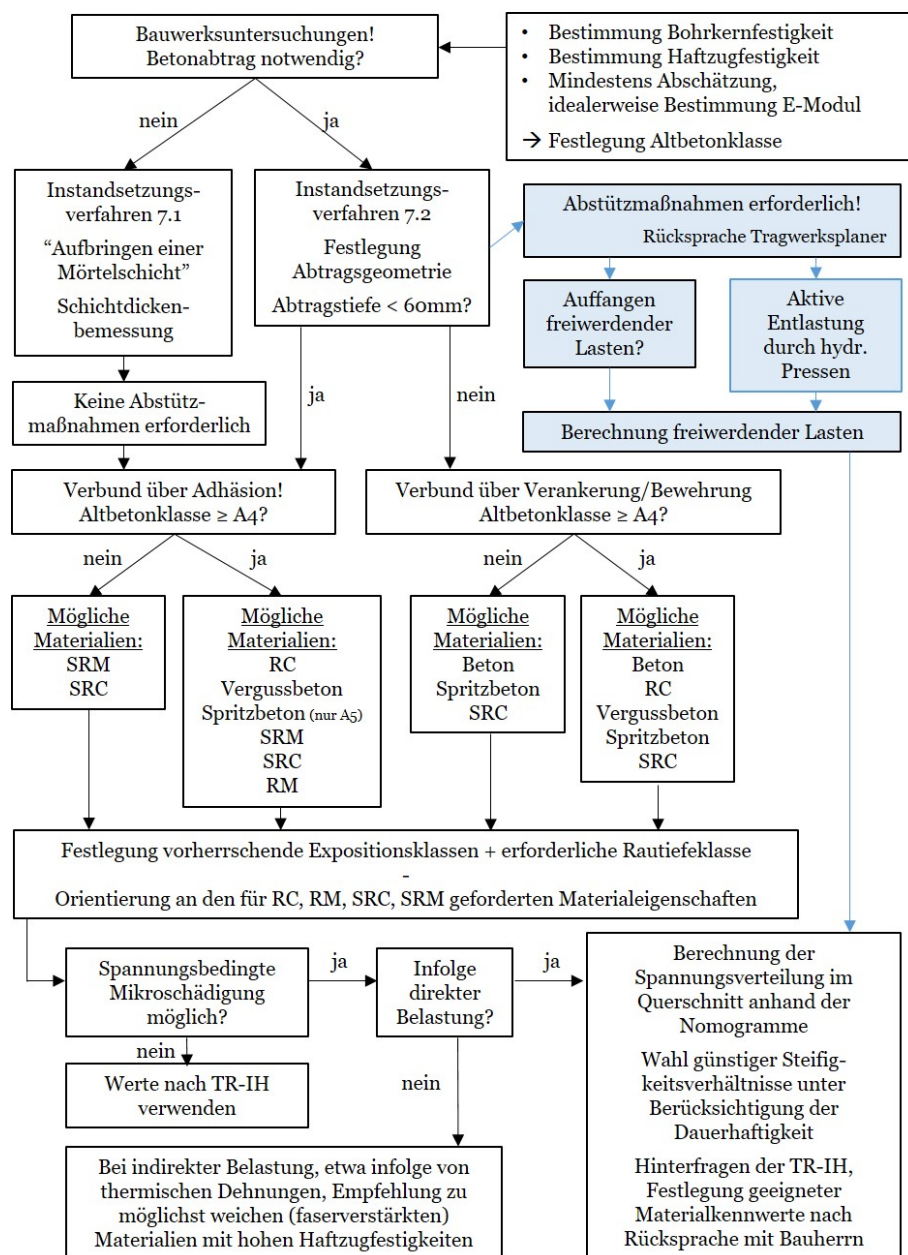


Abbildung 38: Beispielhaftes Entscheidungsdiagramm für Instandsetzungsverfahren 7.1 und 7.2

11 Zusammenfassung

In Anbetracht sich zunehmend verknappender Rohstoffe, eines wachsenden Umweltbewusstseins der Bevölkerung, alternder Bauwerksinfrastruktur und des sich wandelnden Nutzungsbedarfs im Immobiliensektor kommt der Instandsetzung von Bestandsbauwerken eine stetig wachsende Bedeutung zu. In vielen Fällen ist eine Instandsetzung auch die wirtschaftlichere Lösung. Zudem wird sie von der breiten Öffentlichkeit zumeist als ressourcenschonender eingeschätzt und verglichen mit dem Abriss eines Bauwerks und einem anschließendem Neubau als »grüner« wahrgenommen. In zahlreichen Veröffentlichungen oder Gesprächsbeiträgen bedienen sich die Fürsprecher der Bauwerksinstandsetzung einer von großer Mehrheit unterstützten Argumentationslinie basierend auf dem Gedanken der Nachhaltigkeit.

Tatsächlich kann eine Instandsetzung nur dann im Sinne der Nachhaltigkeit wirklich überzeugen, wenn es sich um eine zeitlich begrenzte Einzelmaßnahme handelt. Jede Instandsetzung bringt einen Nutzungsausfall des Bauwerks und daran geknüpfte volkswirtschaftliche Schäden mit sich. Die Wirtschaftlichkeit und Ressourceneffizienz der Instandsetzung einer Autobahnbrücke beispielsweise ist stark in Frage zu stellen, wenn durch mangelnde Ausführungsqualität bereits nach wenigen Jahren eine »Instandsetzung der Instandsetzung« notwendig wird.

Die im Rahmen dieser Arbeit gewonnenen Erkenntnisse sollen dabei einen Beitrag zur Steigerung der Nachhaltigkeit von Instandsetzungsmaßnahmen leisten. Hierfür wurden zwei unterschiedlich stark in Forschung und Praxis diskutierte Themengebiete zunächst als Einzelphänomene untersucht und im Anschluss im Sinne einer kombinierten Beanspruchung zusammengeführt:

1. die lastbedingte Mikrorissbildung des Stahlbetons und die daraus resultierende Reduzierung des Eindringwiderstands gegenüber Chloriden (was wiederum eine Reduzierung der Lebensdauer nach sich zieht), und
2. die steifigkeitsabhängige Spannungsverteilung in einem instandgesetzten Bauteilquerschnitt, wonach rechnerisch in steiferen Materialien höhere Spannungen vorliegen als in benachbarten Materialien mit geringerer Steifigkeit.

Im Rahmen der Laborversuche zum Einzelphänomen des Chlorideindringens konnte gezeigt werden, dass die für eine Lebensdauerbemessung maßgebende Materialkenngröße des Betons - der Chloridmigrationskoeffizient - in Abhängigkeit von verschiedenen Randbedingungen ab einem Lastniveau von 40 % bis 60 % der maximal aufnehmbaren Betondruckfestigkeit signifikant zunimmt. Die Zunahme des Chloridmigrationskoeffizienten ist gleichbedeutend mit einer Abnahme der Lebensdauer. Der Zusammenhang zwischen Lastniveau und Chloridmigrationskoeffizient lässt sich mit hoher Bestimmtheit über eine quadratische Funktion beschreiben. Die eigenen

Ergebnisse bestätigten zudem bereits veröffentlichte Arbeiten aus internationalen Forschungsvorhaben.

Für das Einzelphänomen der steifigkeitsabhängigen Spannungsverteilung fehlte es bislang an strukturierten Forschungsergebnissen, welche fallbezogen die Vor- und Nachteile kombinierter Steifigkeits- oder Festigkeitsparameter in einem instandgesetzten (also aus unterschiedlichen Materialien zusammengesetzten) Bauteilquerschnitt erläutern. Anhand von großformatigen Probekörpern und durch den Einsatz spezieller Schwingsaitensensoren konnten die steifigkeitsabhängigen Spannungsunterschiede messtechnisch nachgewiesen werden. Durch ergänzende FE-Berechnungen wurden aus den Versuchsergebnissen Nomogramme entwickelt, anhand derer sich auf Basis des E-Modulverhältnisses zwischen Altbeton und Betonersatz und anhand des Schichtdickenverhältnisses von Betonersatz zu Altbetonkern punktuell die Spannungsverteilung im Bauteilquerschnitt ablesen lässt.

Vor dem Hintergrund einer aus beiden Einzelphänomenen kombinierten Beanspruchung zeigt sich die große Verantwortung des sachkundigen Planers bei der Festlegung der Materialkennwerte eines Betonersatzes. Auf einem Altbeton mit geringem E-Modul entsteht im Betonersatz mitunter ungewollt ein Spannungsniveau jenseits von 60 % der maximalen Druckfestigkeit, wenn für diesen ein hoher E-Modul bei gleichzeitig mittlerer Druckfestigkeit gewählt wird. Umgekehrt kann es durch ein zu weiches Material auf einem steifen Altbeton unter Umständen zu einer ungewollt hohen Auslastung des Altbetonkerns kommen.

Speziell mit Bezug auf die in der TR-IH des Deutschen Institut für Bautechnik (DIBt) geregelten Instandsetzungsverfahren zur Wiederherstellung der Alkalität, bei der eine angestrebte Restlebensdauer durch den Auftrag einer zuvor berechneten Mörtelschichtdicke garantiert werden soll, sind die aufgezeigten Auswirkungen einer lastbedingten Rissbildung auf die Dauerhaftigkeit unbedingt zu berücksichtigen. In den technischen Regelwerken zur Betoninstandsetzung für den Betonersatz geforderte Materialkennwerte sind dabei unter Umständen kritisch zu hinterfragen.

Für eine qualitativ hochwertige und dauerhafte Instandsetzungsmaßnahme sollte objektbezogen und unter Einbeziehung der vorherrschenden Exposition die Bedeutung des E-Moduls in Kombination mit den Festigkeitsparametern von Altbeton und Betonersatz stärker in das Bewusstsein des Planers rücken. Die Nutzung der entwickelten Nomogramme bietet somit unter Berücksichtigung der Erkenntnisse zur Lastabhängigkeit des Chlorideindringwiderstands die Möglichkeit, dem »grünen« Anspruch an eine Instandsetzung durch eine optimierte Materialauswahl dauerhaft gerecht zu werden.

12 Ausblick

Die breit angelegte Ausrichtung dieser Forschungsarbeit wirft einen weiten Blick in den Bereich der Betoninstandsetzung und vereint zwei bisher zumeist getrennt voneinander betrachtete Forschungsschwerpunkte. Dabei wurden verschiedene Aspekte aufgeworfen, deren vertiefende Untersuchung den beschriebenen Beitrag zur zielgerichteten und ressourcenschonenden Instandhaltung und Instandsetzung von Bauwerken vergrößern können.

Aufbauend auf den vielversprechenden Ergebnissen zur Messung der relativen Spannungsverteilung in einem instandgesetzten Bauteilquerschnitt ist es denkbar, die eingesetzten Schwingesaitensensoren zum Monitoring von Bestandsbauwerken einzusetzen. Unter Beachtung der in Kapitel 8.4.3.5 erläuterten Randbedingungen ist es vorstellbar, die Spannungssensoren zur Untersuchung des Lastabtragsverhaltens eines Bauteils oder (wenn als Langzeitmonitoring ausgelegt) zur Feststellung eventueller Lastumlagerungen einzusetzen, die im Zuge einer schleichend vorstatten gehenden Bauteilschädigung auftreten können.

Die Bedeutung des E-Modulverhältnisses zwischen Altbeton und Betonersatz für eine zielgerichtete und dauerhafte Instandsetzung eines Stahlbetonbauteils wird durch die Ergebnisse dieser Arbeit besonders hervorgehoben. Zudem ist das E-Modulverhältnis für die Nutzung der entwickelten Nomogramme von grundlegender Wichtigkeit, da es zum Einstieg auf der x-Achse benötigt wird.

Seit der Einführung der TR-IH ist es verpflichtend, vor Beginn einer Instandsetzungsplanung die Bohrkernfestigkeit sowie die Haftzugfestigkeit und darüber die Altbetonklasse des Bestandsbetons zu bestimmen. Zahlreiche nachfolgende Entscheidungen werden auf Basis der festgelegten Altbetonklasse getroffen. In diesem Zuge wäre es von geringem Aufwand und gleichzeitig großem Mehrwert, auch den E-Modul des Altbetons zu bestimmen. Denkbar sind hierfür die folgenden drei Vorgehensweisen:

1. normgerechte Bestimmung des E-Moduls anhand zusätzlich entnommener Bohrkerne (bedeutet Mehraufwand und zusätzliche Schädigung des Bestandsbauwerks)
2. orientierende E-Modulbestimmung an den Bohrkerne zur Bestimmung der Druckfestigkeit (vorgeschaltet oder entsprechend der Normprüfung des E-Moduls, bei welcher der Probekörper nach der E-Modulprüfung ohnehin bis zum Versagen belastet wird)
3. zerstörungsfreie Bestimmung des E-Moduls am Bauwerksbeton oder den entnommenen Bohrkerne anhand von Ultraschallprüfungen

Insbesondere Vorgehensweise 2 könnte im Sinne des Bauwerks und des Bauablaufs als pragmatische Lösung dienen. Da die Aussagekraft einer Ultraschallmessung zur Bestimmung des E-Moduls

von zahlreichen Unsicherheiten begleitet wird (beispielsweise Art, Menge und Verteilung der Gesteinskörnung und Bewehrung im Beton oder eingebauter w/z-Wert), bestünde an dieser Stelle direkter Forschungsbedarf. Denkbar ist beispielsweise die Erstellung einer Datenbank, aus der abhängig von Rezeptur- oder Bauteilparametern orientierend Ultraschalllaufzeiten und E-Moduln entnommen und mit eigenen Bauteiluntersuchungen verglichen werden können. Eine solche Datenbank wäre ein bedeutender Beitrag zur Qualitätssicherung bei der Betoninstandsetzung.

Das Forschungs- und Innovationspotential, welches sich aus den Erkenntnissen zum Einfluss einer kombinierten Beanspruchung aus Last und Chlorid auf die Lebensdauerbemessung ergibt, wurde bereits in Kapitel 9.4 andiskutiert. Es betrifft im Wesentlichen die Möglichkeiten, eine Lastabhängigkeit des Chloridmigrationskoeffizienten in bestehende Modelle zu integrieren. Hierzu müssten herausgestellte Einflussgrößen auf die Lastabhängigkeit bestätigt und gegebenenfalls weitere identifiziert werden, um allgemeingültige Lastfaktoren zur Berücksichtigung eines anstehenden Lastniveaus zu entwickeln. Ein lastfrei im Labor bestimmter Chloridmigrationskoeffizient könnte dann als Referenzwert dienen, welcher mit den allgemeingültigen Lastfaktoren verrechnet werden müsste.

Da im Rahmen zahlreicher Forschungsvorhaben auch ein Einfluss der lastbedingten Mikrorisse auf das Fortschreiten der Carbonatisierung bestätigt werden konnte, erscheint es erstrebenswert, auch in diesem Bereich vergleichbare Untersuchungen durchzuführen, insbesondere mit Blick auf die neu in der TR-IH verankerten Instandsetzungsverfahren 7.2 und 7.4, bei der eine Restlebensdauer nur über eine definierte Schichtdicke einer neu aufgetragenen Mörtelschicht gewährleistet wird. Eine Rissfreiheit dieser Schicht ist folglich von entscheidender Bedeutung.

Das unter dem Aspekt der Rissvermeidung angedeutete Potential von dehnfähigen und weichen, polymermodifizierten und feinkörnigen Instandsetzungsmörteln sollte im Zuge weiterer Untersuchungen eingehend untersucht werden. Zu gering sind bisher die Erfahrungswerte mit diesen Materialien, um sie umfassend in die Regelwerke mit aufnehmen zu können. Dies bezieht sich nicht nur auf einen möglichen Einsatz auf den niedrigeren Altbetonklassen $\leq A3$, sondern auch auf die höchstzulässigen Schichtdicken und die Verankerungsmöglichkeiten zum Altbeton.

Schließlich wurde mit dem in Kapitel 7.4.3.3 vorgestellten Signifikanz-Kriterium ein Werkzeug entwickelt, mit dem sich unabhängig von der Fragestellung oder dem Versuchsablauf der Einfluss etwaiger Störgrößen auf ein Referenzergebnis zielsicher bestimmen lässt. So ist das Kriterium nicht nur für Chloridmigrationsversuche unter Last anwendbar, sondern kann auch auf Frischbetonuntersuchungen (z.B. Einfluss von Rezepturveränderungen auf die rheologischen Eigenschaften) oder Carbonatisierungsprüfungen (z.B. Einfluss der Nachbehandlungsdauer auf die Carbonatisierungsgeschwindigkeit) angepasst und angewandt werden.

Literaturverzeichnis

- [AB19] M. Alexander und H. Beushausen. “Durability, service life prediction, and modelling for reinforced concrete structures – review and critique”. In: *Cement and Concrete Research* 122.May (2019), S. 17–29.
- [Ack+98] P. Acker u. a. “RILEM TC 107-CSP: Creep and shrinkage prediction models: principles of their formation - Recommendation - Measurement of time-dependent strains of concrete”. In: *Materials and Structures* 31.8 (1998), S. 507–512.
- [Ada05] T. Adam. “Einfluß der Nachbehandlung und verschiedener relativer Luftfeuchtigkeiten auf die Hydratation von Beton”. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 100.S2 (2005), S. 1–4.
- [Alt] Althen. *P-Series Polyester Strain Gauges - Technisches Merkblatt (letzter Zugriff: 05.01.2024)*. URL: <https://www.althensensors.com/media/28223/plc-series-polyester-backing-wire-straingauge-for-concrete-material-en.pdf>.
- [Amm+01] A. Ammouche u. a. “Image analysis for the automated study of microcracks in concrete”. In: *Cement and Concrete Composites* 23.2-3 (2001), S. 267–278.
- [And+00] C. Andrade u. a. “Non-steady-state chloride diffusion coefficients obtained from migration and natural diffusion tests. Part I: Comparison between several methods of calculation”. In: *Materials and Structures/Materiaux et Constructions* 33.1 (2000), S. 21–28.
- [And30] A.H.M. Andreasen. “Ueber die Beziehung zwischen Kornabstufung und Zwischenraum in Produkten aus losen Körnern (mit einigen Experimenten)”. In: *Kolloid-Zeitschrift* 50.3 (1930), S. 217–228.
- [And83] S. Anders. *Rund um das Wasser - ein physikalischer Streifzug*. Hrsg. von Siegfried Anders. Kleine Nat. Leipzig: BSB B. G. Teubner Verlagsgesellschaft, 1983. ISBN: 9783322007858.
- [BAS21] BAST. *Brückenstatistik 09-2021*. Bergisch Gladbach: Bundesanstalt für Straßenwesen, 2021.
- [BAS22] BAST. *Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Ingenieurbauten ZTV-ING*. November. Bergisch Gladbach: Bundesanstalt für Straßenwesen, 2022.
- [Baw13] Baw. *Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen - Wasserbau (ZTV-W) für Schutz und Instandsetzung der Betonbauteile von Wasserbauwerken (Leistungsbereich 219)*. Karlsruhe: Bundesanstalt für Wasserbau, 2013.
- [Baw19a] Baw. *bawEmpfehlung Instandsetzungsprodukte Hinweise für den Sachkundigen Planer zu bauwerksbezogenen Produktmerkmalen und Prüfverfahren*. Karlsruhe: Bundesanstalt für Wasserbau, 2019.
- [Baw19b] Baw. *Merkblatt Dauerhaftigkeitsbemessung und -bewertung von Stahlbetonbauwerken bei Carbonatisierung und Chlorideinwirkung (MDCC)*. August. Karlsruhe: Bundesanstalt für Wasserbau, 2019.
- [Baz01] Z.P. Bazant. “Prediction of concrete creep and shrinkage: Past, present and future”. In: *Nuclear Engineering and Design* 203.1 (2001), S. 27–38.

- [BBW00] E. Brühwiler, O. Bernard und S. Wolf. “Beton-Beton Verbundbauteil bei der Verbreiterung eines Brückenüberbaus. Maßnahmen zur Begrenzung der Rissbildung im neuen Beton”. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 95.3 (2000), S. 158–166.
- [Beh] A. Behler. “Migration”. In: *RÖMPP - Chemisches Lexikon - Januar 2024*. Hrsg. von Sprenger G., Böckler F., Dill B., Eisenbrand G., Faupel F., Fugmann B., Gamse T., Matissek R., Pohnert G., Rühling A., Schmidt S. Stuttgart: Georg Thieme Verlag (letzter Aufruf: 05.01.2024). URL: <https://roempp.thieme.de/lexikon/RD-13-02247>.
- [Ben15] R. Benedix. *Bauchemie - Einführung in die Chemie für Bauingenieure und Architekten*. Wiesbaden: Springer Vieweg, 2015. ISBN: 9783658041434.
- [BG91] D.P. Bentz und E.J. Garboczi. “Percolation of phases in a three-dimensional cement paste microstructural model”. In: *Cement and Concrete Research* 21 (1991), S. 325–344.
- [BHW09] H. Budelmann, A. Holst und H.J. Wichmann. “Magnetoelastische Spannkraftmessung in Bauwerken”. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 104.6 (2009), S. 330–339.
- [Bin93] G. Binder. “Über den Chlorideinbau und dessen Nachweis in tausalzbeaufschlagten Betonen”. In: *Zement Kalk Gips* 46 (1993), S. 784–791.
- [BP83] C. Bischof und W. Possart. *Adhäsion - Theoretische und experimentelle Grundlagen*. Berlin: Akademie Verlag, 1983.
- [Bra15] W. Brameshuber. “E-Modul von Beton Einflussgrößen, Vorhersage, Prüfungen - und Erfahrungen aus der Praxis”. In: *11. Symposium Baustoffe und Bauwerkserhaltung - Betonverformungen beherrschen - Grundlagen für schadensfreie Bauwerke*. Hrsg. von Harald S. Müller u. a. Karlsruher Institut für Technologie, Verlag KIT Scientific Publishing, 2015, S. 29–36.
- [Bre] R. Breitenbücher. “Gesteinskörnung für die Herstellung von Beton”. In: *Betonkalender 2017 - Spannbeton Spezialbetone*. Hrsg. von K Bergmeister, F Fingerloos und J.-D. Wörner. Berlin: Ernst und Sohn Verlag. Kap. V. ISBN: 978-3-433-03123-0.
- [Bre+11] W. Breit u. a. “Zum Ansatz eines kritischen Chloridgehalts bei Stahlbetonbauwerken”. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 106.5 (2011), S. 290–298.
- [Bud+00] H. Budelmann u. a. “Adaptives Modell zur Dauerhaftigkeitsprognose im Zuge der Überwachung von Betonbauwerken - Bericht des Teilprojektes B9”. In: *Sonderforschungsbereich 477 - Sicherstellung der Nutzungsfähigkeit von Bauwerken mit Hilfe innovativer Bauwerksüberwachung*. Technische Universität Braunschweig, 2000, S. 47–50.
- [Bun18] Referat StB 17 Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur Abteilung Bundesfernstraßen. *Bericht Stand der Modernisierung von Straßenbrücken der Bundesfernstraßen*. Techn. Ber. 2018.
- [Cab+19] M. Cabeza u. a. “The effect of loading on the diffusivity of chlorides in mortar”. In: *Materials* 12.16 (2019), S. 10–14.
- [Cho12] M. Choinska. “Experimental study on mechanical behavior and gas permeability of new-to-old concrete bonding”. In: *Second International Conference on Microstructural-related Durability of Cementitious Composites*. April. Amsterdam: RILEM, 2012.
- [CMT72] M. Collepardi, A. Marcialis und R. Turriziani. “Penetration of Chloride Ions into Cement Pastes and Concretes”. In: *Journal of the American Ceramic Society* 55.10 (1972), S. 534–535.
- [Com97] J. Comyn. *Chapter I of Adhesion Science*. Cambridge: Royal Society of Chemistry, 1997. ISBN: 9781847550064.

- [DAf00] DAfStb Heft 510. *Probabilistische Lebensdauerbemessung von Stahlbetonbauwerken*. Hrsg. von Ch. Gehlen. Berlin: Deutscher Ausschuss für Stahlbeton e.V., 2000.
- [DAf01] DAfStb. *Richtlinie Schutz und Instandsetzung von Betonbauteilen (RiLi-SIB)*. Hrsg. von Deutscher Ausschuss für Stahlbeton e.V. Beuth Verlag Berlin, 2001.
- [DAf08] DAfStb. "Positionspapier des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton zur Umsetzung des Konzepts von Leistungsbezogenen Entwurfsverfahren unter Berücksichtigung von DIN EN 206-1, Anhang J". In: *Beton- und Stahlbetonbau* 103.12 (2008), S. 837–839.
- [DAf10] DAfStb Heft 525. *Erläuterungen zu DIN 1045-1 ; 2. überarbeitete Auflage*. Hrsg. von Deutscher Ausschuss für Stahlbeton e.V. Beuth Verlag Berlin, 2010.
- [DAf12] DAfStb Heft 597. *Erweiterte Datenbanken zur Überprüfung der Querkraftbemessung*. Berlin: Deutscher Ausschuss für Stahlbeton e.V., 2012.
- [DAf15] DAfStb. *Positionspapiers zum kritischen korrosionsauslösenden Chloridgehalt*. Hrsg. von Deutscher Ausschuss für Stahlbeton e.V. Beuth Verlag Berlin, 2015.
- [DAf19] DAfStb. *Richtlinie - Herstellung und Verwendung von zementgebundenem Vergussbeton und Vergussmörtel - Vergussbeton-Richtlinie*. Hrsg. von Deutscher Ausschuss für Stahlbeton e.V. Beuth Verlag Berlin, 2019.
- [Dau06] Ch. Dauberschmidt. "Untersuchungen zu den Korrosionsmechanismen von Stahlfasern in chloridhaltigem Beton". Dissertation. RWTH Aachen, 2006.
- [DC96] A. Damgaard Jensen und S. Chatterji. "State of the art report on micro-cracking and lifetime of concrete - Part 1". In: *Materials and Structures/Materiaux et Constructions* 29.1 (1996), S. 3–8.
- [De +13] M. De Rooij u. a. *RILEM TC 221-SHC: Self-Healing Phenomena in Cement-Based Materials*. Bd. 1. 2013, S. 242. ISBN: 9789400766235.
- [Dem] W. Demtröder. "Kapillarität". In: *RÖMPP - Chemisches Lexikon - Januar 2024*. Hrsg. von RÖMPP [Online] Böckler F., Dill B., Eisenbrand G., Faupel F., Fugmann B., Gamse T., Matissek R., Pohnert G., Rühling A., Schmidt S., Sprenger G. Stuttgart: Georg Thieme Verlag (letzter Aufruf: 05.01.2024). URL: [https://roempp.thieme.de/lexikon/RD-11-00471?searchterm=kapillarit{\"}t{\&}context=search](https://roempp.thieme.de/lexikon/RD-11-00471?searchterm=kapillarit{\).
- [DGZ08] DGZfP Merkblatt B3. *Elektrochemische Potentialfeldmessung zur Detektion von Bewehrungsstahlkorrosion*. Hrsg. von DGZfP-Fachausschuss für ZfP im Bauwesen. Berlin: Deutsche Gesellschaft für zerstörungsfreie Prüfung e.V., 2008.
- [DIB20a] DIBt - MVV TB 2020/1. *Technische Regel Instandhaltung von Betonbauwerken (TR Instandhaltung) Teil 1 - Anwendungsbereich und Planung der Instandhaltung*. November 2019. Berlin: Deutsches Institut für Bautechnik, 2020.
- [DIB20b] DIBt - MVV TB 2020/1. *Technische Regel Instandhaltung von Betonbauwerken (TR Instandhaltung) Teil 2 - Merkmale von Produkten oder Systemen für die Instandsetzung und Regelungen für deren Verwendung*. November 2019. Berlin: Deutsches Institut für Bautechnik, 2020.
- [DIN] DIN EN 1992-1-1. *Eurocode 2 - Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1.1, Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau in Verbindung mit dem Nationalen Anhang, DIN EN 1992-1-1/NA*. Hrsg. von Deutsches Institut für Normung. Beuth Verlag Berlin.

- [DIN01a] DIN 1045-2. *Tragwerke aus Beton und Spannbeton - Teil 2: Beton - Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität - Anwendungsregeln zur DIN EN 206-1*. Hrsg. von Deutsches Institut für Normung. Beuth Verlag Berlin, 2001.
- [DIN01b] DIN EN 206-1. *Beton - Teil 1: Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität*. Hrsg. von Deutsches Institut für Normung. Beuth Verlag Berlin, 2001.
- [DIN02] DIN EN 12617-4. *Produkte und Systeme für den Schutz und die Instandsetzung von Betontragwerken - Prüfverfahren. Teil 4: Bestimmung des Schwindens und des Quellens*. Hrsg. von Deutsches Institut für Normung. Beuth Verlag Berlin, 2002. ISBN: 2597015001200.
- [DIN04] DIN ISO 13473-3. *Charakterisierung der Textur von Fahrbahnbelägen unter Verwendung von Oberflächenprofilen - Teil 3: Anforderungen an und Einteilung von Profilometern*. Hrsg. von Deutsches Institut für Normung. Beuth Verlag Berlin, 2004.
- [DIN05] DIN EN 12390-11. *Prüfung von Festbeton - Teil 11: Bestimmung des Chloridwiderstands von Beton - Einseitig gerichtete Diffusion*. Hrsg. von Deutsches Institut für Normung. November. Beuth Verlag Berlin, 2005.
- [DIN06] DIN EN 13412. *Produkte und Systeme für den Schutz und die Instandsetzung von Betonbauwerken - Prüfverfahren - Bestimmung des Elastizitätsmoduls im Druckversuch*. Hrsg. von Deutsches Institut für Normung. Berlin: Beuth Verlag Berlin, 2006.
- [DIN08a] DIN EN 12620. *Gesteinskörnungen für Beton*. Hrsg. von Deutsches Institut für Normung. Beuth Verlag Berlin, 2008.
- [DIN08b] DIN EN 1504-9. *Produkte und Systeme für den Schutz und die Instandsetzung von Betontragwerken - Teil 9: Allgemeine Grundsätze für die Anwendung von Produkten und Systemen*. Hrsg. von Deutsches Institut für Normung. November. Beuth Verlag Berlin, 2008.
- [DIN10a] DIN EN 12390-6. *Prüfung von Festbeton - Teil 6: Spaltzugfestigkeit von Probekörpern*. Hrsg. von Deutsches Institut für Normung. September. Beuth Verlag Berlin, 2010.
- [DIN10b] DIN EN 13036-1. *Oberflächeneigenschaften von Straßen und Flugplätzen - Prüfverfahren - Teil 1: Messung der Makrotexturtiefe der Fahrbahnoberfläche mit Hilfe eines volumetrischen Verfahrens*. Hrsg. von Deutsches Institut für Normung. Beuth Verlag Berlin, 2010.
- [DIN13] DIN EN 1992-1-1/NA. *Nationaler Anhang - National festgelegte Parameter - Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetonbauwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau*. Hrsg. von Deutsches Institut für Normung. April. Beuth Verlag Berlin, 2013.
- [DIN14a] DIN EN 12390-13. *Prüfung von Festbeton - Teil 13: Bestimmung des E-Moduls unter Druckbelastung (Sekantenmodul)*. Hrsg. von Deutsches Institut für Normung. Beuth Verlag Berlin, 2014.
- [DIN14b] DIN SPEC 18097. *Verfahrensprinzipien zum Nachweis gleichwertiger Dauerhaftigkeit - englische Fassung DIN CEN/TR 16563*. Hrsg. von Deutsches Institut für Normung. April. Beuth Verlag Berlin, 2014.
- [DIN16] DIN EN 196-1. *Prüfverfahren für Zement - Teil 1: Bestimmung der Festigkeit*. Hrsg. von Deutsches Institut für Normung. November. Beuth Verlag Berlin, 2016.
- [DIN19a] DIN EN 12390-2. *Prüfung von Festbeton - Teil 2: Herstellung und Lagerung von Probekörpern für Festigkeitsprüfungen*. Hrsg. von Deutsches Institut für Normung. Beuth Verlag Berlin, 2019.
- [DIN19b] DIN EN 12390-3. *Prüfung von Festbeton - Teil 3: Druckfestigkeit von Probekörpern*. Hrsg. von Deutsches Institut für Normung. Oktober. Beuth Verlag Berlin, 2019.

- [DIN19c] DIN EN 12390-5. *Prüfung von Festbeton - Teil 5: Biegezugfestigkeit von Probekörpern*. Hrsg. von Deutsches Institut für Normung. Oktober. Beuth Verlag Berlin, 2019.
- [DIN20] DIN EN 13791. *Bewertung der Druckfestigkeit von Beton in Bauwerken und in Bauwerksteilen*. Hrsg. von Deutsches Institut für Normung. Beuth Verlag, 2020.
- [DIN21a] DIN EN 12504-1. *Prüfung von Beton in Bauwerken - Teil 1: Bohrkernproben - Herstellung, Untersuchung und Prüfung der Druckfestigkeit*. Hrsg. von Deutsches Institut für Normung. Beuth Verlag Berlin, 2021.
- [DIN21b] DIN EN 206. *Beton - Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität*. Hrsg. von Deutsches Institut für Normung. Beuth Verlag Berlin, 2021.
- [DIN21c] DIN EN ISO 13473-1. *Charakterisierung der Textur von Deckschichten unter Verwendung von Oberflächenprofilen - Teil 1: Bestimmung der mittleren Rautiefe*. Hrsg. von Deutsches Institut für Normung. November. Beuth Verlag Berlin, 2021.
- [DIN23] DIN 1045-2. *Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton - Teil 2: Beton - Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität - Anwendungsregeln zu DIN EN 206-1*. Hrsg. von Deutsches Institut für Normung. August. Beuth Verlag Berlin, 2023.
- [DIN72] DIN 1045. *Beton- und Stahlbetonbau, Bemessung und Ausführung*. Hrsg. von Deutsches Institut für Normung. Beuth Verlag Berlin, 1972.
- [DIN88] DIN 1045. *Beton- und Stahlbetonbau, Bemessung und Ausführung*. Hrsg. von Deutsches Institut für Normung. Beuth Verlag Berlin, 1988.
- [DIN91] DIN 1048-5. *Prüfverfahren für Beton - Festbeton, gesondert hergestellte Probekörper*. Hrsg. von Deutsches Institut für Normung. Beuth Verlag Berlin, 1991.
- [DIN98] DIN EN 12190. *Produkte und Systeme für den Schutz und die Instandsetzung von Betontragwerken - Prüfverfahren - Bestimmung der Druckfestigkeit von Reparaturmörteln*. Hrsg. von Deutsches Institut für Normung. Beuth Verlag Berlin, 1998.
- [DIN99] DIN EN 1542. *Prüfungsverfahren - Messung der Haftfestigkeit im Abreißversuch*. Hrsg. von Deutsches Institut für Normung. Beuth Verlag Berlin, 1999.
- [Dre18] I. Dreßler. "Hygienesichere Oberflächen im nicht-immernierten System". Dissertation. Technische Universität Braunschweig, 2018.
- [Dur] Durham Geo Slope Indicator. *Applications* (letzter Zugriff: 05.01.2024). URL: durhamgeo.com/applications/.
- [Dur17] Z. Duric. "Sättigungsverhalten und Schädigung von Zementstein bei Frostbeanspruchung". Dissertation. Technische Universität Karlsruhe, 2017.
- [Eis18] A. Eisner. "Parameterstudie zur Spannungsverteilung bei Stützsanierungen". Masterarbeit. Technische Universität München, 2018.
- [Erh13] E. Erhard. "Neue Struktur für alte Stützwände". In: *THIS - Das Fachmagazin für erfolgreiches Bauen* 10 (2013).
- [FA99] R. Francois und G. Arliguie. "Microcracking at the ITZ". In: *Engineering and Transport Properties of the Interfacial Transition Zone in Cementitious Composites - State-of-the-Art Report of RILEM TC 159-ETC and 163-TPZ*. Hrsg. von M.G. Alexander u. a. RILEM, 1999. Kap. 4. ISBN: 2351580400.
- [Fah04] S. Fahland. "Verformungsverhalten einer kombinierten Bogen-Gewichtsstauwand unter Betriebsbedingungen". Dissertation. Technische Universität Clausthal, 2004.

- [FF05] W. Francke und H. Friemann. *Schub und Torsion in geraden Stäben*. 3. Auflage. Wiesbaden: F. Vieweg & Sohn Verlag, 2005.
- [FFR19] F. Fingerloos, C. Flohrer und D. Räsch. “Dauerhaftigkeit von Parkbauten”. In: *Beton Kalender 2019 - Parkbauten Geotechnik und Eurocode 7*. Hrsg. von Konrad Bergmeister, Frank Fingerloos und Johann-Dietrich Wörner. Berlin: Ernst und Sohn Verlag, 2019. Kap. IX. ISBN: 9783433032428.
- [Fic55] A. Fick. “Ueber Diffusion”. In: *Analén der Physik XCII* (1855), S.333.
- [Fin08] F. Fingerloos. “Bauen im Bestand - Zuordnung historischer Betonfestigkeiten”. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 103.4 (2008), S. 214–220.
- [Fle92] W. Fleischer. “Einfluss des Zements auf Schwinden und Quellen von Beton”. München, 1992.
- [Flo13] A. Flohr. “Der Einfluss von Polymermodifikationen, unterschiedlichen Gesteinskörnungen und Gesteinskörnungssubstitutionsmaterial auf das Verformungs- und Bruchverhalten von Beton”. Dissertation. Bauhaus-Universität Weimar, 2013.
- [FM88] R. Francois und J. C. Maso. “Effect of damage in reinforced concrete on carbonation or chloride penetration”. In: *Cement and Concrete Research* 18 (1988), S. 961–970.
- [FT07] W.B. Fuller und S.E. Thompson. “The laws of proportioning concrete”. In: *Transactions of the American Society of Civil Engineers* 59.2 (1907).
- [GD15] S.M. von Greve-Dierfeld. “Bemessungsregeln zur Sicherstellung der Dauerhaftigkeit XC-exponierter Stahlbetonbauteile”. Dissertation. Technische Universität München, 2015.
- [Gei08] C. Geisenhanslüke. “Einfluss der Granulometrie von Feinstoffen auf die Rheologie von Feinstoffleimen”. Dissertation. Universität Kassel, 2008. ISBN: 9783899587067.
- [Geoa] Geokon. *Products* (letzter Zugriff: 05.01.2024). URL: www.geokon.com/Products.
- [Geob] Geosense. *Products* (letzter Zugriff: 05.01.2024). URL: www.geosense.co.uk/vibrating-wire-piezometers/.
- [Geo19] Geokon. *Model 4200 Series Vibrating Wire Strain Gauges - Instruction Manual*. 2019.
- [Geo20] Geokon. *Model 4300 Series - VW Stressmeter (EX, BX, NX) - Instruction Manual*. 2020.
- [Geo21a] Geokon. *4300 Series Vibrating Wire Stressmeters - Datasheet*. 2021.
- [Geo21b] Geokon. *Instruction Manual Model LC-2x4 - 4 Channel VW Datalogger*. 2021.
- [GFY11] L. Guoping, H. Fangjian und W. Yongxian. “Chloride Ion Penetration in Stressed Concrete”. In: *Journal of Materials in Civil Engineering* 23.8 (2011), S. 1145–1153.
- [Gko+19] K. Gkoumas u. a. *Research and innovation in bridge maintenance, inspection and monitoring*. February. 2019, S. 48.
- [Glu11] G.J.G. Gluth. “Die Porenstruktur von Zementstein und seine Eignung zur Gastrennung”. Dissertation. Technische Universität Berlin, 2011.
- [Gom15] Gom. *ARAMIS digital image correlation - V8 SR1 Handbuch Grundwissen - Erfassung mit ARAMIS*. 2015.
- [Got01] G. Gottstein. *Physikalische Grundlagen der Materialkunde*. Springer-Verlag Berlin Heidelberg GmbH, 2001. ISBN: 9783540419617.
- [GS05] Ch. Gehlen und Ch. Sodeikat. “Alternative Schutz- und Instandsetzungsmethoden für Stahlbetonbauteile”. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 100.S1 (2005), S. 15–23.

- [GSS08] Ch. Gehlen, P. Schießl und A. Schießl Pecka. “Hintergrundinformationen zum Positionspapier des DAfStb zur Umsetzung des Konzepts von Leistungsbezogenen Entwurfsverfahren unter Berücksichtigung von DIN EN 206-1, Anhang J, für dauerhaftigkeitsrelevante Problemstellungen”. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 103.12 (2008), S. 840–851.
- [GWS01] P. Grübl, H. Weigler und K. Sieghart. *Beton – Arten, Herstellung und Eigenschaften*. Berlin: Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaft GmbH, 2001.
- [Hai+14] M. Haist u. a. “Entwicklungsprinzipien und technische Grenzen der Herstellung zementarmer Betone”. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 109.3 (2014), S. 202–215.
- [HB17] Ha-Be. “Technical Data Sheet - Ha-Be CSD - Line Oberflächenverzögerer”. 2017.
- [Her16] W. Hermerschmidt. “Modelle zur Beschreibung der thermomechanischen Materialeigenschaften jungen Betons”. Dissertation. Technische Universität Braunschweig, 2016.
- [HEW19] E. Hornbogen, G. Eggeler und E. Werner. *Werkstoffe - Aufbau und Eigenschaften von Keramik-, Metall-, Polymer- und Verbundwerkstoffen*. Springer Vieweg, 2019. ISBN: 9783662588468.
- [HH18] D. Heinz und A. Heisig. “Flugasche oder Hüttensand - Zusatzstoffe mit Zukunft?” In: *Betone der Zukunft - Herausforderungen und Chancen - 14. Symposium Baustoffe und Bauwerkserhaltung*. Hrsg. von U. Nolting u. a. Karlsruhe: Karlsruher Institut fuer Technologie (KIT), 2018.
- [HN73] I.W. Hornby und B.E. Noltingk. “Application of the Vibrating Wire Principle for the Measurement of Strain in Concrete.” In: (1973), S. 123–128.
- [Hon59] G. Hondros. “The evaluation of Poisson’s ratio and modulus of materials of a low tensile resistance by the Brazilian (indirect tensile) test with particular reference to concrete”. In: *J. Appl Sci.* 10 (1959), S. 243–268.
- [HR18] T. Heiermann und M. Raupach. “Elastizitätsmodul von Beton: Einflussgrößen und Prüfung”. In: *beton* 68.1-2 (2018).
- [Hüla] D. Hülsenberg. “Diffusion”. In: *RÖMPP - Chemisches Lexikon - Januar 2024*. Hrsg. von RÖMPP [Online] Böckler F., Dill B., Eisenbrand G., Faupel F., Fugmann B., Gamse T., Matissek R., Pohnert G., Rühling A., Schmidt S., Sprenger G. Stuttgart: Georg Thieme Verlag (letzter Aufruf: 05.01.2024). URL: <https://roempp.thieme.de/lexicon/RD-04-01457>.
- [Hülb] D. Hülsenberg. “Grenzflächenspannung”. In: *RÖMPP - Chemisches Lexikon - Januar 2024*. Hrsg. von Sprenger G. Böckler F., Dill B., Eisenbrand G., Faupel F., Fugmann B., Gamse T., Matissek R., Pohnert G., Rühling A., Schmidt S. Stuttgart: Georg Thieme Verlag (letzter Aufruf: 05.01.2024). URL: <https://roempp.thieme.de/lexicon/RD-07-01881>.
- [Hun09] F. Hunkeler. *Vergleichende Untersuchungen zum Chloridwiderstand von Betonem - digital verfügbare Version des Originals von 2002*. Techn. Ber. Wildeg: Eidgenössisches Departement für Umwelt, Verkehr, Energie und Kommunikation / Bundesamt für Straßen, 2009.
- [Int13] International Federation for Structural Concrete (fib). *Model Code for Concrete Structures 2010*. Berlin: Verlag Ernst & Sohn, 2013.
- [IWS20] IWS Messtechnik. “ELAtextur ® 3.0 - Bedienungsanleitung”. Celle, 2020.
- [JBS04] E. Julio, F. Branco und V. Silva. “Concrete-to-concrete bond strength. Influence of the roughness of the substrate surface”. In: *Construction and Building Materials* 18.9 (2004), S. 675–681.
- [Jia+11] F. Jiang u. a. “Influence of Combined Actions on Durability of Reinforced Concrete Structures”. In: *Restoration of buildings and monuments* 17.5 (2011), S. 289–298.

- [JKO11] S.Y. Jang, B.S. Kim und B.H. Oh. “Effect of crack width on chloride diffusion coefficients of concrete by steady-state migration tests”. In: *Cement and Concrete Research* 41.1 (2011), S. 9–19. URL: <http://dx.doi.org/10.1016/j.cemconres.2010.08.018>.
- [Kap11] G. Kapteina. “Modell zur Beschreibung des Eindringens von Chlorid in Beton von Verkehrsbauwerken”. Dissertation. Technische Universität München, 2011.
- [Kau71] N. Kaufmann. “Das Sandflächenverfahren -Ein einfaches Verfahren zur Messung und Beurteilung der Textur von Fahrbahnoberflächen”. In: *Strassenbau-Technik* 3 (1971), S. 131–135.
- [Kel91] T. Keller. “Dauerhaftigkeit von Stahlbetonbauwerken - Transportmechanismen - Auswirkung von Rissen”. Dissertation. ETH Zürich, 1991.
- [Kli20] B. Klinger. “Direkte Spannungsmessung in Betonbauteilen mit Hilfe von Schwingensaitensensoren”. Studienarbeit. Technische Universität Braunschweig, 2020.
- [Kus05] A. Kustermann. “Einflüsse auf die Bildung von Mikrorissen im Betongefüge”. Dissertation. Bundeswehr Universität München, 2005. ISBN: 1436-4409.
- [Kut15] T. Kuttner. *Praxiswissen Schwingungsmesstechnik*. Springer Fachmedien Wiesbaden GmbH, 2015. ISBN: 9783658046378.
- [Lay06] S. Lay. “Abschätzung der Wahrscheinlichkeit tausalzinduzierter Bewehrungskorrosion”. Dissertation. Technische Universität München, 2006.
- [Lei+18] M. Lei u. a. “Modified chloride diffusion model for concrete under the coupling effect of mechanical load and chloride salt environment”. In: *AIP Advances* 8.3 (2018).
- [Len12] P. Lenz. “Beton-Beton-Verbund Potenziale für Schubfugen”. Dissertation. Technische Universität München, 2012.
- [LHL13] T. Leusmann, U. Husemann und S. Ledderboge. “Verstärkung von Betonbauteilen mit aufgeklebten CFK-Lamellen unter vorwiegend ruhender Beanspruchung”. In: *Baustoff und Konstruktion - Festschrift zum 60. Geburtstag von Harald Budelmann*. Hrsg. von Reinhardt Nothnagel und Heiko Twelmeier. Springer-Verlag Berlin Heidelberg, 2013, S. 513–520. ISBN: 9783642295720.
- [Loc00] F.W. Locher. *Zement - Grundlagen der Herstellung und Verwendung*. Düsseldorf: Verlag Bau + Technik, 2000. ISBN: 9783764007003.
- [Lun97] P. Lunk. “Kapillares Eindringen von Wasser und Salzlösungen in Beton”. Dissertation. ETH Zürich, 1997.
- [Lus72] M. Lusche. “Beitrag zum Bruchmechanismus von auf Druck beanspruchtem Normal- und Leichtbeton mit geschlossenem Gefüge”. In: *Schriftenreihe der Zementindustrie, ed. Verein Deutscher Zementwerke (VDZ)* 39 (1972), S. 114.
- [Man69] W. Manns. “Elastizitätsmodul von Zementstein und Beton”. In: *Technisch wissenschaftliche Zementtagung* (1969), S. 139–162.
- [Mas] W. Massa. “Adsorption”. In: *RÖMPP - Chemisches Lexikon - Januar 2024*. Hrsg. von Sprenger G., Böckler F., Dill B., Eisenbrand G., Faupel F., Fugmann B., Gamse T., Matissek R., Pohnert G., Rühling A., Schmidt S. Stuttgart: Georg Thieme Verlag (letzter Aufruf: 05.01.2024). URL: <https://roempp.thieme.de/I68J7>.
- [Mav+16] N. Mavropoulou u. a. “Durability evaluation of cement exposed to combined action of chloride and sulphate ions at elevated temperature: The role of limestone filler”. In: *Construction and Building Materials* 124 (2016), S. 558–565.

- [May09] T.F. Mayer. “Zur Korrosion von Stahlschalungen in Fertigteilverken”. Dissertation. Technische Universität München, 2009.
- [Mey05] L. Meyer. “Einfluss der Kontaktzone auf den E-Modul von Beton”. Dissertation. RWTH Aachen, 2005.
- [Mey91] R. Meyer. “Mehraxiales Werkstoffmodell für Beton mit einheitlichem Konzept im Vor- und Nachbruchbereich”. Dissertation. Technische Universität Braunschweig, 1991.
- [MH95] P. F. McGrath und R. D. Hooton. “Influence of Voltage on Chloride Diffusion Coefficients from Chloride Migration tests”. In: *Cement and Concrete Research* 26.8 (1995), S. 1239–1244.
- [MHT22] M. Mayer, M. Huß und N.V. Tue. “Übergangskonstruktionen aus UHPFRC für den Integralbrückenbau”. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 117.2 (2022), S. 78–89.
- [MKL20] L. Mengel, H.W. Krauss und D. Lowke. “Water transport through cracks in plain and reinforced concrete – Influencing factors and open questions”. In: *Construction and Building Materials* 254 (2020), S. 1–28.
- [Mül08] A. Müller. “Zum Zug- und Schubtragverhalten von Betonfugen”. Dissertation. Technische Universität München, 2008.
- [MW16] H.S. Müller und U. Wiens. “Kapitel I - Beton”. In: *Betonkalender 2018 - Bautenschutz Brandschutz*. Hrsg. von Konrad Bergmeister, Frank Fingerloos und Johann-Dietrich Wörner. Berlin: Verlag Ernst & Sohn, 2016, S. 1–172.
- [Nil+96] L.O. Nilsson u. a. *HETEK - Chloride penetration into concrete - State of the Art - Transport processes corrosion initiation, test methods and prediction models - Report No. 53*. Kopenhagen, Dänemark: Danish Road Directorate, 1996, S. 1–224.
- [Niu+08] J. Niu u. a. “Durability of concrete structures under load”. In: *First International Conference on Microstructural-related Durability of Cementitious Composites*. October. Nanjing, China: RILEM, 2008.
- [Nor99] Nordtest. “NT BUILD 492 - Concrete , Mortar and Cement-Based Repair Materials : Chloride Migration Coefficient from non-steady-state Migration Experiments”. In: *Measurement* (1999), S. 1–8.
- [NS78] P. Nischer und S. Soretz. “Die Prüfstreuung bei der Bestimmung des E-Moduls von Beton”. In: *Strassenforschung* 99 (1978), S. 79–91.
- [NWM05] S.A. Neild, M.S. Williams und P.D. McFadden. “Development of a vibrating wire strain gauge for measuring small strains in concrete beams”. In: *Strain* 41.1 (2005), S. 3–9.
- [OME19] V. Oettel, H. Matz und M. Empelmann. “Bestimmung der zentrischen Nachrisszugfestigkeit von UHPFRC mithilfe gekerbter 3-Punkt-Biegezugversuche”. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 114.4 (2019), S. 255–264.
- [Pag] Pagel Spezial-Beton GmbH und Co. KG. “Technisches Merkblatt Vergussbeton V80C45”. Essen.
- [Pet17] Ch. Petersen. *Naturwissenschaften im Fokus III - Grundlagen der Elektrizität, Strahlung und relativistischen Mechanik, einschließlich stellarer Anstronomie und Kosmologie*. Wiesbaden: Springer Vieweg, 2017. ISBN: 9783658152994.
- [PU08] S. Popovics und J. Ujhelyi. “Contribution to the concrete strength versus water-cement ratio relationship”. In: *Journal of Materials in Civil Engineering* 20.7 (2008), S. 459–463.

- [PW14] P. Primi und F.H. Wittmann. “Einfluss des Feuchtigkeitsgehaltes auf das kapillare Saugen / Influence of Moisture Content on Capillary Suction”. In: *Restoration of Buildings and Monuments* 2.5 (2014), S. 415–426.
- [Rah16] A. Rahimi. “Semiprobabilistisches Nachweiskonzept zur Dauerhaftigkeitsbemessung und -bewertung von Stahlbetonbauteilen unter Chlorideinwirkung”. Dissertation. Technische Universität München, 2016.
- [Red+13] As. Reddy u. a. “Service life prediction models for concrete structures - A comparative study”. In: *Rehabilitation and Restoration of Structures* 4.2 (2013), S. 563–580.
- [Rei04] R. Reinecke. “Haftverbund und Rissverzahnung in unbewehrten Betonschubfugen”. Dissertation. Technische Universität München, 2004.
- [Res04] T. Reschke. “Betoninstandsetzung an Wasserbauwerken Entwicklungen Aspekte und”. In: *BAW-Kolloquium Instandsetzung von Wasserbauwerken*. Hannover: Bundesanstalt für Wasserbau, 2004.
- [RG08] P. Rucker-Gramm. “Modellierung des Feuchte- und Salztransports unter Berücksichtigung der Selbstabdichtung in zementgebundenen Baustoffen”. Dissertation. Technische Universität München, 2008, S. 196.
- [Ric20] J. Richter. “Untersuchungen zum Einsatz von Oberflächenverzögerern für die Herstellung reproduzierbarer Rauigkeitsparameter auf Betonoberflächen”. Studienarbeit. Technische Universität Braunschweig, 2020.
- [Rie+18] P. Riedel u. a. “Einfluss der Probekörpergeometrie auf die Ergebnisse von Druckfestigkeitsprüfungen an ultrahochfestem Beton”. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 113.8 (2018), S. 598–607.
- [RIL24] RILEM. *Active TCs (by cluster) (letzter Aufruf 05.01.2024)*. 2024.
- [RO08] M. Raupach und J. Orłowsky. *Erhaltung von Betonbauwerken*. 2008. ISBN: 9783835101203.
- [Röh09] Stefan Röhling. *Zwangsspannungen infolge Hydratationswärme*. Düsseldorf: Verlag Bau + Technik, 2009.
- [Ros63] D.A. Rose. “Water movement in porous materials: Part 2 - The separation of the components of water movement”. In: *British Journal of Applied Physics* 14.8 (1963), S. 491–496.
- [Rue29] A. Ruess. “Berechnung der Fließgrenze von Mischkristallen auf Grund der Plastizitätsbedingung für Einkristalle”. In: *Zeitschrift für Angewandte Mathematik und Mechanik* 9 (1929), S. 49–58.
- [Rus+20] N. Russo u. a. “Effects of load-induced micro-cracks on chloride penetration resistance in different types of concrete”. In: *Materials and Structures/Materiaux et Constructions* 53.6 (2020).
- [SB12] P. Spiesz und H. J.H. Brouwers. “Influence of the applied voltage on the Rapid Chloride Migration (RCM) test”. In: *Cement and Concrete Research* 42.8 (2012), S. 1072–1082.
- [SB13] P. Spiesz und H. J.H. Brouwers. “The apparent and effective chloride migration coefficients obtained in migration tests”. In: *Cement and Concrete Research* 48 (2013), S. 116–127.
- [SC19] M. Shafikhani und S.E. Chidiac. “Quantification of concrete chloride diffusion coefficient – A critical review”. In: *Cement and Concrete Composites* 99.March (2019), S. 225–250.
- [Sch10] K. Schöppel. “Aussagekraft von Chloridwerten aus Betonbauwerken hinsichtlich der Korrosionsgefährdung”. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 105.11 (2010), S. 703–713.

- [Sch13] J.C. Scheydt. “Mechanismen der Korrosion bei ultrahochfestem Beton”. Dissertation. Technische Universität Karlsruhe, 2013. ISBN: 9783866444751.
- [Sch17] F. Schmidt. “Untersuchungen zur Abstimmung von Betonersatzsystem und Altbeton bei der Instandsetzung von Stahlbetonstützen”. Masterarbeit. Technische Universität Braunschweig, 2017.
- [Sch73] P. Schiessl. “Zur Frage der zulässigen Rissbreite und der erforderlichen Betondeckung im Stahlbetonbau unter besonderer Berücksichtigung der Karbonatisierung des Betons”. Dissertation. Technische Universität München, 1973.
- [Sch90] R. Schmidt. *Bluten von Beton*. Techn. Ber. Institut für Bauforschung - RWTH Aachen, 1990.
- [SCL04] K. Scrivener, A.K. Crumbie und P. Laugesen. “The interfacial transition zone (ITZ) between cement paste and aggregate in concrete”. In: *Interface Science* 12.4 (2004), S. 411–421.
- [Scr03] K. Scrivener. “Calcium aluminate cements”. In: *Advanced Concrete Technology - Constituent Materials*. Hrsg. von J Newman und C Ban Seng. Elsevier Ltd, 2003. Kap. 2, S. 2–1 –2–30. ISBN: 0 7506 5103 2.
- [Scr99] K. Scrivener. “Characterisation of the ITZ and its quantification by test methods”. In: *Engineering and Transport Properties of the Interfacial Transition Zone in Cementitious Composites - State-of-the-Art Report of RILEM TC 159-ETC and 163-TPZ*. Hrsg. von G.M Alexander u. a. RILEM, 1999. Kap. 1, S. 3–18.
- [Set01] M.J. Setzer. “Mechanical stability criterion, triple-phase condition, and pressure differences of matter condensed in a porous matrix”. In: *Journal of Colloid and Interface Science* 235.1 (2001), S. 170–182.
- [Set02] M.J. Setzer. “Frostschaden - Grundlagen und Prüfung”. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 97.7 (2002), S. 350–359.
- [SGS02] Ch. Sodeikat, Ch. Gehlen und P. Schießl. “Auffinden von Bewehrungskorrosion mit Hilfe der Potentialfeldmessung - ein ungewöhnlicher Praxisfall”. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 97.9 (2002), S. 437–444.
- [SI95] M. Saito und H. Ishimori. “Chloride permeability of concrete under static and repeated compressive loading”. In: *Cement and Concrete Research* 25.4 (1995), S. 803–808.
- [Sis] Sisgeo. *Products (letzter Aufruf: 05.01.2024)*. URL: www.sisgeo.com/products.html.
- [SM09] P. Schießl und T.F. Mayer. “Lebensdauermanagement von Stahlbetonbauwerken”. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 104.11 (2009), S. 747–753.
- [SMM84] J.C. Stormont, R.V. Matalucci und H.S. Morgan. *Field Tests of Stress Measurement Techniques in Rock Salt*. Techn. Ber. Albuquerque, New Mexico: Sandia National Laboratory, 1984.
- [SMT15] S.B. Singh, P. Munjal und N. Thammishetti. “Role of water-cement ratio on strength development of cement mortar”. In: *Journal of Building Engineering* 4 (2015), S. 94–100.
- [Sod00] Ch. Sodeikat. “Beanspruchung von Betonfahrbahnen mit sehr unterschiedlichen Eigenschaften von Ober- und Unterbeton unter besonderer Berücksichtigung von Feuchte- und Temperaturänderungen”. Dissertation. Technische Universität München, 2000.
- [Sod02] Ch. Sodeikat. “Beanspruchung von Betonfahrbahnen mit sehr unterschiedlichen Eigenschaften von Ober- und Unterbeton durch Feuchte- und Temperaturänderungen”. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 97.1 (2002), S. 20–35.

- [SRS21] J. Schneider, S. Reichel und J. Schmidt. “Vermeidung chloridinduzierter Korrosion in Tunnelinnenschalen aus Stahlbeton”. In: *Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen - Brücken- und Ingenieurbau Heft B173*. Bergisch Gladbach: Bundesanstalt für Straßenwesen, 2021. ISBN: 9783956066443.
- [SS03] K. Schöppel und G. Stenzel. “Konstruktionsregeln für Tiefgaragen in Stahlbetonbauweise”. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 98.3 (2003), S. 111–122.
- [SS18] H. Schiefer und F. Schiefer. *Statistik für Ingenieure*. 2018. ISBN: 9783658206390.
- [SSW03] P. Schießl, A. Spengler und K. Wiegrink. *Einfluss der Gesteinskörnung auf den E-Modul von Beton*. 2003.
- [Ste+19] T. Stengel u. a. “Modifizierung des RCM-Tests zur Optimierung der Messpräzision, Versuchsdauer und Wirtschaftlichkeit: Entwicklung praxisingerechter Labor- und Baustellenprüfungen zum Nachweis der Konformität und Identität von Beton für chloridexponierte Bauteile”. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 114.10 (2019), S. 737–746.
- [Ste+20] A. Steinhoff u. a. “Entwicklung eines Pastenverfahrens zur Bestimmung der Rautiefe an vertikalen Betonoberflächen: Entwicklungsschwerpunkte und Ergebnisse einer Studie”. In: *beton* 70.5 (2020).
- [Sto] StoCretec GmbH. “Technisches Merkblatt StoCrete SM”. Kriffel.
- [STQ20] H. Sychla, E. Tielemann und R. Quaas. “Messtechnische Instrumentierungen und Osterberg-Tests bei Deutschlands tiefsten Bohrpfählen”. In: *Mitteilung des Instituts für Geotechnik Heft Nr. 110 - Messen in der Geotechnik 2020 - Fachseminar 20./21. Februar 2020*. Hrsg. von N. Hinzmann, P. Stein und J. Gattermann. Technische Universität Braunschweig. IGG TU BS - Prof. Stahlmann, 2020, S. 121–146.
- [STSF16] G. Schmidt-Thrö, W. Scheuffer und O. Fischer. “Kontinuierliche faseroptische Dehnungsmessung im Stahlbetonbau”. In: *Beton und Stahlbetonbau* 111.8 (2016), S. 496–504.
- [SW12] J. Stark und B. Wicht. *Dauerhaftigkeit von Beton*. Berlin: Springer Vieweg, 2012. ISBN: 9783642352775.
- [Tal+95] C. Talbot u. a. “Influence of surface preparation on long-term bonding of shotcrete”. In: *ACI Materials Journal* 91.6 (1995), S. 560–566.
- [Tei07] T. Teichmann. “Einfluss der Granulometrie und des Wassergehaltes auf die Festigkeit und Gefügedichtigkeit von Zementstein”. Dissertation. Universität Kassel, 2007.
- [Thi16] M. Thiele. “Experimentelle Untersuchung und Analyse der Schädigungsevolution in Beton unter hochzyklischen Ermüdungsbeanspruchungen”. Dissertation. Technische Universität Berlin, 2016.
- [TK94] B.N. Taylor und C.E. Kuyatt. “NIST Technical Note 1297 Guidelines for Evaluating and Expressing the Uncertainty of NIST Measurement Results”. In: *Technology* (1994).
- [TS98] L. Tang und H.E. Sörensen. *SR-Report 1998:42 - Evaluation of the Rapid Test Methods for measuring the Chloride Diffusion Coefficients of Concrete.pdf*. Techn. Ber. Swedish National Testing und Research Institute, 1998.
- [Tuu82] K. Tuutti. *Corrosion of steel in concrete*. Stockholm: Swedish Cement und Concrete Research Institute, 1982.
- [UL21] S. Ullmann und D. Lowke. “Effect of Young’s Modulus on the degradation of repair mortars chloride migration resistance under coupled loading conditions”. In: *4th Int. RILEM Conf. Microstructure Related Durability of Cementitious Composites 1* (2021), S. 1–8.

- [UL22] S. Ullmann und D. Lowke. "Suitability of subsequently installed vibrating wire sensors for direct stress measurement in concrete and mortar". In: *Proceedings of the 8th International Conference on Concrete Repair - Concrete Solutions*. Leeds (UK), 2022.
- [UL24] S. Ullmann und D. Lowke. "The effect of external load on the chloride migration resistance and the service life of reinforced concrete structures and repair mortars". In: *Cement and Concrete Composites* submitted (2024).
- [Ung04] H. Ungricht. "Wasserhaushalt und Chlorideintrag in Beton - Einfluß der Exposition und der Betonzusammensetzung". Dissertation. ETH Zürich, 2004.
- [UNL22] S. Ullmann, S. Nordsiek und D. Lowke. "Significance or scatter - Statistical evaluation of rapid chloride migration test results in relation to a sprayable cement mortar". In: *Materials* 15.17 (2022), S. 6050. URL: <https://doi.org/10.3390/ma15176050>.
- [VMD14] P. Van Den Heede, M. Maes und N. De Belie. "Influence of active crack width control on the chloride penetration resistance and global warming potential of slabs made with fly ash + silica fume concrete". In: *Construction and Building Materials* 67 (2014), S. 74–80.
- [Vol91] A. Volkwein. "Untersuchungen über das Eindringen von Wasser und Chlorid in Beton". Dissertation. Technische Universität München, 1991.
- [Wan+16] J. Wang u. a. "Influence of service loading and the resulting micro-cracks on chloride resistance of concrete". In: *Construction and Building Materials* 108 (2016), S. 56–66.
- [Wak20] T. Waßmann. "Direkte Spannungsmessung in instandgesetzten Bauteilquerschnitten mit Hilfe von Schwingsaitensensoren". Masterarbeit. Technische Universität Braunschweig, 2020.
- [WBN13] J. Wang, P.A.M. Basheer und S.V. Nanukuttan. "Influence of short-term and sustained compressive loading on chloride migration in concrete Influence of short-term and sustained compressive loading on chloride migration in concrete". In: *33rd Cement and Concrete Science Conference May 2018* (2013).
- [Wen+16] W. Wenjian u. a. "Chloride diffusion coefficient of recycled aggregate concrete under compressive loading". In: *Materials and Structures/Materiaux et Constructions* 49.11 (2016), S. 4729–4736.
- [WJS97] K. Wang, D. Jansen und S.P. Shah. "Permeability Study of Cracked Concrete". In: *Cement and Concrete Research* 27.3 (1997), S. 381–394.
- [Wra85] G. Wranglén. *Korrosion und Korrosionsschutz*. Deutsche Ü. July. Springer Verlag Berlin Heidelberg New York Tokyo, 1985. ISBN: 2013206534.
- [Wu+13] Z. Wu u. a. "Characterisation of microcracks and their influence on transport properties of cementitious materials". In: *TRANSCEND Conference*. November. Guildford, 2013, S. 3–6.
- [Xu+18] J. Xu u. a. "Model of time-dependent and stress-dependent chloride penetration of concrete under sustained axial pressure in the marine environment". In: *Construction and Building Materials* 170 (2018), S. 207–216.
- [YA20] D. Yilmaz und U. Angst. "Korrosionsbedingte Kosten an Ingenieurbauwerken im Schweizer Straßennetz". In: *Beton- und Stahlbetonbau* 115.6 (2020), S. 448–458.
- [Yan+17] Y. Yan u. a. "Recommendation of RILEM TC 246-TDC : test methods to determine durability of concrete under combined environmental actions and mechanical load Test method to determine the effect of applied stress on chloride diffusion". In: *Materials and Structures* 50.2 (2017), S. 1–9.

-
- [YLW13] Y. Yan, W. Ling und F.H. Wittmann. *Publications on durability of reinforced concrete structures under combined mechanical loads and environmental actions*. Aedificatio Publishers, 2013.
- [Yua+03] C. B. Yuan u. a. “Diffusivity of chloride in concrete in different stress states”. In: *Journal of Hohai University (Natural Science Edition)* 31.1 (2003), S. 50–54.
- [Zda+20] K. Zdanowicz u. a. “Biege- und Verbundverhalten von chemisch vorgespannten textildbewehrten Betonelementen”. In: *Beton und Stahlbetonbau* 115.12 (2020), S. 972–979.
- [ZDN97] W. Zhang, A. Drescher und D. E. Newcomb. “Viscoelastic analysis of diametral compression of asphalt concrete”. In: *Journal of Engineering Mechanics* 123.6 (1997), S. 596 –603.
- [Zho+20] Q. Zhou u. a. “Effect of fly ash and sustained uniaxial compressive loading on chloride diffusion in concrete”. In: *Journal of Building Engineering* 31.March (2020), S. 101394.
- [ZR19] C. Zanotti und N. Randl. “Are concrete-concrete bond tests comparable”. In: *Cement and Concrete Composites* 99 (2019), S. 80–88.
- [ZZ10] K. Zilch und G. Zehetmaier. *Bemessung im konstruktiven Betonbau - nach DIN 1045-1 (Fassung 2008) und EN 1992-1-1 (Eurocode2)*. 2. Aufl. Springer Heidelberg Dordrecht London New York, 2010. ISBN: 9783540706373.

Anhang A

Ergänzende Grafiken und Tabellen

Tabelle A.1: Instandsetzungsprinzipien nach DIN EN 1504 und TR-IH

Prinzip	Verfahren		gültig nach	
	Nr.	Beschreibung	DIN EN 1504	TR-IH
Prinzipien und Verfahren bei Schäden im Beton				
1. Schutz gegen das Eindringen von Stoffen	1.1	Hydrophobierung	x	x
	1.2	Versiegelung	x	-
	1.3	Beschichtung	x	x
	1.4	Örtliche Abdeckung von Rissen (Bandagen)	x	x
	1.5	Füllen von Rissen	x	x
	1.6	Umwandlung von Rissen in Dehnfugen	x	-
	1.7	Montage von Vorsatzplatten	x	-
	1.8	Aufbringen von Membranen	x	-
2. Regulierung des Wasserhaushaltes des Betons	2.1	Hydrophobierung	x	x
	2.2	Versiegelung	x	-
	2.3	Beschichtung	x	x
	2.4	Montage von Vorsatzplatten	x	-
	2.5	Elektrochemische Behandlung	x	-
	2.6	Füllen von Rissen oder Hohlräumen	-	x
3. Betonersatz	3.1	Mörtelauftrag von Hand *	x	x
	3.2	Querschnittsergänzung durch Betonieren *	x	x
	3.3	Beton- oder Mörtelauftrag durch Spritzverarbeitung *	x	x
	3.4	Auswechseln von Bauteilen	x	x
4. Verstärkung des Betontragwerks	4.1	Austausch/Verstärkung von Bewehrungsstäben *	x	x
	4.2	Bewehrung in vorgebildete/gebohrte Löcher	x	-
	4.3	Verstärkung durch Laschen	x	x
	4.4	Querschnittsergänzung durch Mörtel oder Beton *	x	x
	4.5	Injizieren in Risse, Hohlräume oder Fehlstellen	x	x
	4.6	druckloses Füllen von Rissen, Hohlräumen, Fehlstellen	x	-
	4.7	Vorspannen (mit nachträglichem Verbund)	x	-
5. Erhöhung des physikalischen Widerstandes	5.1	Beschichtung	x	x
	5.2	Versiegelung	x	-
	5.3	Mörtel- oder Betonauftrag *	x	x
6. Erhöhung des Chemikalien-Widerstandes	6.1	Beschichtung	x	x
	6.2	Versiegelung	x	-
	6.3	Mörtel- oder Betonauftrag *	x	x
Prinzipien und Verfahren bei Korrosionsschäden der Bewehrung				
7. Erhalt oder Wiederherstellung der Passivität	7.1	zusätzliche Erhöhung der Betondeckung *	x	x
	7.2	Ersatz von schadstoffh./carbonatisiertem Beton *	x	x
	7.3	Elektrochemische Realkalisierung	x	-
	7.4	Realkalisierung durch Diffusion *	x	x
	7.5	Elektrochemische Chloridextraktion	x	-
	7.6	Füllen von Rissen oder Hohlräumen	-	x
	7.7	Beschichtung	-	x
	7.8	Lokale Abdeckung von Rissen (Bandagen)	-	x
8. Erhöhung des elektrischen Widerstandes	8.1	Hydrophobierung	x	x
	8.2	Versiegelung	x	-
	8.3	Beschichtung	x	x
9. Kontrolle kathod. Bereiche	9.1	Begrenzung des Sauerstoffgehaltes (Kathode) durch Sättigung oder Oberflächenbeschichtung	x	-
10. Kath. Schutz	10.1	Anlegen eines elektrischen Potentials	x	x
11. Kontrolle anodischer Bereich	11.1	Aktive pigmentierte Beschichtungen (Bewehrung)	x	-
	11.2	Bewehrungs-Beschichtung nach dem Barriere-Prinzip	x	-
	11.3	Anwendung von Korrosionsinhibitoren (Beton)	x	-

Tabelle A.2: Zusammenfassung der Anforderungen an die Materialeigenschaften nach Tabelle 15 der TR-IH Teil 1

Beton- instand- setzungs- produkt	Geeignet für folgende Verfahren												Altbetonklassen				Schichtdicke d [mm] bei Adhäsion	Schichtdicke d [mm] bei Verankerung/ Bewehrung
	3.1	3.2	3.3	3.4	4.1	4.4	5.3	6.3	7.1	7.2	7.4	A5	A4	A3	A2			
Beton nach DIN EN 206		X			X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	nicht anwendbar	d > 60
RC- Betonage D>4mm		X			X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	$30 \leq d \leq 60$	d > 60
RC- Handauftrag D>4mm	X													X	X		keine Anforderung	nicht anwendbar
Verguss- beton		X							X	X	X	X	X	X			keine Anforderung	d > 60
Spritzbeton nach DIN 14487			X		X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	nicht anwendbar	d>60; A5 d>50
SCR- D>4mm			X		X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	$30 \leq d \leq 60$	d > 60
Spritzmörtel nach DIN 14487			X											X			bei XC keine Anford.	nicht anwendbar
SCM- D>4mm			X		X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	$20 \leq d \leq 60$	nicht anwendbar
RM- Betonage D≤4mm		X				X	X	X	X	X	X	X	X	X	X		$15 \leq d \leq 30$	nicht anwendbar
RM- Handauftrag D≤4mm	X													X	X		k. Anf.	nicht anwendbar
PRM/PRC	X	X												X	X		$d \geq 3 \cdot D$	nicht anwendbar

Tabelle A.3: Zusammenfassung der Anforderungen an die Materialeigenschaften von RM/RC, SRM/SRC und PRM/PRC nach den Tabellen C2, C3 und C4 der TR-IH Teil 2

Merkmale	Expositions-klasse	SRC/SRM RC/RM PRC/PRM		SRC/SRM		Anmerkungen
		A5	A4	A3	A2	
Haftzugfestigkeit	XALL					PRC/PRM nicht XSTAT und XDYN
	XBW1 XBW2				> 0,8 MW und > 0,5 EW	
	XF1 XF4	> 3,0 MW und > 2,5 EW	> 2,0 MW und > 1,5 EW	> 1,2 MW und > 0,8 EW		
	XSTAT				nicht geeignet	
	XDYN				nicht geeignet	
E-Modul (stat.)	XALL	> 30 GPa	> 20 GPa	> 15 GPa	Werte angeben	
Druckfestigkeit	XALL	> 60 MPa	> 45 MPa	> 25 MPa	> 15 MPa	bei PRC/PRM nicht 28d sondern 7d und Bezug 7d zu 2d statt 90d zu 28d
	nach 90d	XBW1 XBW2	max. 30% Festigkeitsverlust			
Biegezugfestigkeit	XALL	> 10 MPa	> 8 MPa	> 6 MPa	> 5 MPa	
	nach 90d	XBW1 XBW2	max. 30% Festigkeitsverlust			
Carbo-natisierung	XC1-XC4	$d_{k,90} < 2 \text{ mm}$				
Kapillare Wasser-aufnahme	XALL	$W_{24} < 0,5 \text{ kg}/(\text{m}^2 \text{h}^{0,5})$				
Schwinden und stat. E-Modul	XALL	< 0,8 und 1,0‰ für SRC/SRM + PRC/PRM < 0,9 und 1,1‰ für RC/RM -	< 40 GPa	< 35 GPa bei < 0,6 und < 0,8‰ < 25 GPa bei < 0,8 und < 1,0‰	< 25 GPa bei < 0,6 und < 0,8‰ < 20 GPa bei < 0,8 und < 1,0‰	Schwindmaße nach 28d und 90d
CIF	XF3	$\text{MW} < 1.000 \text{ g}/\text{m}^2 \text{ 95\%Q} < 1.750 \text{ g}/\text{m}^2$				
CDF	XF4	$\text{MW} < 1.500 \text{ g}/\text{m}^2 \text{ 95\%Q} < 1.800 \text{ g}/\text{m}^2$				
Quellen	XW1 XW2	< 0,3‰ nach 28d				
D_{RCM}	XD1-XD3	Klasse 1+2 MW < $10 \cdot 10^{-12}$ und EW < $12 \cdot 10^{-12}$				
	XS1-XS3	Klasse 3 MW < $5 \cdot 10^{-12}$ und EW < $7 \cdot 10^{-12}$				
Schwinden	XALL	< 0,3‰ nach 28d				
Wärmeausdehnungs-koeffizient	XALL	< $22 \cdot 10^{-6} \text{ K}^{-1}$				

Tabelle A.4: Ergebnisse der lastfrei und unter Belastung am Altbeton A2 durchgeführten Chloridmigrationsversuche

Material	Probennr.		Versuchsaufbau	Lastniveau	D_{RCM} [$10^{-12}m/s^2$]	MW MDCC	D_{RCM} [$10^{-12}m/s^2$]		MW 1/2 Prüf- rahmen	MW Last- niveau
							Seite1	Seite2		
A2	5	1	MDCC	—	32,3	33,4				
	5	2			30,3					
	5	3			33,3					
	8	1			30,4					
	8	2			29,6					
	8	3			29,4					
	11	1			35,2					
	11	2			38,4					
	11	3			36,3					
	13	1			36,9					
	13	2			36,0					
	13	3			32,3					
A2	1	1	Prüf- rahmen	0%			31,5	30,0	30,8	31,0
	4	2					31,3	30,7	31,0	
	1	3					31,6	31,0	31,3	
A2	7	3	Prüf- rahmen	40%			28,9	29,7	29,3	32,3
	7	1					29,8	30,6	30,2	
	7	2					31,1	31,6	31,4	
	12	1					34,8	34,7	34,8	
	4	3					36,4	35,6	36,0	
A2	12	2	Prüf- rahmen	60%			34,8	35,7	35,3	37,7
	4	1					37,8	37,8	37,8	
	12	3					40,1	40,2	40,2	
A2	10	2	Prüf- rahmen	80%			41,7	41,2	41,5	46,1
	10	1					46,7	46,4	46,6	
	10	3					50,0	50,6	50,3	

Tabelle A.5: Ergebnisse der lastfrei und unter Belastung am Altbeton A4 durchgeführten Chloridmigrationsversuche

Material	Probennr.	Versuchsaufbau	Lastniveau	D_{RCM} [$10^{-12}m/s^2$]	MW MDCC	D_{RCM} [$10^{-12}m/s^2$]		MW 1/2 Prüf- rahmen	MW Last- niveau
						Seite1	Seite1		
A4	5	1	—	10,5	11,5				
	5	2		12,2					
	5	3		12,2					
	8	1		11,6					
	8	2		10,9					
	8	3		11,2					
	10	1		12,1					
	10	2		MDCC		10,4			
	10	3		11,8					
	13	1		11,1					
	13	2		11,8					
	13	3		12,4					
	14	1		12,1					
	14	2		10,8					
	14	3		10,7					
A4	7	3	0%			11,8	11,6	11,7	
	1	2		Prüf- rahmen	12,5	12,1	12,3	12,3	
	7	2		12,9	12,8	12,9			
A4	13	1	40%			12,0	12,0	12,0	
	7	1		Prüf- rahmen	12,4	13,0	12,7		
	13	2		13,5	13,0	13,3	13,2		
	13	3		13,9	13,4	13,7			
	11	3		13,9	14,4	14,2			
A4	11	1	60%			14,2	14,3	14,3	
	16	1		Prüf- rahmen	16,7	16,4	16,6	15,8	
	16	3		16,6	16,5	16,6			
A4	11	2	80%			15,7	15,9	15,8	
	16	2		Prüf- rahmen	17,3	17,5	17,4	17,1	
	15	1		18,7	18,8	18,8			

Tabelle A.6: Ergebnisse der lastfrei und unter Belastung am Vergussbeton V.8 durchgeführten Chloridmigrationsversuche

Material	Probennr.		Versuchsaufbau	Lastniveau	D_{RCM} [$10^{-12}m/s^2$]	MW MDCC	D_{RCM} [$10^{-12}m/s^2$]		MW 1/2 Prüf- rahmen	MW Last- niveau
							Seite1	Seite2		
V.8	1	1	MDCC	—	4,3	3,6				
	9b	1			3,7					
	9b	2			3,5					
	9b	3			3,3					
	11	1			3,8					
	11	2			3,3					
	11	3			3,4					
V.8	9a	2	Prüf- rahmen	0%			4,4	4,4	4,4	
	5	3			4,8	5,0	4,9	4,8		
	5	2			5,0	5,0	5,0			
V.8	10	3	Prüf- rahmen	40%			4,6	4,7	4,6	
	7	2			4,8	4,7	4,8	4,9		
	5	1			5,3	5,3	5,3			
V.8	9a	3	Prüf- rahmen	60%			5,2	4,9	5,1	
	10	1			5,6	5,2	5,4	5,4		
	8	1			5,6	5,4	5,5			
	7	1			5,8	5,7	5,8			
V.8	10	2	Prüf- rahmen	80%			6,1	6,0	6,1	
	9a	1			6,1	6,1	6,1	6,4		
	8	3			6,7	6,6	6,7			
	7	3			6,9	6,9	6,9			

Tabelle A.7: Ergebnisse der lastfrei und unter Belastung am Instandsetzungsmörtel RM.3 durchgeführten Chloridmigrationsversuche

Material	Probennr.		Versuchsaufbau	Lastniveau	D_{RCM} [$10^{-12}m/s^2$]	MW MDCC	D_{RCM} [$10^{-12}m/s^2$]		MW 1/2 Prüfrahmen	MW Lastniveau
							Seite1	Seite2		
RM.3	8	1	MDCC	—	12,4	12,2				
	8	2			12,5					
	8	3			12,2					
	9	1			11,9					
	9	2			12,1					
	9	3			12,2					
RM.3	1	2	Prüfrahmen	0%			12,2	12,1	12,2	12,3
	1	1					12,2	12,2	12,2	
	3	3					12,4	12,3	12,4	
	1	3					12,4	12,4	12,4	
RM.3	7	1	Prüfrahmen	40%			11,6	11,9	11,8	11,9
	3	2					11,8	12,0	11,9	
	7	2					12,3	11,8	12,1	
RM.3	7	3	Prüfrahmen	60%			12,7	12,5	12,6	13,0
	6	1					12,7	12,9	12,8	
	5	2					13,6	13,6	13,6	
RM.3	6	2	Prüfrahmen	80%			13,9	13,8	13,9	14,9
	6	3					15,2	15,0	15,1	
	5	3					15,5	15,8	15,7	

Tabelle A.8: Ergebnisse der lastfrei und unter Belastung am Instandsetzungsmörtel RM.0.8 durchgeführten Chloridmigrationsversuche

Material	Probenr.		Versuchsaufbau	Lastniveau	D_{RCM} [$10^{-12}m/s^2$]	MW MDCC	D_{RCM} [$10^{-12}m/s^2$]		MW 1/2 Prüfrahmen	MW Lastniveau
							Seite1	Seite2		
RM.0.8	2	1	MDCC	—	1,8	1,8				
	2	2			1,7					
	2	3			1,8					
	3	1			2,1					
	3	2			1,7					
	3	3			1,9					
	8	1			1,7					
	8	2			1,8					
	8	3			1,6					
RM.0.8	1	2	Prüfrahmen	0%			2,2	2,2	2,2	2,6
	11	1					2,4	2,3	2,3	
	1	1					2,7	2,8	2,8	
	1	3					2,9	3,0	3,0	
RM.0.8	5	2	Prüfrahmen	40%			1,6	1,6	1,6	2,3
	7	2					2,0	2,0	2,0	
	10	1					3,3	3,4	3,4	
RM.0.8	11	3	Prüfrahmen	60%			2,1	2,1	2,1	2,2
	5	1					2,0	2,1	2,1	
	7	1					2,2	2,2	2,2	
	10	3					2,5	2,6	2,6	
RM.0.8	5	3	Prüfrahmen	80%			2,0	2,0	2,0	2,2
	11	2					2,0	2,0	2,0	
	10	2					2,4	2,4	2,4	
	7	3					2,5	2,4	2,4	

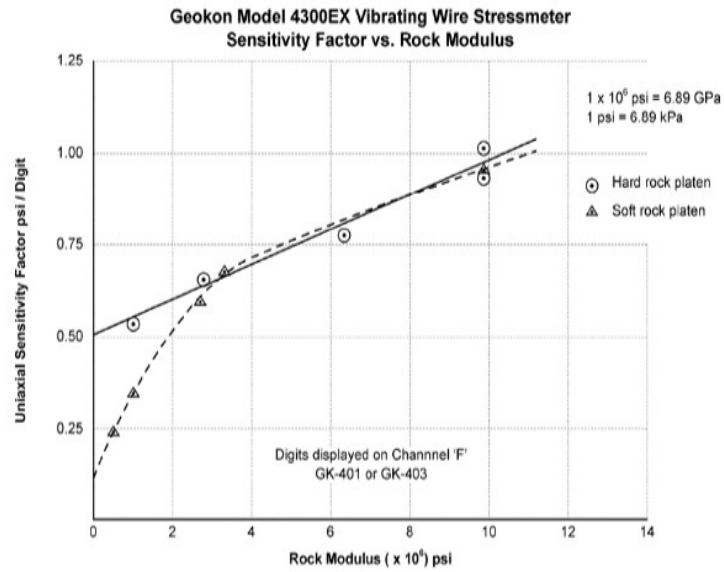
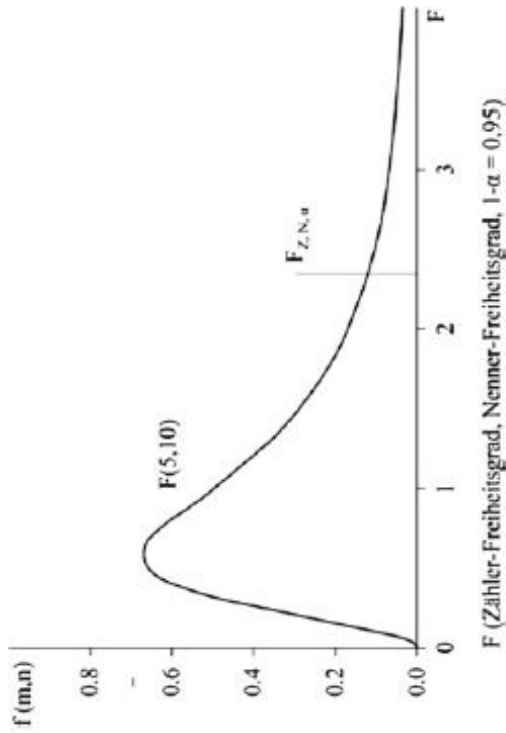


Abbildung A.1: Diagramm zur Bestimmung des G-Faktors in Abhängigkeit vom E-Modul des anstehenden Gesteins nach [Geo20]

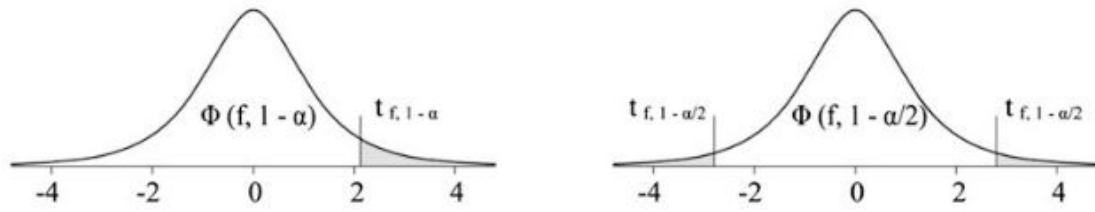


F (Zähler-Freiheitsgrad, Nenner-Freiheitsgrad, $1-\alpha = 0,95$)

Zähler - Freiheitsgrad

Nenner - Freiheitsgrad	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	15	20	30	40	50	100	∞
1	161	200	216	225	230	234	237	239	241	242	246	248	250	251	252	253	254
2	18,5	19,0	19,2	19,3	19,3	19,3	19,4	19,4	19,4	19,4	19,4	19,5	19,5	19,5	19,5	19,5	19,5
3	10,1	9,55	9,28	9,12	9,01	8,94	8,89	8,85	8,81	8,79	8,70	8,66	8,62	8,59	8,58	8,55	8,53
4	7,71	6,94	6,59	6,39	6,26	6,16	6,09	6,04	6,00	5,96	5,86	5,80	5,75	5,72	5,70	5,66	5,63
5	6,61	5,79	5,41	5,19	5,05	4,95	4,88	4,82	4,77	4,74	4,62	4,56	4,50	4,46	4,44	4,41	4,37
6	5,99	5,14	4,76	4,53	4,39	4,28	4,21	4,15	4,10	4,06	3,94	3,87	3,81	3,77	3,75	3,71	3,67
7	5,59	4,74	4,35	4,12	3,97	3,87	3,79	3,73	3,68	3,64	3,51	3,44	3,38	3,34	3,32	3,27	3,23
8	5,32	4,46	4,07	3,84	3,69	3,58	3,50	3,44	3,39	3,35	3,22	3,15	3,08	3,04	3,02	2,98	2,93
9	5,12	4,26	3,86	3,63	3,48	3,37	3,29	3,23	3,18	3,14	3,01	2,94	2,86	2,83	2,80	2,76	2,71
10	4,96	4,10	3,71	3,48	3,33	3,22	3,13	3,07	3,02	2,98	2,85	2,77	2,70	2,66	2,64	2,59	2,54
15	4,54	3,68	3,29	3,06	2,90	2,79	2,71	2,64	2,59	2,54	2,40	2,33	2,25	2,20	2,18	2,12	2,07
20	4,35	3,49	3,10	2,87	2,71	2,60	2,51	2,45	2,39	2,35	2,20	2,12	2,04	1,99	1,97	1,91	1,84
30	4,17	3,32	2,92	2,69	2,53	2,42	2,33	2,27	2,21	2,16	2,02	1,93	1,84	1,79	1,76	1,70	1,62
40	4,08	3,23	2,84	2,61	2,45	2,34	2,25	2,18	2,12	2,08	1,92	1,84	1,74	1,69	1,66	1,59	1,51
50	4,03	3,18	2,79	2,56	2,40	2,29	2,20	2,13	2,07	2,03	1,87	1,78	1,69	1,63	1,60	1,52	1,44
100	3,94	3,09	2,70	2,46	2,31	2,19	2,10	2,03	1,98	1,93	1,77	1,68	1,57	1,51	1,48	1,39	1,28
∞	3,84	3,00	2,60	2,37	2,21	2,10	2,01	1,94	1,88	1,83	1,67	1,57	1,46	1,39	1,35	1,24	1,01

Abbildung A.2: Tabelle zur Bestimmung des kritischen F-Wertes aus [SS18]



f	Zweiseitiger Vertrauensbereich						
	0,8	0,9	0,95	0,98	0,99	0,998	0,999
	Einseitiger Vertrauensbereich						
	0,90	0,95	0,975	0,99	0,995	0,999	0,9995
1	3,078	6,314	12,706	31,821	63,657	318,309	636,578
2	1,886	2,920	4,303	6,965	9,925	22,327	31,600
3	1,638	2,353	3,182	4,541	5,841	10,215	12,924
4	1,533	2,132	2,776	3,747	4,604	7,173	8,610
5	1,476	2,015	2,571	3,365	4,032	5,893	6,869
6	1,440	1,943	2,447	3,143	3,707	5,208	5,959
7	1,415	1,895	2,365	2,998	3,499	4,785	5,408
8	1,397	1,860	2,306	2,896	3,355	4,501	5,041
9	1,383	1,833	2,262	2,821	3,250	4,297	4,781
10	1,372	1,812	2,228	2,764	3,169	4,144	4,587
11	1,363	1,796	2,201	2,718	3,106	4,025	4,437
12	1,356	1,782	2,179	2,681	3,055	3,930	4,318
13	1,350	1,771	2,160	2,650	3,012	3,852	4,221
14	1,345	1,761	2,145	2,624	2,977	3,787	4,140
15	1,341	1,753	2,131	2,602	2,947	3,733	4,073
16	1,337	1,746	2,120	2,583	2,921	3,686	4,015
17	1,333	1,740	2,110	2,567	2,898	3,646	3,965
18	1,330	1,734	2,101	2,552	2,878	3,610	3,922
19	1,328	1,729	2,093	2,539	2,861	3,579	3,883
20	1,325	1,725	2,086	2,528	2,845	3,552	3,850

Freiheitsgrad $f = n - 1$

Abbildung A.3: Tabelle zur Bestimmung des kritischen t-Wertes aus [SS18]

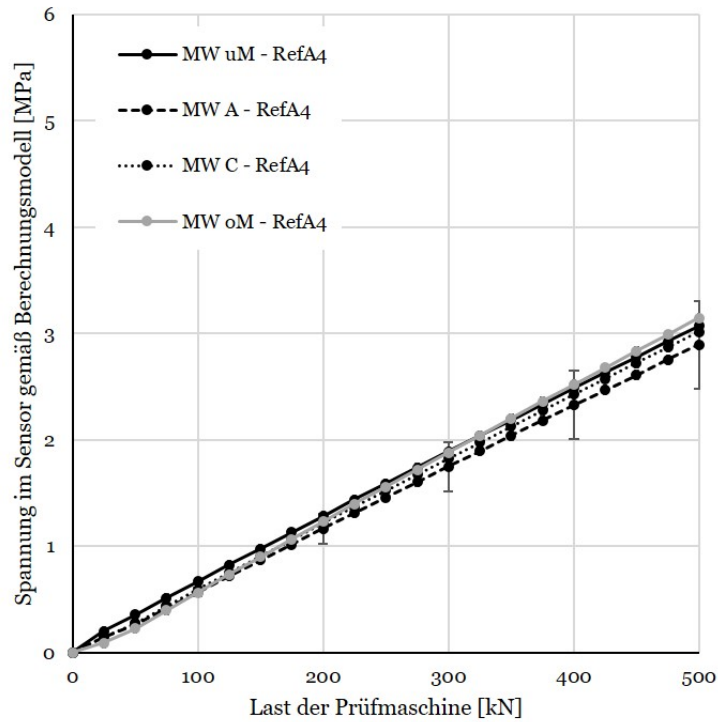


Abbildung A.4: Mittelwerte der absoluten Spannungen (und Fehlerindikatoren) in den vier Sensoren in Probekörper RefA4 während der Belastungsversuche, berechnet aus den Digitwerten der Sensoren nach Gleichung 40

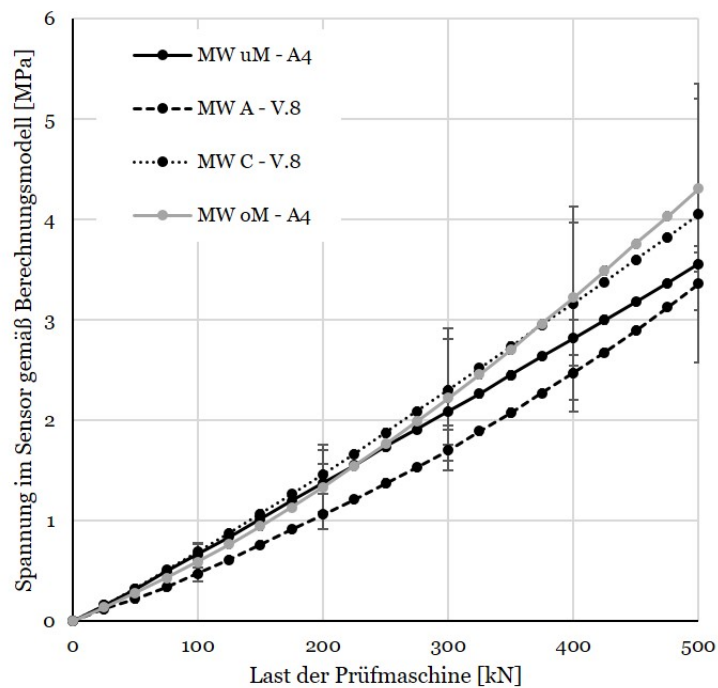


Abbildung A.5: Mittelwerte der absoluten Spannungen (und Fehlerindikatoren) in den vier Sensoren in Probekörper A4/V.8 während der Belastungsversuche, berechnet aus den Digitwerten der Sensoren nach Gleichung 40

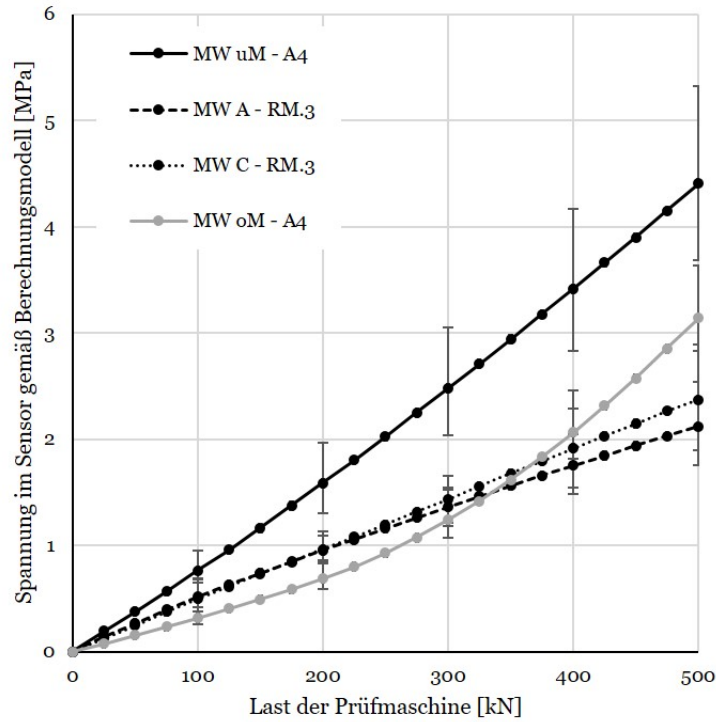


Abbildung A.6: Mittelwerte der absoluten Spannungen (und Fehlerindikatoren) in den vier Sensoren in Probekörper A4/RM.3 während der Belastungsversuche, berechnet aus den Digitwerten der Sensoren nach Gleichung 40

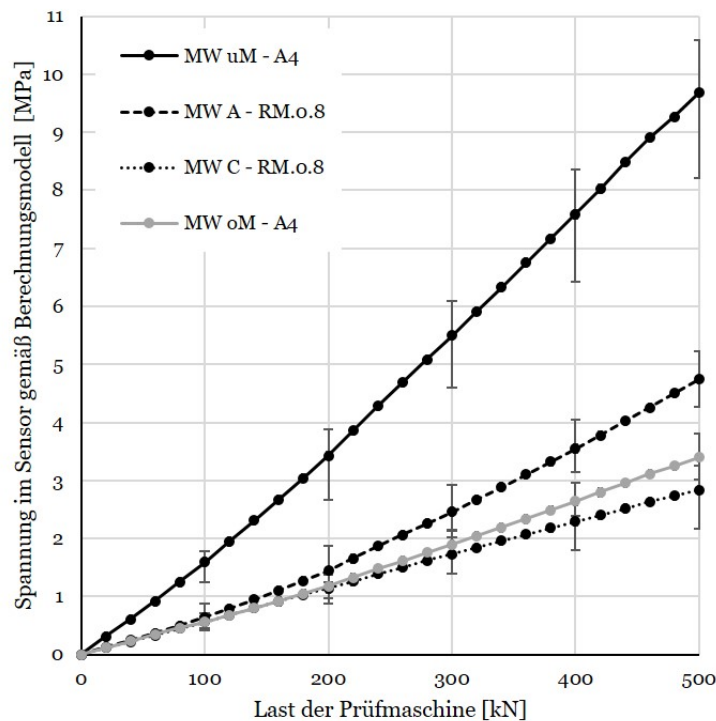


Abbildung A.7: Mittelwerte der absoluten Spannungen (und Fehlerindikatoren) in den vier Sensoren in Probekörper A4/RM.0.8 während der Belastungsversuche, berechnet aus den Digitwerten der Sensoren nach Gleichung 40

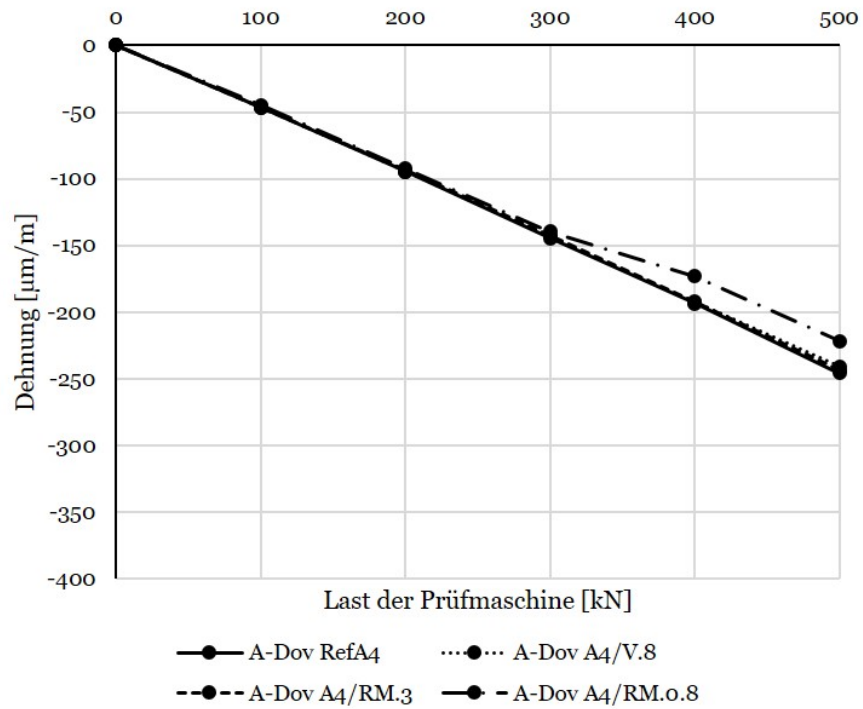


Abbildung A.8: Mittelwert der Dehnungen an den DMS A-Dov auf Höhe der oberen Sensorlage in $\mu\text{m}/\text{m}$

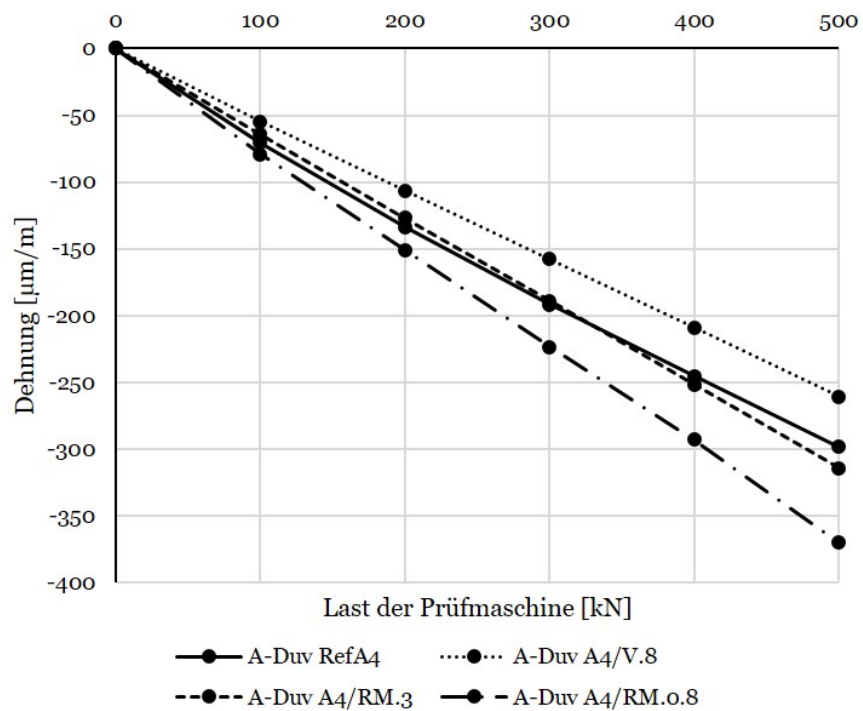


Abbildung A.9: Mittelwert der Dehnungen an den DMS A-Duv auf Höhe der unteren Sensorlage in $\mu\text{m}/\text{m}$

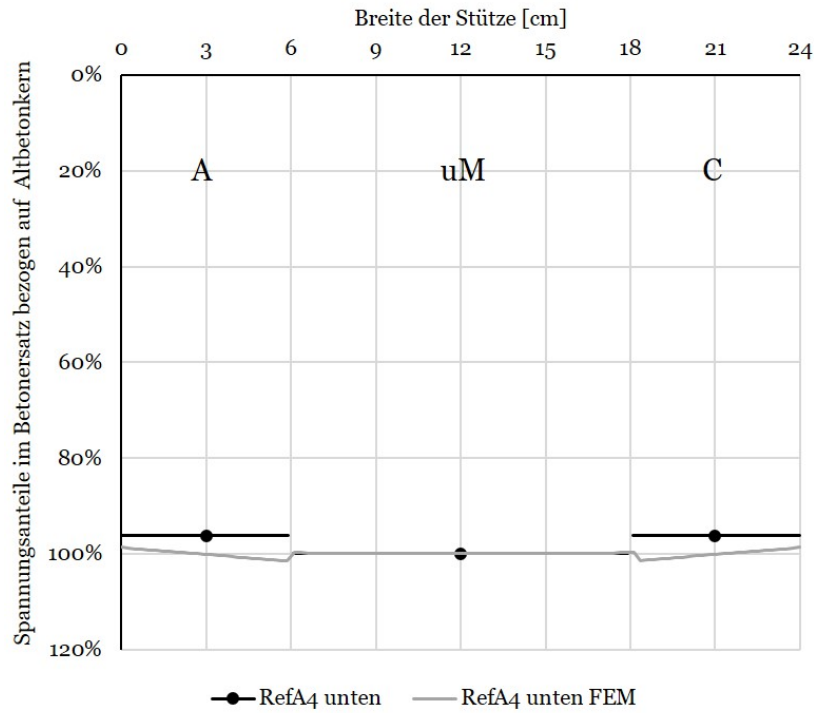


Abbildung A.10: Überlagerte Ansicht der Spannungsverteilung im Probekörper RefA4 an den Sensorpositionen A+C in Bezug auf Position uM - experimentelle Ergebnisse in schwarz, Ergebnisse der FE-Simulation in grau

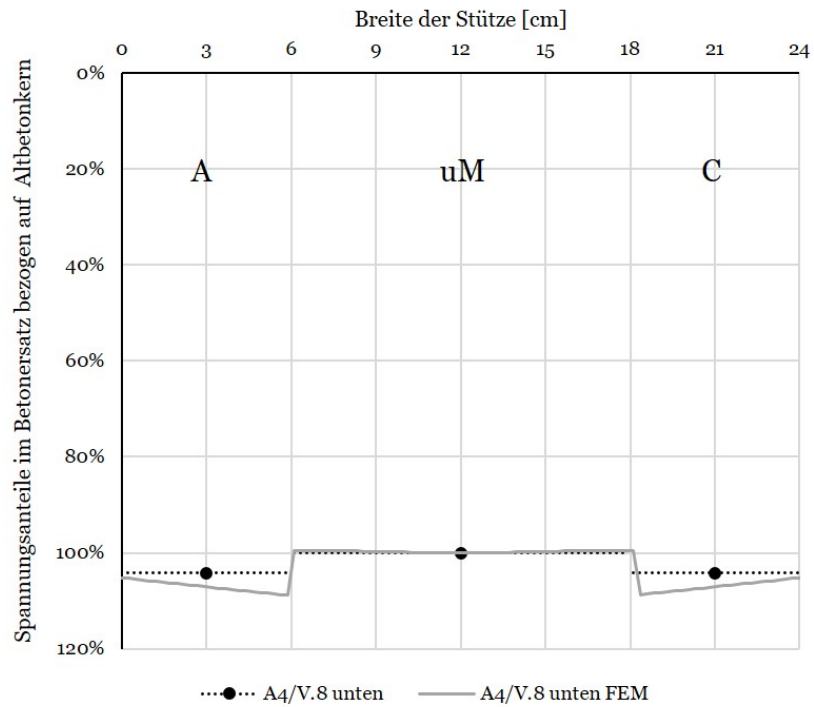


Abbildung A.11: Überlagerte Ansicht der Spannungsverteilung im Probekörper A4/V.8 an den Sensorpositionen A+C in Bezug auf Position uM - experimentelle Ergebnisse in schwarz, Ergebnisse der FE-Simulation in grau

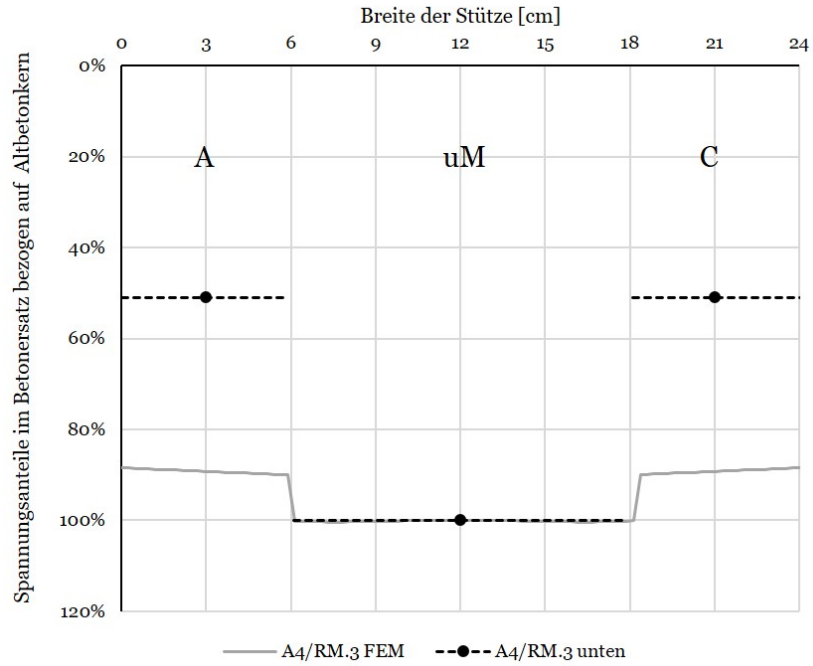


Abbildung A.12: Überlagerte Ansicht der Spannungsverteilung im Probekörper A4/RM.3 an den Sensorpositionen A+C in Bezug auf Position uM - experimentelle Ergebnisse in schwarz, Ergebnisse der FE-Simulation in grau

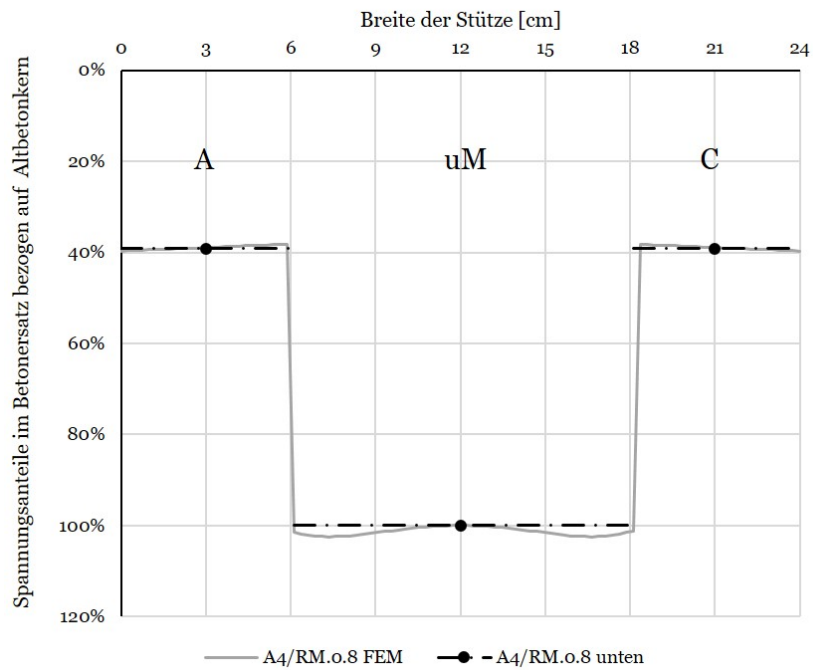


Abbildung A.13: Überlagerte Ansicht der Spannungsverteilung im Probekörper A4/RM.0.8 an den Sensorpositionen A+C in Bezug auf Position uM - experimentelle Ergebnisse in schwarz, Ergebnisse der FE-Simulation in grau

gültig für den Mittelpunkt des Altbetonkerns

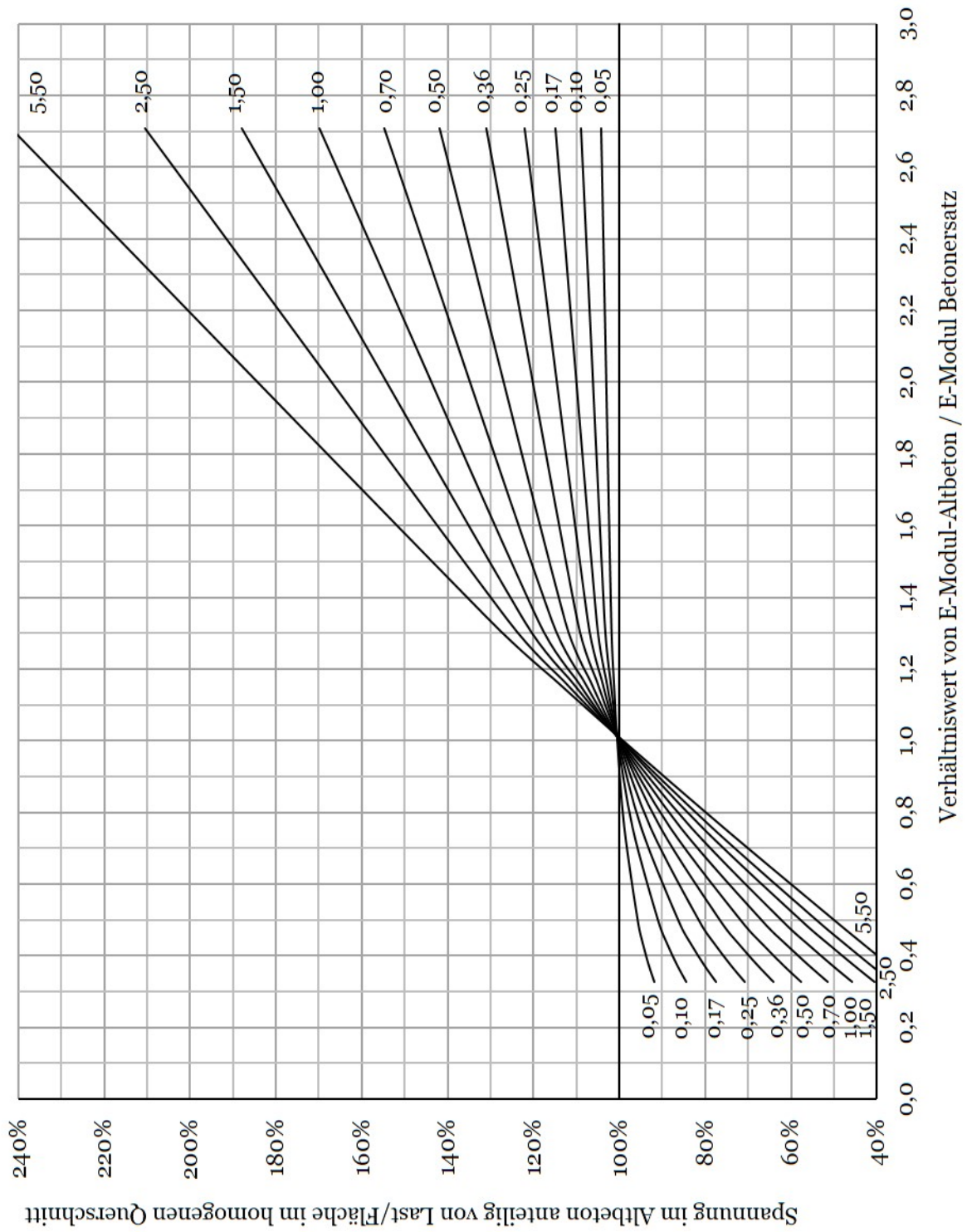


Abbildung A.14: Nomogramm zur Ablesung der Spannungsverteilung im Altbetonkern anteilig von der rechnerischen Spannung im homogenen Querschnitt in Abhängigkeit vom E-Modulverhältnis und dem Verhältnis der Schichtdicke des Betonersatzes zum Altbeton

gültig für den Mittelpunkt des Betonersatzes

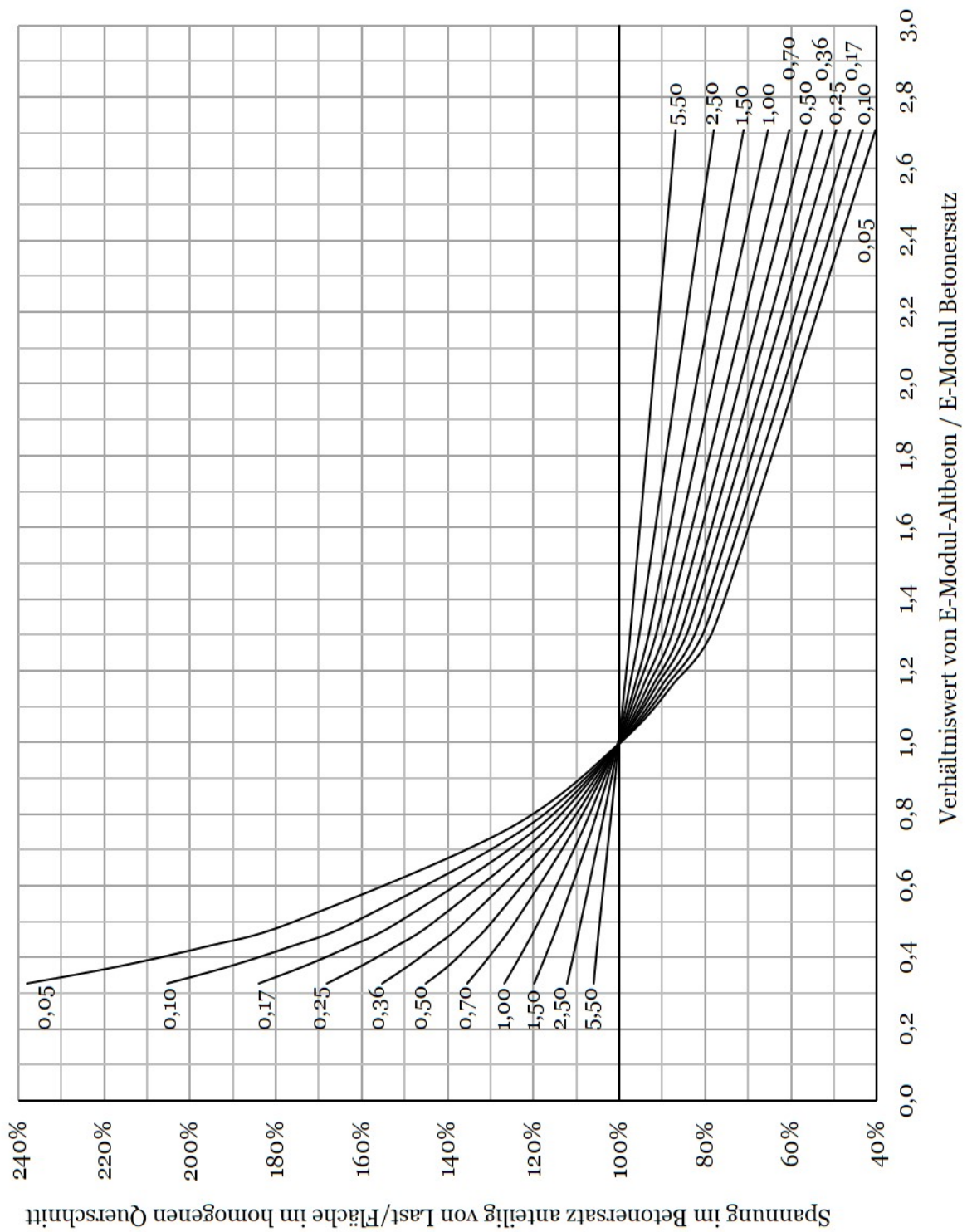


Abbildung A.15: Nomogramm zur Ablesung der Spannungsverteilung im Betonersatz anteilig von der rechnerischen Spannung im homogenen Querschnitt in Abhängigkeit vom E-Modulverhältnis und dem Verhältnis der Schichtdicke des Betonersatzes zum Altbeton

Anhang B

Versuchsbeschreibungen und Foto-Dokumentation
der Versuchsaufbauten

Chloridmigrationsversuche unter Last

Versuchsbeschreibung Rapid Chlorid Migration (RCM) Test

Probekörper, Versuchsaufbau und Versuchsdurchführung

Der Chloridmigrationskoeffizient $D_{RCM,0}$ wird in Deutschland gemäß Anlage B des Merkblatts MDCC der Bundesanstalt für Wasserbau [Baw19b] bestimmt. International wird der Chloridmigrationskoeffizient nach den Vorgaben der NT Build 492 [Nor99] ermittelt und als D_{nssm} bezeichnet (non-steady state migration coefficient). Die Prüfvorschriften gleichen sich bis auf einige Details. International sind $D_{RCM,0}$ und D_{nssm} gleichgesetzt und werden nicht differenziert [VMD14]. Jedoch weisen Untersuchungen darauf hin, dass nach baw-Merkblatt tendenziell geringfügig niedrigere (im Sinne der Dauerhaftigkeit günstigere) Werte ermittelt werden. [Rah16]

Herstellung und Gewinnung der Prüfkörper

Die Bestimmung des Chloridmigrationskoeffizienten erfolgt an im Labor hergestellten Probekörpern nach 28 Tagen (in Ausnahmen nach 56 Tagen, siehe dazu Absatz 4 in Kapitel 4.5.2 des Merkblatt MDCC). Die Probekörper sind in Form eines Würfels mit einer Kantenlänge von 150 mm (15er-Würfel) oder in Form eines Zylinders mit einem Durchmesser von 100 mm und einer Höhe von 200 mm nach DIN EN 12390-2 [DIN19a] herzustellen und bis zur Prüfung in Leitungswasser bei $(20 \pm 2)^\circ\text{C}$ zu lagern⁴⁴. Zur Bestimmung des D_{RCM} an Bauwerksbeton erfolgt die Gewinnung der Probekörper an Bohrkernen mit einem Durchmesser von 100 mm.

Die Gewinnung des eigentlichen Prüfkörpers (zylindrisch, mit einem Durchmesser von (100 ± 1) mm und einer Höhe von (50 ± 5) mm) erfolgt unmittelbar vor der Prüfung. Hierfür ist aus den 15er-Würfeln vorab zunächst über die gesamte Höhe ein Bohrkern mit einem Durchmesser von 100 mm zu entnehmen. Der Prüfkörper wird anschließend aus einer Tiefe von 10 mm - 60 mm, von der Herstellungsoberfläche aus gesehen, herausgesägt. Bei Zylindern erfolgt die Entnahme in einer Tiefe von 75 mm - 125 mm, von der Herstellungsoberfläche aus gesehen.

Versuchsaufbau und Durchführung

Der Migrationsapparat ist entsprechend Abbildung B.1 zu konzipieren.

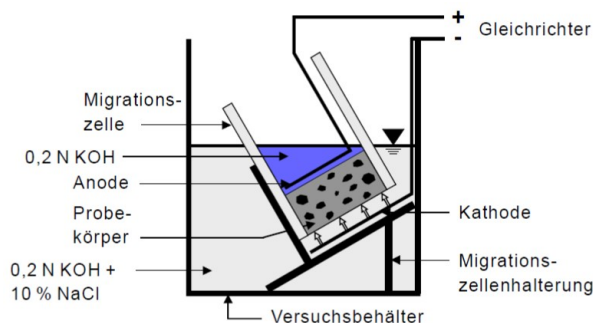


Abbildung B.1: Prinzipskizze des Migrationsapparates nach baw-Merkblatt MDCC [Baw19b]

⁴⁴ Eine Teilsättigung reduziert die Effektivität der Diffusions- und damit auch der Migrationsprozesse deutlich [Kap11]. Die vollständige Wassersättigung garantiert zudem gleiche Randbedingungen und eine Vergleichbarkeit der geprüften Probekörper.

Als Vorbereitung der Prüfung wird der Versuchsbehälter mit chloridhaltiger Lösung (10 % Natriumchlorid (NaCl) in 0,2 %iger Kaliumhydroxidlösung (KOH)) gefüllt sowie die Migrationszellenhalterung inklusive korrosionsbeständiger Edelstahl-Kathode (Minuspole) platziert. Diese ist schräg anzuordnen, damit bei der Prüfung entstehende Gasbläschen aufsteigen können und nicht das Ergebnis verfälschen (Migration über luftgefüllte Räume ist nicht möglich [Beh]).

Die eigentliche Migrationszelle im Inneren besteht aus einem gewebeverstärkten Gummischlauch mit einem Durchmesser von 100 mm und einer Länge von 200 mm - 250 mm. Der Einbau des Prüfkörpers erfolgt mit der ehemals zur Herstellungsoberfläche gerichteten Kreisfläche nach unten und bündig zu dem einen Ende des Schlauches. Mit Hilfe von Schlauchschellen aus Edelstahl wird der Prüfkörper in dieser Position fixiert und auf die Migrationszellenhalterung gesetzt. Anschließend wird die ebenfalls aus Edelstahl gefertigte Anode (Pluspol) eingehängt und das Innere der Migrationszelle bis zum Flüssigkeitsspiegel der chloridhaltigen Lösung im Versuchsbehälter mit reiner KOH-Lösung befüllt. Eine Vermischung der inneren und äußeren Prüflösung ist unbedingt zu verhindern.

Die Prüfung startet mit dem Anlegen einer Spannung von zunächst $(30 \pm 0,2)V$ über einen Gleichrichter. Direkt im Anschluss sind die Temperaturen T [°C] der beiden Prüflösungen und der fließende Strom I_0 [mA] zu messen. Während der elektrische Strom vom Plus- zum Minuspole fließt (technische Stromrichtung) erfolgt der für die Migration relevante Strom der Elektronen in entgegengesetzter Richtung vom Minus- zum Pluspol (physikalische Stromrichtung), siehe auch Kapitel 3.2.1. Dies ist bei der Anordnung von Kathode und Anode zu beachten.

Die Prüfdauer und die Prüfspannung U ergibt sich in Abhängigkeit von I_0 gemäß Tabelle B2 des Merkblatts MDCC. Aufgrund der zumeist hohen Zementgehalte kann die Prüfdauer bei Instandsetzungsprodukten mitunter höher ausfallen [Baw19b, s.71]. Angestrebt wird eine Eindringtiefe zum Ende der Prüfdauer von 10 mm - 30 mm.

Versuchsauswertung

Unmittelbar vor dem Ende der Prüfung ist erneut der Strom I_{end} und die Temperatur der Lösungen zu messen und zu notieren. Die Differenz zwischen I_0 und I_{end} geht nicht in die Berechnung des D_{RCM} ein. Jedoch können hierüber mögliche Unregelmäßigkeiten bei der Prüfung festgestellt werden. Untersuchungen von Stengel et al. [Ste+19] zeigten zudem, dass sich Chloridmigrationskoeffizienten auch sehr gut anhand einer kontinuierlichen Aufzeichnung der elektrischen Stromstärke über die Versuchsdauer berechnen lassen.

Nach dem anschließenden Abschalten des Gleichrichters und dem Ausbau wird der Prüfkörper mittig und parallel zur Richtung des Chlorideintrags gespalten und zur Sichtbarmachung der Chlorideindringfront zunächst mit Fluorescinslösung und im Nachgang mit Silbernitratlösung besprüht. Die Chlorid-Eintragsfläche zeichnet sich nach einiger Zeit heller gegenüber den chloridfreien Bereichen ab. Die Eindringtiefe wird von Hand an neun Einzelstellen ($x_1 - x_9$) im Abstand von 10 mm entlang der Bruchfläche einer Bruchhälfte gemessen. Die Randbereiche (jeweils 10 mm links und rechts) werden nicht berücksichtigt. Aus den 9 Eindringtiefen wird der Mittelwert x_d [m] gebildet. Unter Berücksichtigung der Prüfspannung U [V], der Höhe des Probekörpers h [m] sowie der mittleren Temperatur der Lösungen während des Versuchs T_V [°C]

und der Versuchsdauer T_V [h] kann der Chloridmigrationskoeffizient D_{RCM} bei den beschriebenen Randbedingungen vereinfacht gemäß Gleichung 41 (entnommen aus [Baw19b]) berechnet werden.

$$D_{RCM} [m^2/s] = \frac{2,39 \cdot 10^{-8} (273 + T_V) \cdot h}{(U - 2) \cdot t_V} \left(x_d - 0,0236 \sqrt{\frac{(273 + T_V) \cdot h \cdot x_d}{U - 2}} \right) \quad (41)$$

mit:

T_V : mittlere Temperatur der Lösung [°C]

h : Höhe des Probekörpers [m]

U : absoluter Wert der angelegten Spannung [V]

t_V : Versuchsdauer [h]

x_d : mittlere Eindringtiefe der Chlorid-Ionen gemessen am Probekörper [m]

Das beschriebene Prüfverfahren ist für alle Instandsetzungsmaterialien, Mörtel und Betone gleichermaßen gültig.

Versuchsbeschreibung zu den RCM-Versuchen unter Last

Herstellung und Lagerung der Probekörper

Für die Herstellung der Probekörper kamen eigens angefertigte Zylinder aus Acrylglas mit einem Durchmesser von 100 mm und einer Höhe von 200 mm zum Einsatz. Die erhärteten Probekörper wurden 24 h nach der Herstellung ausgeschalt und bis zum späteren Beginn der Prüfung bei 20°C unter Wasser gelagert. Im Alter von 7 bis 21 Tage wurden die Zylinder zur weiteren Probenvorbereitung dem Wasserbad entnommen und in kleinere, 5 cm hohe Zylinderscheiben zersägt. Hierbei wurde der von der Einfüllrichtung aus gesehene obere Zentimeter verworfen. Die so entstandenen drei Zylinderscheiben wurden mit den Zahlen 1 - 3 benannt, wobei die 1 für die erste Scheibe unterhalb der Einfüllöffnung, die 2 für die mittlere und die 3 für die unterste Scheibe des gesamten Zylinders steht. Die zur ehemaligen Einfüllrichtung gelegene Kreisfläche ist die spätere Beaufschlagungsseite. Sie wurde an der Mantelfläche mit einem Pfeil markiert. Die beschriebene Probenherstellung weicht von den Vorgaben des MDCC ab (siehe auch 3.2), wonach aus einem Würfel mit einer Kantenlänge von 150 mm nur ein zylindrischer Probekörper mit einem Durchmesser von 100 mm und einer Höhe von 50 mm gewonnen werden darf. Eigene Untersuchungen zum Einfluss der abweichenden Probenvorbereitung auf das Ergebnis des Chloridmigrationsversuchs wurden in [UNL22] veröffentlicht. Danach liegt der Einfluss der Probenvorbereitung auf das Versuchsergebnis im Bereich der zu erwartenden Versuchsstreuungen und kann als nicht signifikant im Sinne des in Kapitel 7.4.3.3 vorgestellten Signifikanz-Kriteriums bewertet werden.

Einbau des Probekörpers in den Prüfrahen und Versuchsstart

Der Einbau eines Probekörpers in den Prüfrahen beginnt mindestens 48 h vor dem geplanten Beginn des Versuchs. Zunächst muss der Probekörper (R1 gemäß Abbildung B.2) dem Wasser-

bad entnommen werden und oberflächlich abtrocknen. Danach empfiehlt es sich, den Probekörper vorab in den Prüfrahmeneinzupassen (oft gibt es durch eine geringfügige Abweichung des Probekörpers von der perfekten Kreisform eine optimale Position in der gerundeten Aussparung des Prüfrahmens) und die Lage an der Mantelfläche zu markieren. Auch sollte die später nicht mit NaCl beaufschlagte Kreisfläche dauerhaft mit einer Markierung versehen werden.

Anschließend erfolgt die Vorbereitung des Prüfrahmens. Hierfür muss zum Schutz des Stahlrahmens vor der korrosiven Prüflösung Klebeband in die ausgesparten Rundungen des oberen (R2) und unteren Rahmenteils (R3) geklebt werden. Gute Erfahrungen wurden im Rahmen der späteren Versuche mit einem 50 mm breiten und 0,13 mm dicken Isolier-Klebeband gemacht. Dieses glich kleine Unebenheiten zwischen Probekörper und Rahmen aus, ohne die gewünschte Querdehnungsbehinderung zwischen Rahmen und Probekörper aufzuheben.

Zudem müssen die Gewindestangen (R4) über die Kontermuttern und Unterlegscheiben (R5) fixiert und die Fixierschrauben (R8) für die Dichtungsklötze (R6) bis in die Gewindestangen zurückgedreht werden. Bei der Fixierung der Gewindestangen ist darauf zu achten, dass die Fixierschrauben später senkrecht auf die Dichtungsklötze treffen.

Weiter sind am unteren und oberen Rahmenteil die äußeren Kanten der Aufstandsfläche der Dichtungsklötze sowie die Vorderkanten der ausgesparten Rundungen im Prüfrahmen mit einer Spur Silikon zu versehen. Hierfür eignet sich herkömmliches Silikon für den Sanitärbereich aus dem Baumarkt.

Beim Einbau des Probekörpers muss zuerst einer der Dichtungsklötze locker in den unteren Prüfrahmenteil eingesetzt werden. Danach wird der Probekörper in der vorher markierten Optimalposition in die untere ausgesparte Rundung gesetzt. Durch geringfügiges Hin- und Herschieben lässt sich der zweite Dichtungsklotz in Position bringen. Hierbei ist darauf zu achten, dass die senkrechten Oberflächen aller Bauteile in einer Flucht liegen.

Als weiterer Schritt ist der obere Teil des Prüfrahmens aufzusetzen. Über die Langlöcher kann dieser in die eine lot- und waagerechte Position geschoben werden. Die eingestellte Lage ist über ein zunächst handfestes Anziehen der Spannmutter (R9) zu sichern. Zudem werden nun die Dichtungsklötze über das Anziehen der Fixierschrauben gegen den Probekörper verspannt. Hierbei ist zwischen den Dichtungsklötzen und den Fixierschrauben noch ein Edelstahlblech (R7) einzulegen.

Der so vorbereitete Prüfrahmen wird anschließend hin- und links und rechts auf zwei Böcken aufgelegt, so dass die Unterseite nicht mit der Unterlage im Kontakt ist. Auf der Oberseite wird um den Probekörper herum großzügig Silikon aufgetragen, in welches im Anschluss der Dichtungsring (Z6) eingedrückt wird. Der Übergang zwischen Dichtungsring und Probekörper muss hierbei absolut dicht ausgeführt werden. Dabei ist es nicht zu vermeiden, dass Silikon auf die spätere Prüffläche gelangt. Aus diesem Grund muss nach der Prüfung die tatsächliche Prüffläche noch einmal vermessen und in die Berechnung des Chloridmigrationskoeffizienten einbezogen werden. Im Anschluss kann mit Hilfe eines Drehmomentenschlüssels über die Spannmutter die gewünschte Belastung aufgebracht werden. Hierfür sollte der Prüfrahmen in einem Schraubstock eingespannt sein. Es empfehlen sich mit Orientierung an den im Kapitel 4.3 herausgearbeiteten Versuchsergebnissen anderer Wissenschaftler Lastniveaus von 40 %, 60 % und 80 % der vorher in der Druckprüfmaschine ermittelten Maximallast. Lastniveaus unterhalb von 40 % führen in der

Regel nicht zu einem nachweisbaren Einfluss der Belastung auf den Diffusions- oder Migrationskoeffizienten.

Nach dem Aufbringen der Belastung auf den Prüfraahmen muss der Versuchsaufbau 24 h ruhen, damit das Silikon vollständig trocknen kann.

Wiederum 24 h vor dem Start des eigentlichen Versuches werden die Flüssigkeitsbehälter (Z1) über die Behälter-Gewindestangen (Z4) und den Behältermuttern (Z5) mit dem Rahmen verspannt. Vorher ist darauf zu achten, die spätere Anode und die Kathode (Edelstahl-Lochbleche (Z2)) mit Hilfe der Silikonstopfen (Z3) in den Behältern zu verklemmen. Beim Befestigen der Flüssigkeitsbehälter ist ein gleichmäßiger Anpressdruck einzustellen, weshalb die Muttern nach und nach angezogen werden sollten. Zudem empfiehlt es sich, bereits jetzt Anode und Kathode zu kennzeichnen und auf den Flüssigkeitsbehältern zu vermerken, welche Prüflösung diese enthalten.

Abschließend erfolgt der Dichtigkeitstest. Hierfür wird zunächst ein Flüssigkeitsbehälter mit Wasser gefüllt und 10 - 15 Minuten gewartet. Bei Undichtigkeit sind die Abdichtungsarbeiten zu wiederholen, was einen Komplettausbau und eine Trocknung des Probekörpers bedeutet, da ansonsten kein Silikon am Beton haften kann. Als Undichtigkeit ist ein Wasseraustritt aus den Behältern aber auch ein Wasserdurchtritt in den leeren Flüssigkeitsbehälter zu verstehen. Ist der Prüfaufbau wasserdicht, wird der Behälter entleert und der Dichtigkeitstest erfolgt für den zweiten Flüssigkeitsbehälter.

Nach bestandem Dichtigkeitstest werden beide Flüssigkeitsbehälter bis zur Prüfung mit Wasser gefüllt, um den Probekörper erneut mit Wasser zu sättigen und so einen kapillaren Saugeffekt bei der eigentlichen Bestimmung des Chloridmigrationskoeffizienten auszuschließen.

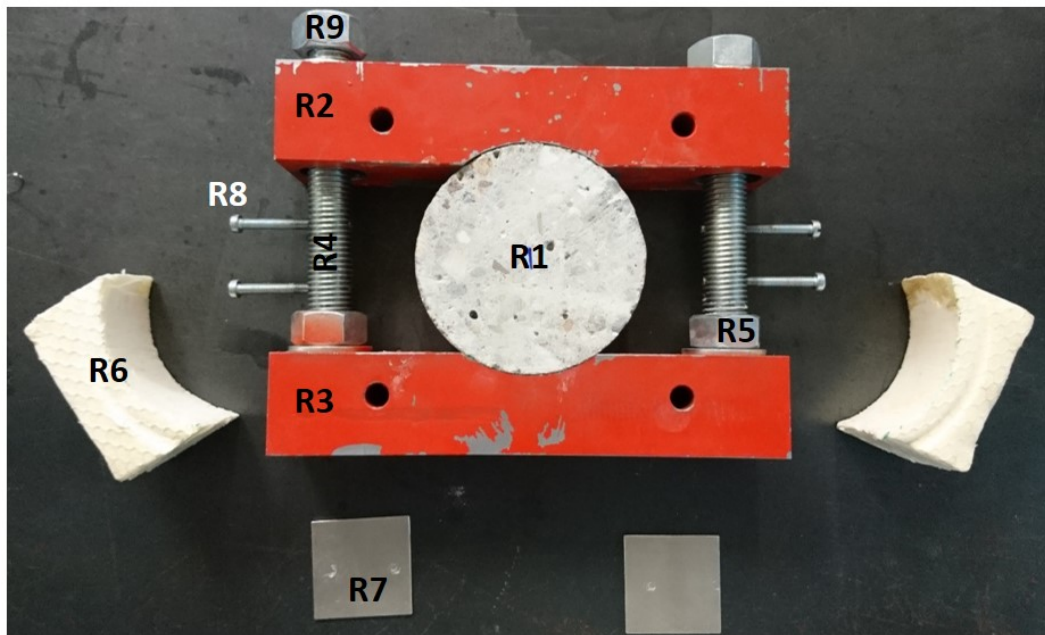
Vor dem Beginn der Prüfung ist folglich das in den Flüssigkeitsbehältern befindliche Wasser zu entfernen. Danach wird zunächst der Flüssigkeitsbehälter auf Seite der Anode mit reinem KOH befüllt. Anschließend erfolgt die Füllung des Flüssigkeitsbehälters auf der Seite der Kathode. Das Netzteil zur Aufbringung der Prüfspannung wird über Kabel und Krokodilklemmen an die Edelstahl-Lochbleche der Kathode und der Anode angeschlossen. Die weitere Prüfung erfolgt gemäß Merkblatt MDCC.

Versuchsende, Ausbau des Probekörpers und Versuchsauswertung

Nach Ende der Versuchsdauer werden zunächst die Flüssigkeitsbehälter entleert und abgeschraubt. Im Anschluss sind die Spannmuttern zu lösen. Nach dem Herabnehmen des oberen Rahmenteils kann der Probekörper entnommen werden. Alle Stahlbauteile des Prüfaufbaus sind daraufhin auseinander zu bauen, zu reinigen (Silikonreste), mit Wasser abzuspülen und zu trocknen. Nach dem Trocknen sollte ein Pflegespray auf alle Rahmenteile aufgetragen werden.

Der Probekörper ist entsprechend der Position im Prüfraahmen entlang der Senkrechten und der Horizontalen zu teilen und entlang der beiden entstandenen Eindringseiten auszuwerten.

Fotos zum Prüfrahmen



R1: Probekörper (Durchmesser 100 mm, Höhe 50 mm)
 R2: oberer Teil der Prüfrahmens
 R3: unterer Teil des Prüfrahmens
 R4: Gewindestange
 R5: Kontermuttern
 R6: Dichtungsklötze
 R7: Edelstahlblech
 R8: Fixierschrauben
 R9: Spannmuttern

Z1: Flüssigkeitsbehälter
 Z2: Edelstahl-Lochbleche (Anode/Kathode)
 Z3: Silikonstopfen
 Z4: Behälter-Gewindestangen
 Z5: Behältermuttern
 Z6: Dichtungsringe

Abbildung B.2: Bauteile des Versuchsaufbaus zur Durchführung von RCM-Versuchen unter Last

Fotos der Probekörper

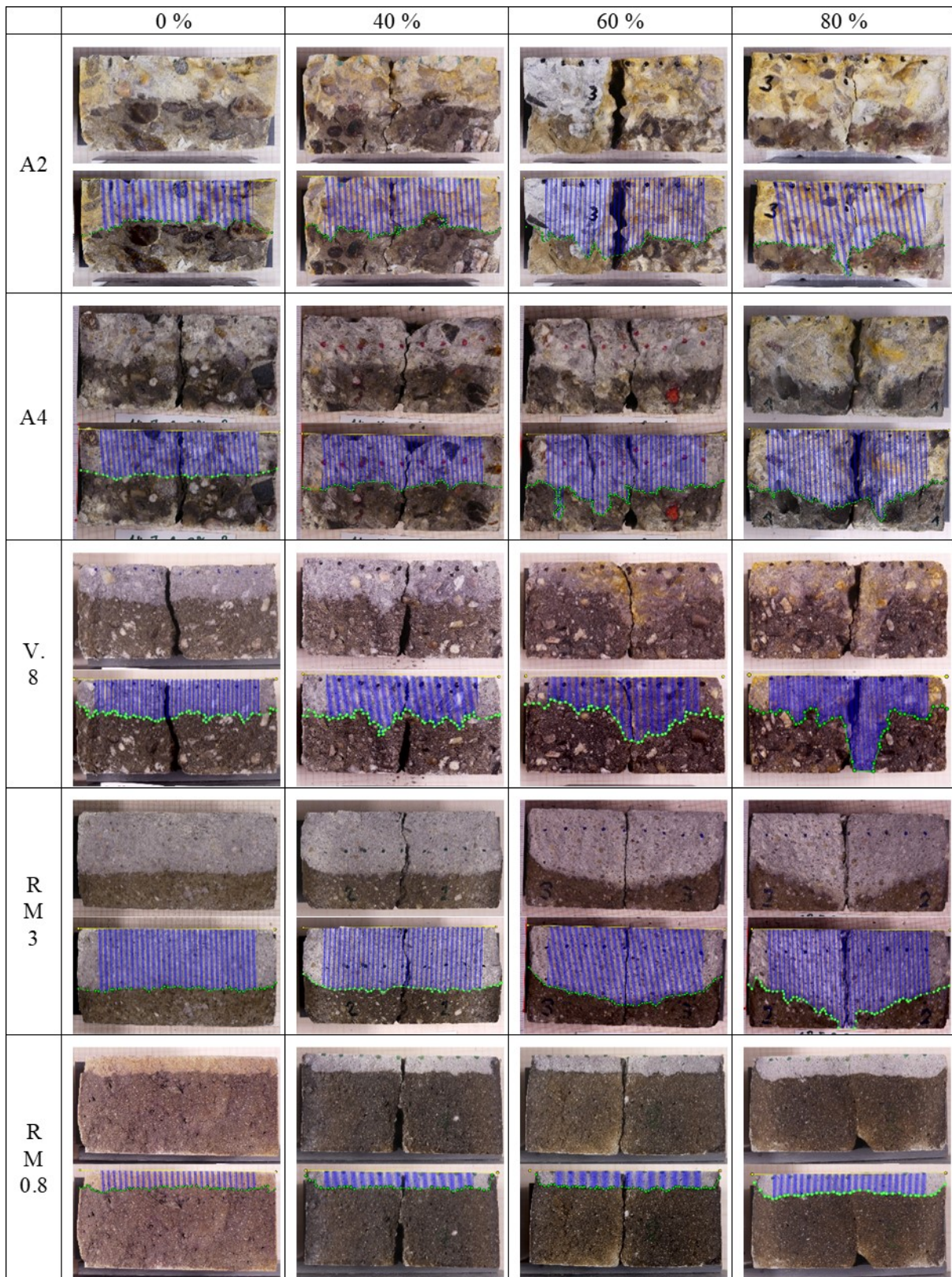


Abbildung B.3: Chlorid-Eindringfronten in die Probekörper auf einzelnen Lastniveaus - je Material oben ohne und unten mit markiertem Auswertungsbereich

Fotos Lastabtrag bei instandgesetzten Betonbauteilen

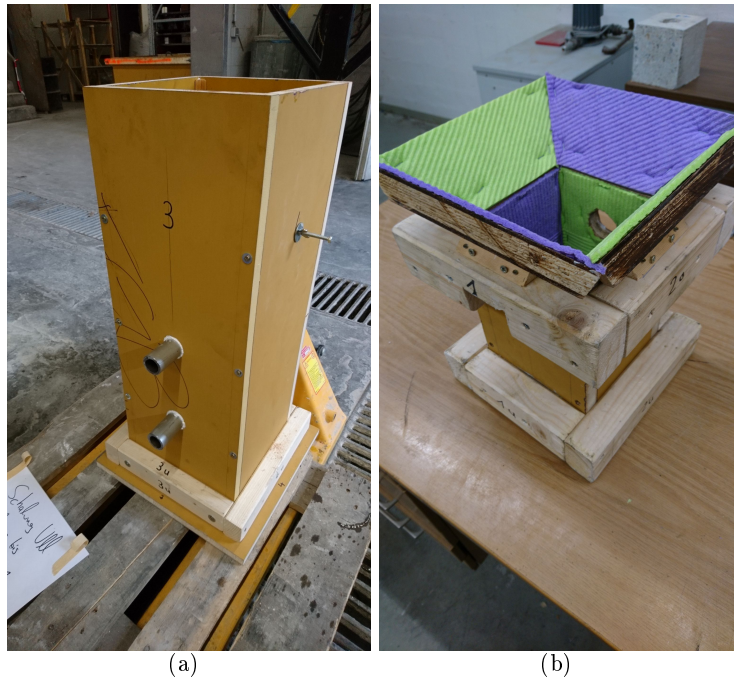


Abbildung B.4: (a) Schalung des Referenz-Probekörpers RefA4 mit Rohren als Platzhalter für die spätere Sensorik (b) Schalungs-Einsatz zum Herstellen einer Querschnittsverjüngung im Bereich des späteren Betonersatzes

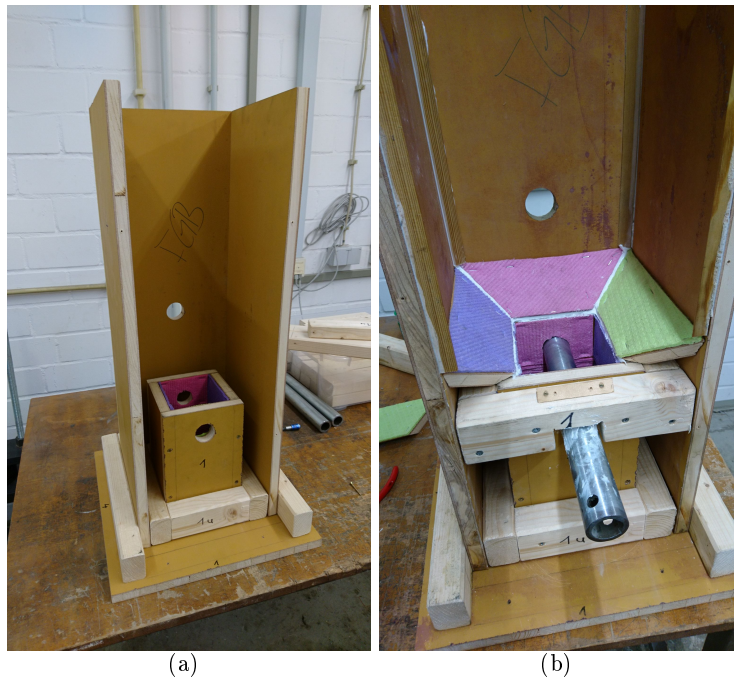


Abbildung B.5: (a) Offene Schalung, Unterteil des Schalungs-Einsatzes und (b) Schräger Übergangsbereich installiert

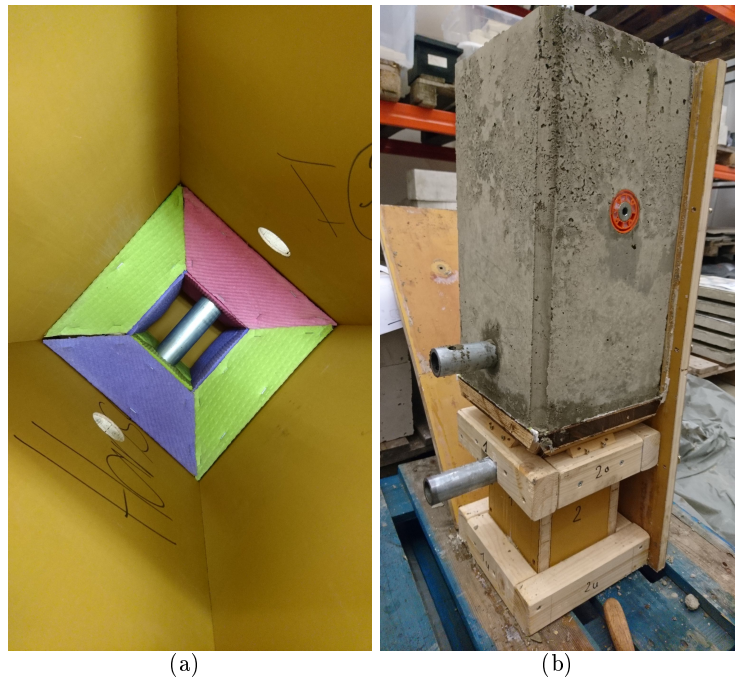


Abbildung B.6: (a) Blick in die mit Schwammtüchern ausgekleidete Schalung vor der Betonage von A4/V.8 - oberes Rohr noch nicht installiert (b) Betonierter Altbeton-Grundkörper beim Ausschalen



Abbildung B.7: (a) Verjüngter Fußbereich des Stützenstumpfes vor (b) und nach dem Entfernen der verzögerten Betonoberfläche



Abbildung B.8: (a) Rautiefemessung mit dem ELAtextur Gerät (b) Detailaufnahme mit sichtbarem Laser



Abbildung B.9: (a) Probekörper vorbereitet für die Betonage des Betonersatzes (b) Probekörper eingeschalt vor der Betonage



Abbildung B.10: (a) Blick in die Schalung vor (b) und während der Betonage des Betonersatzes

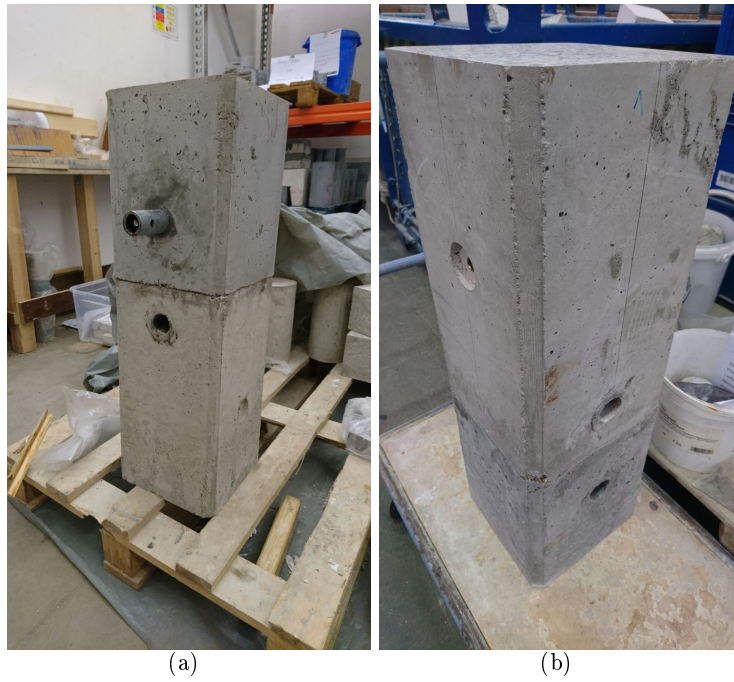


Abbildung B.11: (a) Fertiger Probekörper noch auf dem Kopf (b) und herumgedreht (Probekörper A4/V.8)



Abbildung B.12: (a) Schleifarbeiten an einem der Probekörper (b) Geschliffene Unterseite aller drei Verbundprobekörper



Abbildung B.13: (a) Geschliffene Unterseite von Probekörper A4/V.8 (b) Spannungssensor installiert im Probekörper



(a)



(b)

Abbildung B.14: (a) Außenansicht eines installierten Sensors (b) Instrumentierter Probekörper in der Prüfmaschine



(a)



(b)

Abbildung B.15: (a) Zwei Schwindrisse im Betonerersatz des Probekörpers A4/RM.0.8 (b) Störungen in der Verbundfuge am gleichen Probekörper nach der Prüfung des Probekörpers bis zum Versagen



Abbildung B.16: (a) Ablösung des RM.3 Mörtels vom A4 Altbeton vor und (b) nach dem Schleifen der Unterseite

Anhang C

Grundeinstellungen der FE-Modellierung mit DIANA FEA 10.5

FE-Modellierung der Spannungsverteilung im Chloridmigrationsrahmen

Modellierung von Prüfraahmen und RCM-Probekörper als 2D »Polygon sheet« unter der Rubrik »Geometry«

Zuweisung von Materialkennwerten und Verformungsmodellen unter der Rubrik »Materials«.

Gewählte Einstellungen für den stählernen Prüfraahmen:

- Class: Steel
- Material model: Linear elastic isotropic
- E-Modul = 210.000 N/mm²
- Poisson's oder Querdehnzahl = 0,3
- alle anderen Einstellmöglichkeiten: Grundeinstellung

Materialeinstellungen für den RCM-Probekörper (Baustoffkennwerte gewählt entsprechend eines gängigen Normalbetons):

- Class: Concrete and masonry
- Material model: Total strain based crack model
- E-Modul = 35.000 N/mm²
- Poisson's oder Querdehnzahl = 0,2
- crack orientation: fixed
- Tensile curve: linear-ultimate crack strain
- Tensile strength = 4,0 N/mm²
- ultimate strain = 0,0035 = 3,5 %
- compression curve: Ideal
- compressive strength = 40 N/mm²
- alle anderen Einstellmöglichkeiten: Grundeinstellung

Festlegung der Auflagersituation unter der Rubrik »Supports«.

- Auflager 1 (oben links)
 - target type: vertex (Punktaullager)
 - vertikal und horizontal fixiert
- Auflager 2 (unten rechts)
 - target type: vertex (Punktaullager)
 - vertikal und horizontal fixiert

Aufbringen der Belastung in der Rubrik »Loads« als Punktlast am Auflager 1 (oben links) mit folgenden Einstellungen:

- Load type: prescribed deformation (weggesteuerte Belastung) von -0,15 mm
- Degree of freedom type: Translation

-
- Belastung in negative y-Richtung

Unendlich steife Kopplung der oberen Rahmenlinie an die belastete Rahmenecke und der unteren Rahmenlinie an das Auflager 2 (unten rechts) über die Rubrik »tyings« mit:

- Tying type: Equal
- Connection translation: T2

Generieren des FE-Netzes (mesh). Festlegung eines groben Netzes am oberen und unteren Rahmen (83 Elemente). Definition eines feinen Netzes für den RCM-Probekörper (2049 Elemente). Belastung des Probekörpers in 50 Lastschritten bis zum Erreichen der vorgegebenen Verformung. Ausgabe der Visualisierungen als »Cauchy Total Stress« in Richtung SXX (siehe Abbildung 18).

FE-Modellierung der Spannungsverteilung im Querschnitt der instandgesetzten Stützenstumpfe

Modellierung des Verbundprobekörpers als 2D »Polygon sheet« unter der Rubrik »Geometry«.
Zuweisung von Materialkennwerten und Verformungsmodellen unter der Rubrik »Materials«.
Materialeinstellungen für den A4 Altbeton:

- Class: Concrete and masonry
- Material model: Total strain based crack model
- E-Modul = je Versuch nach Tabelle 17 zw. 30.400 N/mm^2 und 30.800 N/mm^2
- Poisson's oder Querdehnzahl = 0,2
- crack orientation: fixed
- Tensile curve: linear-ultimate crack strain
- Tensile strength = $4,0 \text{ N/mm}^2$
- ultimate strain = $0,0035 = 3,5 \%$
- compression curve: Ideal
- compressive strength = 40 N/mm^2
- alle anderen Einstellmöglichkeiten: Grundeinstellung

Materialeinstellungen für den Betonersatz :

- Class: Concrete and masonry
- Material model: Total strain based crack model
- E-Modul = je Versuch nach Tabelle 17 [N/mm^2]
- Poisson's oder Querdehnzahl = 0,2
- crack orientation: fixed
- Tensile curve: linear-ultimate crack strain
- Tensile strength = je Versuch nach Tabelle 17 [N/mm^2]
- ultimate strain = $0,0035 = 3,5 \%$
- compression curve: Ideal
- compressive strength = je Versuch nach Tabelle 17 [N/mm^2]
- alle anderen Einstellmöglichkeiten: Grundeinstellung

Festlegung der Auflagersituation unter der Rubrik »Supports«.

- Auflager 1 (oben links)
 - target type: vertex (Punktauflager)
 - horizontal fixiert
- Auflager 2 (unten rechts)
 - target type: vertex (Punktauflager)
 - vertikal und horizontal fixiert

-
- Auflager 3 (unten links)
 - target type: vertex (Punktauflager)
 - horizontal fixiert

Aufbringen der Belastung in der Rubrik »Loads« als Punktlast am Auflager 1 (oben links) mit folgenden Einstellungen:

- Load type: force (-500 kN)
- Belastung in negative y-Richtung

Unendlich steife Kopplung des oberen Endes des Probekörpers an die belastete Rahmenecke und des unteren Endes des Probekörpers an das Auflager 2 (unten rechts) über die Rubrik »tyings« mit:

- Tying type: Equal
- Connection translation: T1+T2

Definition des Interface zwischen Betonersatz und Altbeton über die Rubrik »Connections« und die Unterfunktionen »Unites«. Über die Rubrik »Materials« werden den Interface Connections weitere Eigenschaften zugewiesen:

- Type: 2D line interface
- Normal stiffness modulus-y: 6 N/mm³
- Shear stiffness modulus-x: 0.04 N/mm³

Generieren des FE-Netzes (mesh) im Abstand von 5 mm in Altbeton (5855 elements) und Betonersatz (675 elements).

Belastung des Probekörpers in 20 Lastschritten bis zum Erreichen der Maximallast. Ausgabe der Visualisierungen als »Cauchy Total Stress« in Richtung SYY (siehe Abbildung 18).

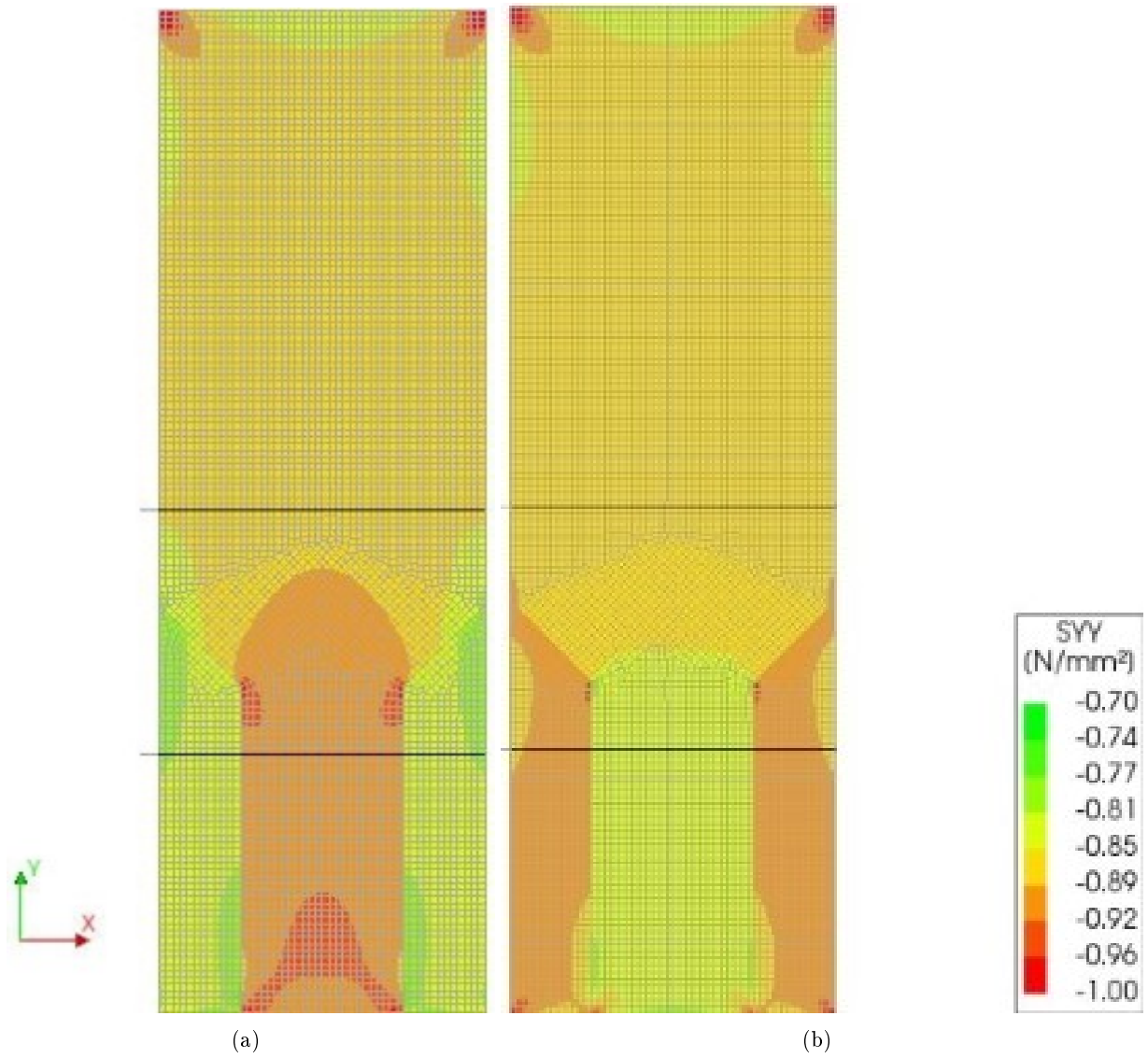


Abbildung C.1: (a) Spannungsverteilung auf einem Lastniveau von 10 % bei $E_{Altbeton} > E_{Betonersatz}$ am Beispiel von Probekörper A4/RM.3 und (b) bei $E_{Altbeton} < E_{Betonersatz}$ am Beispiel von Probekörper A4/V.8

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

E-Mail: bibliothek@ibmb.tu-bs.de

oder über jede Buchhandlung.

Kosten:

Je nach Umfang zwischen € 7 und € 30
(zuzüglich Versandkosten)

Das aktuelle Verzeichnis unter:

<https://www.tu-braunschweig.de/ibmb/angebote/bibliothek/schriftenreihe>

Vergriffene Hefte können als Kopien gegen Erstattung der Kopierkosten bezogen werden.

Heft 1:

Deters, R.: Über das Verdunstungsverhalten und den Nachweis öliger 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 Flächen-tragwerken 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 dämm-schichtbildenden 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 Betongütekübeln 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:

Nürnberger, 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 dreiparametriges, komplexes 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:

Klingsch, 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 Brandräumen (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:

Nölting, 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 Gleitschalungsbaus. 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 zweiachialer 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 Reiß- 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 Rißbildung 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:

Budermann, 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 Spannbetonbauteile 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 Einschluß 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. November 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 Stahl-faserbeton, 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.]: Innovatives 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, Dissertation, 1998. ISBN 3-89288-117-0

Heft 139:

Weiterbildungsseminar Brandschutz bei Sonderbauten: 29./30.09.1998 in Braunschweig; Kurzreferate. 1998. ISBN 3-89288-118-9

Heft 140:

Gutsch, A.: Stoffeigenschaften jungen Betons - Versuche und Modelle. 1998. Zugl.: Braunschweig, TU, Dissertation. 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 Brandschutztage 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.-12. November 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, Dissertation., 2000. ISBN 3-89288-127-8

Heft 149:

Wigger, H.: Rissbildung in historischem Natursteinmauerwerk: Beobachtung, Versuche und Berechnungsmodelle. 2000. Zugl.: Braunschweig, TU, Dissertation, 2000. ISBN 3-89288-128-6

Heft 150:

Neubauer, U.: Verbundtragverhalten geklebter Lamellen aus Kohlenstofffaser – Verbundwerkstoff zur Verstärkung von Betonbauteilen. 2000. Zugl.: Braunschweig, TU, Dissertation, 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. November 2000; Braunschweiger Bauseminar 2000. ISBN 3-89288-131-6

Heft 153:

Rostásy, F.S.; Budelmann, H. [Hrsg.]: Rissbeherrschung massiger Betonbauteile: Bauwerk, Werkstoff, Simulation; Braunschweig, 20.03.2001. 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 Brandschutztage 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: 08.-09.11.2001; 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, Dissertation, 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 2002 - 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, Dissertation, 2002. ISBN 3-89288-146-4

Heft 166:

Budelmann; H.; Falkner, H. [Hrsg.]: Bauen im Bestand: 25. März 2003. ISBN 3-89288-147-2

Heft 167:

Blume, G.W.: Ingenieurmodell zur brandschutztechnischen Bemessung von Bauteilen auf der Basis von experimentell ermittelten Verbrennungseffektivitäten. 2003. Zugl.: Braunschweig, TU, Dissertation, 2002. ISBN 3-89288-148-0

Heft 168:

Braunschweiger Brandschutztage 2003: 10. Fachseminar Brandschutz - Forschung und Praxis; 30.09.-01.10.2003 in Braunschweig, Kurzreferate. 2003. ISBN 3-89288-149-9

Heft 169:

Falkner, H.; Teutsch, M. [Hrsg.]: Bauforschung und -praxis in schwierigen Zeiten: 13. und 14. November 2003; Braunschweiger Bauseminar 2003. ISBN 3-89288-150-2

Heft 170:

Hemmy, O.: Zum Gebrauchs- und Tragverhalten von Tunnelschalen aus Stahlfaserbeton und stahlfaserverstärktem Stahlbeton. Zugl.: Braunschweig, TU, Dissertation, 2003. ISBN 3-89288-151-0

Heft 171:

Dehne, M.: Probabilistisches Sicherheitskonzept für die brandschutztechnische Bemessung. 2003. Zugl.: Braunschweig, TU, Dissertation, 2003. ISBN 3-89288-153-7

Heft 172:

Paliga, K.: Entstehung und Vermeidung von Betonabplatzungen bei Tunnelbränden. 2003. Zugl.: Braunschweig, TU, Dissertation, 2003. ISBN 3-89288-154-5

Heft 173:

Festschrift zum 60 Geburtstag von Univ.-Prof. Dr.-Ing. Dietmar Hosser: Brandschutz und mehr ..., 2003. ISBN 3-89288-152-9

Heft 174:

Timm, M.: Verbundwirkung des Betons im Bereich von STREMAFORM - Abschalelementen: Untersuchungsbericht; Okt. 2000. 2004. ISBN 3-89288-156-1

Heft 175:

Zehfuß, J.: Bemessung von Tragsystemen mehrgeschossiger Gebäude in Stahlbauweise für realistische Brandbeanspruchung. Zugl.: Braunschweig, TU, Dissertation, 2004. ISBN 3-89288-155-3

Heft 176:

Nause, P.: Berechnungsgrundlagen für das Brandverhalten von Druckgliedern aus hochfestem Beton. 2004. Zugl.: Braunschweig, TU, Dissertation, 2004. ISBN 3-89288-157-X

Nicht in der Schriftenreihe erschienen.

Heft 177:

Budelmann; H.; Falkner, H. [Hrsg.]: Bauen im Bestand: 23. März 2004. ISBN 3-89288-158-8

Heft 178:

Praxisseminar Brandschutz bei Sonderbauten: 29.–30.09.2004 in Braunschweig; Kurzreferate. 2004. ISBN 3-89288-159-6

Heft 179:

Krauß, M.: Probabilistischer Nachweis der Wirksamkeit von Maßnahmen gegen frühe Trennrisse in massigen Betonbauteilen. 2004. Zugl.: Braunschweig, TU, Dissertation, 2004. ISBN 3-89288-160-X

Heft 180:

Weiske, R.: Durchleitung hoher Stützlasten bei Stahlbetonflachdecken. 2004. Zugl.: Braunschweig, TU, Dissertation, 2004. ISBN 3-89288-161-8

Heft 181:

Falkner, H.; Teutsch, M. [Hrsg.]: Qualität im Bauwesen: 11./12.11.2004; Braunschweiger Bauseminar 2004. ISBN 3-89288-162-6

Heft 182:

Festschrift zum 60. Geburtstag von Univ.-Prof. Dr.-Ing. Klaus Peter Großkurth: Struktur und Anwendung der Baustoffe. 2005. ISBN 3-89288-163-4

Heft 183:

Budelmann, H.; Laube, M.; Hinrichs, W. [Hrsg.]: Bauen im Bestand: 23. Februar 2005. ISBN 3-89288-164-2

Heft 184:

Hinrichs, W.: Charakterisierung einer einheitlichen Messmethodik und Validierung ausgewählter Verfahren für die Bestimmung der Maschenweiten von Stahldrahtgeweben: 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

Heft 185:

Braunschweiger Brandschutz-Tage 2005: 11. Fachseminar Brandschutz – Forschung und Praxis, 28. und 29. Sept. 2005 in Braunschweig, Tagungsbericht. ISBN 3-89288-167-7

Heft 186:

Will, J.: Entwicklung eines sauerstoffkalorimetrischen Verfahrens zur Bestimmung von Brandparametern bei unterschiedlich ventilierten Bränden. 2005. Zugl.: Braunschweig, TU, Dissertation, 2005. ISBN 3-89288-168-5

Heft 187:

Rigo, E.M.: Ein probabilistisches Konzept zur Beurteilung der Korrosion zementgebundener Baustoffe durch lösenden und treibenden Angriff. 2005. Zugl.: Braunschweig, TU, Dissertation, 2005. ISBN 3-89288-169-3

Heft 188:

Budelmann, H.; Gutsch, A.-W. [Hrsg.]: Bauen im Bestand: Beton in der Abwassertechnik; 6. Sept. 2005. ISBN 3-89288-170-7

Heft 189:

Gerritzen, D.P.: Zur Frage der Nachnutzbarkeit verbundlos vorgespannter Stahlbetondecken nach Brandeinwirkung. 2005. Zugl.: Braunschweig, TU, Dissertation, 2005. ISBN 3-89288-171-5

Heft 190:

Falkner, H.; Teutsch, M. [Hrsg.]: Bewe(ä)rteter Betonbau: 10. und 11. November; Braunschweiger Bauseminar 2005. ISBN 3-89288-172-3

Heft 191:

Kurzberichte aus der Forschung 2005. 2006. ISBN 3-89288-173-1

Heft 192:

Praxisseminar Brandschutz bei Sonderbauten: 26.-27. Sept. 2006; Kurzreferate. ISBN-10: 3-89288-174-X
ISBN-13: 978-3-89288-174-2

Heft 193:

Sperling, D.: Eine Methode zur automatisierten Überwachung von Spannbetonfahrwegträgern. 2006. Zugl.: Braunschweig, TU, Dissertation, 2006. ISBN-10: 3-89288-175-8
ISBN-13: 978-3-89288-175-9

Heft 194:

Grunert, J.P.: Zum Tragverhalten von Spannbetonfertigteilbalken aus Stahlfaserbeton ohne Betonstahlbewehrung. 2006. Zugl.: Braunschweig, TU, Dissertation, 2006. ISBN-10: 3-89288-176-6
ISBN-13: 978-3-89288-176-6

Heft 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

Heft 196:

Bruder, S.: Adaptive Modellierung der Dauerhaftigkeit im Zuge der Überwachung von Betonbauwerken. 2007. Zugl.: Braunschweig, TU, Dissertation, 1996. ISBN 978-3-89288-178-0

Heft 197:

Holst, A.: Korrosionsmonitoring und Bruchortung vorgespannter Zugglieder in Bauwerken. 2007. Zugl.: Braunschweig, TU, Dissertation, ISBN 978-3-89288-179-7

Heft 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, Dissertation, ISBN 978-3-89288-180-3

Heft 199:

Braunschweiger Brandschutz-Tage 2007: 21. Fachseminar Brandschutz – Forschung und Praxis, 26. und 27. Sept. 2007 in Braunschweig, Tagungsband. ISBN 978-3-89288-181-0

Heft 200:

Nothnagel, R.: Hydratations- und Strukturmodell für Zementstein. 2007. Zugl.: Braunschweig, TU, Dissertation ISBN 978-3-89288-182-7

Heft 201:

Riese, O.: Ein Brandausbreitungsmodell für Kabel. 2007. Zugl.: Braunschweig, TU, Dissertation, ISBN 978-3-89288-183-4

Heft 202:

Braunschweiger Brandschutz-Tage 2008: 22. Fachtagung; Brandschutz bei Sonderbauten, 30.09. – 01.10.2008 – Tagungsband. ISBN 978-3-89288-185-8

Heft 203:

Klinzmann, C.: Methodik zur computergestützten, probabilistischen Bauwerksbewertung unter Einbeziehung von Bauwerksmonitoring. 2008. Zugl.: Braunschweig, TU, Dissertation, ISBN 978-3-89288-186-5

Heft 204:

Schnetgöke, R.: Zuverlässigkeitsorientierte Systembewertung von Massivbauwerken als Grundlage für die Bauwerksüberwachung. 2008. Zugl.: Braunschweig, TU, Dissertation, ISBN 978-3-89288-187-2

Heft 205:

Budelmann, H.; Gutsch, A.-W. [Hrsg.]: Bau Symposium Braunschweig (BSB 2008): Konstruktiver Holzbau; 4. November 2008. ISBN 978-3-89288-188-9

Heft 206:

Kampmeier, B.: Risikogerechte Brandschutzlösungen für den mehrgeschossigen Holzbau. 2008. Zugl.: Braunschweig, TU, Dissertation, 2008. ISBN 978-3-89288-189-6

Heft 207:

Husemann, U.: Erhöhung der Verbundtragfähigkeit von nachträglich aufgeklebten Lamellen durch Bügelumschließungen. Zugl.: Braunschweig, TU, Dissertation, 2009. ISBN 978-3-89288-190-2

Heft 208:

Braunschweiger Brandschutz-Tage 2009: 23. Fachtagung Brandschutz – Forschung und Praxis, 29. – 30.09.2009; Tagungsband. ISBN 978-3-89288-191-9

Heft 209:

Sperbeck, S.T.: Seismic Risk Assessment of Masonry Walls and Risk Reduction by Means of Prestressing. 2009. Zugl.: Braunschweig, TU, Dissertation, 2009. ISBN 978-3-89288-192-6

Heft 210:

Braunschweiger Brandschutz-Tage 2010: 24. Fachtagung; Brandschutz bei Sonderbauten, 21. und 22.09.2010 – Tagungsband. ISBN 978-3-89288-194-0

Heft 211:

Hohm, V.: Wärmetransportmodell für gekoppelte Prozesse in der Brandsimulation. 2010. Zugl.: Braunschweig, TU, Dissertation. ISBN 978-3-89288-195-7

Heft 212:

Kruse, D.: Entwicklung von Hochleistungsbrandschutzbeschichtungen zum Entzündungsschutz von Holz unter Vollbrandbedingungen. 2011. Zugl.: Braunschweig, TU, Dissertation, 2010. ISBN 978-3-89288-196-4

Heft 213:

Twelmeier, H.: Dauerhaftigkeitsprognose der Verfüguung von gipshaltigem historischem Mauerwerk. 2011. Zugl.: Braunschweig, TU, Dissertation, 2010. ISBN 978-3-89288-197-1

Heft 214:

Braunschweiger Brandschutz-Tage 2011: 25. Fachtagung Brandschutz – Forschung und Praxis, 27. und 28.09.2011 – Tagungsband. ISBN 978-3-89288-198-8

Heft. 215:

Hollmann, D.W.: Grundlagen und Ingenieurmodell für den Nachweis von Holzbauteilen mit Hochleistungsbrandschutzbeschichtungen. 2011. Zugl.: Braunschweig, TU, Dissertation, 2011. ISBN 978-3-89288-199-5

Heft 216:

Rostásy, F.S.: Assessment of Mechanical Properties of Structural Materials for Cryogenic Application (June 1988). 2011. ISBN 978-3-89288-200-8

Heft 217:

Albrecht, C.: A risk-informed and performance-based life safety concept in case of fire. 2012. Zugl.: Braunschweig, TU, Dissertation, 2012. ISBN 978-3-89288-202-2

Heft 218:

Braunschweiger Brandschutz-Tage 2012: 26. Fachtagung Brandschutz bei Sonderbauten, 19. und 20.09.2012 – Tagungsband. ISBN 978-3-89288-203-9

Heft 219:

Wichers, M.: Bemessung von bewehrten Betonbauteilen bei Teilflächenbelastung unter Berücksichtigung der Rissbildung. 2013. Zugl.: Braunschweig, TU, Dissertation 2013. ISBN 978-3-89288-204-6

Heft 220:

Braunschweiger Brandschutz-Tage 2013: 27. Fachtagung Brandschutz – Forschung und Praxis; 25. und 26.09.2013 – Tagungsband. ISBN 978-3-89288-205-3

Heft 221:

Krakowski, W.: Rissverhalten von Flächentragwerken aus Stahlbeton mit schiefwinkliger Bewehrung. 2013. Zugl.: Braunschweig, TU, Dissertation 2013. ISBN 978-3-89288-206-0

Heft 222:

Krauss, H.-W.: Zur Auswirkung hochfeiner inerter Zusatzstoffe auf die Hydratationskinetik und die Mikrostruktur von Zementstein. 2013. Zugl.: Braunschweig, TU, Dissertation 2013. ISBN 978-3-89288-207-7

Heft 223:

Steven, G.: Trag- und Nachbruchverhalten von Stützen aus ultrahochfestem Beton mit hochfester Längsbewehrung. 2014. Zugl.: Braunschweig, TU, Dissertation, 2014. ISBN 978-3-89288-208-4

Heft 224:

Braunschweiger Brandschutz-Tage 2014: 28. Fachtagung Brandschutz bei Sonderbauten; 16. und 17.09.2014 – Tagungsband. ISBN 978-3-89288-209-1.

Heft 225:

Heumann, G.: Zuverlässigkeitsorientierte Bewertung bestehender Bauwerke aus Stahlbeton und Spannbeton. 2014. Zugl.: Braunschweig, TU, Dissertation, 2014. ISBN 978-3-89288-210-7

Heft 226:

Leusmann, T.: Das Verbundtragverhalten geklebter Kohlefaserkunststoffe auf Beton unter schwingender Beanspruchung. 2015. Zugl.: Braunschweig, TU, Dissertation, 2015. ISBN 978-3-89288-211-4

Heft 227:

Braunschweiger Brandschutz-Tage 2015: 29. Fachtagung Brandschutz – Forschung und Praxis; 15. und 16.09.2015 – Tagungsband. ISBN 978-3-89288-212-1

Heft 228:

Braunschweiger Brandschutz-Tage 2016: 30. Fachtagung Brandschutz bei Sonderbauten; 21. und 22.09.2016 – Tagungsband. ISBN 978-3-89288-213-8

Heft 229:

Oettel, V.V.: Torsionstragverhalten von stahlfaserbewehrten Beton-, Stahlbeton- und Spannbetonbalken. 2016. Zugl.: Braunschweig, TU, Dissertation, 2016. ISBN 978-3-89288-214-5

Heft 230:

Hermerschmidt, W.: Modelle zur Beschreibung der thermomechanischen Materialeigenschaften jungen Betons. 2016. Zugl.: Braunschweig, TU, Dissertation, 2016. ISBN 978-3-89288-215-2

Heft 231:

Siemon, M.: Ein Pyrolysemodell zur Prognose der Brandausbreitung. 2016. Zugl.: Braunschweig, TU, Dissertation, 2016. ISBN 978-3-89288-216-9

Heft 232:

Braunschweiger Brandschutz-Tage 2017: 31. Fachtagung Brandschutz – Forschung und Praxis; 13. und 14.09.2017 – Tagungsband. ISBN 978-3-89288-217-6

Heft 233:

Lehmborg, S.: Herstellung und Eigenschaften von dünnwandigen, trocken gefügten Bauteilen aus ultrahochfestem faserverstärkten Feinkornbeton. 2018. Zugl.: Braunschweig, TU, Dissertation, 2017. ISBN 978-3-89288-218-3

Heft 234:

Braunschweiger Brandschutz-Tage 2018: 32. Fachtagung Brandschutz bei Sonderbauten; 19. und 20. September 2018 – Tagungsband. ISBN 978-3-89288-219-0

Heft 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, Dissertation, 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, Dissertation, 2019. ISBN 9783-89288-222-0

Heft 238:

Javidmehr, S.: Shear Capacity of Concrete under Monotonic and Cyclic Loading. 2019. Zugl.: Braunschweig, TU, Dissertation, 2019. ISBN 9783-89288-223-7

Heft 239:

Braunschweiger Brandschutz-Tage 2020: 34. Fachtagung – Forschung und Praxis. 16. und 17. September 2020 – Tagungsband. ISBN 978-3-89288-224-4

Heft 240:

Küppers, J.: Grundlagenuntersuchungen zum Brandverhalten von WDVS mit nachwachsenden Rohstoffen. 2020. Zugl.: Braunschweig, TU, Dissertation, 2019. ISBN 978-3-89288-225-1

Heft 241:

Braunschweiger Brandschutz-Tage 2021: 35. Fachtagung – Brandschutz bei Sonderbauten. 15. und 16. September 2021 – Tagungsband. ISBN 978-3-89288-226-8

Heft 242:

Lyzwa, J.: Zum Materialverhalten von Betonen in der Brandabkühlphase. 2022. Zugl.: Braunschweig, TU, Dissertation, 2021. ISBN 978-3-89288-227-5

Heft 243:

Braunschweiger Brandschutz-Tage 2022: 36. Fachtagung – Forschung und Praxis. 14. und 15. September 2022 - Tagungsband ISBN 978-3-89288-228-2

Heft 244:

Sander, L.: Leistungsorientierte Nachweise in Versammlungsstätten – Systematik für ein Sicherheitskonzept für die Personensicherheit im Brandfall. 2022 Zugl.: Braunschweig, TU, Dissertation, 2022. ISBN 978-3-89288-229-9

Heft 245:

Reiners, J.: The Influence of the Physical and Chemical Properties of Hardened Cement Paste on the Fire-Induced Spalling of Concrete. 2022. ISBN 978-3-89288-229-9

Heft 246:

Matz, H.: Modellbildung und Konstruktion von hochtragfähigen und vorgefertigten Stahlbetondruckgliedern. 2023. ISBN 978-3-89288-231-2

Heft 247:

Braunschweiger Brandschutz-Tage 2023: 37. Fachtagung – Brandschutz bei Sonderbauten 06. und 07. September 2023 – Tagungsband. ISBN 978-3-89288-232-9

Heft 248:

Remitz, J.: Untersuchungen zum Ermüdungsverhalten von Spannbetonträgern mit Spanngliedern im sofortigen und nachträglichen Verbund. 2023. Zugl.: Braunschweig, TU, Dissertation, 2023. ISBN 978-3-89288-233-6

Heft 249:

Cramer, J.: Entwicklung der Rissbreiten in Stahlbetonbauteilen unter Betriebsbeanspruchungen. 2023. Zugl.: Braunschweig, TU, Dissertation, 2023 ISBN 978-3-89288-234-3

Heft 250:

Ullmann, S.: Abhängigkeit des Chloridein-
dringwiderstands von der Spannungsvertei-
lung in instandgesetzten Betonbauteilen.
2023. Zugl.: Braunschweig, TU, Disserta-
tion, 2024. ISBN 978-3-89288-235-0