

**Auswirkungen ermüdungsbedingter Betondegradation auf das Eindringverhalten
flüssiger Medien**

Zur Erlangung des akademischen Grades eines

DOKTOR-INGENIEURS

(Dr.-Ing.)

der Fakultät für

Bau- und Umweltingenieurwissenschaften

der Ruhr-Universität Bochum

genehmigte

DISSERTATION

von

M.Sc. Robin Przondziono

Bochum, im Februar 2022

Tag der Einreichung: 23. August 2021
Tag der mündlichen Prüfung: 15. Dezember 2021

1. Gutachter: Prof. Dr.-Ing. Rolf Breitenbücher
Lehrstuhl für Baustofftechnik
Ruhr-Universität Bochum

2. Gutachter: Prof. Dr. techn. Günther Meschke
Lehrstuhl für Statik und Dynamik
Ruhr-Universität Bochum

3. Gutachter: Prof. Dr.-Ing. Harald S. Müller
Institut für Massivbau und Baustofftechnologie
Karlsruher Institut für Technologie

Vorwort

Die vorliegende Arbeit entstand während meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter am Lehrstuhl für Baustofftechnik der Ruhr-Universität Bochum.

Diese Arbeit basiert auf der durch die Deutsche Forschungsgemeinschaft (DFG) geförderten Forschergruppe 1498 „Alkali-Kieselsäure-Reaktionen in Betonbauteilen bei gleichzeitiger zyklischer Beanspruchung und externer Alkalizufuhr“ und der Bearbeitung des Teilprojekts 1 (TP1) „Externer Alkalieintrag in mechanisch/thermisch vorgeschädigtes Betongefüge“. Den im Rahmen der Forschergruppe mitarbeitenden Kollegen des Lehrstuhls für Statik und Dynamik der Ruhr-Universität Bochum, der Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung, der Bauhaus-Universität Weimar und des Karlsruher Instituts für Technologie danke ich für die stets freundliche und konstruktive Zusammenarbeit. An dieser Stelle möchte ich ebenso der DFG für die finanzielle Förderung meiner Arbeit danken.

Mein ganz besonderer Dank gilt Herrn Prof. Dr.-Ing. Rolf Breitenbücher, der mir diese Arbeit ermöglicht hat, für die wissenschaftliche Betreuung und das entgegen gebrachte Vertrauen. Herrn Prof. Dr. techn. Günther Meschke und Herrn Prof. Dr.-Ing. Harald S. Müller danke ich herzlich für das Interesse an meiner Arbeit und die Bereitschaft, das zweite und dritte Gutachten zu übernehmen.

Bei allen wissenschaftlichen und nicht-wissenschaftlichen Mitarbeitern des Lehrstuhls für Baustofftechnik, die mich während der Entstehung meiner Arbeit begleitet haben, möchte ich mich für die überaus kollegiale Zusammenarbeit bedanken. Mein besonderer Dank gilt Herrn Dr.-Ing. Christoph Schulte-Schrepping für die Durchsicht des Manuskripts und zahlreiche Diskussionen und Anregungen, die wesentlich zur Entstehung dieser Arbeit beigetragen haben. Ebenso möchte ich Herrn M.Sc. Sven Plückelmann, Herrn M.Sc. Niklas Schäfer und Herrn M.Sc. David Ov. für die fachliche Unterstützung danken. Ein weiteres herzliches Dankeschön gilt allen (auch ehemaligen) Mitarbeitern des Baustofflabors und der Konstruktionsteilprüfung für die kollegiale Zusammenarbeit. Besonders sei an dieser Stelle Herrn Cengiz Simsek, Herrn Stephan Hannappel, Herrn Jörg Pörsch, Herrn Artur Krzysowski, Herrn Tim Stachowski und Herrn Adam Jasinski gedankt. Nicht zuletzt möchte ich mich bei allen studentischen und wissenschaftlichen Hilfskräften für die theoretische und praktische Unterstützung bei den Untersuchungen und der Auswertung und Darstellung der Ergebnisse bedanken.

Meinen Eltern, Dietlind und Karl-Heinz Przondziono, möchte ich danken, dass sie mir diesen Werdegang ermöglicht und mich zu jeder Zeit unterstützt haben.

Mein größter Dank gilt meiner wundervollen Familie, die mir stets zur Seite stand und mir Motivation gegeben hat. Meiner Frau Kristina danke ich für die unermessliche Geduld, Rücksicht und Unterstützung. Meinem Sohn Mattis danke ich für die schönste Ablenkung in stressigen Zeiten.

Sprockhövel im Februar 2022

Robin Przondziono

Kurzfassung

Betonbauteile sind während ihrer Nutzung verschiedensten Expositionen ausgesetzt. Bei Einhaltung der technischen Vorgaben zur Dauerhaftigkeit führen die Einwirkungen einzeln betrachtet nur selten zu einer beschleunigten Schädigung des Bauteils und auch deren Überlagerung muss nicht zwingend eine kritische Schädigung hervorrufen. Vielmehr führen häufig wiederkehrende Belastungen, auch unterhalb der Festigkeit des Betons, zu mikrostrukturellen Schädigungen. Diese können sich bei andauernder Belastung kumulieren und zu einem sogenannten Ermüdungsversagen des Bauteils führen. Gleichzeitig wird aber bereits vor dem Versagen das Eindringen flüssiger oder gasförmiger Medien durch die veränderte Betonstruktur begünstigt. Die eindringenden Stoffe können wiederum potenzielle Schadreaktionen hervorrufen oder beschleunigen. Zusätzlich kann das Eindringen flüssiger Medien durch einen hydraulischen Druck weiter gesteigert werden. Daher ist die Dauerhaftigkeit von Betonbauteilen insbesondere auch durch die Überlagerung mikrostruktureller Schädigungen mit der Zufuhr externer Medien beeinträchtigt. Während die einzelnen Mechanismen bereits ausführlich untersucht wurden, liegen keine abgesicherten Erkenntnisse über deren Interaktionen und die konsekutiven Auswirkungen auf die Degradation vor.

Das globale Ziel der vorliegenden Arbeit, die im Rahmen der DFG-Forschergruppe FOR 1498 entstand, war die Erfassung der Auswirkungen einer ermüdungsbedingten Betondegradation auf das Eindringverhalten flüssiger Medien. Dazu wurden die Degradation infolge zyklischer Biegeschwellbelastung, der Transport flüssiger Medien in Beton und das Einwalken einer Flüssigkeit unter überrollenden Reifen, die einen in den Beton gerichteten hydraulischen Druck erzeugen, separat betrachtet und anschließend deren Interaktionen experimentell untersucht und quantifiziert.

Die ermüdungsbedingte Degradation wurde in einem Mehrfachprüfstand durch zyklische Biegeschwellbelastung simuliert. Die Degradation des Betongefüges wurde dabei sowohl durch intermittierende Ultraschalluntersuchungen als auch mikroskopisch erfasst. Dabei konnte ein Abfall der Steifigkeit mit zunehmender Lastzyklenzahl als auch mit höherem Spannungsniveau festgestellt und quantifiziert werden. Infolge der zyklischen Belastung entstanden überwiegend neue Mikrorisse im Betongefüge. An entsprechend vorgeschädigten Probekörpern wurden Untersuchungen zum Eindringverhalten flüssiger Medien sowohl durch kapillares Saugen als auch durch Permeation durchgeführt. Dabei konnte eine degressive Zunahme der Wasseraufnahme und der Wassereindringtiefe mit zunehmender Vorschädigung des Betongefüges nachgewiesen werden. Der Effekt des Einwalkens einer Prüflösung konnte in einer Rundlaufanlage nachgestellt werden. Dabei steigerte sich die Eindringtiefe der Prüflösung mit zunehmender Anzahl an Überrollungen und größerer mikrostruktureller Schädigung. Die Auswirkungen des Einwalkens beschränkten sich aber auf wenige Zentimeter unter der Oberfläche. Darüber hinaus gelang es, den Permeationsdruck im Betongefüge tiefenabhängig sowohl unter konstanter als auch alternierender hydraulischer Beanspruchung zu erfassen und die Abhängigkeiten zur Höhe und Frequenz der Beanspruchung zu bestimmen. Die im Rahmen dieser Arbeit gewonnenen Erkenntnisse zu den Interaktionen der einzelnen Mechanismen können Eingang in die Bewertung und Prognose der Degradationsprozesse entsprechend exponierter Betonbauteile finden.

Abstract

Concrete structures are subjected to a wide variety of exposures during their service life. If the technical specifications for durability are complied with, the impacts, considered individually, rarely lead to accelerated damage of the structure, and even their superposition does not necessarily cause critical damage. Rather, frequently recurring loads, even below the strength of the concrete, lead to microstructural damage. These can accumulate with continuous loading and lead to a so-called fatigue failure of the concrete structure. At the same time, however, even before failure, the penetration of liquid or gaseous media is enhanced by the altered concrete microstructure. The penetrating substances can in turn cause or accelerate potentially damaging reactions. In addition, the penetration of liquid media can be further increased by hydraulic pressure. Therefore, the durability of concrete structures is particularly affected by the superposition of microstructural damage with the supply of external media. While the individual mechanisms have already been investigated extensively, there are no secured conclusions about their interactions and the consecutive effects on degradation.

The global objective of the present work, which was carried out within the framework of the DFG research group FOR 1498, was to determine the effects of fatigue-induced concrete degradation on the penetration behavior of liquid media. For this purpose, degradation due to cyclic flexural loading, the transport of liquid media in concrete and the permeation of a liquid under overrunning tires, which generate a hydraulic pressure directed into the concrete, were considered separately and their interactions were subsequently investigated experimentally and quantified.

Fatigue-induced degradation was simulated in a multiple test setup through cyclic flexural loading. The degradation of the concrete structure was thereby recorded by intermittent ultrasonic examinations as well as microscopically. A decrease in stiffness with an increasing number of load cycles as well as with a higher stress level could be determined and quantified. As a result of the cyclic loading, predominantly new microcracks developed within the concrete microstructure. Investigations into the penetration behavior of liquid media by both capillary suction and permeation were carried out on correspondingly pre-damaged specimens. A degressive increase in water absorption and water penetration depth with increasing pre-damage of the concrete structure was observed. The effect of permeation of a test solution under overrunning tires could be simulated in a large scale test setup. Thereby, the penetration depth of the test solution increased with increasing number of rollovers and also with greater microstructural damage. However, the effects of the overrunning tires were limited to a few centimeters below the surface. In addition, it was possible to record the permeation pressure within the concrete structure as a function of depth under both constant and alternating hydraulic loading and to determine the dependencies on the level and frequency of the loading. The conclusions drawn from this work on the interactions of the individual mechanisms can be used to evaluate and predict the degradation processes of correspondingly exposed concrete structures.

Inhaltsverzeichnis

VORWORT	I
KURZFASSUNG	II
ABSTRACT	III
INHALTSVERZEICHNIS	IV
ABBILDUNGSVERZEICHNIS	VIII
TABELLENVERZEICHNIS	XIV
1 EINFÜHRUNG	1
1.1 Problemstellung	1
1.2 Zielsetzung	2
1.3 Vorgehensweise und Aufbau der Arbeit	2
2 DEGRADATION INFOLGE ZYKLISCHER BELASTUNG	5
2.1 Hintergründe	5
2.2 Risse im Betongefüge	6
2.2.1 Rissursachen	6
2.2.2 Rissentstehung im Betongefüge infolge Last.....	7
2.2.2.1 Kontaktzone zwischen Gesteinskorn und Zementstein	7
2.2.2.2 Mechanismen im Betongefüge unter Be- und Entlastung	8
2.2.3 Rissentwicklung.....	11
2.3 Statische Beanspruchung von Betonbauteilen	14
2.3.1 Lastunabhängige Beanspruchung	14
2.3.1.1 Verformungsbehinderung.....	14
2.3.1.2 Thermische Beanspruchung	14
2.3.1.3 Hygrische Beanspruchung.....	15
2.3.1.4 Frostbeanspruchung.....	15
2.3.2 Lastabhängige Beanspruchung	16
2.4 Zyklische Beanspruchung von Betonbauteilen	18
2.4.1 Ermüdung	18
2.4.2 Dauer zyklischer Beanspruchung in Laborversuchen	21
2.4.3 Schadensakkumulation	22
2.5 Biegezugfestigkeit	23
3 EINDRINGVERHALTEN UND TRANSPORTPROZESSE FLÜSSIGER MEDIEN IN BETON	26
3.1 Gefüge zementgebundener Werkstoffe	26
3.1.1 Aufbau des Betongefüges	26
3.1.2 Porenraum.....	27
3.1.3 Hydratationsgrad.....	27

3.1.4	Wasserzementwert	29
3.1.5	Luftporen	30
3.1.6	Nachbehandlung	31
3.2	Transport- und Speichermechanismen	32
3.2.1	Diffusion	32
3.2.2	Kapillarer Transport.....	32
3.2.3	Permeation	35
3.2.4	Sorption	36
3.3	Eindringverhalten in geschädigtes Betongefüge	38
3.4	Eindringverhalten unter hydraulischem Druck.....	41
3.5	Alkalieintrag.....	42
3.5.1	Taumittel.....	42
3.5.2	Eindringverhalten und Transport von Alkalien	44
3.5.3	Einwalken	45
3.5.3.1	Mechanismen des Einwalkens.....	45
3.5.3.2	Hydraulischer Druck während des Einwalkens	47
4	MESSTECHNISCHE ERFASSUNG DES GEFÜGEZUSTANDS.....	50
4.1	Quecksilberdruckporosimetrie.....	50
4.2	Ultraschallmessungen zur Ermittlung von Gefügeschädigungen.....	50
5	EXPERIMENTELLE UNTERSUCHUNGEN.....	54
5.1	Übersicht.....	54
5.2	Betone	54
5.2.1	Festlegungen	54
5.2.2	Ausgangsstoffe	55
5.2.2.1	Gesteinskörnung.....	55
5.2.2.2	Zement.....	55
5.2.2.3	Luftporenbildner.....	55
5.2.3	Zusammensetzung	55
5.2.4	Herstellung und Lagerung der Proben	56
5.3	Frischbeton.....	57
5.4	Festbeton.....	57
5.4.1	Druckfestigkeit	57
5.4.2	Biegezugfestigkeit	57
5.4.2.1	Referenz für zyklische Belastung.....	57
5.4.2.2	Einfluss der Vorlagerungen.....	58
5.4.3	Porosität und Porenradienverteilung.....	59
5.5	Zyklische Beanspruchung	60
5.5.1	Belastungsszenario	60
5.5.2	Zyklische Belastung.....	60
5.5.2.1	Einstufige zyklische Belastung.....	60
5.5.2.2	Mehrstufige zyklische Belastung	61
5.5.3	Mehrfachprüfstand zur zyklischen Belastung von Großbalken	62

5.5.3.1	Prüfraumen	62
5.5.3.2	Hydraulisches System	63
5.5.3.3	Zylinder	64
5.5.3.4	Lasteinleitung	65
5.5.3.5	Validierung des Mehrfachprüfstandes	66
5.5.4	Erfassung der Degradation	67
5.5.4.1	Ultraschalllaufzeitmessung	67
5.5.4.2	Rissmikroskopie	68
5.6	Eindringverhalten von flüssigen Medien	69
5.6.1	Kapillare Wasseraufnahme	69
5.6.2	Wasseraufnahme durch Permeation	71
5.6.2.1	Versuchsaufbau	71
5.6.2.2	Permeation in originäre Probekörper	72
5.6.2.3	Permeation in Probekörper mit Mikrorissen	72
5.6.2.4	Permeation in Probekörper mit künstlichem Makroriss	75
5.7	Einwalken	76
5.7.1	Versuchsstand	76
5.7.1.1	Konstruktion	76
5.7.1.2	Antrieb	76
5.7.1.3	Abdichtung	77
5.7.1.4	Regelung der aufstehenden Prüflösung	77
5.7.2	Prüfrandbedingungen	78
5.7.3	Entnahme von Teilproben	79
5.7.4	Ermittlung der Chlorid-Eindringtiefe	79
5.8	Permeationsdruck im Betongefüge	80
5.8.1	Prüfrandbedingungen	80
5.8.1.1	Höhe des hydraulischen Drucks	80
5.8.1.2	Frequenz des alternierenden Drucks	80
5.8.2	Versuchsaufbau	81
5.8.3	Probenpräparation	82
5.8.4	Versuchsdurchführung	82
5.8.5	Erfassung des Permeationsdrucks	83
5.8.5.1	Konstanter hydraulischer Druck	83
5.8.5.2	Alternierender hydraulischer Druck	83
5.8.5.3	Mechanische Belastung	84
5.8.5.4	Einwalken	85
6	UNTERSUCHUNGSERGEBNISSE	88
6.1	Relevante Betoneigenschaften	88
6.1.1	Wasseraufnahme der Gesteinskörnung	88
6.1.2	Frischbetonkennwerte	88
6.1.3	Festbeton	88
6.1.3.1	Druckfestigkeit	88

6.1.3.2	Biegezugfestigkeit als Referenz für die zyklische Belastung	89
6.1.3.3	Biegezugfestigkeit an trocken bzw. feucht gelagerten Proben	89
6.1.3.4	Porosität und Porengrößenverteilung	89
6.2	Degradation infolge zyklischer Biegeschwellbelastung	91
6.2.1	Einfluss zyklischer Biegeschwellbelastung auf die Steifigkeit	91
6.2.1.1	Einstufige zyklische Belastung	91
6.2.1.2	Mehrstufige zyklische Belastung	94
6.2.1.3	Reproduzierbarkeit der Degradation bei gleicher zyklischer Belastung	96
6.2.2	Rissmikroskopische Erfassung der Degradation	97
6.2.2.1	Einstufige zyklische Belastung	97
6.2.2.2	Mehrstufige zyklische Belastung	103
6.2.3	Erkenntnisse	105
6.3	Eindringverhalten flüssiger Medien	107
6.3.1	Eindringverhalten unter kapillarem Saugen	107
6.3.2	Eindringverhalten unter Permeation	109
6.3.2.1	Originäres Betongefüge	109
6.3.2.2	Zyklisch vorgeschädigtes Betongefüge	112
6.3.2.3	Originäres Betongefüge mit künstlichem Makroriss	118
6.3.3	Erkenntnisse	119
6.4	Einwalken	122
6.4.1	Chlorid-Eindringtiefe infolge Einwalken	122
6.4.2	Erkenntnisse	124
6.5	Permeationsdruck	126
6.5.1	Permeationsdruck infolge hydraulischen Drucks	126
6.5.1.1	Konstanter hydraulischer Druck	126
6.5.1.2	Alternierender hydraulischer Druck	127
6.5.2	Permeationsdruck während des Einwalkens	132
6.5.2.1	Mechanische Belastung	132
6.5.2.2	Überrollende Reifen	135
6.5.3	Erkenntnisse	140
7	ZUSAMMENFASSUNG	143
8	AUSBLICK	148
9	LITERATURANGABEN	150
	ANHANG	161
	LEBENS LAUF	244

Abbildungsverzeichnis

Abbildung 1:	Schematischer Aufbau der Dissertation	3
Abbildung 2:	Belastung des Betonfundamentes einer Offshore-Windenergieanlage nach [1]	5
Abbildung 3:	Rissentwicklung im Beton auf Mikro-, Meso-, und Makroebene in Anlehnung an [26].....	6
Abbildung 4:	Ausbildung der Kontaktzone nach Rehm et al. [36]	8
Abbildung 5:	Modell der Rissbildung (links) und Entstehen von axialen Matrixrissen (rechts) nach [16]	9
Abbildung 6:	Charakteristische Bruchelemente bei Druckentlastung nach [16].....	9
Abbildung 7:	Spannungs-Dehnungslinie von Beton nach [40] (links) und Modell zur Krümmungsumkehr nach [17, 38] (rechts)	10
Abbildung 8:	Rissinterne Reibung als Zerstörungsmechanismus nach [16]	11
Abbildung 9:	Schadens- und Bruchmechanismus von Beton unter Zugbeanspruchung nach [43].....	12
Abbildung 10:	Rissüberbrückung (links) nach [48]und Rissuferverzahnung (rechts) nach [15]	13
Abbildung 11:	Rissentwicklung in einem senkrecht zum Riss zugbeanspruchten Betonbauteil nach [26]	13
Abbildung 12:	Dynamisch schwankende Achslast nach [60]	16
Abbildung 13:	Schwinden und Quellen infolge eines Feuchtegradienten nach [68].....	17
Abbildung 14:	Temperaturspannungen in Betonplatten nach [68, 69].....	17
Abbildung 15:	Belastungsbereiche nach DIN 50100 [70].....	18
Abbildung 16:	Wöhlerdiagramm nach [74]	19
Abbildung 17:	Dreiphasige Rissentwicklung aus zyklischen Zugversuchen an normalfesten Betonen nach [14]	20
Abbildung 18:	Bereiche der Lastwechselzahlen nach [16]	21
Abbildung 19:	Streuungen vom stat. E-Modul infolge zyklischer Druckschwellbelastung nach [17].....	22
Abbildung 20:	Beispielhafter Verlauf einer regellosen variierenden Beanspruchung nach [6]	22
Abbildung 21:	Zufälliger variabler Lastprozess und dessen reihenfolgeunabhängige Aufbereitung nach [79]	23
Abbildung 22:	Biegezugfestigkeit von normalfestem Beton in Abhängigkeit der Bauteildicke nach [91]	24
Abbildung 23:	Durch Schwinden verursachte Eigenspannungen bei schnellem und langsamem Austrocknen nach [93]	25
Abbildung 24:	Einteilung der Porengrößen im Zementstein nach [109].....	27
Abbildung 25:	Kumulative Porengrößenverteilung von Zementstein ($w/z = 0,4$) zu verschiedenen Zeitpunkten der Hydratation nach [111]	28
Abbildung 26:	Kontinuität der Kapillarporen in Abhängigkeit des Hydratationsgrads und des Wasserzementwerts nach [112] in [113].....	28
Abbildung 27:	Kumulative Porengrößenverteilung im Zementstein (links) und Entwicklung der Grenzporenweite bei sinkendem w/z -Wert (rechts) nach [119].....	29
Abbildung 28:	Kumulatives Porenvolumen Abhängigkeit vom Porendurchmesser für zementgebundene Werkstoffe ($w/z = 0,6$) nach [95]	30

Abbildung 29:	Anziehungskräfte der Moleküle in unterschiedlichen Tiefen einer Flüssigkeit nach [128]	33
Abbildung 30:	Wasseraufnahme poröser Baustoffe nach [109].....	34
Abbildung 31:	Eindringtiefen in Kapillarporen infolge äußeren Drucks in Abhängigkeit des Porenradius nach [109]	35
Abbildung 32:	Exemplarische Sorptionsisotherme von Beton nach [122]	37
Abbildung 33:	Kapillare Wasseraufnahme senkrecht zu einem Riss	38
Abbildung 34:	Eindringtiefen in überdrückten Trennrissen in Abhängigkeit der eindringenden Flüssigkeit und der Rissbreite nach [136]	39
Abbildung 35:	Kapillare Wasseraufnahme bei Betonen mit und ohne Luftporenbildner nach [142].....	40
Abbildung 36:	Maximale Eindringtiefe in Abhängigkeit der Vorschädigung nach [2]	41
Abbildung 37:	Chlorid-Eindringtiefe in verschiedenen Betonen (A bis E) in Abhängigkeit des hydraulischen Drucks nach 240 Stunden nach [144]	42
Abbildung 38:	Tausalzverbrauch in Nordrhein-Westfalen zwischen 1992 und 2020 nach [154].....	43
Abbildung 39:	Eindringen von Alkalien (Natrium (Na) und Kalium (K)) in Betonfahrbahndecken in Abhängigkeit mikrostruktureller Schädigung und überrollenden Verkehrs.....	46
Abbildung 40:	Wasserverdrängung infolge eines überrollenden Reifens nach [172]	46
Abbildung 41:	Modell eines elastischen Körpers (Feder-Masse-System) nach [184]	51
Abbildung 42:	Übersicht der verschiedenen Arten von Ultraschallwellen nach [8]	51
Abbildung 43:	Reflektion und Transmission einer Longitudinalwelle an der Grenzfläche zweier Medien nach [189]	52
Abbildung 44:	Übersicht der experimentellen Untersuchungen	54
Abbildung 45:	Hg-Posimeter vom Typ Pascal 140 für den Niederdruckbereich (links) und vom Typ Pascal 240 für den Hochdruckbereich (rechts)	59
Abbildung 46:	Belastungsszenario [203]	60
Abbildung 47:	Lastkollektive 1 bis 4 zur mehrstufigen zyklischen Belastung der großformatigen Probekörper [204, 205]	62
Abbildung 48:	Visualisiertes Konzept des Mehrfachprüfstandes [203](links) und ausgeführter Mehrfachprüfstand [203, 204, 206] (rechts)	63
Abbildung 49:	Konzept des Hydrauliksystems (links) und servo-hydraulischer Zylinder an der Rückseite des Mehrfachprüfstandes [203](rechts)	63
Abbildung 50:	Anregezyylinder [203] (links) und peripherer Lastzylinder über der Lasteinleitungsstelle am Biegebalken [203](rechts)	64
Abbildung 51:	Auflager mit aufgeschweißtem Halbrund (links) und bewegliches Kipplager (rechts)	65
Abbildung 52:	Belastungsschema	66
Abbildung 53:	Kraft des Anregezyinders und Druck der Stichleitung SL1 [203]	66
Abbildung 54:	Kraft der lastgebenden Zylinder und Druck der entsprechenden Stichleitung (SL1) [203]	67
Abbildung 55:	Lage der Ultraschallmessstrecken zu den Auflagerpunkten und dem Spannungsverlauf infolge Biegezugbelastung	68
Abbildung 56:	Lage der Dickschliffe in den großformatigen Probekörpern.....	69
Abbildung 57:	Kapillare Wasseraufnahme mit abgedichteten Seitenflächen	69

Abbildung 58:	Lage der Bohrkerne in den großformatigen Probekörpern zur Bestimmung der kapillaren Wasseraufnahme	70
Abbildung 59:	Ermittlung der mittleren und maximalen Eindringtiefe	71
Abbildung 60:	Schema eines Probekörpers mit eindringendem Wasser im Wassereindringprüfstand.....	72
Abbildung 61:	Spannungen und Bruchbild infolge Druckbelastung mit Querdehnungsbehinderung (links) und ohne Querdehnungsbehinderung (rechts)	73
Abbildung 62:	Messstrecken für die Erfassung der Ultraschalllaufzeit	74
Abbildung 63:	Blech zur Einbringung eines künstlichen Risses in der Schalung positioniert (links) und gefüllte Schalung mit entsprechendem Blech (rechts).....	75
Abbildung 64:	Schematische Draufsicht der Rundlaufanlage.....	76
Abbildung 65:	Versuchsstand zum Einwalken großformatiger Probekörper [205, 206, 210 bis 213](links) und aufstehende Prüflösung [212](rechts).....	77
Abbildung 66:	Regelung der Prüflösung – Schema	78
Abbildung 67:	Entnahmeschema der Teilproben nach dem Einwalken [204, 212]	79
Abbildung 68:	Versuchsaufbau zur Messung des Permeationsdrucks [205]	81
Abbildung 69:	Für die Messung des Permeationsdrucks präparierter Probekörper	82
Abbildung 70:	Detail des Anschlusses des Druckaufnehmers an den Probekörper	83
Abbildung 71:	Luftdruckgesteuerte Wechselschaltung.....	84
Abbildung 72:	Schematische Darstellung zur Erfassung des Permeationsdrucks unter Lasteinwirkung (links) und Versuchsaufbau (rechts).....	85
Abbildung 73:	Schema des Probeneinbaus in den großformatigen Probekörper	86
Abbildung 74:	Schema der Einbausituation im großformatigen Probekörper mit unterschiedlichem Abstand des Prüfraums zur befahrenen Oberfläche	86
Abbildung 75:	Detail der variierenden Tiefe der Prüfräume unter überrollendem Reifen.....	87
Abbildung 76:	Biegezugfestigkeit kleinformatiger Probekörper (150 x 150 x 700 mm ³) (links) und großformatiger Probekörper (270 x 500 x 1800 mm ³) (rechts) in Abhängigkeit der Vorlagerung.....	89
Abbildung 77:	Charakteristische Porenradienverteilung des Betons (Teilprobe aus Balken B 13)	90
Abbildung 78:	Charakteristische Verteilung der Luftporen nach DIN EN 480-11 [202] (Teilprobe aus Balken B 13)	90
Abbildung 79:	Abfall des relativen dynamischen E-Moduls unter verschiedenen Spannungsniveaus [204 bis 206, 211 bis 213, 218, 219]	91
Abbildung 80:	Abfall des relativen dynamischen E-Moduls innerhalb der ersten 1.-Mio. Lastzyklen bei einem Belastungsniveau von $\sigma_o/f_{ct,fl} = 0,60$ [206].....	92
Abbildung 81:	Abnahme des relativen dynamischen Elastizitätsmoduls je Lastzyklenbereich in Abhängigkeit des Spannungsniveaus bis zehn Millionen Lastzyklen.....	93
Abbildung 82:	Abnahme des relativen dynamischen Elastizitätsmoduls je Lastzyklenbereich in Abhängigkeit des Spannungsniveaus bis eine Million Lastzyklen	94
Abbildung 83:	Abfall des relativen dynamischen E-Moduls für die Lastkollektive 1 und 2 [204, 205]	94
Abbildung 84:	Abfall des relativen dynamischen E-Moduls für die Lastkollektive 3 und 4 [204].....	95
Abbildung 85:	Abfall des relativen dynamischen E-Moduls nach einstufiger und mehrstufiger Belastung.....	96
Abbildung 86:	Abfall des relativen dynamischen E-Moduls von drei Probekörpern (B25 - B27) in unterschiedlichen Positionen des Mehrfachprüfstandes [203, 206, 218]	97

Abbildung 87:	Exemplarischer Ausschnitt eines Dickschliffs mit Mikrorissen im Betongefüge	97
Abbildung 88:	Mikrorissanzahl auf einer Fläche von 25 cm ² in Abhängigkeit der Degradation (rel. E _{dyn})	98
Abbildung 89:	Rissöffnungsfläche auf einer Fläche von 25 cm ² in Abhängigkeit der Degradation (rel. E _{dyn}).....	99
Abbildung 90:	Röntgentomografische Darstellung der Risse in einem nicht geschädigten (rel. E _{dyn} = 100 %) (links) und einem stark geschädigten Probekörper (rel. E _{dyn} = 80,2 %) (rechts) [180].....	100
Abbildung 91:	Anteil der Risse in der Kontaktzone und dem direkt angrenzenden Zementstein in Abhängigkeit der Vorschädigung	101
Abbildung 92:	Schädigungsparameter φc für anisotrope Rissorientierung (a), isotrope Rissorientierung (c) und für die tatsächliche Rissorientierung eines Probekörpers mit rel. E _{dyn} = 70,2 % (b) [213].....	103
Abbildung 93:	Mikrorissanzahl auf einer Fläche von 25 cm ² in Abhängigkeit der Degradation (rel. E _{dyn}) nach einstufiger und mehrstufiger zyklischer Belastung	104
Abbildung 94:	Rissöffnungsfläche auf einer Fläche von 25 cm ² in Abhängigkeit der Degradation (rel. E _{dyn}) nach einstufiger und mehrstufiger zyklischer Belastung.....	105
Abbildung 95:	Wasseraufnahme infolge kapillaren Saugens an Bohrkernen mit gesperrten Seitenflächen in Abhängigkeit der Schädigung (rel. E _{dyn})	107
Abbildung 96:	Mittlere Eindringtiefe infolge kapillaren Saugens an Bohrkernen mit gesperrten Seitenflächen in Abhängigkeit der Schädigung (rel. E _{dyn})	108
Abbildung 97:	Mittlere Eindringtiefe infolge kapillaren Saugens an Bohrkernen mit gesperrten Seitenflächen in Abhängigkeit der interpolierten Mikrorissanzahl in dem untersuchten Bereich von 25 cm ²	109
Abbildung 98:	Wassereindringtiefe bis 72 Stunden nach hydraulischer Beanspruchung (5 bar)	109
Abbildung 99:	Vergleich der Wasseraufnahme mit und ohne Druck, experimentelle Ergebnisse und Modell nach [206, 213]	110
Abbildung 100:	Mittlere Wassereindringtiefe in Abhängigkeit des hydraulischen Drucks nach 72 h in originärem Betongefüge sowie die zugehörigen minimalen und maximalen Eindringtiefen einzelner Probekörper.....	111
Abbildung 101:	Wassereindringtiefe in Abhängigkeit der Vorschädigung (rel. E _{dyn}) nach 72 h bei 1 bar hydraulischem Druck an Bohrkernen aus großformatigen Probekörpern nach zyklischer Biegeschwellbelastung	112
Abbildung 102:	Wassereindringtiefe in Abhängigkeit der Schädigung (rel. E _{dyn}) nach 72 h bei 3 bar hydraulischem Druck an Bohrkernen aus großformatigen Probekörpern nach zyklischer Biegeschwellbelastung	113
Abbildung 103:	Wassereindringtiefe in Abhängigkeit der Vorschädigung (rel. E _{dyn}) nach 72 h bei 5 bar hydraulischem Druck an Bohrkernen aus großformatigen Probekörpern nach zyklischer Biegeschwellbelastung	114
Abbildung 104:	Vergleich der Regressionskurven für die Wassereindringtiefe in Abhängigkeit der Vorschädigung (rel. E _{dyn}) und des hydraulischen Drucks	115
Abbildung 105:	Vergleich der Regressionskurven für die Wassereindringtiefe in Abhängigkeit der interpolierten Mikrorissanzahl und des hydraulischen Drucks	116
Abbildung 106:	Wassereindringtiefe in Abhängigkeit der Vorschädigung (rel. E _{dyn}) nach 72 h bei 3 bar hydraulischem Druck an Bohrkernen mit gezielter Vorschädigung nach Druckbelastung	116

Abbildung 107:	An der Oberseite austretendes Wasser an vorgeschädigtem Probekörper im Wassereindringprüfstand.....	117
Abbildung 108:	Wassereindringtiefe in Abhängigkeit der Vorschädigung für zyklisch druckbelastete und biegeschwellbelastete Probekörper nach 72 Stunden und 3 bar hydraulischem Druck	118
Abbildung 109:	Wassereindringfront an beiden Probekörperhälften eines Probekörper mit definiertem Makroriss ($b_r = 0,3 \text{ mm}$) nach 8 Stunden bei 5 bar	118
Abbildung 110:	Wassereindringtiefe zu verschiedenen Zeitpunkten nach hydraulischer Beanspruchung (5 bar) an originären Probekörpern und Probekörpern mit künstlichem Makroriss [206, 211, 213]	119
Abbildung 111:	Chlorid-Eindringfront (dunkle Verfärbung) an gespaltenem Probekörper.....	122
Abbildung 112:	Mittlere Chlorid-Eindringtiefe in Abhängigkeit der Verweildauer der Prüflösung (34 d entsprechen 2 Mio. Überrollungen) und der Vorschädigung (rel. E_{dyn}).....	122
Abbildung 113:	Chlorid-Eindringfront nach dem Einwalken ($N_{\dot{U}} = 500.000$ Überrollungen) in Abhängigkeit der Vorschädigung [205]	123
Abbildung 114:	Mittlere Chlorid-Eindringtiefe in Abhängigkeit von der Anzahl der Überrollungen und der Vorschädigung [204, 212, 219].....	124
Abbildung 115:	Permeationsdruck in Abhängigkeit von Tiefe und Vorschädigung [205]	126
Abbildung 116:	Veränderung des Permeationsdrucks in Abhängigkeit von Tiefe und Vorschädigung – Ausschnitt für ein Zeitfenster von 20 Sekunden nach 30 Minuten	127
Abbildung 117:	Permeationsdruck in verschiedenen Tiefen bei alternierender Belastung mit 0 und 3 bar bei einer Frequenz $f = 1 \text{ Hz}$	128
Abbildung 118:	Permeationsdruck in verschiedenen Tiefen bei alternierender Belastung mit 0 und 3 bar bei einer Frequenz $f = 0,33 \text{ Hz}$	129
Abbildung 119:	Permeationsdruck in Abhängigkeit der Frequenz der alternierenden Beanspruchung in 10 mm Tiefe	130
Abbildung 120:	Veränderung des Permeationsdruck in Abhängigkeit der Tiefe und der Vorschädigung unter alternierender Beanspruchung mit einer Frequenz von 0,33 Hz in einem Zeitraum von 20 Sekunden	131
Abbildung 121:	Permeationsdruck unter alternierender Beanspruchung mit einer Frequenz von 0,33 Hz in einer Tiefe von 10 mm in einem Zeitraum von 20 Sekunden.....	132
Abbildung 122:	Permeationsdruck in 5 mm Tiefe eines vorgesättigten Probekörpers unter konstanter statischer Be- und Entlastung mit 100 kN	133
Abbildung 123:	Detail des Permeationsdrucks bei zyklischer mechanischer Druckbelastung mit 100 kN.....	134
Abbildung 124:	Permeationsdruck unter Wechselbelastung für 50 bzw. 100 kN Auflast	134
Abbildung 125:	Permeationsdruck bei steigender Druckeinwirkung in 10 kN Intervallen.....	135
Abbildung 126:	Permeationsdruck infolge Überrollung in einem Abstand von 6 mm zur überrollten Oberfläche	136
Abbildung 127:	Permeationsdruck infolge Überrollung in Abhängigkeit des Abstandes von Prüfraum zur Betonoberfläche bei konstanter Auflast (0,9 t) und konstanter Geschwindigkeit (10,0 km/h).....	137
Abbildung 128:	Permeationsdruck infolge Überrollung in Abhängigkeit der Geschwindigkeit bei konstanter Auflast (0,9 t) 6 mm unter der überrollten Oberfläche	138

- Abbildung 129: Permeationsdruck infolge Überrollung in Abhängigkeit der Auflast bei konstanter Geschwindigkeit (10,0 km/h) 6 mm unter der überrollten Oberfläche 139
- Abbildung 130: Permeationsdruck infolge Überrollung in Abhängigkeit der Vorschädigung bei konstanter Geschwindigkeit (10,0 km/h) und Auflast (0,9 t) 6 mm unter der überrollten Oberfläche 139

Tabellenverzeichnis

Tabelle 1:	Porosität des Betons in Abhängigkeit vom Luftporengehalt nach [107].....	30
Tabelle 2:	Porositäten, Wasseraufnahmen, Eindringtiefen in Abhängigkeit der Nachbehandlung nach [121]	31
Tabelle 3:	Verhältnis der effektiven Diffusionsgeschwindigkeit von Natrium- und Chlorid- Ionen in unterschiedlichen zementgebundenen Werkstoffen	44
Tabelle 4:	Festlegungen für die zu untersuchenden Betone	55
Tabelle 5:	Betonzusammensetzung	56
Tabelle 6:	Übersicht der unterschiedlichen Vorlagerungen für die kleinformatischen Balken der Serien K1 bis K5 und der großformatigen Balken der Serien G1 bis G3	58
Tabelle 7:	Versuchsmatrix für die einstufige Biegeschwellbelastung.....	61
Tabelle 8:	Anzahl der Bohrkerne zur Bestimmung der eindimensionalen Wasseraufnahme in Abhängigkeit der Schädigung	70
Tabelle 9:	Untersuchung des Wassereindringverhaltens bei unterschiedlicher Vorschädigung und unterschiedlichen Wasserdrücken (Anzahl der Probekörper)	75
Tabelle 10:	Verweildauer der Prüflösung in Abhängigkeit der Anzahl der Überrollungen	79
Tabelle 11:	Wasseraufnahme der Gesteinskörnung gemäß DIN EN 1097-6 [195]	88
Tabelle 12:	Risscharakteristika auf einer Fläche von 25 cm ² nach konstanter zyklischer Biegezugbelastung [203 bis 206, 211 bis 213, 218, 219].....	98
Tabelle 13:	Lage der Risse auf einer Fläche von 25 cm ² nach einstufiger zyklischer Biegeschwellbelastung	101
Tabelle 14:	Orientierung der Risse auf einer Fläche von 25 cm ² nach einstufiger zyklischer Biegeschwellbelastung	102
Tabelle 15:	Risscharakteristika auf einer Fläche von 25 cm ² nach mehrstufiger zyklischer Biegezugbelastung	103

1 Einführung

1.1 Problemstellung

Betonbauteile sind während ihrer Nutzung verschiedensten Expositionen ausgesetzt. Solche können sowohl aus Umwelteinflüssen, Lastzuständen während der Nutzung oder herstellungsbedingten Einflüssen wie Zwangsspannungen herrühren. Das Versagen eines Bauteils wird nur selten durch eine einzelne einwirkende Last verursacht und auch das Pessimum der Überlagerung mehrerer Einwirkungen muss nicht zwingend zum Versagen führen. Vielmehr werden Strukturen aus Beton durch häufig wiederkehrende Belastungen, auch unterhalb der relevanten Festigkeit, zunächst mikrostrukturell geschädigt, ohne dass die Schäden äußerlich in Erscheinung treten. Diese mikrostrukturelle Schädigung kann sich bei anhaltender Belastung kumulieren und zu einem Ermüdungsversagen des Bauteils führen. Gleichzeitig wird durch die veränderte Betonstruktur ein Eindringen flüssiger oder gasförmiger Medien begünstigt. Daher ist die Dauerhaftigkeit von Betonbauteilen durch die Überlagerung mikrostruktureller Schädigungen mit der Zufuhr externer Medien beeinträchtigt.

Beispiele für Bauteile, die solche Expositionen erfahren, sind Betonfahrbahndecken, Offshore-Windenergieanlagen oder Eisenbahnschwellen. Betonfahrbahndecken sind in der Winterzeit alkalihaltigen Taumitteln ausgesetzt und durch den überrollenden Verkehr zyklisch belastet. Ebenso kann ein hydraulischer Druck für einen kurzen Zeitraum, während des Überrollens einer gesättigten Fahrbahnoberfläche, zwischen Reifen und Beton entstehen. Dieser Druck kann das Eindringen betonschädigender Stoffe begünstigen. Offshore Windenergieanlagen erfahren eine Degradation infolge zyklischer Lasten durch Wind und Wellen, während gleichzeitig externe Alkalien aus dem Salzwasser an der Oberfläche anstehen und in das Bauteil eindringen können. Eisenbahnschwellen erfahren durch den Bahnverkehr eine zyklische Belastung, welche eine ermüdungsbedingte Degradation zur Folge hat. In das degradierte Betongefüge können potenziell schädigende Stoffe leichter eindringen.

Die Degradation von Betonen infolge zyklischer Belastung ist für unterschiedliche Beanspruchungsarten bereits umfangreich untersucht worden. Ebenso ist das Eindringverhalten flüssiger Medien in originäre Betone umfassend betrachtet worden. Über die Interaktion bzw. die Überlagerung der beiden Mechanismen ist hingegen bisher wenig bekannt. Der Einfluss eines zusätzlich auf das Betongefüge wirkenden hydraulischen Drucks und dessen Einfluss auf das Eindringverhalten flüssiger Medien in vorgeschädigtes und originäres Betongefüge wurden bisher ebenfalls noch nicht hinreichend eruiert. Das zusätzliche Verständnis der wirkenden Mechanismen und deren Einfluss aufeinander sind Voraussetzung für eine belastbare Prognose des Degradationsverlaufs von entsprechend beanspruchten Betonbauteilen.

1.2 Zielsetzung

Ziel dieser Arbeit ist es, die Einflüsse und das Zusammenwirken unterschiedlicher auf den Beton wirkender Mechanismen, wie eine Degradation infolge zyklischer Belastung und externer hydraulischer Drücke auf das Eindringverhalten flüssiger Medien experimentell zu untersuchen und zu quantifizieren. Den Untersuchungen liegt die Hypothese zu Grunde, dass flüssige Medien schneller und tiefer in ein Betongefüge eindringen, wenn dieses zuvor durch zyklische Belastung eine mikrostrukturelle Degradation erfahren hat. Zudem wird dieser Effekt potenziell durch externen hydraulischen Druck intensiviert. Zur Erfassung dieses Effektes werden sowohl das Eindringen infolge kapillaren Saugens als auch das Eindringen infolge Permeation betrachtet. Die zyklisch induzierte Degradation wird im Rahmen dieser Arbeit durch Ultraschalllaufzeitmessungen und rissmikroskopische Untersuchungen charakterisiert. In Abhängigkeit der Degradation wird die Aufnahme flüssiger Medien umfassend untersucht und quantifiziert. Darüber hinaus liegt der Fokus auf der Betrachtung der Mechanismen im Betongefüge, während ein äußerer hydraulischer Druck auf den Beton wirkt, sowie dessen Propagation im Betongefüge. Die Untersuchungen sollen Erkenntnisse zur ermüdungsbedingten Degradation und zum Eindringverhalten flüssiger Medien in das Betongefüge liefern. Dadurch kann ein Beitrag sowohl zu der dauerhaften Dimensionierung und Konzeptionierung von entsprechend exponierten Betonbauteilen als auch zu deren Lebensdauerprognose generiert werden.

Die zuvor beschriebene Überlagerung der Beanspruchungen tritt beispielsweise an Betonfahrbahndecken auf. Die Untersuchungen im Rahmen dieser Arbeit fokussieren sich daher exemplarisch auf das System einer Betonfahrbahndecke, gleichwohl eine entsprechende Überlagerung der Beanspruchungen auch an anderen Bauteilen auftritt.

1.3 Vorgehensweise und Aufbau der Arbeit

Der grundlegende Aufbau dieser Arbeit ist in Abbildung 1 dargestellt. Die Arbeit verfolgt im Wesentlichen drei Themenstränge und deren Interaktionen. Diese sind:

- die Degradation infolge zyklischer Biegeschwellbelastung,
- das Eindringverhalten flüssiger Medien in Beton und
- das Einwalken durch überrollenden Verkehr.

Nach der Dokumentation des Stands der Technik zu den jeweiligen Themen werden die experimentellen Laboruntersuchungen beschrieben. Im Rahmen der Untersuchungen findet in einem ersten Schritt die zyklische Biegeschwellbelastung großformatiger Probekörper einschließlich der Charakterisierung der induzierten Schädigung statt. An den so vorgeschädigten Probekörpern wird im Anschluss das Eindringverhalten flüssiger Medien untersucht. Darüber hinaus wird der sich aufgrund eines äußeren hydraulischen Drucks im Gefüge einstellende Permeationsdruck experimentell betrachtet.

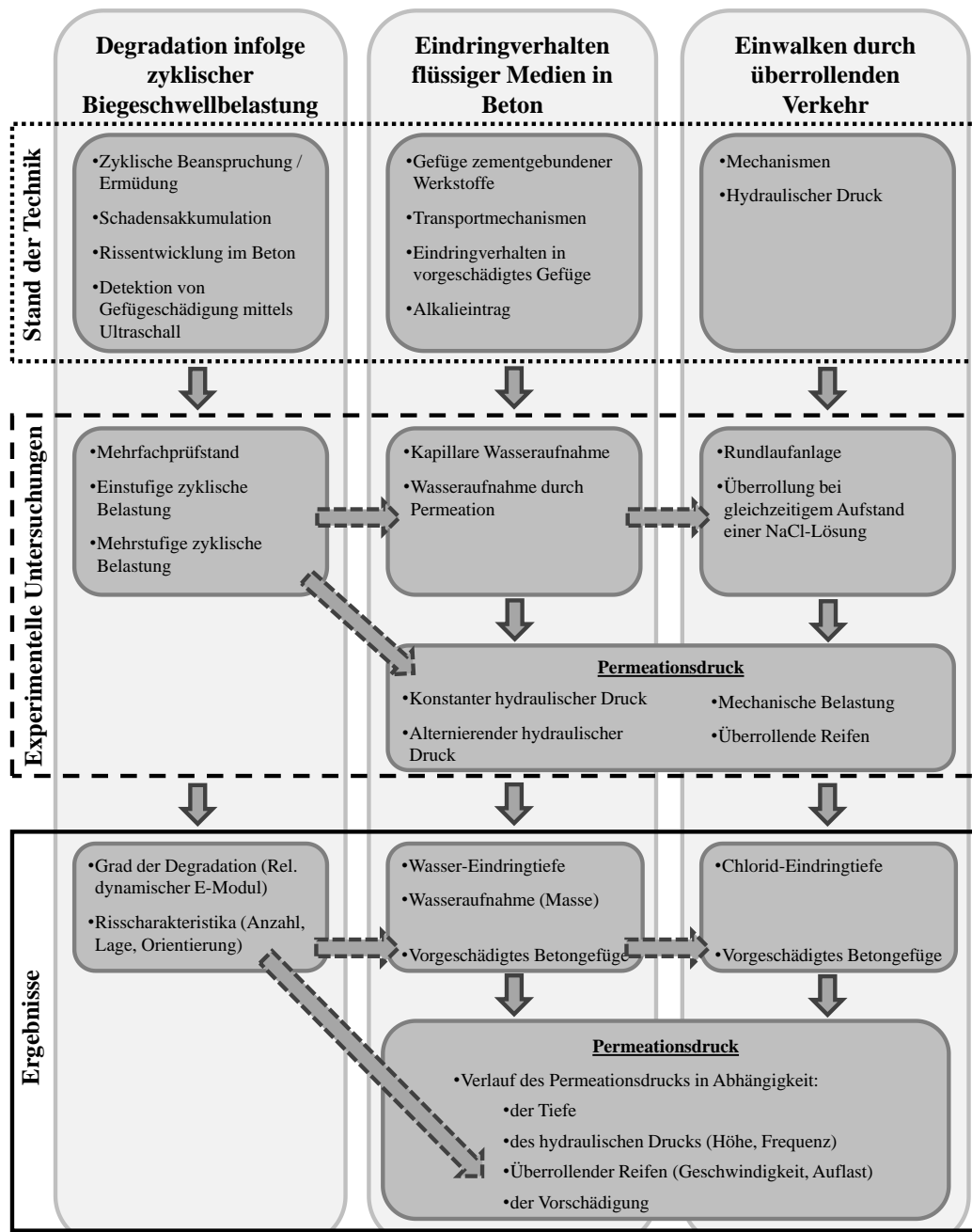


Abbildung 1: Schematischer Aufbau der Dissertation

Zur zyklischen Biegeschwellbelastung der großformatigen Probekörper wird ein eigens entwickelter Mehrfachprüfstand eingesetzt, der eine effiziente und kongruente Schädigung mehrerer Probekörper ermöglicht. Die zyklische Belastung der Probekörper erfolgt dabei sowohl einstufig, also bei konstantem Spannungsverhältnis, als auch mehrstufig mit variierenden Spannungsverhältnissen. Begleitend zu den Biegeschwellversuchen wird die sich einstellende Degradation durch zerstörungsfreie Ultraschalllaufzeitmessungen quantifiziert. Zudem erfolgt anschließend eine rissmikroskopische Auswertung der entstandenen Gefügeveränderungen. Durch die Charakterisierung der Schädigung wird eine definierte Basis geschaffen, um Interaktionsvorgänge unterschiedlicher externer Expositionen zu erfassen und zu bewerten. Daran anschließend gliedern sich die Laboruntersuchungen zur Aufnahme von flüssigen Medien. Dabei wird grundsätzlich zwischen originärem und vorgeschädigtem Betongefüge unterschieden. Das Eindringverhalten wird sowohl

in kapillaren Saugversuchen als auch unter Permeation untersucht. Weitergehend wurde ein Großversuchsstand als Rundlaufanlage entwickelt, der es ermöglicht großformatige Probekörper bei gleichzeitig aufsteigender Prüflösung zu überrollen. Dadurch kann der Mechanismus des Einwalkens, welcher auf Betonfahrbahndecken stattfindet, realitätsnah nachgestellt werden. Zur Beschreibung des Einflusses eines äußeren hydraulischen Drucks kommt ein Versuchsaufbau zum Einsatz, welcher die Erfassung des im Betongefüge herrschenden Permeationsdrucks ermöglicht.

2 Degradation infolge zyklischer Belastung

2.1 Hintergründe

Per Definition bezeichnet die Degradation oder auch Degradierung eine Verringerung oder Herabsetzung eines Wertes. Für einen Werkstoff wie Beton bedeutet eine Degradation eine Änderung in der Mikrostruktur und damit im Materialverhalten auf Grund von äußeren oder inneren Einwirkungen. Zu äußeren Einwirkungen zählen in der Regel mechanische Belastungen und solche aus klimatischen Randbedingungen. Innere Einwirkungen resultieren aus hygri- oder thermisch hervorgerufenen Verformungen, welche infolge Reibung oder Zwangspunkten nicht abklingen können, sondern in ihrer Ausbreitung behindert sind.

Klassische Betonbauwerke, wie Verkehrsfahrbahnen und deren Brückenkonstruktionen, Eisenbahnschwellen, aber auch Offshore-Bauwerke und Windkraftanlagen werden maßgeblich durch zyklische Lasten beansprucht, welche eine allmähliche Degradation des Betongefüges zur Folge haben können. Diese entstehen zum Beispiel bei Offshore-Windkraftanlagen durch angreifende Wind- und Wellenlasten, jedoch hauptsächlich durch die Rotation der Rotorblätter (Abbildung 2). Diese zyklisch und dynamisch auftretenden Lasten werden über das Betonfundament abgetragen. Eisenbahnschwellen werden durch den Bahnverkehr hohen zyklischen Lasten ausgesetzt und erfahren so eine zunehmende Degradation. Verkehrsbauwerke, wie Betonfahrbahnen, werden immer stärkeren Belastungen, durch stetig steigende Verkehrsaufkommen und zunehmende Achslasten des Schwerverkehrs, ausgesetzt.

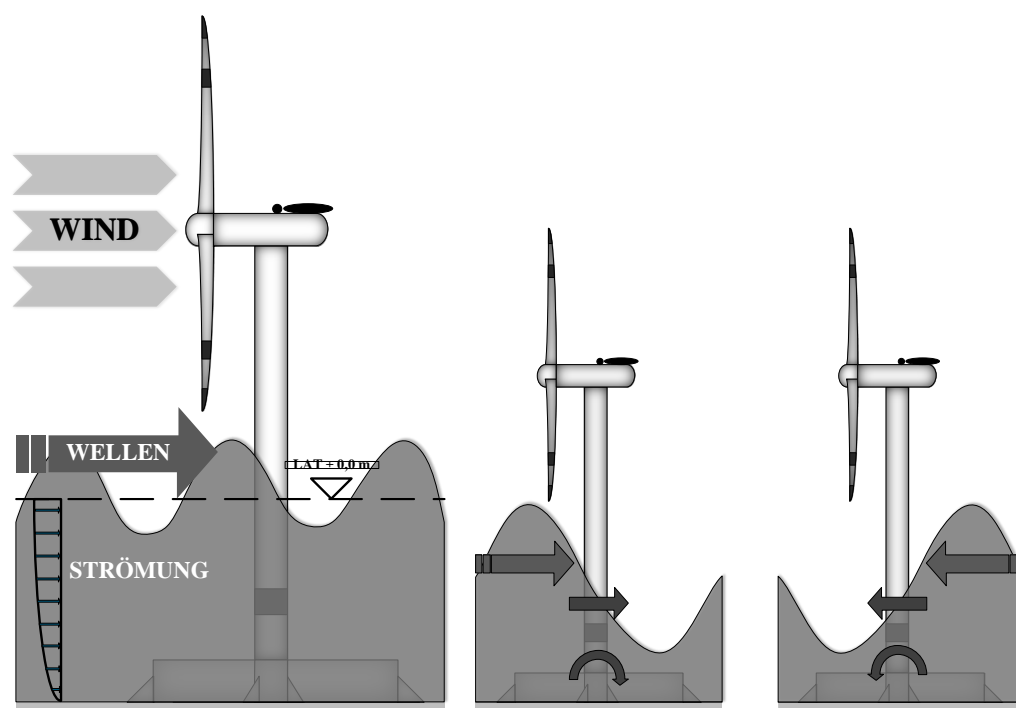


Abbildung 2: Belastung des Betonfundamentes einer Offshore-Windenergieanlage nach [1]

Neben mechanischen Einwirkungen werden Betonbauteile durch weitere äußere Einflüsse zyklisch belastet. So können witterungsbedingte Einwirkungen, wie Frost- und Tauwechsel, aber auch weniger extreme zyklische Temperaturschwankungen (Sommer-Winter / Tag-Nacht) eine Relevanz bei der Degradation des Bauteils haben.

Bereits vor dem Versagen eines Bauteils resultierend aus zyklischer Belastung kommt es zu Veränderungen im Gefüge des Betons. Wird die lokal aufnehmbare Spannung infolge der Einwirkungen oder auch der Überlagerung mehrerer Einwirkungen überschritten, kann es zu einer Schädigung des Betongefüges kommen. So eine Schädigung stellt sich zunächst im Bereich lokaler Schwachstellen, wie beispielsweise der Kontaktzone zwischen Gesteinskorn und Zementstein, auf Mikroebene ein. Durch diese induzierten Mikrorisse werden sowohl die Festigkeits- als auch die Verformungseigenschaften des Bauteils beeinträchtigt [2, 3]. Neben der Zug- und Druckfestigkeit des Betons wird auch die Steifigkeit durch solche mikrostrukturellen Schädigungen beeinträchtigt. Darüber hinaus wird die Dichtigkeit des Betons vermindert [2, 4, 5]. Der Verlauf einer zyklisch induzierten Schädigung wird sowohl von dem Verhältnis von Einwirkung zu Widerstand als auch der Belastungsfrequenz und der Anzahl der aufgetragenen Lastzyklen bestimmt. Ein Versagen von Bauteile unter zyklischer Beanspruchung kann bereits nach wenigen Hunderttausend oder aber erst nach vielen Millionen Lastwechseln eintreten [2, 6].

In der Bemessung von Betonfahrbahndecken werden zyklische Belastungen nur hinsichtlich des Versagens nach entsprechender Lastwechselzahl betrachtet. Die aufgrund der zyklischen Belastung progressive Schädigung des Betongefüges findet dabei keine Berücksichtigung, gleichwohl es sekundäre Schädigungen maßgeblich begünstigt [4, 7, 8]. Als potenziell maßgebender Lastfall wird eine Überlagerung der allmählichen Betondegradation mit dem Eindringen potenziell schädigender flüssiger Medien nicht in Betracht gezogen. Lediglich eine zyklische Belastung allein wird in der Dimensionierung berücksichtigt.

Die Auswirkungen zyklischer Beanspruchung auf die Festigkeit wurden in der Vergangenheit überwiegend im Zugschwell- [9 bis 15] und im Druckschwellbereich [16 bis 20] untersucht. Im Biegeschwellbereich sind bis dato diesbezüglich erst wenige belastbare Untersuchungen durchgeführt worden [2, 5, 21 bis 25].

2.2 Risse im Betongefüge

2.2.1 Rissursachen

Die Ursachen für das Entstehen von Rissen im Beton sind vielfältig. Grundsätzlich entsteht ein Riss wenn die einwirkende Zugspannung beziehungsweise Verformung die aufnehmbare Zugspannung beziehungsweise Zugbruchdehnung lokal überschreitet. Zugspannungen und Verformungen können dabei aus verschiedensten inneren und äußeren Einflüssen entstehen (vgl. Kapitel 2.3). Im Allgemeinen unterscheidet man Risse nach der Größe. Es wird zwischen Mikro-, Meso-, und Makrorissen differenziert (Abbildung 3). Um die Auswirkungen der Risse auf die Eigenschaften des Betons, insbesondere die Dauerhaftigkeit betreffend, bewerten zu können, ist eine detaillierte Betrachtung der Rissursachen und auch des Rissverlaufes in der Betonmatrix essenziell.

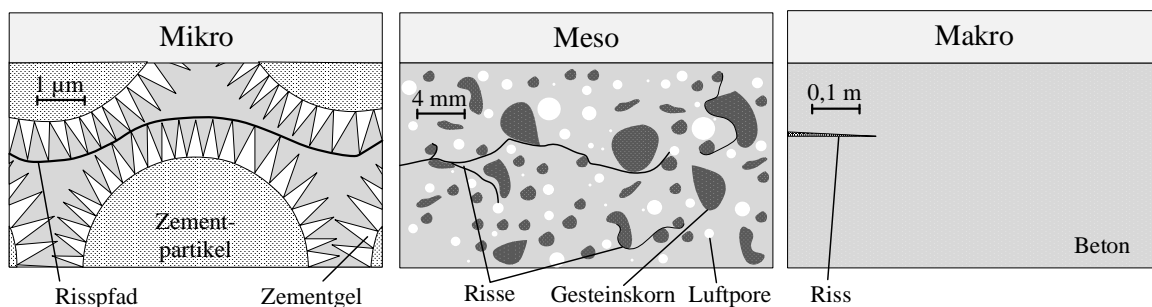


Abbildung 3: Rissentwicklung im Beton auf Mikro-, Meso-, und Makroebene in Anlehnung an [26]

Bereits im jungen Beton kommt es zum Beispiel durch Schwindspannungen zu Mikrorissen vor allem im oberflächennahen Bereich [27]. Ebenso kann es aufgrund von ausgeprägten Temperaturgradienten, infolge der Hydratationswärmeentwicklung, zu risserzeugenden Spannungen führen [28]. Insbesondere bei hochfesten Betonen mit niedrigen Wasserzementwerten (w/z -Werten) führt das autogene Schwinden zu einem vermehrten Mikrorisswachstum [29, 30]. In diesem Fall beschränkt sich das vermehrte Mikrorisswachstum nicht nur auf die Betonrandzone [30].

Als Ursache für Risse im bereits erhärteten Beton kommen innere oder äußere Zwänge sowie äußere Lasten in Frage. Ebenso führen chemische Reaktionen im Betoninneren zu einer schädigenden Volumenzunahme und somit einem inneren Quelldruck und folglich einer Rissbildung.

Des Weiteren führen Verformungen des Baugrundes bei Verformungsbehinderungen des Bauteils zu Zwangsspannungen. Überschreiten diese die aufnehmbaren Zugspannungen des Betongefüges kommt es zu Mikro-, Meso- oder Makrorissen [31]. Gleichwohl können innere Zwangsspannungen aus den Eigenspannungszuständen zu risserzeugenden Spannungen erhöht werden [2].

Sowohl statisch als auch dynamisch wirkende Lasten verursachen Mikrorisse im Betongefüge. Diese treten dann an Schwachstellen wie der Verbundzone zwischen Gesteinskörnung und Zementsteinmatrix (vgl. Kapitel 2.2.2.1) oder in der Nähe von Hohlstellen und Makroporen auf. Mit fortwährender Belastung entstehen zum einen neue Mikrorisse und zum Teil wachsen bereits bestehende Mikrorisse. Ebenso kommt es zu einer Verästelung mehrerer Mikrorisse, die dann, ab einem gewissen Zeitpunkt, zu einem Makroriss zusammenwachsen [32, 33].

Insbesondere infolge des Eindringens flüssiger Medien können chemische Schadreaktionen, wie beispielsweise die Alkali-Kieselsäure-Reaktion oder Sulfattreiben, ausgelöst werden. Beide führen zu einem Quelldruck im Betongefüge, durch welche Risse entstehen können. Hervorzuheben ist bei diesen Schadreaktionen, dass die dadurch entstandenen Mikrorisse ein neuerliches Eindringen gefährdender Stoffe erleichtern und somit die Schadreaktionen und das Risswachstum weiter beschleunigt werden [4, 34].

Die inneren und äußeren Einwirkungen führen alleine selten zu einer Überschreitung der maximal aufnehmbaren Zugspannung. Es ist meist eine Überlagerung mehrerer Einwirkungen, die zur Schädigung, also dem Entstehen von Rissen, führt.

2.2.2 Rissentstehung im Betongefüge infolge Last

2.2.2.1 Kontaktzone zwischen Gesteinskorn und Zementstein

Beim Verbund von zwei unterschiedlichen Werkstoffen in einem Baustoff wirken sich die Oberflächenbeschaffenheit beider Werkstoffe und deren gemeinsame Kontaktzone entscheidend auf die Festigkeit aus. Die Festigkeit des Verbundes ist dabei häufig geringer als die Festigkeit der verbundenen Werkstoffe für sich betrachtet. Daher ist die Kontaktzone als potenzielle Schwachstelle für die Entstehung von Rissen zu sehen. Für Beton ist die Kontaktzone zwischen Gesteinskörnung und Zementstein mitentscheidend für die Festigkeit. Während der beginnenden festigkeitsbildenden Hydratation bildet sich an den Oberflächen der Zementpartikel Ettringit und Calciumhydroxid wird gelöst. Der aus diesem Prozess zunehmende Konzentrationsunterschied des Calciumhydroxids führt zu einer Verlagerung des gelösten Stoffes an die inerte Oberfläche der Gesteinskörnung. Hauptsächlich handelt es sich hierbei um das gering lösliche Calciumhydroxid, welches sich unter Bildung von kristallinen Strukturen verfestigt [35]. Abbildung 4 zeigt diese Kontaktschicht direkt

an der Gesteinskörnung mit vereinzelter Einlagerung von Ettringit. Die Kontaktschicht ist 2-3 μm stark und nach ca. 16 Stunden voll ausgebildet [35].

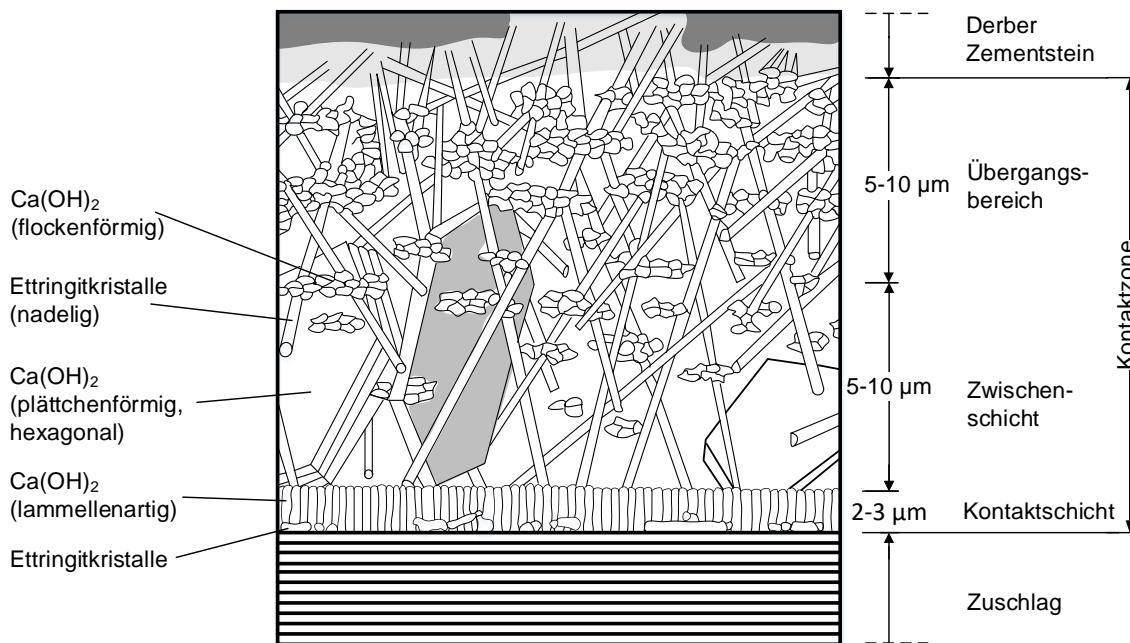


Abbildung 4: Ausbildung der Kontaktzone nach Rehm et al. [36]

Dies hat zur Folge, dass die Zementkörner und der Lösungsfilm auf der Gesteinskörnungsoberfläche nach außen gedrängt werden. Die weitere Bildung von verfestigenden Calciumsilikathydrat (CSH)-Phasen findet in ca. 20 μm Abstand zur Gesteinskörnung statt. Diese wasser- und hohlraumreiche Schicht, in Abbildung 4 als Übergangs- und Zwischenschicht gekennzeichnet, wird im Zuge der fortschreitenden Hydratation mit CSH-Phasen gefüllt. In der Kontaktschicht verankern sich die CSH-Phasen und führen letztendlich zum Verbund zwischen dem bei der Hydratation erhärtenden Zementstein und der Gesteinskörnung [31]. Bei normalfesten Betonen reichern sich Calciumhydroxid ($\text{Ca}(\text{OH})_2$), Ettringit und Wasser in der Kontaktschicht an und stören den Verbund zwischen Zementstein und Gesteinskörnung. Folglich entsteht dort eine Schwachstelle im Gesamtgefüge.

Der direkte Kontakt zwischen den Calciumhydroxidkristallen der Kontaktschicht und der Gesteinskörnung ist signifikant von der Oberflächenstruktur der Gesteinskörnung abhängig. Sehr glatte Körnungen, wie zum Beispiel Quarzkörner, haben eine schlechtere Verbundwirkung und führen somit zu geringen Zug- und Druckfestigkeiten des Betons. Gebrochene Gesteinskörnungen hingegen haben durch ihre rauen Bruchflächen eine günstigere Verbundwirkung und erzielen höhere Zug- und Druckfestigkeiten [31].

2.2.2.2 Mechanismen im Betongefüge unter Be- und Entlastung

Schon sehr kleine äußere Lasten führen zu hohen lokalen Spannungskonzentrationen an der Gesteinskörnung. Dies ist auf die Inhomogenität des Betons zurückzuführen. Jede Überschreitung des elastischen Verformungsvermögens von Beton bewirkt die Entstehung von Rissen. Äußere Drucklasten beispielsweise verursachen senkrecht zur Krafteinleitungsrichtung Zugspannungen im Beton [16]. Da die Zugfestigkeit von Beton allgemein betrachtet nur etwa 10 bis 20 % der Druckfestigkeit entspricht [37], entstehen in den Bereichen der

Zugbeanspruchung im Beton die ersten Schädigungen. Wie in Abbildung 5 links für eine Druckbeanspruchung (einachsig, statisch) veranschaulicht ist, entsteht an den seitlichen Flanken der Gesteinskörnung, orthogonal zur Krafteinleitungsrichtung, ein Zugspannungsbereich (sogenannter Querzug), in dem die Risse entstehen (Rissentstehungszone) [16].

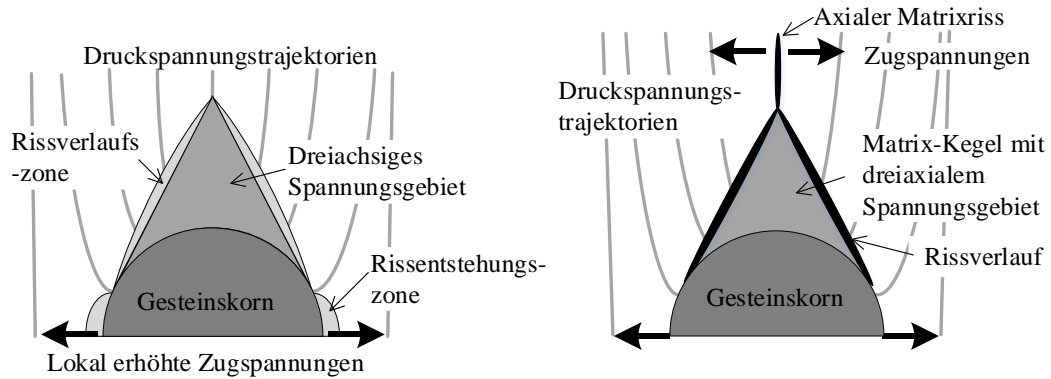


Abbildung 5: Modell der Rissbildung (links) und Entstehen von axialen Matrixrissen (rechts) nach [16]

Die ersten Mikrorisse entstehen unter sowohl unter Druck- als auch unter Zugbeanspruchung in der Regel in der Verbundzone zwischen Gesteinskörnung und der Zementsteinmatrix ab einer Belastung mit etwa 30 % der Druckfestigkeit. Bis etwa 30 % der Druckfestigkeit verändern sich vorhandene Mikrorisse kaum und nach einer Entlastung sind nur geringe bleibende Verformungen zu registrieren [16]. Bei weiterer Lasterhöhung kommt es zur Entstehung von Mikrorissen außerhalb der Rissentstehungszone im Bereich des dreiaxialen Druckspannungsgebietes, wie in Abbildung 5 rechts gekennzeichnet. Zwischen etwa 65 und 75 % der Druckfestigkeit vergrößern sich die Verbundrisse entlang der vorgeschädigten Zementmatrix. Oberhalb von 75 % der Druckfestigkeit kommt es zu einer allmählichen Verbindung der einzelnen Mikrorisse zu Meso- und Makrorissen, welche ultimativ das Versagen des Betongefüges herbeiführen. Abbildung 6 zeigt den Rissverlauf, der sich bis zur Spitze des dreiaxialen Spannungsgebietes erstreckt [16]. Bei zunehmendem Spannungsniveau schreiten die Risse in die Zementmatrix fort und es kommt zu Gefügauflockerungen [16]. Eine solche Gefügauflockerung geht mit der Herabsetzung des Gesamtverbundes im Betongefüge aufgrund der Entstehung sowie Vergrößerung von Mikrorissen einher. Dieser Schädigungsvorgang führt unter anderem zu einer fortlaufenden Reduzierung der Steifigkeit von Beton [6].

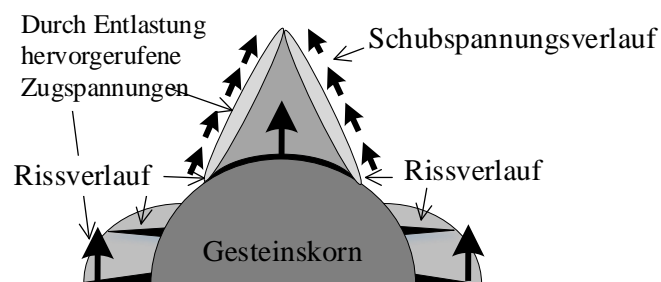


Abbildung 6: Charakteristische Bruchelemente bei Druckentlastung nach [16]

Wiederkehrende Be- und Entlastungszyklen können schon bei geringerer Belastung zu Gefügeschäden führen. Bei Entlastung des Gefüges verformt sich das entlastete Gesteinskorn weniger zurück als die umliegende Zementsteinmatrix. Dadurch entstehen Längszugspannungen im Gesteinskorn, welche die Rissbildung in der

Kontaktzone, insbesondere an der der Last zugewandten Seite, begünstigen [16] (Abbildung 6). Bei der Entlastung verursachen, die sich quer zur Spannungsrichtung bewegenden Gefügeteilchen, durch ihre unterschiedlichen Geschwindigkeiten, zusätzlich Eigenspannungen. Diese können ebenfalls die Rissbildung fördern [16].

Während sich die Spannungs-Dehnungslinie von Beton unter einfacher Druckbeanspruchung zur Dehnungsachse hin krümmt (Abbildung 7, links), kommt es unter zyklischer Druckbeanspruchung, mit zunehmenden Wiederholungen, zu einer Krümmungsumkehr hin zur Spannungsachse [17, 38]. Die Krümmungsumkehr der Spannungs-Dehnungslinie ergibt sich aus dem Umstand, dass sich die Risse an der Ober- und Unterseite der Gesteinskörnung, zunächst schließen müssen, bevor weitere Spannung aufgebaut werden kann [39]. Abbildung 7 rechts zeigt die Modellvorstellung zur Krümmungsumkehr nach [17, 38].

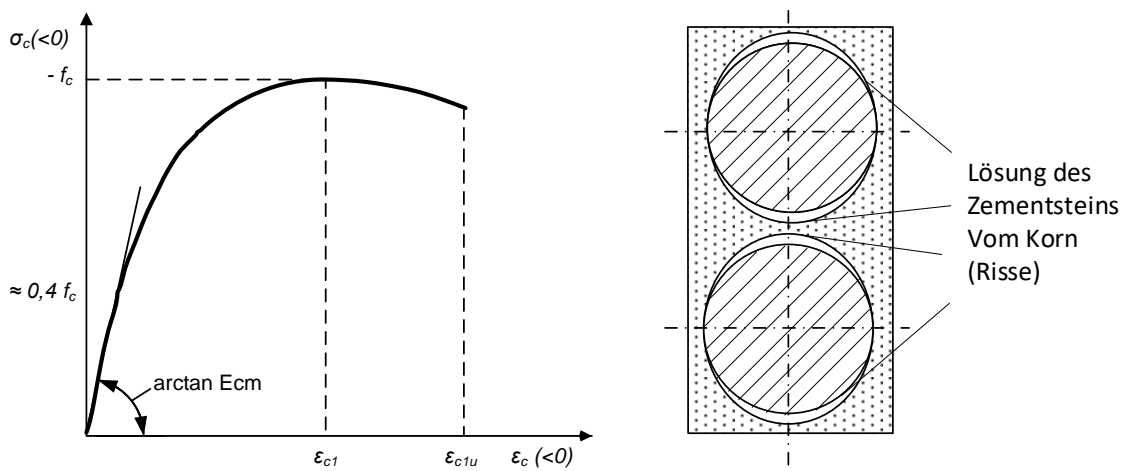


Abbildung 7: Spannungs-Dehnungslinie von Beton nach [40] (links) und Modell zur Krümmungsumkehr nach [17, 38] (rechts)

Beim Öffnen und Schließen von Rissen aufgrund zyklischer Beanspruchung treten zudem mechanische Schädigungseffekte auf [16]. Die Risse in der Kontaktzone entstehen dabei zunächst analog zur statischen Belastung. Jedoch führt eine weitere zyklische Belastung und damit einhergehende zyklische Horizontalverschiebungen zu einem Reibungseffekt zwischen Gesteinskörnung und Zementsteinmatrix (Abbildung 8). Dieser Schädigungseffekt entlang des Rissverlaufes führt zum Abtrag der Rissverzahnung und damit zu einer weiteren Lockerung des Gesamtgefüges [41].

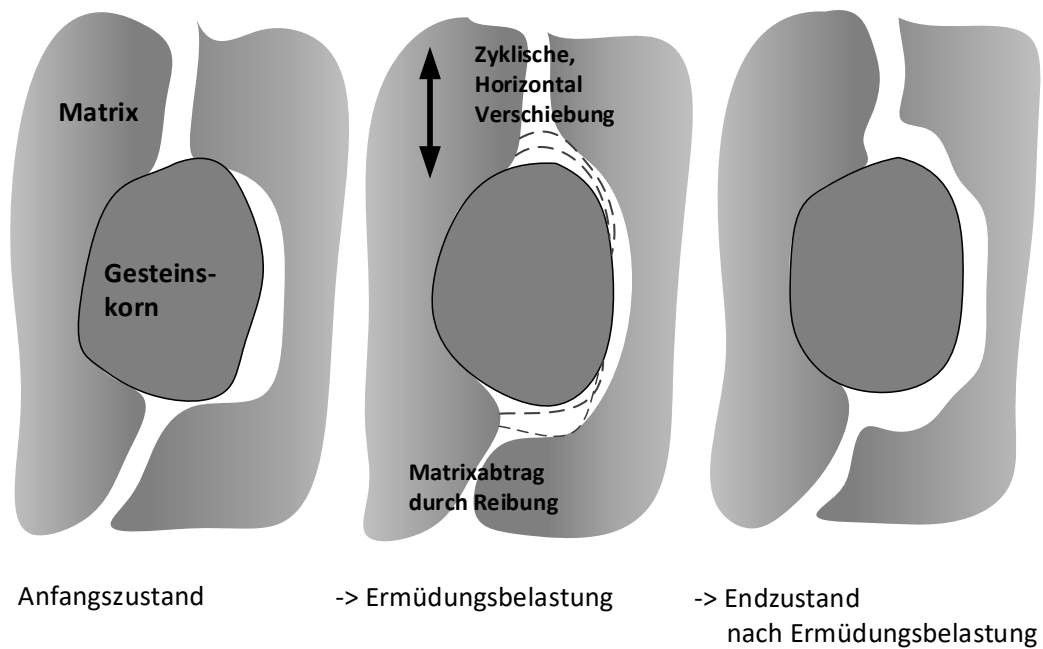


Abbildung 8: Rissinterne Reibung als Zerstörungsmechanismus nach [16]

2.2.3 Rissentwicklung

Bereits vor der ersten äußeren Belastung befinden sich aufgrund von Inhomogenität und kleineren Fehlstellen Mikrorisse im Betongefüge. Ursächlich hierfür sind häufig innere Spannungen aus dem Abfließen der Hydrationswärme oder aus Schwinden [31, 42, 43]. Die dadurch entstandenen Mikrorisse entstehen vornehmlich in der Kontaktzone zwischen Gesteinskörnung und Zementstein oder aber im Bereich großer Poren [21]. Nach Sunderland [44] beträgt die durchschnittliche Rissbreite, der so entstandenen Risse, zwischen 0,7 und 1,2 μm . Die Länge der Mikrorisse beträgt zwischen 50 und 420 μm .

Versagt ein Beton unter Zugeinwirkung, so entsteht ein für das Versagen maßgeblicher Hauptriss, welcher in der Regel senkrecht zur Belastungsrichtung verläuft. Es handelt sich dabei um einen wachsenden Mikroriss, welcher meist in der Kontaktzone zwischen Gesteinskörnung und Zementstein entspringt [2]. Der genaue Ort der Entstehung des Hauptrisses lässt sich nicht exakt vorhersagen, da meist eine Vielzahl an Schwachstellen in Betracht kommen. Zunächst verläuft die Vielzahl der Risse in der Kontaktzone zwischen Gesteinskorn und Zementstein. Mit zunehmender Belastung beginnen sich die Risse zu verbinden. Dabei verlaufen die Risse zwischen den Gesteinskörnern durch den Zementstein. In Abhängigkeit der Festigkeit der Gesteinskörnung kann auch die Gesteinskörnung reißen [2]. Mikrorisse, die sich im Bereich des propagierenden Hauptrisses befinden, wachsen in dessen Richtung, während Mikrorisse in bereits etwa 20 mm Entfernung zum Hauptriss isotrop bleiben [44].

Für das Entstehen von Makrorissen gibt es zwei Ansätze. Hariri [45] vermutet, dass ein bereits bestehender Mikroriss unter Belastung wächst und sich allmählich mit anderen Mikrorissen zusammenschließt. Nach Schorn und Middel [43, 46] hingegen sind für die Entstehung eines Makrorisses ausschließlich unter mechanischer Belastung entstandene Mikrorisse verantwortlich, welche sich mit zunehmender Belastung zu einem Makroriss kumulieren. Abbildung 9 beschreibt analog den Fortschritt und das Entstehen von Mikrorissen im Betongefüge anhand der Spannungs-Dehnungs-Linie eines Betons unter Zugbeanspruchung.

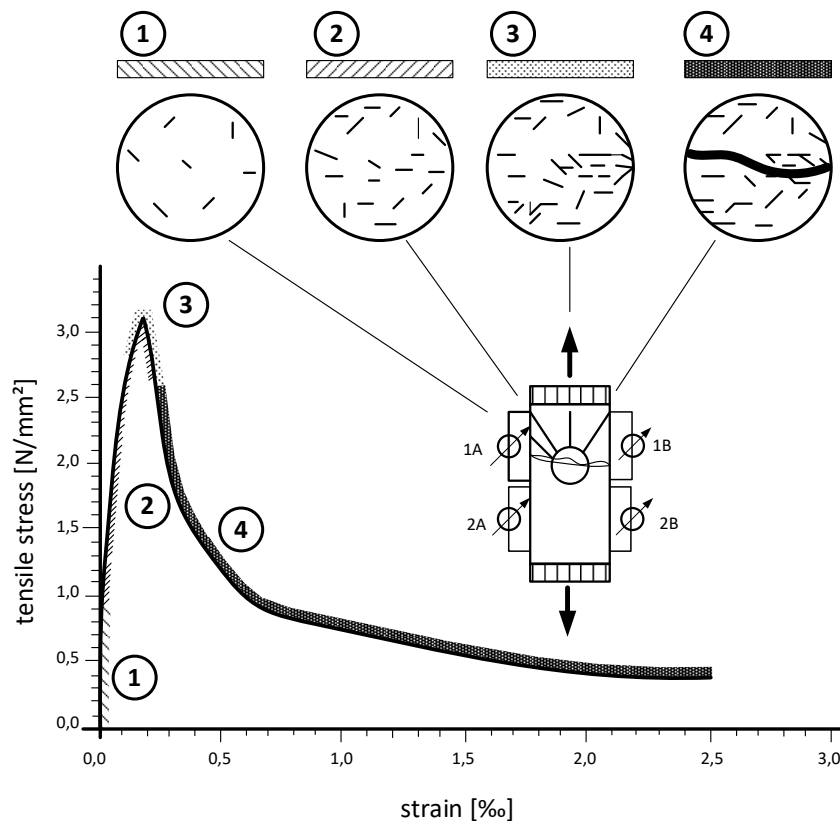


Abbildung 9: Schadens- und Bruchmechanismus von Beton unter Zugbeanspruchung nach [43]

Vor Belastungsbeginn befinden sich lediglich wenige zufällig orientierte Mikrorisse im Gefüge. Mit zunehmender Spannung steigt dann zunächst die Anzahl der Mikrorisse. Diese sind allerdings, entgegen der schon im Gefüge befindlichen Mikrorisse, überwiegend senkrecht zur Spannungsrichtung orientiert [2, 43]. Die zusätzlichen Mikrorisse führen zur Abweichung der Spannungs-Dehnungs-Linie von ihrem linearen Verlauf [15]. Mit Erreichen des Spannungsmaximums verdichten sich die neu entstehenden Mikrorisse in der Nähe einer Schwachstelle im Gefüge. Der Bereich der akkumulierten Risse wird als Bruchprozesszone [2] bezeichnet. In dieser Zone werden lokal die Materialeigenschaften des Betons herabgesetzt. Insbesondere eine verminderte Zugfestigkeit in diesem Bereich begünstigt ein beschleunigtes Mikrorisswachstum. Mit zunehmender Belastung steigt daraufhin die makroskopische Dehnung des Probekörpers [2].

Enden die neu entstandenen Mikrorisse im Zementstein so entstehen an den Risswurzeln unter neuerlicher Beanspruchung Kerbspannungen, welche zu einer Verlängerung bzw. Aufweitung der Risse führen. In Luftporenbetonen kann es aufgrund der Dichte der Luftporen durchaus sein, dass die entstehenden Mikrorisse in Luftporen enden. Folglich können auch unter neuerlicher Belastung keine Kerbspannungen an den Risswurzeln auftreten.

Im weiteren Verlauf der Belastung verdichten sich die Risse in der Bruchprozesszone und wachsen zu Mesorissen. Durch die vermehrten und verdichteten Mesorisse kommt es zu einer Entfestigung des Gefüges, welche sich in dem steil abfallenden Ast der Spannungs-Dehnungs-Linie (Abbildung 9) zeigt. Dieser Effekt wird als strain-softening bezeichnet [2, 15]. Trotz Überschreiten der maximal aufnehmbaren Spannung und der bereits induzierten Mesorisse vermag der Beton noch Spannungen aufzunehmen. Dabei nimmt die Dehnung des Gesamtsystems stark zu. Dies lässt sich mit einer Verzahnung der Rissufer zwischen Gesteinskörnung und Zementsteinmatrix erklären [2, 43, 47]. Die Kräfte werden dabei durch die Reibung zwischen den

Rissufern übertragen. Neben der Rissuferverzahnung findet auch eine Rissüberbrückung statt. Beide Effekte sind in Abbildung 10 dargestellt.

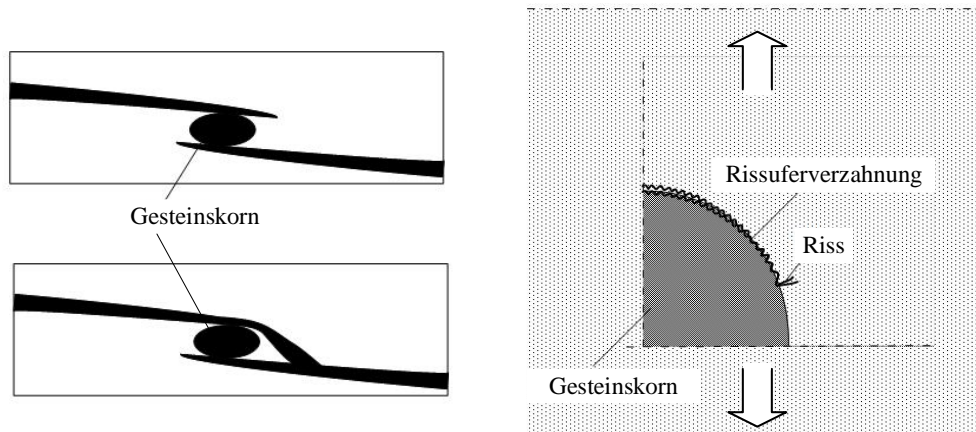


Abbildung 10: Rissüberbrückung (links) nach [48] und Rissuferverzahnung (rechts) nach [15]

Eine gleichmäßig über den Querschnitt eines Betonbauteils verteilte Zugbeanspruchung kommt in der Praxis nur selten vor. Betonbauteile sind in der Regel auf Biegung beansprucht. Dadurch ergibt sich die größte Zugbeanspruchung am Rand des Bauteils. Risse entstehen folglich zunächst am Bauteilrand und propagieren von dort ins Bauteilinnere [26]. Abbildung 11 zeigt den Verlauf eines von außen nach innen propagierenden Makrorisses unter Zugbeanspruchung senkrecht zum Rissverlauf.

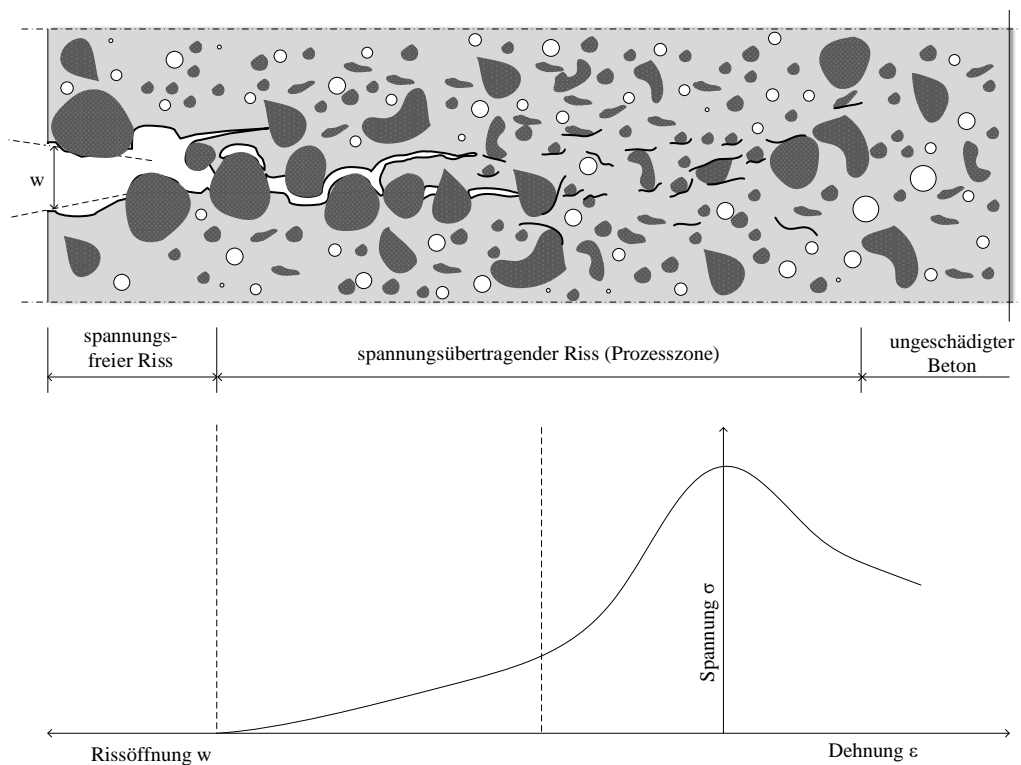


Abbildung 11: Rissentwicklung in einem senkrecht zum Riss zugbeanspruchten Betonbauteil nach [26]

Dabei zeigt sich am Bauteilrand ein makroskopischer Riss, welcher sich nach innen verjüngt. Von innen (ungeschädigter Beton) über die Bruchprozesszone bis nach außen (Makroriss) sind alle Stadien der Rissentwicklung dargestellt. Das Ausmaß des Mikrorisswachstums ist abhängig von der Höhe der Beanspruchung im Verhältnis zur Festigkeit des Betons. Ringot [49] stellte für eine Druckbelastung des Betons fest, dass unterhalb einer Beanspruchung von 60 % der Betonfestigkeit keine zusätzlichen Mikrorisse im Betongefüge entstehen. Des Weiteren stellte er bei höheren Beanspruchungen eine willkürliche Mikrorissverteilung ohne nennenswerte Akkumulationen fest. Hilsdorf [50] hingegen konnte bereits bei Druckbeanspruchungen von ca. 30 bis 40 % der Betonfestigkeit ein Mikrorisswachstum feststellen. Er geht davon aus, dass sich die bereits in der Kontaktzone zwischen Gesteinskörnung und Zementstein befindlichen Mikrorisse aufgrund der Belastung ausweiten. Für eine Beanspruchung oberhalb 80 % der Betonfestigkeit stellte Hilsdorf [50] ein ausgeprägtes Risswachstum mit überwiegend senkrecht zur Spannungsrichtung orientierten Mikrorissen fest. Erst bei weiter steigender Beanspruchung wurde eine Verlängerung der Mikrorisse festgestellt.

Loo [51] hat in seinen Untersuchungen für eine Belastung unter 50 % der Betonfestigkeit kein relevantes Mikrorisswachstum beobachtet. Oberhalb von 50 % stellte Loo ein mit zunehmender Beanspruchungshöhe gesteigertes Mikrorisswachstum fest. Bei Belastung mit einer Spannung von ca. 75 bis 90 % der Druckfestigkeit propagieren die Risse von der Kontaktzone in die Zementsteinmatrix.

2.3 Statische Beanspruchung von Betonbauteilen

2.3.1 Lastunabhängige Beanspruchung

2.3.1.1 *Verformungsbehinderung*

Bei Betonbauteilen, welche sich nicht frei verformen können, entstehen infolge der behinderten Verformung Zwangs- und Eigenspannungen. Man unterscheidet im Allgemeinen zwischen innerem und äußerem Zwang. In einem Bauteil kann innerer Zwang durch behinderte Verformungen, welche Eigenspannungen erzeugen, entstehen. Dabei können die Verformungen beispielsweise aus dem Abfließen der Hydratationswärme oder dem Bauteilschwinden herrühren [52]. Bei äußerem Zwang hingegen entstehen die Zwangsspannungen aus aufgezwungenen Verformungen oder einer Verformungsbehinderung durch angrenzende Bauteile. Als Beispiele sind hier ungleichmäßige Setzungen, Schwindverformungen benachbarter Bauteile oder aufstehende Bauteile zu nennen [52].

Bei statisch unbestimmten Systemen rufen Zwangsspannungen durch behinderte Verformungen Auflagerreaktionen und Schnittgrößen hervor. Innere Zwangsspannungen führen hingegen zu keinen Schnittgrößen, da die hervorgerufenen Eigenspannungen innerhalb des Bauteilquerschnitts im Gleichgewicht stehen [4, 52, 53].

2.3.1.2 *Thermische Beanspruchung*

Thermische Beanspruchungen treten bei Temperaturveränderungen im Bauteil auf. Schon im jungen Beton entstehen infolge der Temperaturentwicklung während der Hydratation, Spannungen im Gefüge. Im Festbeton erzeugen insbesondere Frost-Tau-Wechsel, starke Temperaturunterschiede zwischen Tag und Nacht oder generell zwischen den Sommer- und Winterperioden potenziell schädigende Spannungen. Da die Temperatur- und Spannungsentwicklung infolge der Hydratation zwar Vorschädigungen im Betongefüge verursachen kann, jedoch keine zyklisch auftretende Beanspruchung ist, wird in dieser Arbeit auf das thermische Verhalten von Beton während der Hydratation nicht näher eingegangen. Es sei erwähnt, dass es während der Erhärtung des Betons über den Querschnitt zu einem Temperaturgradient kommt, welcher entsprechend zu einer

ungleichmäßigen nichtlinearen Verteilung der Nullspannungstemperatur führt. Als Nullspannungstemperatur wird die Temperatur bezeichnet, bei der ein verformungsbehindert gelagertes Betonbauteil spannungsfrei ist. Der sich daraus ergebende Nullspannungstemperaturgradient führt bei behinderter Verformungsmöglichkeit und Temperaturveränderung zu nichtlinearverteilten Zwangsspannungen, welche Längs- und Biegespannungen hervorrufen können [4].

In Folge von Temperaturänderungen kommt es zu einer Beanspruchung im Betongefüge. Der Temperaturdehnungskoeffizient liegt für Normalbetone gemäß DIN 1045-1 [40] bei $10 \cdot 10^{-6} \text{ K}^{-1}$, für Gesteinskörnung je nach Art zwischen $6,4 \cdot 10^{-6}$ und $11,8 \cdot 10^{-6} \text{ K}^{-1}$ und für die Zementmatrix zwischen $10 \cdot 10^{-6}$ und $23 \cdot 10^{-6} \text{ K}^{-1}$ [40, 54]. Der Unterschied zwischen den Temperaturdehnungskoeffizienten von Gesteinskörnung und Zementmatrix kann in der Kontaktzone zwischen Gesteinskörnung und Zementstein während der Hydratation zusätzliche Spannungen erzeugen [16]. Im Allgemeinen wird der Temperaturdehnungskoeffizient für Festbetone als isotrop betrachtet, auch wenn die Gesteinskörnung und Zementmatrix für sich betrachtet meist unterschiedliche Eigenschaften aufweisen [4, 55, 56].

2.3.1.3 Hygrische Beanspruchung

Unter hygrischer Beanspruchung von Betonbauteilen versteht man im Allgemeinen Spannungen infolge von Schwinden oder Quellen des Betons. Schwinden bezeichnet die Volumenabnahme von Beton aufgrund von Feuchtigkeitsverlust. Beim Quellen hingegen findet eine Volumenzunahme durch Feuchtigkeitsaufnahme statt. Diese Vorgänge sind abhängig von der Feuchtigkeitsleitfähigkeit, dem Feuchtetransport und der Schwindverformungszahl des Betons. Das Gesamtschwindmaß ist ein Maß für die bei Feuchteänderungen auftretenden Formänderungen analog zu dem Temperaturdehnungskoeffizienten bei Temperatureinwirkung [4]. Chemisches Schwinden, Karbonatisierungs- und Frühschwinden sind für die zyklische Beanspruchung in Hinblick auf den Degradationsprozess im Beton nicht von Relevanz [4].

Der Feuchtetransport im Beton basiert auf einem Ungleichgewicht der hygrischen Verhältnisse zwischen Beton und der Umgebung. Wasseraufnahme und -transport erfolgt im Beton überwiegend durch kapillares Saugen und durch Wasserdampfdiffusion (vgl. Kapitel 3). Ähnlich der durch Temperaturänderung verursachten Längenänderung von Beton stellen sich auch beim Schwinden und Quellen Verformungen ein. Werden diese behindert, treten Zwangs- und Eigenspannungen auf. Im Vergleich zu den thermischen Vorgängen erstrecken sich das hygrische Quellen und Schwinden über deutliche längere Zeiträume. Infolge andauernder Belastung verformt sich der Beton mit der Zeit. Dieser Vorgang wird als Kriechen bezeichnet. Durch dieses Kriechen und auch durch die Relaxation infolge der sich plastisch einstellenden Verformungen können die Eigen- und Zwangsspannungen im Beton teilweise erheblich reduziert werden [4].

2.3.1.4 Frostbeanspruchung

Durch zum Beispiel tageszeitliches Abfallen der Temperatur unter den Gefrierpunkt kann eine schädigende Frostbeanspruchung entstehen. Im Beton vorhandenes Wasser kann aufgrund von Temperaturen unter $0 \text{ }^\circ\text{C}$ den Aggregatzustand ändern und durch eine einhergehende Volumenänderung Schäden verursachen. Der Wasserzementwert des Betons ist angesichts seiner Bedeutung, bezogen auf die Porengröße, das Porenvolumen sowie die Porengrößenverteilung, maßgebend für den Frost-Tau-Widerstand eines Betons [57]. In Kapitel 3 wird genauer auf den Feuchtigkeitstransport im Beton eingegangen. Beim Phasenübergang von Wasser zu Eis nimmt das Volumen um ca. 9 % zu. Diese Volumenausdehnung des Eises im Vergleich zum Wasser führt zu einem hydraulischen Druck im Betongefüge. Stehen nicht genügend Ausweichräume (wasserfreie Poren) zur Verfügung oder sind diese Poren zu weit voneinander entfernt, bauen sich Zugspannungen im

Zementsteingefüge auf [57], die zu Gefügeschädigungen führen können. Bei zyklischem Frost-Tau-Wechsel kommt es zudem zu Druckunterschieden im Betongefüge, bei dem sich ein Pumpeffekt einstellt, der bei ausreichend äußerem Feuchtigkeitsangebot weitere Feuchtigkeit in die noch freien Poren drückt. Dieser Effekt, auch Mikroeislinsepumpe genannt, kann dazu führen, dass sich die Feuchtigkeits sättigung deutlich über das, durch kapillares Saugen bei 20 °C, maximal einstellende Maß erhöht [57 bis 59]. Die Folge ist das besonders rasche Fortschreiten frostbedingter Degradation. Durch solche Vorgänge wird nicht nur Feuchtigkeit immer tiefer in das Betongefüge transportiert, auch die Aufnahme von schädigenden Stoffen, wie beispielsweise Chloriden, wird gefördert. Der Temperaturdehnungskoeffizient von Eis beträgt in etwa das Fünffache des Temperaturdehnungskoeffizienten von Zementstein. Fällt die Temperatur ab, kontrahiert das Eis entsprechend stärker und es entstehen Hohlräume zwischen Eis und Zementstein in die zusätzliche Porenflüssigkeit eindiffundieren kann. Steigt die Temperatur, zum Beispiel beim Tauvorgang, so expandiert die gesamte Porenflüssigkeit und es entstehen zusätzliche Zugspannungen im Betongefüge [57].

2.3.2 Lastabhängige Beanspruchung

Durch äußere mechanische Einwirkungen können risserzeugende Spannungen in Betonbauteilen entstehen. Diese sind abhängig von der Größenordnung der aufgetragenen Last. Im Allgemeinen unterscheidet man statische, dynamische und zyklische Lasten. Statische oder auch ruhende Lasten wirken dauerhaft in gleichbleibender Höhe auf ein Bauteil. Wiederholt sich die aufgetragene Belastung mehrmals, wie beispielsweise bei Verkehrslasten oder tageszeitlichen Temperaturwechseln, so spricht man von einer zyklischen Beanspruchung. Bei unregelmäßigen Schwankungen der durch Last induzierten Spannung spricht man von einer dynamischen Beanspruchung [60 bis 62], welche im Allgemeinen die unregelmäßige Änderung der Amplitude oder der Frequenz während der wiederkehrenden Belastung beschreibt. Dynamische Beanspruchungen werden weiterhin in gewöhnliche und außergewöhnliche dynamische Beanspruchungen unterschieden [63]. Gewöhnliche dynamische Einwirkungen haben eine weitestgehend vorhersehbare Größenordnung und führen in der Regel zu keinen plastischen Verformungen. Abbildung 12 stellt exemplarisch eine gewöhnliche dynamisch schwankende Last infolge Verkehrsbelastung dar. Die dynamischen Lasten führen lediglich zu einer kurzfristigen Erhöhung der Spannung infolge der schwingenden Fahrzeugmasse.

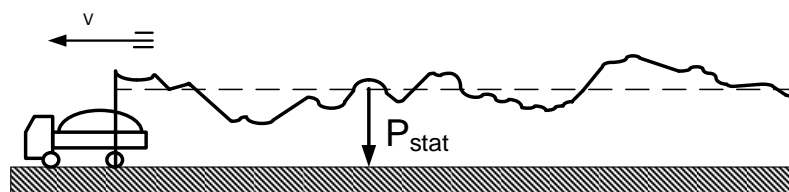


Abbildung 12: Dynamisch schwankende Achslast nach [60]

Zu den außergewöhnlichen dynamischen Einwirkungen zählen beispielsweise Schlag- oder Stoßeinwirkungen wie beispielsweise Aufpralllasten, welche unvorhersehbar eintreten [63]. Die Größe dieser außergewöhnlichen Einwirkungen liegt deutlich über den gewöhnlichen Einwirkungen.

Betonfahrbahndecken sind durch den überrollenden Verkehr mechanisch beansprucht, wodurch in der Fahrbahnplatte Biegespannungen erzeugt werden [4, 64 bis 66]. Die Intensität der Belastung ist dabei abhängig von der Achslast der Fahrzeuge und der Frequenz der Überrollungen. Zusätzlich zur Achslast wird die Höhe der eingetragenen Lasten bei zyklischer Beanspruchung infolge des Verkehrs durch die Fahrzeuggeschwindigkeit, die Ebenheit der Fahrbahnoberfläche sowie die Federungs- und Dämpfungseigenschaften der Fahrzeuge bestimmt [60].

Für die Berechnung der Spannungen einer Betonfahrbahndecke infolge der Verkehrslast werden bis heute oftmals die Berechnungstabellen nach Westergaard angewandt [67]. Dabei wird von einer Bettung auf elastischer Unterlage ausgegangen. Grundsätzlich sind dabei die Lastangriffspunkte Plattenmitte und Plattenrand zu unterscheiden. Es herrscht eine statische Beanspruchung, wenn der Verkehr zum Stillstand kommt und die Fahrzeuge auf einer Stelle stehen. Dies ist insbesondere bei Parkflächen an Flughäfen, aufgrund der hohen Lasten der Flugzeuge, zu beachten. Wenn man von rollendem Verkehr ausgeht, so kommt es zu einer zyklischen, immer wiederkehrenden Belastung der Fahrbahndecke.

Bei Betonfahrbahndecken können, unter Vorhandensein von Feuchtigkeit an der Unterseite und starkem Austrocknen der Oberseite, große Feuchtigkeitsgradienten entstehen, die eine Kombination aus Schwind- und Quellverformung entsprechend Abbildung 13 hervorrufen [68].

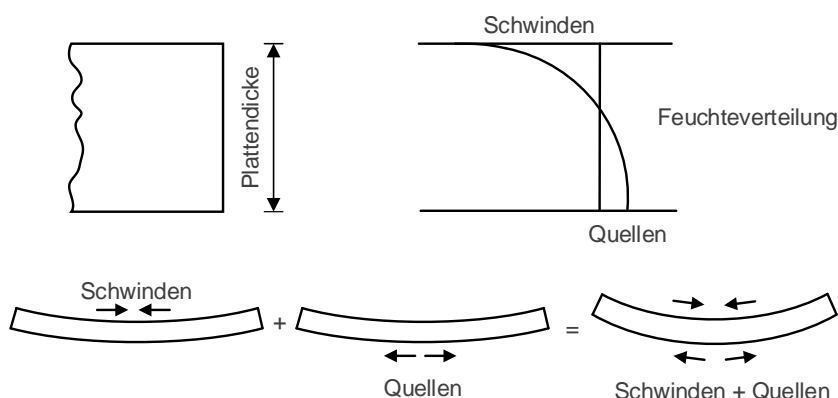


Abbildung 13: Schwinden und Quellen infolge eines Feuchtegradienten nach [68]

Bei Betonfahrbahndecken entstehen Längszugspannungen aufgrund einer behinderten Verkürzung der Platte und können zu Trennrissen führen (Abbildung 14). Bei Fahrbahnen, die in kontinuierlicher Bauweise hergestellt werden, wird dies durch das Einbringen von Fugenschnitten, welche die Längsspannungen deutlich reduzieren, vermieden. Wenn eine Aufschüsselung oder Aufwölbung durch das Eigengewicht der Betonfahrbahndecke behindert ist, entstehen Biegespannungen (Wölbspennungen), die wiederum keilförmige Risse verursachen können. Zugeigenspannungen führen zu oberflächennahen Netzzrissen an der Oberfläche [68].

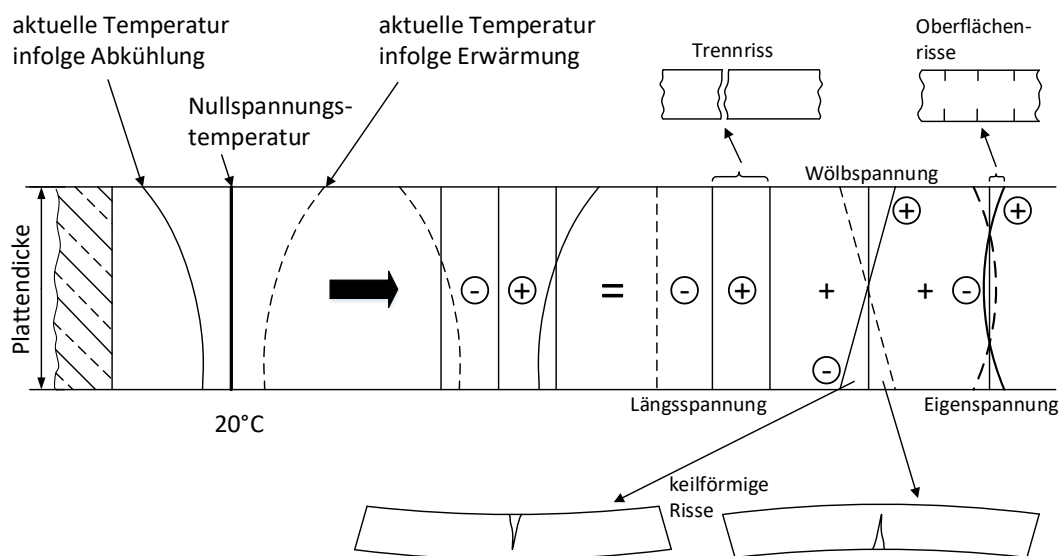


Abbildung 14: Temperaturspannungen in Betonplatten nach [68, 69]

2.4 Zyklische Beanspruchung von Betonbauteilen

2.4.1 Ermüdung

Die zyklische Lasteinwirkung unterscheidet sich von der statischen darin, dass diese keine stetige, sondern eine periodisch wiederkehrende Energiezufuhr [16] darstellt. Bekannt ist, dass sich die Bruchfestigkeit bei gleicher mechanischer Einwirkungsstärke zwischen statischer und zyklischer Lasteinwirkung unterscheidet. Eine zyklische Belastung kann zur Folge haben, dass das Bauteil schon deutlich unterhalb seiner Kurzzeitfestigkeit versagen kann. Daraus ergibt sich, dass eine sogenannte Ermüdung infolge zyklischer Lasteinwirkung durchaus zu vorzeitigem Materialversagen führen und somit für die Dauerhaftigkeit und Lebensdauer eines Betonbauteils relevant sein kann [16].

Zyklische Lasten können als reine Druck- oder Zugbelastungen oder im Wechsel zwischen Druck und Zug auf ein Bauteil einwirken. Nach DIN 50100 [70] sind diese in fünf Belastungsbereiche eingeteilt (Abbildung 15).

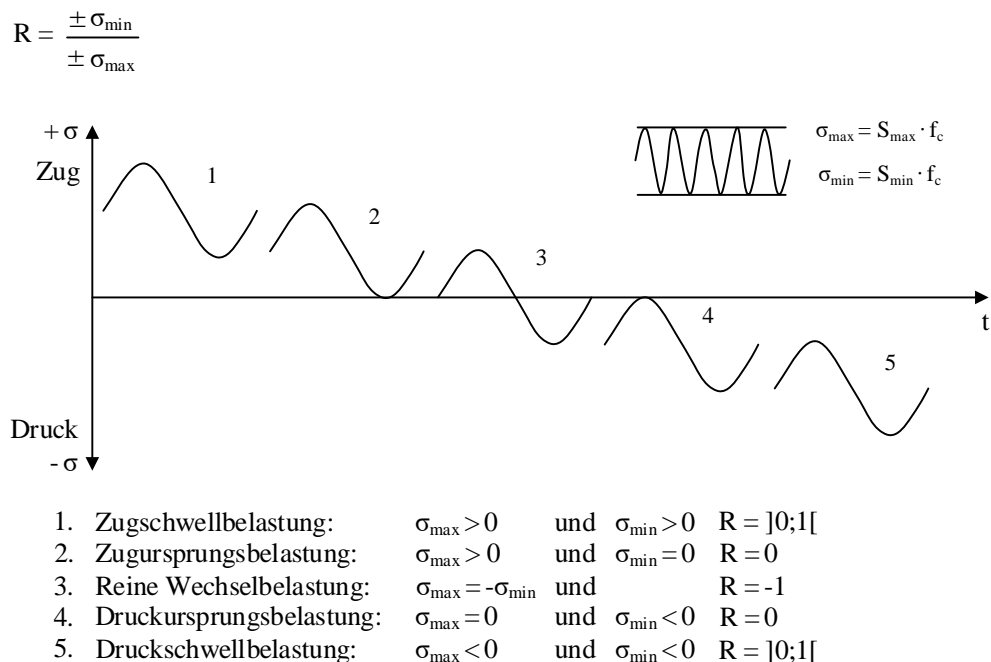


Abbildung 15: Belastungsbereiche nach DIN 50100 [70]

Die während zyklischer Belastung maximal induzierte Spannung wird als Oberspannung (σ_o) und die minimal induzierte Spannung als Unterspannung (σ_u) bezeichnet und in der Regel im Verhältnis zu der Festigkeit des Bauteils definiert. Je größer dabei der Quotient der Oberspannung zur Festigkeit (σ_o/f) ist, desto größer ist die Belastung je Lastwechsel. Bei zyklischen Biegezugversuchen wird in der Regel das Verhältnis von Oberspannung oder Unterspannung zur Biegezugfestigkeit ($f_{ct,fl}$) angegeben. Die Schwingbreite oder Amplitude der Belastung ergibt sich aus der Differenz von Oberspannung zu Unterspannung.

Die Zug- und Druckschwellbelastung (Fall 1 und Fall 5) zeichnen sich dadurch aus, dass sich die Oberspannung und die Unterspannung stets im gleichen Bereich befinden [17]. Bei der Zug- und Druckursprungsbelastung (Fall 2 und Fall 4) ist jeweils die Oberspannung bzw. die Unterspannung gleich Null. Zu diesem Zeitpunkt wird das Bauteil nicht durch eine äußere Einwirkung belastet, es befindet sich in einem neutralen

Zustand. Bei der reinen Wechselbelastung (Fall 3) ist der absolute Betrag der Zugbeanspruchung gleich der Druckbeanspruchung. Das Verhältnis R zwischen Ober- und Unterspannung wird durch den Quotienten der beiden Spannungen beschrieben.

Die maximal aufnehmbaren Lastwechsel unter definiertem σ_o/f werden üblicherweise in einer sogenannten Wöhlerlinie, oder auch Wöhlerkurve, dargestellt. Diese ist nach A. Wöhler benannt, der im 19. Jahrhundert systematisch das Ermüdungsverhalten von Werkstoffen an Eisenbahnwagenachsen aus Stahl untersucht hat [71]. Die Eisenbahnwagenachsen wurden bis zum Versagen bzw. bis zu einer festgelegten Lastzyklenzahl zyklisch bei konstanten Ober- und Unterspannungen belastet. Man spricht dabei von einstufiger Ermüdungsbelastung, die zumeist durch eine sinusförmige Be- und Entlastungskurve charakterisiert ist [17]. Die Bruchlastzyklenzahl N_f beschreibt die Anzahl der Lastzyklen bis zum Versagen des Bauteils [72]. Dahingegen versteht man unter mehrstufiger Ermüdungsbelastung, dass die Ober- und Unterspannungen, sowie die Frequenz, während der Belastung variieren können. Das Versagen wird dann bestimmt durch die Summe der einzelnen Belastungen [73] (vgl. Kapitel 2.4.3).

Abbildung 16 zeigt exemplarisch ein Wöhlerdiagramm sowie die Einteilung der Wöhlerkurve in drei Bereiche: Kurzzeitfestigkeit K, Zeitfestigkeit Z und Dauerfestigkeit D. Charakteristisch für die Wöhlerkurve ist ihr S-förmiger Verlauf. Bei entsprechend hoher Spannungsamplitude im Bereich der Kurzzeitfestigkeit K können nur vergleichsweise wenige Schwingspielzahlen bis zum Versagen aufgebracht werden. Im Bereich der Zeitfestigkeit Z verläuft die Kurve annähernd linear. Des Weiteren nähert sich die Wöhlerkurve im Bereich des Übergangs von der Zeitfestigkeit Z zur Dauerfestigkeit D asymptotisch einer Spannungsamplitude an. Im Bereich der Dauerfestigkeit D kann ein Bauteil unendlich viele Lastzyklen aufnehmen, ohne dass es zu einem Versagen des Bauteils kommt. Bisher konnte eine Dauerfestigkeit, wie bei Stahl, für Beton experimentell nicht nachgewiesen werden [72]. Steigt die Spannungsamplitude S , so nimmt die Anzahl der aufnehmbaren Lastzyklen (Schwingspielzahl N) bis zum Eintreten des Versagens ab. In der Kurzzeitfestigkeit K ist die Spannungsamplitude so hoch, dass nur eine geringe Anzahl an Lastzyklen, bis ca. 1000 Lastzyklen, vom Bauteil aufgenommen werden können [17].

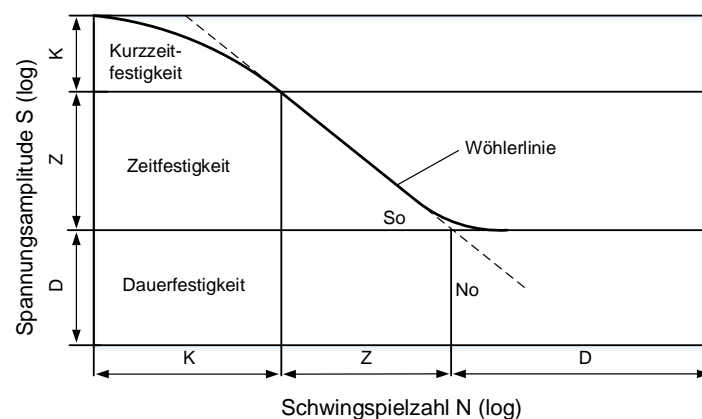


Abbildung 16: Wöhlerdiagramm nach [74]

Infolge der zyklischen Belastung stellen sich mikrostrukturelle Veränderungen im Betongefüge in Form von Rissen ein (Kapitel 2.2.2). Diese Veränderungen spiegeln sich in veränderten Materialkennwerten, wie der Steifigkeit oder der Dehnung/Stauchung, wieder. Im Allgemeinen kann der Schädigungsfortschritt infolge der Ermüdungsbeanspruchung von Beton in drei Phasen eingeteilt werden [14, 22]. Abbildung 17 zeigt am

Beispiel der Verformungsentwicklung unter zyklischer Zugbelastung die drei Phasen der Schädigungsentwicklung. Der Verlauf der Schädigung bildet dabei den S-förmigen Verlauf der Wöhlerkurven ab. In Phase I vergrößern sich durch die Lasteinwirkung vorhandene Mikrorisse und es bilden sich neue Mikrorisse im Betongefüge (Kapitel 2.2.3). Damit einhergehend nimmt die Dehnung rasch zu [75]. Durch die in Phase I gebildeten Risse und die Zunahme der Dehnungen fällt auch die Steifigkeit des Betons rasch ab [34]. Nach Thiele [22] liegt der vergleichsweise starke Fortschritt der Schädigung in Phase I der Ermüdungsbelastung an dem Abbau von Spannungsspitzen und der Umverteilung der Spannungen im Gefüge. Mit diesem Spannungsabbau geht der Schädigungsfortschritt in Phase II [22] über, welche von einem weitgehend stabilen und konstanten Fortschritt der Degradation geprägt ist [17, 22, 75]. Der Übergang erfolgt in der Regel nach etwa 10 bis 20 % der Bruchlastzyklen. Die Änderung der Materialkennwerte verläuft in dieser Phase annähernd linear. Mit dem Übergang in Phase III des Degradationsprozesses tritt ein instabiler Schädigungsfortschritt ein [22, 75]. Diese Phase ist geprägt von der Lokalisierung der Risse im Betongefüge, welche letztendlich zum Entstehen von Makrorissen und damit einem Versagen führt. Dies tritt bei ca. 75 bis 90 % der Bruchlastzyklen auf.

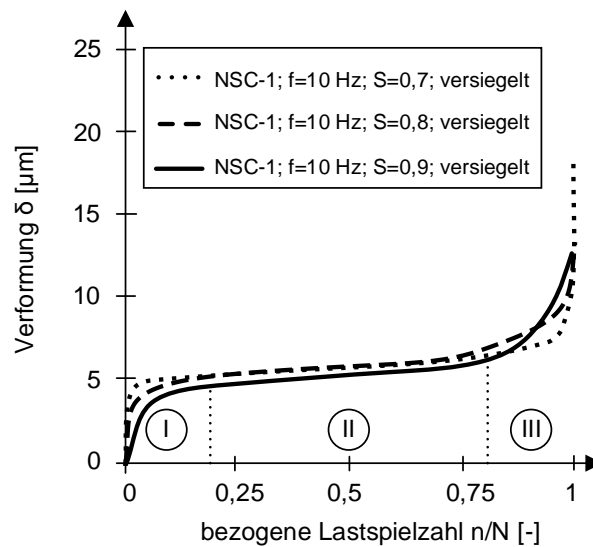


Abbildung 17: Dreiphasige Rissentwicklung aus zyklischen Zugversuchen an normalfesten Betonen nach [14]

Zyklische Beanspruchungen können in sehr unterschiedlicher Intensität auf Betonbauwerke einwirken. Dementsprechend wird zwischen niederzyklischen, hochzyklischen und superhochzyklischen Beanspruchungen differenziert, welche sich in der Anzahl der aufgetragenen Lastwechsel unterscheiden. Bei zyklischen Einwirkungen wird auch die Lastwechselzahl in unterschiedliche Bereiche eingeteilt [76] (Abbildung 18).

Niederzyklisch		Hochzyklisch			Superhochzyklisch	
Bauwerke unter Erdbebenbeanspruchung		Rollbahnen und Brücken auf Flugfeldern	Autobahn- und Eisenbahnbrücken & Fahrbahndecken von Autobahnen, Betonschwellen		Bauwerke für Hochgeschwindigkeitsbahnverkehr & Offshore-Bauwerke	
10 ¹	10 ²	10 ³	10 ⁴	10 ⁵	10 ⁶	10 ⁷
						10 ⁸

Abbildung 18: Bereiche der Lastwechselzahlen nach [16]

Bis 1.000 Lastzyklen spricht man dabei vom niederzyklischen Bereich. Eine typische Belastung in diesem Bereich wäre der Lastfall Erdbeben, bei dem bis zu 1.000 Lastzyklen mit verhältnismäßig hohen Spannungen/Verformungen auf das Bauteil wirken. In den hochzyklischen Bereich, von 10^3 bis 10^7 [-] Lastzyklen, werden zum Beispiel klassische Verkehrsbauwerke, wie Fahrbahndecken oder Eisenbahnbrücken eingeordnet. Die superhochzyklische Belastung mit mehr als 10^7 Lastzyklen kann zum Beispiel bei Windkraftenergieanlagen auftreten [72].

Der Ermüdungsvorgang unter zyklischer Zug- oder Biegeschwellbelastung verläuft ähnlich zu dem unter zyklischer Druckschwellbeanspruchung [22]. Der wesentliche Unterschied liegt in dem deutlich spröderen Verhalten der zugbeanspruchten Probekörper, welches sich auch unter monotoner Zugbeanspruchung gegenüber Druckbeanspruchung zeigt [22]. Unter Druckbeanspruchung zeigt Beton ein deutlich duktileres Materialverhalten gegenüber Zugbeanspruchung und es stellen sich größere irreversible Verformungen in der Phase vor dem Versagen ein. Unter Zugbeanspruchung hingegen verhält sich der Beton mit zunehmender Last länger elastisch [22]. Infolge zunehmender Belastung stellt sich sowohl für Druck- als auch Zugbeanspruchung meist eine lokalisierte Schädigung auf Mikroebene ein, welche sich zu Makrorissen kumulieren und das Versagen herbeiführen [22]. Versuche zur Biegeschwellbelastung sind bereits in einigen Arbeiten [2, 5, 14, 15, 21 bis 25] durchgeführt worden.

2.4.2 Dauer zyklischer Beanspruchung in Laborversuchen

Untersuchungen zyklischer Beanspruchungen im Labor sind stets vergleichsweise geräte- und zeitaufwändig. In der Regel werden die Prüfungen mit servo-hydraulischen Prüfzylindern durchgeführt, welche kraft- oder weggesteuert die Belastung auf den Probekörper aufbringen [4, 6, 12, 16, 17, 73, 77]. Um die Dauer der Prüfung zu minimieren, müssen die Geräte in der Lage sein, die Belastung bei entsprechend hoher Frequenz zuverlässig zu generieren.

Dauerschwingversuche nehmen eine lange Zeit in Anspruch. Die zyklische Belastung erfolgt, in Abhängigkeit von der Beanspruchung, mit einer Frequenz von 5 bis 7 Hz. Bei diesen Frequenzen ergeben sich keine Beeinträchtigungen auf das Prüfergebnis [77]. Für die vergleichsweise geringe Anzahl an Lastwechseln von lediglich einer Million ergibt sich bei einer Last-Frequenz von 5 Hz bereits eine reine Prüfdauer von 2,3 Tagen. Hinzu kommt, dass die Ergebnisse von zyklischen Versuchen teilweise größeren Streuungen unterliegen, was sich in verschiedenen Wiederholversuchen gezeigt hat [17]. Abbildung 19 zeigt exemplarisch die Streuungen des statischen Elastizitätsmoduls nach zyklischer Druckschwellbelastung. Hierfür können neben materialspezifischen Streuungen insbesondere auch geringfügige Unterschiede in der Versuchsdurchführung

ursächlich sein. Somit sind für abgesicherte Prüfergebnisse meist mehrere Versuche nach gleichbleibendem Vorgehen erforderlich, was insgesamt zu langandauernden und aufwändigen Untersuchungen führt.

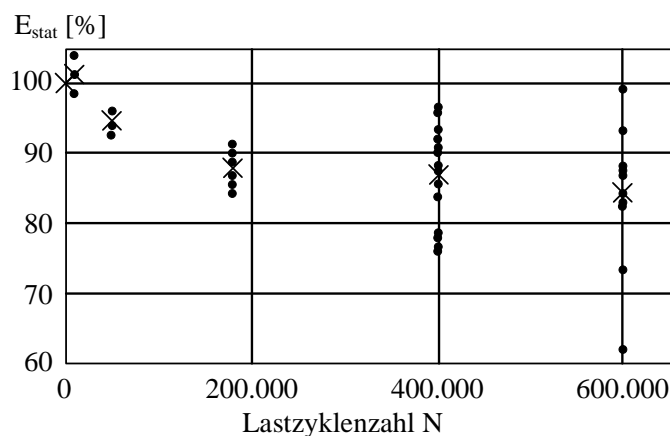


Abbildung 19: Streuungen vom stat. E-Modul infolge zyklischer Druckschwellbelastung nach [17]

2.4.3 Schadensakkumulation

Die für die Ermittlung der Wöhlerlinien zugrundeliegende versuchstechnische Beanspruchung ist gleichförmig und regelmäßig mit konstanten Oberspannungen und konstanter Frequenz. Die real vorliegende Beanspruchung von Bauteilen entspricht in der Regel nicht diesen Randbedingungen. Insbesondere die Höhe der Belastung, aber auch der Abstand zwischen den Belastungen und damit die Frequenz, mögen variieren. Abbildung 20 beschreibt exemplarisch den Verlauf einer zufällig variierenden Beanspruchung.

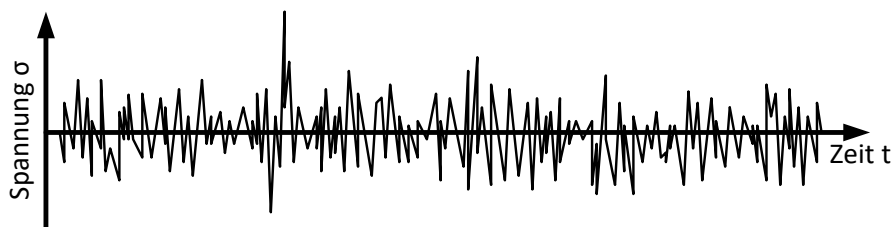


Abbildung 20: Beispielhafter Verlauf einer regellosen variierenden Beanspruchung nach [6]

Um die Lebensdauer eines Bauteils unter zyklischer Belastung abschätzen zu können, ist es erforderlich, die tatsächliche Höhe der Belastung und deren Verlauf zu kennen. Die Schädigung infolge solch einer beliebigen Ermüdungsbelastung muss für die Dimensionierung von Bauteilen zuverlässig beschrieben werden können. Hierzu werden Schadensakkumulationshypothesen herangezogen. Dabei wird angenommen, dass die durch jeden einzelnen Belastungszyklus induzierten Schädigungen akkumuliert zur Ermüdung führen [16, 17, 78, 79]. Es gilt, solche mehrstufigen Belastungen mithilfe der experimentell abbildbaren einstufigen Belastung beschreiben zu können. Grundsätzlich geht man davon aus, dass die Schadenssumme D vor Beginn der Belastung gleich Null ist und zum Zeitpunkt des Bauteilversagens gleich Eins [16].

Die gängigste Schadensakkumulationshypothese ist die Palmgren-Miner-Hypothese [80, 81]. Mit dieser Hypothese kann eine kumulierte Bruchlastspielzahl für Belastung mit variabler Spannungsamplitude, sowie das

Ausmaß der Schädigung zu einem beliebigen Zeitpunkt angegeben werden. Dabei ist es erforderlich die Belastung in verschiedene Lastkollektive mit jeweils konstanter Spannungsamplitude einzuteilen (Abbildung 21). Der Ansatz der Schädigungsakkumulation erfolgt dabei linear.

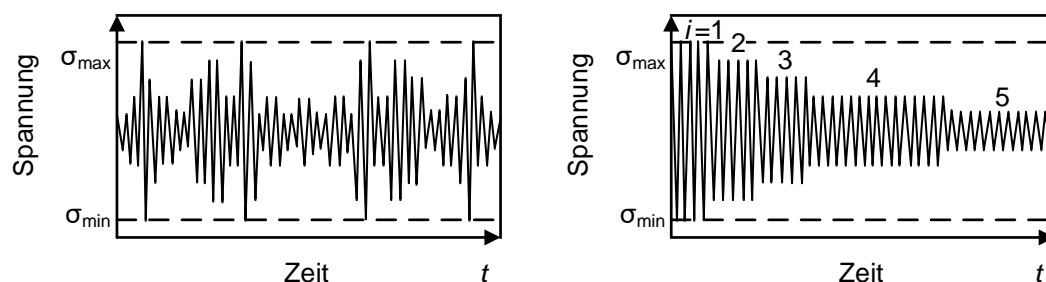


Abbildung 21: Zufälliger variabler Lastprozess und dessen reihenfolgeunabhängige Aufbereitung nach [79]

Eine Voraussetzung für die Anwendung der Palmgren-Miner-Hypothese ist die Reihenfolgeunabhängigkeit der einzelnen Belastungen. Des Weiteren wird der Hypothese zugrunde gelegt, dass jedes i -te Lastkollektiv mit konstanter Spannungsamplitude $\Delta\sigma_i$ einen Anteil an der Gesamtschädigung hat, welcher sich aus dem Verhältnis der Anzahl der Lastzyklen $n_i(\Delta\sigma_i)$ und der zugeordneten Bruchlastzyklenzahl $N_{fi}(\Delta\sigma_i)$ ergibt. Die Schadenssumme D_{PM} nach der Palmgren-Miner-Hypothese nach j Lastkollektiven kann für einen beliebigen Belastungsprozess mit Gleichung (1) beschrieben werden. Folglich ist der Versagensfall eingetreten, wenn D_{PM} den Wert 1 erreicht [79].

$$D_{PM} = \frac{n_1(\Delta\sigma_1)}{N_{f1}(\Delta\sigma_1)} + \frac{n_2(\Delta\sigma_2)}{N_{f2}(\Delta\sigma_2)} + \frac{n_3(\Delta\sigma_3)}{N_{f3}(\Delta\sigma_3)} + \dots = \sum_{i=1}^j \frac{n_i(\Delta\sigma_i)}{N_{fi}(\Delta\sigma_i)} \quad (1)$$

Die Palmgren-Miner-Hypothese wurde ursprünglich im Stahlbau entwickelt. Ihre Übertragbarkeit ohne weitere Modifikationen auf den Beton ist dabei umstritten. Die Betrachtung der Schadensakkumulationshypothese muss differenziert zur Beanspruchungsart erfolgen. Holmen [18] untersuchte Beton unter Druckschwellbelastung und konnte keine direkte Übertragbarkeit der Hypothese feststellen. Ähnliches resümierten Oh [23] und Hilsdorf [21] für Biegebeanspruchung, da sie sehr wohl eine Reihenfolgeabhängigkeit der Belastung feststellten. Auf Basis der Palmgren-Miner-Hypothese wurden entsprechende neue, teils komplexere Ansätze erstellt [18, 23, 24, 82, 83]. Ein deutlicher Nachteil der Palmgren-Miner-Hypothese ist deren simpler Ansatz. So werden zum Beispiel die Reihenfolge der Belastung, deren Frequenz oder auch Ruhephasen nicht berücksichtigt [16]. Auf der anderen Seite kommen Weigler und Freitag [84] zu der Erkenntnis, dass die Palmgren-Miner-Hypothese sehr wohl auf den Beton anwendbar ist. Auch in späteren Versuchen konnte diese Aussage bestätigt werden [84, 85]. Göhlmann [86] argumentiert, dass auf Basis der Energieerhaltung [79] für dieselbe Schädigung bei statischer und dynamischer Belastung dieselbe Energie eingetragen werden muss. Auch hier wird von einer Reihenfolgeunabhängigkeit ausgegangen.

2.5 Biegezugfestigkeit

Betonfahrbahndecken sind in der Regel flächig gebettet, weshalb vertikale Druckbeanspruchungen sehr gut aufgenommen und abgeleitet werden können. Als kritische Beanspruchung ergeben sich Biegezugspannungen, welche sowohl aus lastabhängigen als auch lastunabhängigen Einflüssen entstehen können. Durch positive oder negative Temperaturgradienten kommt es zu einer Wölbung oder Krümmung der Betonplatten,

welche eine Biegezugspannung am Rand des Bauteils hervorrufen können. Durch die einwirkenden Verkehrslasten kann diese Biegezugspannung auf ein kritisches Maß erhöht werden. Somit ist die Biegezugfestigkeit im Falle von Betonfahrbahndecken als eine maßgebende Festigkeitskenngröße zu nennen.

Bereits Bonzel [87] beschäftigte sich unter anderem mit dem Einfluss der Probekörpergeometrie auf die Biegezugfestigkeit. Es wurde festgestellt, dass eine Vergrößerung der Balkenbreite kaum einen Einfluss auf die ermittelte Festigkeit hat. Eine Vergrößerung der Höhe jedoch führt zu einer Abnahme der ermittelten Biegezugfestigkeit um bis zu 15 % [31, 87 bis 90]. Abbildung 22 zeigt den Einfluss der Probekörperhöhe auf die Biegezugfestigkeit normalfester Betone (NFB) und hochfester Betone (HFB). Der „size-effect“, also die Änderung der Festigkeit eines Materials mit veränderlicher Geometrie, ist für die Biegezugfestigkeit stärker von der Größe der Probekörper abhängig als bei Spalt- bzw. zentrischer Zugfestigkeit. Betone besitzen die Fähigkeit Zugspannungen auch über einen Riss, in Abhängigkeit der Rissbreite, hinweg zu übertragen [91]. Dies führt dazu, dass die tatsächliche Zugfestigkeit teilweise unterschätzt wird. Mit zunehmender Bauteilhöhe nehmen die Rissbreiten unter Biegebeanspruchung zu. Dies führt dazu, dass die Kraftübertragung über einen Riss hinweg abnimmt und sich die Biegezugfestigkeit der zentrischen Zugfestigkeit annähert [91].

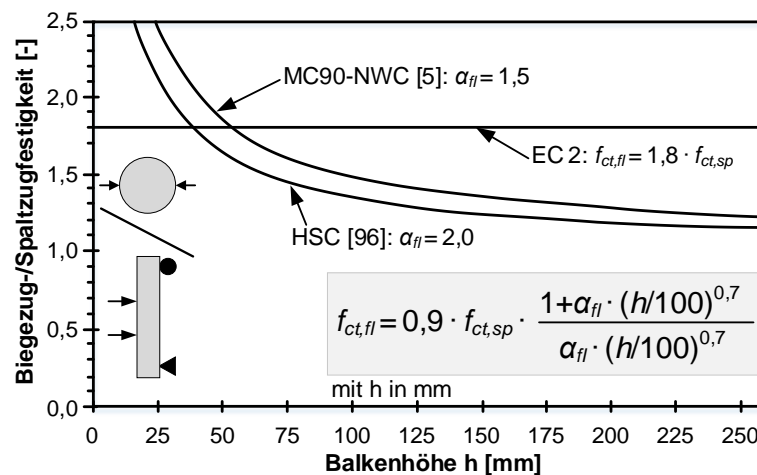


Abbildung 22: Biegezugfestigkeit von normalfestem Beton in Abhängigkeit der Bauteildicke nach [91]

Die Biegezugfestigkeit wird im Labor üblicherweise anhand kleinformatiger Balken ($150 \times 150 \times 700 \text{ mm}^3$, DIN EN 12390-5 [54]) bestimmt. Dabei ist die Biegezugfestigkeit sowohl abhängig von der Festigkeit des Betons als auch von der Geometrie des Probekörpers (Breite und Höhe) und der Art des Lastangriffs (Drei-Punkt- oder Vier-Punkt-Biegezugversuch, DIN EN 12390-5 [54]). Aufgrund des größeren maximal biegezugbelasteten Bereichs in Balkenmitte bei dem Vier-Punkt-Biegezugversuch steigt die Wahrscheinlichkeit des Vorhandenseins von Schwach- bzw. Fehlstellen in diesem Bereich und die ermittelte Biegezugfestigkeit ist um rund 10 %, bei Einzelwerten bis 30 %, gegenüber dem Drei-Punkt-Biegezugversuch niedriger [87].

Der Abstand der Auflager hat bei konstantem Querschnitt der Probekörper keinen signifikanten Einfluss auf die Biegezugfestigkeit [89, 92].

Die Probekörper sind für die Prüfung der Biegezugfestigkeit nach DIN EN 12390-5 [54] nach dem Herstellen bis unmittelbar vor der Prüfung unter Wasser gelagert. Dadurch ist sichergestellt, dass vor der Durchführung der Prüfung noch kein oder nur ein beginnender Austrocknungsprozess stattfinden kann. Das Austrocknen

des Betons verläuft von außen nach innen. Hierbei verdunstet allmählich das Porenwasser in die Umgebungsluft und es entsteht ein Feuchtegradient von innen nach außen, welcher zu Eigenspannungen infolge des Schwindens in der Randzone des Betons und zu Druckspannungen im Kern führt [93]. Die Höhe der auftretenden Zugspannungen ist dabei abhängig von der Größe des auftretenden Feuchtegradienten, also der Geschwindigkeit des Austrocknens (Abbildung 23). Kommt es bei der Prüfung der Biegezugfestigkeit zu einem teilweisen Austrocknen der Probe vor der Prüfung, so entstehen, aufgrund des sich einstellenden Feuchtegradienten, Zugeigenspannungen im Randbereich des Probekörpers, welche sich mit den durch die Prüfmaschine eingetragenen Spannungen überlagern und somit die in der Prüfung ermittelte Biegezugfestigkeit reduzieren.

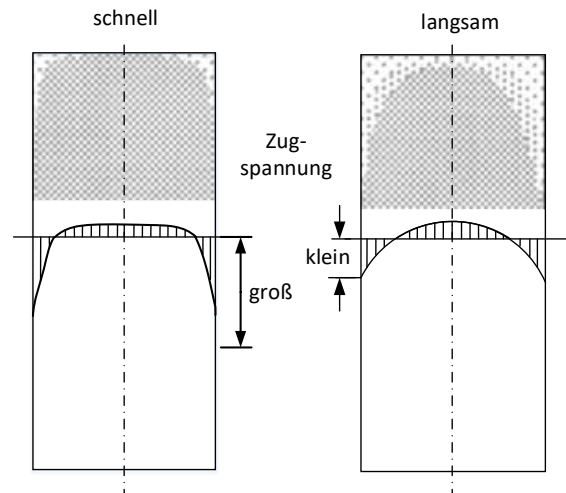


Abbildung 23: Durch Schwinden verursachte Eigenspannungen bei schnellem und langsamem Austrocknen nach [93]

3 Eindringverhalten und Transportprozesse flüssiger Medien in Beton

3.1 Gefüge zementgebundener Werkstoffe

3.1.1 Aufbau des Betongefüges

Bei zementgebundenen Werkstoffen werden Gesteinskörnungen durch den Zementleim verklebt und bilden nach Erhärtung des Bindemittels mit dem Zementstein ein festes Gesamtgefüge. In Bezug auf das Eindringverhalten von flüssigen Medien in Beton müssen die Gesteinskörnung und der Zementstein separat betrachtet werden. Die Wasseraufnahme der gängigen Gesteinskörnungen beträgt in der Regel weniger als fünf Massenprozent und in Ausnahmen (z.B. Sandstein oder Kalkstein) bis zehn Massenprozent[94]. Dies ist verglichen mit der Wasseraufnahme der Zementsteinmatrix nachrangig. Folglich stellen die Zementsteinmatrix und die Kontaktzone zwischen Zementstein und Gesteinskörnung den maßgebenden Raum für Transportvorgänge im Beton dar.

Der Zementstein entsteht bei der Reaktion zwischen den Zementpartikeln und Wasser. Die verschiedenen Reaktionen können unter dem Begriff Zementhydratation zusammengefasst werden [96 bis 98]. Die vier wesentlichen Hydratationsprodukte sind:

- Calciumsilikathydrate (CSH-Phasen)
- Calciumaluminathydrate (CAH-Phasen)
- Calciumaluminatferrithydrat (CAFH-Phasen)
- Calciumhydroxid (CH)

Während der Hydratation des Zements bilden sich CSH-Phasen und es entsteht Zementgel. Die CSH-Phasen nehmen nach abgeschlossener Hydratation bei einem Wasserzementwert von 0,4 rund 50 Vol.-% des Zementsteinvolumens ein. Durch die sehr großen spezifischen Oberflächen der CSH-Phasen und den zwischen den Oberflächen wirkenden Bindungskräften sind sie hauptverantwortlich für die Struktur und die Festigkeit des Zementsteins [96 bis 98]. Neben den Hydratphasen besteht der Zementstein bei w/z-Werten kleiner 0,4 aus nicht hydratisierten Resten der Zementklinker. Bei größerem w/z-Werten kommt es durch überschüssiges Wasser zusätzlich zu Kapillarporen im Zementgefüge. Neben den Kapillarporen bilden sich während der Hydratation sehr feine wassergefüllte Porenräume zwischen den Hydratphasen CSH und CAH aus. Diese Poren nennt man Gelporen. Das in den Poren enthaltene Wasser unterliegt starken physikalischen Bindungskräften, sodass es für die Hydratation nicht zur Verfügung steht. Durch die Volumenreduzierung des Zementsteins während der Hydratation (chemisches Schwinden) entsteht zusätzlicher Porenraum. Der beim chemischen Schwinden entstehende Porenraum beträgt nach Czernin [99] pro Gramm hydratisiertem Zement ca. $0,06 \text{ cm}^3$.

Insgesamt kann der Beton also in drei für den Transport relevante Bereiche eingeteilt werden: Zementstein, Gesteinskörnung und Kontaktzone zwischen Gesteinskörnung und Zementstein (vgl. 2.2.2.1). Diamond [103] hat einen mittleren Abstand der einzelnen Gesteinskörnung untereinander in normalfestem Beton von rund $100 \mu\text{m}$ ermittelt. Nach Jennings und Xi [104] ist der Abstand der Gesteinskörner untereinander damit ca. 4-mal so groß wie die Dicke der Kontaktzone zwischen Zementstein und Gesteinskorn, die bei rund $25 \mu\text{m}$ liegen (vgl. 2.2.2.1). Demnach ist der Zementstein im Beton nur in wenigen Bereichen ($< 50 \%$) mit reinem

Zementstein (ohne Gesteinskörnung) vergleichbar. Der Zementstein im Betongefüge ist hauptsächlich (> 50 %) von Kontaktzonen zwischen Zementsteinmatrix und Gesteinskorn geprägt [104].

3.1.2 Porenraum

Der Porenraum in zementgebundenen Werkstoffen setzt sich aus Gel-, Kapillar-, Luft- und Verdichtungs-poren zusammen. In der Literatur finden sich keine einheitlichen Größenangaben der einzelnen Porenradien. Die International Union of Pure and Applied Chemistry teilt Poren grundsätzlich in die drei folgenden Bereiche ein [105]:

- Mikroporen: < 2 nm
- Mesoporen: 2-50 nm
- Makroporen: > 50 nm

Nachdem fließende Übergänge der einzelnen Porenradien zwischen Gel- und Kapillarporen mit Hilfe von Quecksilberdruckporosimetrie festgestellt wurden [106, 107], schlägt Setzer in [108] die in Abbildung 24 dargestellte und im Allgemeinen anerkannte Porengrößeneinteilung im Beton vor.

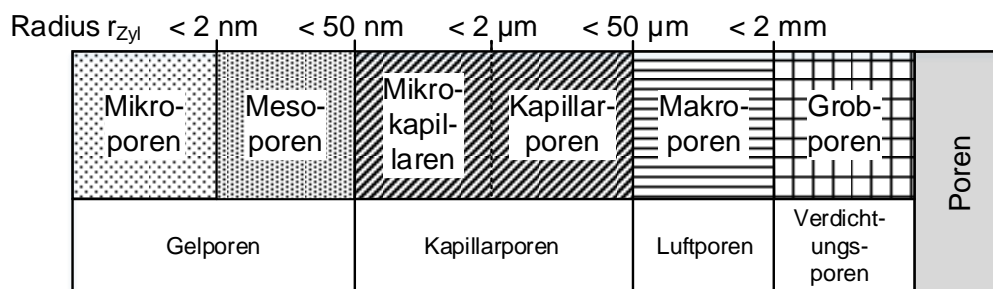


Abbildung 24: Einteilung der Porengrößen im Zementstein nach [109]

Darüber hinaus stellt Setzer [108] fest, dass die Meso- und Mikroporen ausschlaggebend für die mechanischen Eigenschaften des Festbetons sind. Für den Flüssigkeitstransport im Betongefüge sind hingegen die Mikrokapillaren, Kapillaren und Makroporen maßgebend.

3.1.3 Hydratationsgrad

Infolge der Hydratation bilden sich ausgehend von den Zementpartikeln im Zementleim Hydratationsprodukte, die in den mit Wasser gefüllten Raum des Zementleims hineinwachsen. Mit steigendem Hydratationsgrad werden die Verästelungen der Hydratphasen dichter. Sie wachsen in den Kapillarporenraum hinein, sodass zum einen der Anteil an großen Poren abnimmt und zum anderen die Konnektivität der Kapillarporen reduziert wird. Gleichzeitig steigt die Anzahl der Gelporen mit Radien kleiner 50 nm, die sich in den Hydratationsprodukten bilden. Infolgedessen verschiebt sich die Porengrößenverteilung hin zu kleineren Poren (Abbildung 25). Während Bentz und Stutzmann [110] eine Verringerung der Poren mit Radien größer 16 μ m bei fortschreitender Hydratation feststellen, konnte Bentur [111] mittels Quecksilberdruckporosimetrie die Abnahme der Gesamtporosität des Zementsteins aufgrund der fortschreitenden Hydratation bestätigen.

Die in Abbildung 25 dargestellten Ergebnisse zeigen infolge fortschreitender Hydratation, neben der geringeren Gesamtporosität des Zementsteins, eine Verfeinerung der Porenstruktur. Bereits innerhalb der ersten

acht Tage nimmt die maximale Porengröße deutlich ab, was an der Verschiebung der Kurve hin zu kleineren Porendurchmessern zu sehen ist. Damit hat der Hydratationsgrad maßgeblichen Einfluss auf die Entwicklung der Porosität und folglich auf den Porenraum, der für den Flüssigkeitstransport verantwortlich ist.

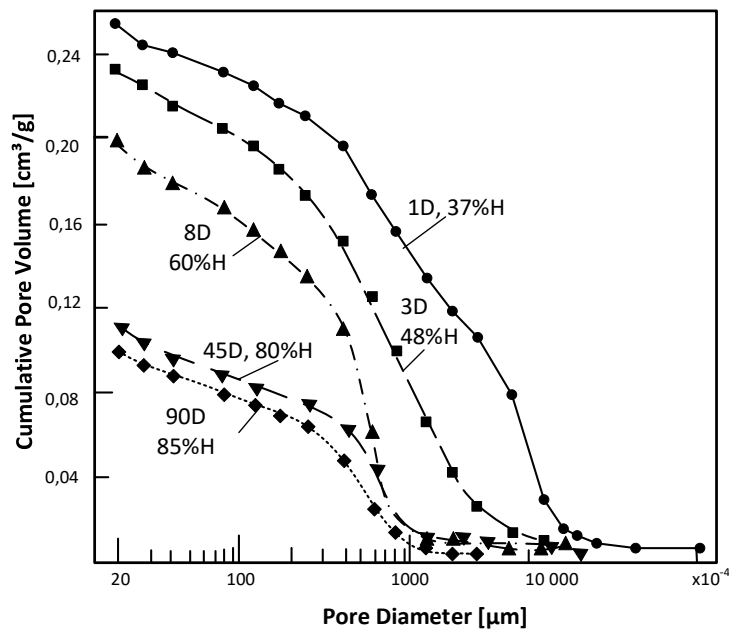


Abbildung 25: Kumulative Porengrößenverteilung von Zementstein ($w/z = 0,4$) zu verschiedenen Zeitpunkten der Hydratation nach [111]

Abbildung 26 zeigt die Kontinuität des Kapillarporensystems in Abhängigkeit des Hydratationsgrads und des w/z -Werts. Es ist zu erkennen, dass die Kapillarkonnektivität des Zementsteins mit zunehmendem Hydratationsgrad und mit sinkendem w/z -Wert abnimmt.

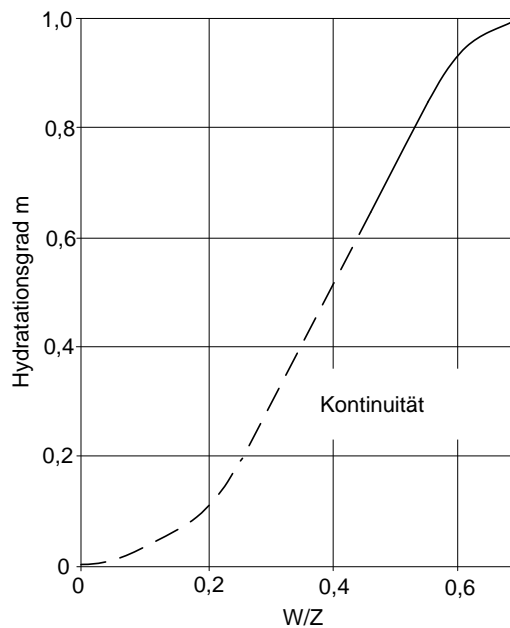


Abbildung 26: Kontinuität der Kapillarporen in Abhängigkeit des Hydratationsgrads und des Wasserzementwerts nach [112] in [113]

3.1.4 Wasserzementwert

Die Porosität des Zementsteins ist stark abhängig von dem Verhältnis zwischen Wasser und Zement. Je mehr Wasser im Zementleim vorhanden ist, desto größer wird der Abstand zwischen den Zementpartikeln. Zur vollständigen Hydratation des Zements ist theoretisch ein w/z-Wert $\geq 0,42$ notwendig [114, 115]. Bei steigendem w/z-Wert oberhalb von 0,42 verbleibt immer mehr Zugabewasser, welches für die Hydratation nicht benötigt wird, im Betongefüge und es kommt zu einer vermehrten Kapillarporenbildung. Infolgedessen nimmt auch die Gesamtporosität des Zementsteins zu. Darüber hinaus verschiebt sich die Porengrößenverteilung bei steigendem w/z-Wert zu Poren mit größeren Radien. Demgegenüber nimmt das Gesamtporenvolumen mit sinkendem w/z-Wert ab [116] und es ist gleichzeitig eine Verschiebung der Maxima der Porengrößenverteilung hin zu kleineren Porenradien festzustellen. Die Untersuchungen von Wittmann und Englert [117] ergeben eine signifikante Verringerung des Volumens von Poren mit einem Radius größer 10 nm bei sinkendem w/z-Wert. Ursache für die feinere Porenstruktur ist der geringere Abstand der Zementkörner untereinander, sodass die Hydratphasen durch Volumenverringerng des Partikelzwischenraums eine dichtere Packung bilden. Dementsprechend ist der Anteil der kleineren Poren, bei weniger Kapillarporen, an der Gesamtporosität größer. Mikhail et al. [118] stellen bei ihren Untersuchungen mit sinkendem w/z-Wert eine Verschiebung des Maximums in der Porengrößenverteilung der Mesoporen ($r_p = 2 - 50$ nm) hin zu kleineren Porenradien fest. Dies wurde durch Cook und Hoover [119] mit Hilfe von Quecksilberdruckporosimetrie bestätigt. Die in Abbildung 27 dargestellten Ergebnisse zeigen die feinere Porenstruktur bei sinkendem w/z-Wert.

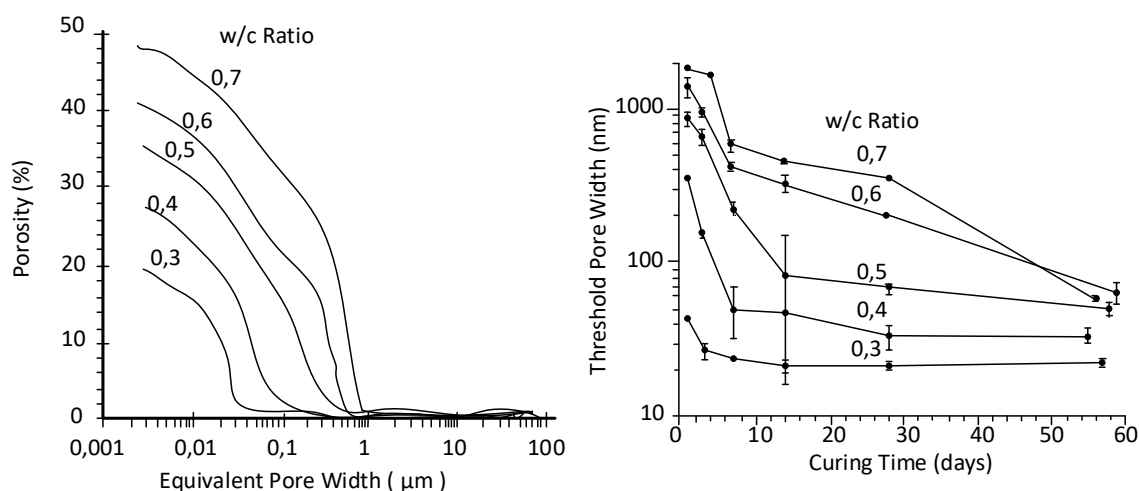


Abbildung 27: Kumulative Porengrößenverteilung im Zementstein (links) und Entwicklung der Grenz-porenweite bei sinkendem w/z-Wert (rechts) nach [119]

Für das Eindringen flüssiger Medien sind der Zementstein und dessen Struktur maßgebend. In Abbildung 28 ist das kumulative Porenvolumen zementgebundener Werkstoffe mit einem w/z-Wert von 0,60 exemplarisch gegenübergestellt. In reinem Zementstein ohne Gesteinskörnung und demnach auch ohne gestörte Bereiche, wie die Kontaktzone zur Gesteinskörnung, befinden sich deutlich mehr für den Wassertransport relevante Poren als in vergleichbarem Mörtel oder Normalbeton. Der Anteil des Matrixvolumens zum Gesamtvolumen betrug für Mörtel 46 Vol.-% und für Normalbeton 32 Vol.-%. Dies verdeutlicht die untergeordnete Rolle, die die Gesteinskörnung bei der Aufnahme flüssiger Medien einnimmt.

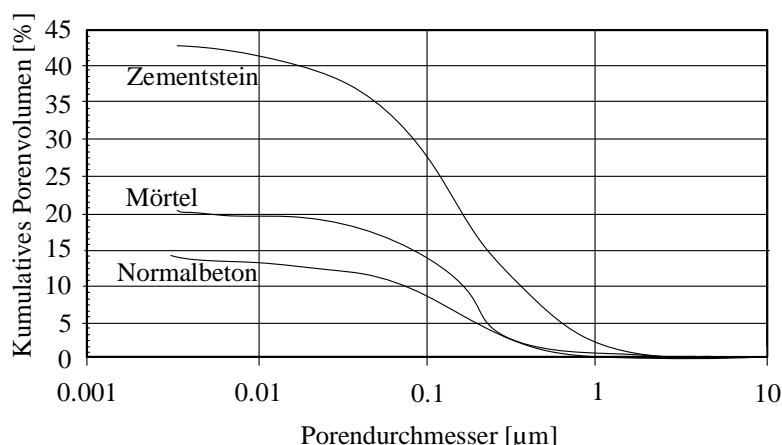


Abbildung 28: Kumulatives Porenvolumen Abhängigkeit vom Porendurchmesser für zementgebundene Werkstoffe ($w/z = 0,6$) nach [95]

3.1.5 Luftporen

Durch Zugabe von Luftporenbildnern während der Betonage werden künstlich erzeugte Poren im Betongefüge erzeugt. Der Durchmesser dieser Luftporen ist in der Regel größer als $50 \mu\text{m}$ und kleiner als $300 \mu\text{m}$ [120]. Der Porendurchmesser von Luftporen liegt im Mittel bei rund $100 \mu\text{m}$ [108]. Diese sind kreisrund und wirken kapillarbrechend. Somit sind sie selbst im durchfeuchteten Beton nicht mit Wasser gefüllt und der Transport flüssiger Medien wird folglich verringert [121]. Erst unter Druck sind Luftporen wasserführend. So dienen sie beispielsweise als Expansionsraum für gefrierendes Wasser, welches eine Volumenzunahme wiederfährt. Der dabei im Gefüge entstehende Druck sorgt dafür, dass sich die Luftporen füllen und somit der Sprengdruck wieder abgebaut wird.

Mit dem Eintrag von künstlich erzeugten Luftporen in den Beton steigt die Gesamtporosität des Zementsteins. Die drucklos kapillarfüllbare Porosität nimmt hingegen mit steigendem Luftporengehalt ab. So wies Lunk [107] in seiner Arbeit die sinkende kapillarfüllbare Porosität, bei gleichzeitiger Zunahme der Gesamtporosität, unabhängig vom w/z -Wert, nach (Tabelle 1).

Tabelle 1: Porosität des Betons in Abhängigkeit vom Luftporengehalt nach [107]

w/z-Wert [-]	Luftporengehalt [Vol.-%]	kapillarfüllbare Porosität ϵ_{kap} [Vol.-%]	Gesamtporosität ϵ_{Ges} [Vol.-%]	Nicht kapillarfüllbare Porosität ϵ' [Vol.-%]
0,5	1,9	12,4	14,4	2,0
	5,0	11,0	16,2	5,2
	9,0	9,4	18,3	8,9
0,6	2,0	13,6	15,2	1,6
	5,0	12,1	18,8	6,7

Aufgrund der Anrechnung des Luftporenvolumens auf das Zementsteinvolumen bewirkt die Zugabe von Luftporenbildnern effektiv eine Reduktion des Zementsteinvolumens, das den Transportraum für Flüssigkeiten beim kapillaren Saugen darstellt. Lunk stellt in der gleichen Arbeit [107] eine Reduktion der flächenbezogenen Wasseraufnahme und der mittleren Eindringtiefe nach 72 Stunden, unabhängig vom w/z -Wert, bei steigendem Luftporengehalt, fest.

3.1.6 Nachbehandlung

Die Nachbehandlung frisch betonierter Betonbauteile hat einen wesentlichen Einfluss auf die Struktur des Gefüges im oberflächennahen Bereich des Betons. Bei unsachgemäßer Nachbehandlung kann es zum Beispiel zu oberflächennahen Schwindrissen kommen, welche sich negativ auf die Aufnahme flüssiger Medien auswirken.

Wittmann [121] hat die kapillare Wasseraufnahme, die Porengrößenverteilung sowie die Porosität von einem Beton mit einem w/z-Wert von 0,5 anhand von drei unterschiedlichen Nachbehandlungsvarianten untersucht. Dabei zeigt sich, dass die Porositäten im oberflächennahen Bereich nur geringfügig (max. 2,1 Vol.-%) abnahmen (Tabelle 2). Die Porosität des Kernbetons war für alle Proben auf gleichem Niveau. Gleichzeitig wurden für die Einfüllseite der Probekörper etwa 3 bis 14 % höhere Porositäten als für den Kernbeton nachgewiesen. Diese Beobachtungen lassen den Schluss zu, dass sich die Porosität des Kernbetons unabhängig von der Art der Nachbehandlung verhält. Des Weiteren wird die erhöhte Porosität in den Betonrandzonen an der Schal- bzw. Einfüllseite auf die Ablagerung von Feinstbestandteilen mit einem erhöhten effektiven Wasserzementwert zurückgeführt. Ferner wird in der Betonrandzone der Einfüllseite aufgrund der dickeren Schicht der Feinstbestandteile eine höhere Porosität als in der Betonrandzone der Schalseite festgestellt.

Tabelle 2: Porositäten, Wasseraufnahmen, Eindringtiefen in Abhängigkeit der Nachbehandlung nach [121]

Nachbehandlung	Gesamt-porosität [Vol.-%]	kapillarfüllbare Porosität [Vol.-%]	kapillare Wasseraufnahme [g/cm ²]	Eindringtiefe [mm]
a (2d Schalung, 88 d Luft)	16,4	14,9	0,376	49
b (2d Schalung, 5 d Wasser, 83 Luft)	15,1	13,9	0,226	31
c (2d Schalung, 12 d Wasser, 76 Luft)	14,3	12,7	0,256	32

Im Gegensatz zu den Porositäten zeigen die Ergebnisse in Bezug auf die kapillare Wasseraufnahme sowie die Eindringtiefe zwischen der Nachbehandlung (a) und den Nachbehandlungen (b) und (c) deutliche Differenzen. Zwischen den Nachbehandlungsarten b und c zeigt sich kein gravierender Unterschied, was darauf schließen lässt, dass eine Nachbehandlung unter Wasser bis zum siebten Tag einen ähnlichen Effekt hat wie eine längere Nachbehandlung unter Wasser. Die erhöhte kapillare Wasseraufnahme bei (a) weist darauf hin, dass eine nicht durchgeführte Nachbehandlung den Wassertransport begünstigt. Die Nachbehandlung hat somit einen Einfluss auf die Porosität in der Betonrandzone sowie auf die Mikrorissbildung, bedingt durch das Schwinden. [107]

3.2 Transport- und Speichermechanismen

3.2.1 Diffusion

Wassermoleküle besitzen aufgrund thermischer Energie eine Eigenbeweglichkeit (Brown'sche Molekularbewegung) [122]. Die Moleküle bewegen sich statistisch gesehen in alle Richtungen gleichermaßen. Kommt es örtlich zu Konzentrationsunterschieden, wandern die Moleküle hin zur geringeren Konzentration, dieser Vorgang wird als Diffusion bezeichnet [128]. Die Stromdichte \dot{m} der Diffusion wird durch das 1. Fick'sche Gesetz (Gl. (2)) beschrieben.

$$\dot{m} = -D * \frac{\Delta c}{\Delta x} \quad (2)$$

mit:	\dot{m}	Diffusionsstromdichte	[kg/m ² s]
	D	Diffusionskoeffizient	[m ² /s]
	c	Konzentration	[kg/m ³]
	x	Diffusionsweg	[m]

Die Diffusionsgeschwindigkeit ist abhängig von dem zur Verfügung stehenden Transportraum. So wird zwischen Wasserdampfdiffusion, Effusion und Lösungsdiffusion unterschieden. Die Lösungsdiffusion spielt im Zusammenhang mit porösen Baustoffen nur eine untergeordnete Rolle und wird in dieser Arbeit nicht weiter betrachtet. Die Abgrenzung zwischen Diffusion und Effusion erfolgt aufgrund der Stoßvorgänge der sich bewegenden Teilchen im Porengefüge. Diffusion bezeichnet die Bewegung, die durch Stöße der Teilchen untereinander geprägt ist. Sind die Porenräume kleiner als die mittlere, freie Weglänge der Teilchen, so ist die Bewegung durch Zusammenstöße der Teilchen mit den Porenwandungen geprägt. Dieser Vorgang wird als Effusion bezeichnet. Da zementgebundene Baustoffe eine große Bandbreite an Porenradien aufweisen, ist es nicht möglich, Diffusions- und Effusionsvorgänge klar voneinander zu trennen [129].

Die Stromdichte von Diffusion und Effusion kann mit Gleichung (2) berechnet werden. Sowohl der Diffusion als auch der Effusion steht ein Widerstand im Porengefüge gegenüber. Dieser Widerstand besteht aufgrund von Querschnittsveränderungen sowie aufgrund aufgezwungener Umwege für die Transportvorgänge. Der Widerstand wird als Wasserdampfdiffusionswiderstandsfaktor μ ausgedrückt und beschreibt, um wieviel höher der Widerstand des Materials gegenüber Diffusion ist als der einer gleich dicken Luftschicht [109, 128].

Infolge multimolekularer Belegung der Porenoberfläche und eines dicker werdenden Flüssigkeitsfilms auf den Oberflächen nehmen die van der Waal'schen Bindungskräfte auf die äußeren Flüssigkeitsschichten ab. Aufgrund dessen steigt die Mobilität der Wassermoleküle auf den äußeren Schichten. Kommt es zu örtlichen Konzentrations- bzw. Schichtdickenunterschieden, tritt ein Massenstrom im Flüssigkeitsfilm zu geringeren Schichtdicken auf. Aufgrund der Annahme, dass das Gefälle der Schichtdicken an den Porenwandungen proportional zum Massenstrom im Flüssigkeitsfilm ist, kann die Stromdichte der Oberflächendiffusion analog zur Diffusion mit dem 1. Fick'schen Gesetz (Gl. (2)) beschrieben werden [109].

3.2.2 Kapillarer Transport

Nicht wassergesättigte poröse Werkstoffe, wie beispielsweise Zementstein oder Beton, die in direktem Kontakt zu Flüssigkeiten stehen, nehmen diese infolge kapillarer Kräfte auf. Die Wechselwirkung zwischen porösen Werkstoffen und Flüssigkeiten, mit denen sie in Kontakt stehen, wird als Kapillarität bezeichnet [107]. Die Wechselwirkung zwischen Flüssigkeiten und zementgebundenen Baustoffen lassen sich am Beispiel von

engen zylindrischen Röhren (Kapillaren), die in eine Flüssigkeit eingetaucht werden, beschreiben. Wird die Kapillare in Wasser eingetaucht, steigt das Wasser in der Kapillare über das umliegende Wasserniveau (Kapillaraszension). Wird der Versuch mit Quecksilber anstelle von Wasser wiederholt, sinkt die Quecksilbersäule in der Kapillare unter das umliegende Flüssigkeitsniveau (Kapillardepression). Grund dafür ist die unterschiedliche Oberflächenspannung von Wasser und Quecksilber. Während Wasser eine verhältnismäßig geringe Oberflächenspannung von 72,8 mN/m [130] aufweist, liegt diese für Quecksilber mit 486,4 mN/m [131] deutlich darüber. Das Verhalten der Flüssigkeit in der Kapillare wird maßgeblich durch die Oberflächenspannung der Flüssigkeit und dem sich davon abhängig einstellenden Randwinkel bestimmt [107, 108, 126]. Die Oberflächenspannung ergibt sich aus den unterschiedlich aufeinander wirkenden Anziehungskräften der Moleküle. In Abbildung 29 ist ein Flüssigkeitsmolekül in verschiedenen Tiefenlagen mit den wirkenden Anziehungskräften dargestellt. An der Grenzfläche zwischen Flüssigkeit und Gas wirken Anziehungskräfte der Gasmoleküle (oberhalb der Grenzfläche) und der Flüssigkeitsmoleküle (unterhalb der Grenzfläche). Durch die größeren Anziehungskräfte der Flüssigkeitsmoleküle bildet sich eine in die Flüssigkeit gerichtete Kraftresultierende. Die daraus resultierende Spannung wird als Oberflächen- bzw. als Grenzflächenspannung bezeichnet. Die Grenzflächenspannung ist gleichzeitig die Energie, die aufgebracht werden muss, um die Oberfläche zu vergrößern bzw. die Energie, die bei der Verkleinerung der Oberfläche frei wird [128].

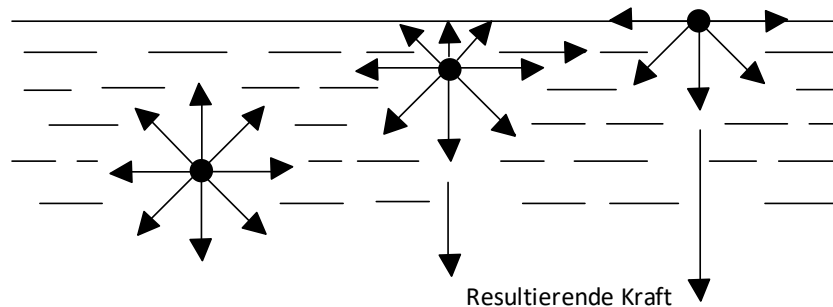


Abbildung 29: Anziehungskräfte der Moleküle in unterschiedlichen Tiefen einer Flüssigkeit nach [128]

Treffen eine gasförmige, eine flüssige und eine feste Phase aufeinander, so bildet sich aufgrund der verschiedenen Oberflächenspannungen ein Randwinkel an der Grenzlinie zwischen flüssiger, fester und gasförmiger Phase aus. Der Randwinkel θ (Gleichung (3)) ist abhängig von den Oberflächenspannungen der einzelnen Phasen und bewirkt infolge der Ausbildung von Menisken eine in die Kapillare (Kapillaraszension) oder eine in die Flüssigkeit (Kapillardepression) gerichtete Kraft [107].

$$\cos \theta = \frac{\sigma_{sg} - \sigma_{sl}}{\sigma_{lg}} \quad (3)$$

mit:	θ	Dreiphasengrenzwinkel	[grad]
	σ_{sg}	Oberflächenspannung zw. Feststoff und Gasphase	[N/m]
	σ_{sl}	Oberflächenspannung zw. Feststoff und Flüssigkeit	[N/m]
	σ_{lg}	Oberflächenspannung zw. Flüssigkeit und Gasphase	[N/m]

Der resultierende Kapillardruck P_K ist in Abhängigkeit zu dem Radius r , dem Randwinkel θ und der Oberflächenspannung nach der Gleichung von Young und Laplace (Gleichung (4)) zu bestimmen [107].

$$P_K = \frac{2 * \sigma * \cos \theta}{r} \quad (4)$$

mit: r Kapillarradius [m]
 θ Dreiphasengrenzwinkel [grd]

Der Kapillardruck ist demnach abhängig von dem jeweiligen Radius der Kapillare. Das Betongefüge beinhaltet aufgrund seiner Inhomogenität eine Bandbreite an Poren mit unterschiedlichen Porenradien. Je kleiner der Radius der Kapillare ist, desto größer ist der Kapillardruck. Durch die höheren Saugkräfte der kleinen Kapillarporen wird das Wasser aus den größeren Poren aufgesogen. Dadurch gibt es Bereiche der Eindringfront im kapillar saugenden Betongefüge, die der mittleren Eindringfront vorausseilen. Dem Kapillardruck wirkt der Strömungsdruck entgegen und, in vertikaler Richtung, zusätzlich die Gravitation. Die Flüssigkeit dringt so weit in die Kapillare ein, bis sich ein Kräftegleichgewicht einstellt. Unter der Voraussetzung einer horizontalen Kapillare und Vernachlässigung der Massenträgheit ergibt sich die mittlere Eindringtiefe unabhängig von der Viskosität η der Flüssigkeit aus Gleichung (5).

$$x(t) = \sqrt{\frac{\sigma * r * \cos \theta}{2\eta}} * \sqrt{t} \quad (5)$$

mit: η Viskosität [Ns/m²]
 t Zeit [s]
 θ Dreiphasengrenzwinkel [grd]
 r Kapillarradius [m]

Die für andere poröse Baustoffe nachgewiesene Proportionalität zwischen der kapillaren Wasseraufnahme zur Wurzel der Zeit der Wasseraufnahme konnte für Beton nicht nachgewiesen werden [109, 132, 133]. Die Wasseraufnahme in grobporösen Baustoffen wie Kalksandstein oder Ziegel verläuft linear über die Wurzel der Zeit (Abbildung 30). Dahingegen weicht die Wasseraufnahme im Beton bereits nach kurzer Dauer der Wasseraufnahme von dieser Beziehung ab und die Wasseraufnahme läuft zunehmend langsamer. Im Allgemeinen spricht man bei diesem Effekt von der Selbstabdichtung des Betons [109, 132, 133].

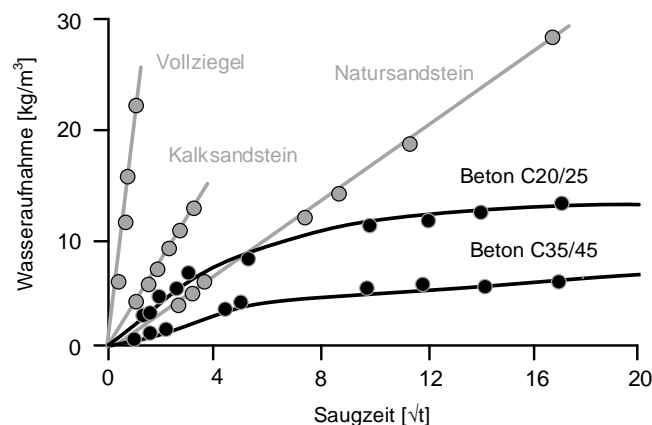


Abbildung 30: Wasseraufnahme poröser Baustoffe nach [109]

Wird Beton mit Wasser beaufschlagt, füllen sich zunächst die größeren Poren. Die Konnektivität der Poren untereinander führt nachfolgend dazu, dass die kleineren Poren, aufgrund der größeren Kapillarkräfte, Wasser

aus den größeren Poren aufsaugen. Dies hat zur Folge, dass sich Wasser von den größeren Kapillarporen in die feineren Gelporen umlagert. Infolgedessen werden Wassermoleküle von den Gelpartikeln absorbiert und im Allgemeinen die Beweglichkeit der Wassermoleküle herabgesetzt [132]. Die Menge der absorbierten Wassermoleküle vergrößert sich mit Dauer der Beaufschlagung, wodurch sich die Schichtdicke der absorbierten Wassermoleküle vergrößert. Dadurch entsteht wiederum ein Spaltdruck zwischen den Gelpartikeln, welcher diese zum Quellen bewegt und konsekutiv die Transportwege für die Wasseraufnahme verkleinert. Dies verlangsamt die weitergehende Wasseraufnahme erheblich [132]. Neben dem Quellen des Zementgels kommen Lösungs- und Ablagerungsvorgänge oder aber auch die Nachhydratation des Zements als potenzielle Gründe für den Effekt der Selbstabdichtung in Frage [133].

3.2.3 Permeation

Infolge einer auf die Oberfläche wirkenden äußeren hydraulischen Druckbelastung muss der Kapillardruck P_K (Gl. (4)) um den äußeren statischen Druck P_A erweitert werden. So bestimmt sich der in einer Kapillare wirkende Druck P_G , bei äußerer Druckbelastung, nach Gleichung (6) [109].

$$P_G = P_K + P_A = \frac{2 \cdot \sigma \cdot \cos \theta}{\eta} + P_A \quad (6)$$

Die mittlere Eindringtiefe kann entsprechend mit Gleichung (7) ermittelt werden.

$$x(t) = \sqrt{\left(\frac{2 \cdot \sigma \cdot \cos \theta}{\eta} + P_A\right) \cdot \frac{r^2}{4 \cdot \eta} \cdot \sqrt{t}} \quad (7)$$

Aus Gleichung (6) wird ersichtlich, dass der Einfluss einer äußeren statischen Druckbelastung mit kleiner werdendem Radius abnimmt [109]. Demnach ist der Einfluss der äußeren Druckbelastung bei feinporösen Stoffen deutlich geringer als bei grobporösen Stoffen. Daraus lässt sich schließen, dass die Druckausbreitung in die Tiefe infolge einer äußeren Druckbelastung mit dichter werdendem Zementsteingefüge (niedriger w/z-Wert, höherer Hydratationsgrad) abnimmt. Das Verhältnis der Eindringtiefen mit einer äußeren statischen Druckbeanspruchung, in Abhängigkeit des Porenradius des Betongefüges, ist in Abbildung 31 dargestellt.

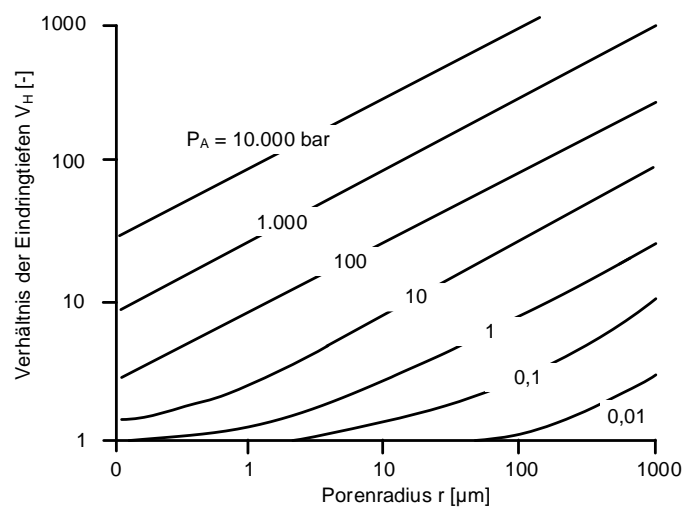


Abbildung 31: Eindringtiefen in Kapillarporen infolge äußeren Drucks in Abhängigkeit des Porenradius nach [109]

3.2.4 Sorption

Zementgebundene Baustoffe weisen aufgrund ihrer Porosität hygroskopische Eigenschaften auf. Durch den Kontakt der Zementsteinoberfläche mit der wasserdampfhaltigen Umgebungsluft werden Wassermoleküle aus der Luft an der Porenoberfläche adsorbiert, bis sich ein thermodynamisches Gleichgewicht zwischen der Oberfläche und der Umgebungsluft einstellt. Ist dieser Gleichgewichtszustand erreicht, werden von der Oberfläche genauso viele Wassermoleküle adsorbiert, wie in die Umgebungsluft abgestoßen [122]. Für Beton liegt die sich so typischerweise einstellende Ausgleichsfeuchte, bei 23 °C und 50 % rel. Luftfeuchte, bei ca. 2,5 Vol.-% und bei 23 °C und 80 % rel. Luftfeuchte, bei ca. 4,0 Vol.-% [123].

Die Porenräume an der Oberfläche des Zementsteins haben das Bestreben den Gleichgewichtszustand mit der Umgebungsluft zu erreichen. So werden Wassermoleküle an den Oberflächen der Poren durch van der Waal'sche Bindungskräfte gebunden [109]. Die Bindung der Wassermoleküle aus der Umgebungsluft in den oberflächennahen Schichten ist von der Porenstruktur des Zementsteins abhängig.

Nach der BET-Theorie [124] findet die Bindung der Wassermoleküle an der Porenwandoberfläche bis zu einer rel. Luftfeuchte von rund 25 % aufgrund einer monomolekularen Belegung der inneren Oberfläche statt. Bei steigender rel. Luftfeuchte kommt es erst nach einer vollständigen monomolekularen Belegung der inneren Oberfläche zu einer multimolekularen Belegung der Oberfläche [124]. Mit zunehmender Schichtdicke des adsorbierten Wasserfilms sinken die van der Waal'schen Bindungskräfte, bis das thermodynamische Gleichgewicht mit der Umgebungsluft erreicht ist. Badmann et al. [125] leiten die maximal adsorbierte Wasserfilmdicke d in Abhängigkeit der relativen Luftfeuchte φ gemäß Gleichung 8 her.

$$d(\varphi) = (3,85 - 1,89 \ln(\varphi)) * 10^{-10} \quad (8)$$

mit: φ relative Luftfeuchte [%]

Oberhalb einer rel. Luftfeuchte von rund 50 % erfolgt die Feuchteaufnahme infolge der Kapillarkondensation. Der in den Poren adsorbierte Wasserfilm bildet in Poren größer als 1 nm einen, je nach Porengröße, mehr oder weniger stark gekrümmten Meniskus aus. Der Sättigungsdampfdruck in den Poren oberhalb des Flüssigkeitsfilms, welcher das Gleichgewicht zwischen Wasserfilm und Luftfeuchte, also festem und gasförmigem Wasser, beschreibt, wird durch die Krümmung des Meniskus herabgesetzt. Bei steigender Luftfeuchte füllt sich der Porenraum. Je stärker die Krümmung des Meniskus ist, desto größer ist die Erniedrigung des Sättigungsdampfdrucks. Dementsprechend werden die kleinen Poren, aufgrund der größeren Meniskuskrümmung, eher als die größeren Poren infolge der Kapillarkondensation gefüllt. Die Kelvin-Thomson-Beziehung, ausgedrückt in Gleichung 9, stellt den Zusammenhang zwischen rel. Luftfeuchte φ und der durch Kapillarkondensation gefüllten Poren mit dem Radius r unter der Voraussetzung des thermodynamischen Gleichgewichts in einer Zylinderkapillare her [126].

$$\varphi = e^{\frac{2 * \sigma * \cos(\theta)}{r * \rho_w * R_D * T}} \quad (9)$$

mit:	φ	relative Luftfeuchte	[%]
	σ	Oberflächenspannung des Wassers	[N/m]
	θ	Randwinkel	[grad]
	r	Kapillarradius	[m]
	R_D	Gaskonstante für Wasserdampf	[J/Kg*K]
	T	absolute Temperatur	[K]
	ρ_w	Dichte der Flüssigkeit	[kg/m ³]

Die Kelvin-Thompson-Beziehung ist für Poren mit Porenradien zwischen 1 nm und 0,1 μm gültig. Unterhalb dieser Grenzen kann sich kein ausreichender Flüssigkeitsfilm bilden. Oberhalb eines Porenradius von 0,1 μm reicht die Krümmung des Flüssigkeitsmeniskus nicht aus, um den Sättigungsdampfdruck entsprechend herabzusetzen. Folglich füllen sich Poren mit einem Porenradius größer als 0,1 μm erst, wenn zusätzlich kapillare Kräfte wirken.

In Abbildung 32 ist exemplarisch eine Sorptionsisotherme von Beton dargestellt. Das Sorptionsverhalten wird in den hygroscopischen und überhygroscopischen Bereich unterteilt. Baustoffe mit niedrigen Feuchtegehalten werden als hygroscopisch und mit höherem Feuchtegehalt als überhygroscopisch bezeichnet. Eine klare Trennung der Bereiche ist nicht möglich. Der überhygroscopische Bereich beginnt in etwa ab einer relativen Luftfeuchte von ca. 95 % [127]. Der Wassergehalt der Poren steigt im überhygroscopischen Bereich stark an und ist experimentell kaum mehr bestimmbar. Bei rel. Luftfeuchten von über 95 % werden zusätzlich Kapillarkräfte wirksam, sodass die kleineren Poren aufgrund des erniedrigten Dampfdrucks die großen Poren leersaugen [127].

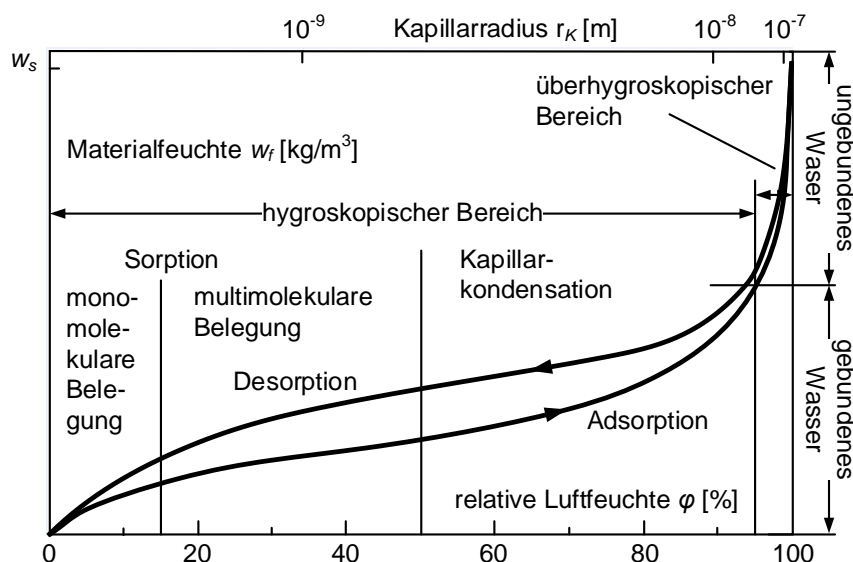


Abbildung 32: Exemplarische Sorptionsisotherme von Beton nach [122]

In Abbildung 32 ist außerdem der Hystereseffekt zwischen Wasseraufnahme (Adsorption) und Wasserabgabe (Desorption) zu erkennen. Die Wasserabgabe erfolgt im Allgemeinen langsamer als die Wasseraufnahme.

Aufgrund der Konnektivität der Poren untereinander kommt es zum sogenannten Flaschenhalseffekt. Poren mit engen Porenzugängen werden aufgrund der Erniedrigung des Sättigungsdampfdrucks, resultierend aus der Meniskuskrümmung in den Porenzugängen, schnell gefüllt. Bei der Desorption werden diese Poren dementsprechend erst geleert, wenn der Sättigungsdampfdruck so niedrig ist, dass auch das kapillarkondensierte Wasser im Porenzugang verdunstet [109].

3.3 Eindringverhalten in geschädigtes Betongefüge

Die Gesetzmäßigkeiten des kapillaren Wassertransports in porösen Baustoffen sind in Kapitel 3.2.2 beschrieben. Risse mit einer Rissbreite in der Größenordnung von Kapillarporen können bei der Wasseraufnahme als solche betrachtet werden. Der Flüssigkeitsdruck P_R in Rissen berechnet sich daher analog zum Kapillardruck in zylinderförmigen Röhren (Gleichung (4)), wobei die Rissweite w den Radius r ersetzt.

Für den Flüssigkeitstransport in einem Riss gelten die gleichen physikalischen Gesetzmäßigkeiten wie in einer Kapillare. So steigt das Wasser im Riss so weit, bis die der Kapillarkraft entgegenwirkende Gravitationskraft der eindringenden Flüssigkeit genauso groß ist wie der Kapillardruck. Der Kapillardruck und damit auch die Steighöhe steigen mit abnehmender Rissweite. Die Wasseraufnahme in einem gerissenen Probekörper bei einem kapillaren Aufsaugversuch (DIN EN ISO 15148 [134]) ist schematisch in Abbildung 33 dargestellt.

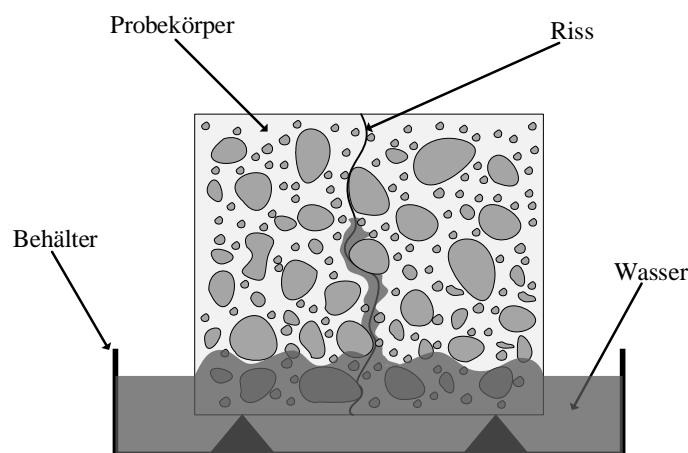


Abbildung 33: Kapillare Wasseraufnahme senkrecht zu einem Riss

Die Flüssigkeit steigt im Riss schon nach kurzer Zeit bis zur maximalen Steighöhe. Bei weiterer Wasserlagerung bleibt die Steighöhe im Riss selbst konstant. Jedoch bilden die Rissflanken eine zusätzliche Fläche, über die Flüssigkeit in das angrenzende Zementsteingefüge aufgenommen werden kann. Durch diese zusätzlichen dem Wasser ausgesetzten Flächen an den Rissflanken sowie den Rissen selbst kommt es bei geschädigten Betonen zu einer erhöhten massebezogenen Wasseraufnahme. Darüber hinaus stellen Risse insbesondere unter Permeation einen zusätzlichen Transportweg dar [135].

Brauer [136] hat die Wasseraufnahme von überdrückten Trennrissen mit Restrissbreiten zwischen 0,01 mm und 0,04 mm untersucht. Dabei hat er die Probekörper mit verschiedenen Flüssigkeiten (Wasser, n-Hexan, Aceton und Toluol) über ein aufstehendes Standrohr beaufschlagt. Die ermittelten Eindringtiefen sind in Abbildung 34 dargestellt.

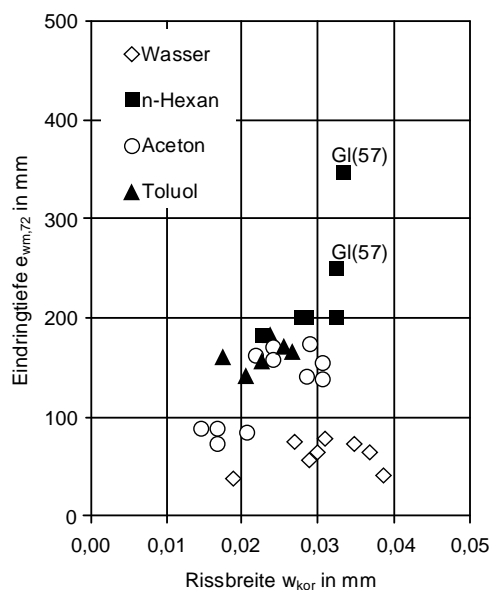


Abbildung 34: Eindringtiefen in überdrückten Trennrissen in Abhängigkeit der eindringenden Flüssigkeit und der Rissbreite nach [136]

Es ist dabei auffällig, dass die Eindringtiefe von Wasser, entgegen der organischen Flüssigkeiten, mit zunehmender Rissbreite nicht zunimmt. Dies lässt sich durch die unterschiedlichen physikalischen Eigenschaften, wie die Viskosität und die Oberflächenspannung, jedoch nicht erklären [136]. Die Restrißbreite von minimal 0,01 mm bzw. 10 μm ist noch so groß, dass eine zusätzliche kapillare Saugwirkung nur gering ausfällt. Die Aufnahme von Flüssigkeiten und Gasen wird reduziert, wenn Beton per Lasteinwirkung überdrückt wird [137 bis 141]. Unter Lasteinwirkung schließen sich die Mikrorisse senkrecht zur Richtung der aufgetragenen Last, wodurch folglich die Permeabilität herabgesetzt wird. Dabei ist der Effekt abhängig von der Größe der überdrückenden Last und der Anzahl und Größe der Risse im Betongefüge. Bei Flüssigkeiten steigert sich die Aufnahme wieder ab einer Belastung mit ca. 30 % der Bruchlast. Bei Gasen steigt die Durchlässigkeit erst ab einer Belastung mit ca. 80 % der Bruchlast [137] wieder. Zudem wurde festgestellt, dass eine zyklische Belastung einen deutlich höheren Einfluss auf die Permeabilität und folglich auf die Aufnahme von Flüssigkeiten hat als eine statische Belastung [137]. Dies liegt vor allem an einer größeren Anzahl an entstehenden Mikrorissen und somit gesteigerter Konnektivität zwischen den Rissen.

Die kapillare Wasseraufnahme ist abhängig von der Beschaffenheit des Betongefüges, insbesondere im oberflächennahen Bereich, da dieser den eindringenden Medien als erstes entgegensteht. Gleichzeitig ist der oberflächennahe Bereich anfällig für schwindbedingte Risse, welche beispielsweise aus einer unzureichenden Nachbehandlung resultieren (vgl. Kapitel 3.1.6). Ist die Mikrorissdichte im oberflächennahen Bereich erhöht, so ist auch die Konnektivität der Mikrorisse untereinander erhöht und es kommt zu einer erhöhten kapillaren Wasseraufnahme [142]. Guse [142] konnte diesen Effekt durch gezielt variierte Nachbehandlung und somit eine variierte oberflächennahe Mikrorissdichte nachweisen (Abbildung 35). Er teilte die Wasseraufnahme in zwei zeitlich aufeinanderfolgende Bereiche ein. In beiden Bereichen erfolgt die Wasseraufnahme über den Logarithmus der Zeit linear und lässt sich mit einer Regressionskonstanten ($w_{k1(I)}$ und $w_{k1(II)}$) und einem Regressionskoeffizienten (Exponent n und Exponent q) beschreiben [142].

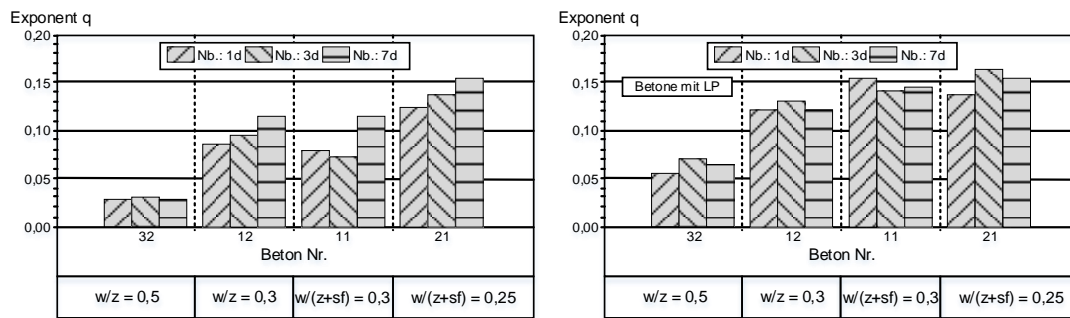


Abbildung 35: Kapillare Wasseraufnahme bei Betonen mit und ohne Luftporenbildner nach [142]

Jiang et al. [143] haben die kapillare Aufnahme von 3 %-iger NaCl-Lösung in zuvor durch Zugbelastung vorgeschädigte Betonprobekörper untersucht. Die initiale Wasseraufnahme in kapillaren Saugversuchen ist bestimmt von der Struktur des oberflächennahen Betongefüges, welches als erstes in Kontakt mit der penetrierenden Flüssigkeit steht. Zu Beginn der Flüssigkeitsaufnahme dominiert das kapillare Saugen das Eindringen der Chloride für den Fall, dass die Aufnahme über die Schalseite stattfindet. Dabei ist der Anteil an Kapillarporen in der oberflächennahen Schicht einer geschalteten Oberfläche höher als im Kernbeton (vgl. Kapitel 3.1). Die parallel ablaufende Diffusion kann für den untersuchten Fall vernachlässigt werden [143]. Nach etwa einem Monat ist das kapillare Saugen durch die Selbstabdichtung weitestgehend zum Erliegen gekommen und die langsame weitere Aufnahme von Chloriden erfolgt durch Diffusion. Nach mehrmonatigem Kontakt mit NaCl-Lösung drangen die anstehenden Chloride über ein Netzwerk größerer Poren im Betongefüge tief in den Beton ein. Die induzierte Vorschädigung wirkte sich hingegen vor allem im oberflächennahen Bereich bis ungefähr 15 mm unter der Oberfläche auf das Eindringen der Chloride aus [143].

Kustermann [2] hat den Einfluss von durch statische Druckbelastung eingetragenen Mikrorissen auf das Eindringverhalten von Flüssigkeiten in Beton in kapillaren Saugversuchen untersucht. Die Belastung erfolgte dabei in einem einaxialen Druckversuch, wobei die aufgebrachte Last zwischen 30 und 80 % der 28-Tage Druckfestigkeit variiert wurde. Anschließend wurde an den Probekörpern sowohl die Mikrorissflächensumme als auch die maximale Wassereindringtiefe bestimmt (Abbildung 36). Die induzierte Schädigung, ausgedrückt durch die Mikrorissflächensumme als Produkt der Länge und Breite der mikroskopisch detektierten Mikrorisse, zeigte sich für die Belastung mit 0 % (ohne Belastung), 30 % und 67 % der Druckfestigkeit auf vergleichbarem Niveau. Erst mit weiter zunehmender Steigerung der Belastung auf 80 % der Druckfestigkeit steigerte sich die detektierte Mikrorissflächensumme des untersuchten Betons deutlich und es wurden vermehrt Mikrorisse sowohl in der Matrix als auch in der Kontaktzone zwischen Gesteinskörnung und Matrix festgestellt [2]. Die Rissbreite der detektierten Mikrorisse lag für alle drei Belastungsstufen (30, 67 und 80 %) bei ca. 20 μm . Ohne Belastung (0 %) lag die durchschnittliche Mikrorissbreite bei ca. 45 μm [2]. Kustermann stellte eine erhöhte maximale Wassereindringtiefe mit zunehmender Mikrorissflächensumme, also mit zunehmender Vorschädigung, fest. Die größte Eindringtiefe wurde bei den mit 80 % der Druckfestigkeit belasteten Proben festgestellt [2].

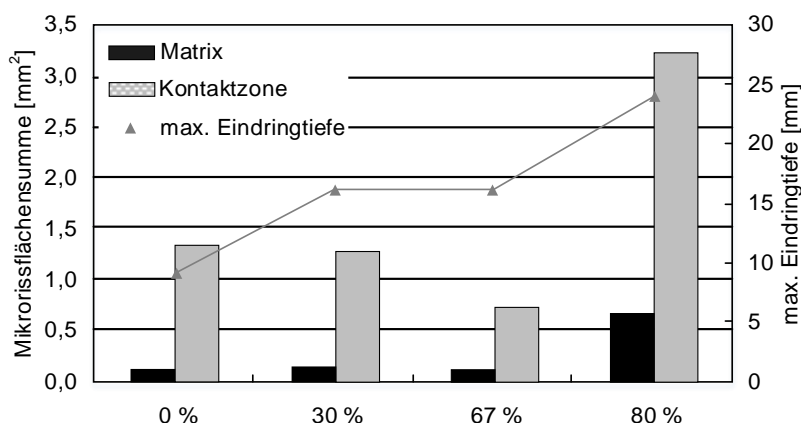


Abbildung 36: Maximale Eindringtiefe in Abhängigkeit der Vorschädigung nach [2]

Die Auswirkungen von Rissen auf das Eindringverhalten flüssiger Medien sind bereits in verschiedenen Studien untersucht worden [2, 136 bis 138, 140 bis 143]. Eine ausführliche Untersuchung der Auswirkungen von ermüdungsbedingten Mikrorissen auf das Eindringverhalten unter hydraulischem Druck gibt es bisher nicht.

3.4 Eindringverhalten unter hydraulischem Druck

Das Eindringverhalten flüssiger Medien in Beton wird durch anstehenden hydraulischen Druck beeinflusst. Die Transportmechanismen, welche für das Eindringen flüssiger Medien ohne anstehenden hydraulischen Druck sorgen, sind in Kapitel 3.2 beschrieben. In der Realität wirkt aber an einer Vielzahl von Betonbauwerken ein dauerhafter hydraulischer Druck der penetrierenden Flüssigkeit auf den Beton, welcher das Eindringen zusätzlich fördert [144]. Ein typisches Beispiel dafür sind Fundamente von Offshore-Windenergieanlagen, welche oft tief unter der Wasseroberfläche liegen. Ebenso kann ein ähnlicher Effekt auf Betonfahrbahndecken beobachtet werden, wenn diese im wassergesättigten Zustand befahren werden (Kapitel 3.5.3) [4].

Der Einfluss des hydraulischen Drucks auf das Eindringverhalten flüssiger Medien lässt sich am Beispiel von eindringenden Chloriden darlegen. In den letzten Jahren wurde das Eindringverhalten von Chloriden in Beton bei anstehender chloridhaltiger Lösung ausgiebig untersucht [145 bis 149]. Als Prognosemodell für das Eindringen von Chloriden wird häufig das zweite Fick'sche Gesetz herangezogen. Dabei bildet das zweite Fick'sche Gesetz das Eindringen nicht realistisch ab, weil es komplexe Vorgänge zu stark vereinfacht [144]. Dies liegt daran, dass der Diffusionsprozess stark feuchteabhängig ist. Der Beton trocknet aber in der Regel mit der Zeit aus und auch die Diffusion kommt dabei teilweise zum Erliegen. Neben dem veränderten Diffusionsprozess haben die im Betongefüge befindlichen Nanoporen (< 2 nm) den Effekt, als Filter für die eindringenden Chlor-Ionen zu fungieren. Demnach dringt das Wasser tiefer in den Beton ein als die Chlor-Ionen. Daraus ergibt sich ebenfalls eine erhöhte Konzentration der Chlor-Ionen an der Oberfläche [107]. Durch zusätzlich auf den Beton wirkenden hydraulischen Druck können sowohl der Filtereffekt als auch der Feuchtezustand und folglich der Diffusionsprozess beeinflusst werden.

Zhao et al. [144] haben das Eindringverhalten einer 5 %-igen NaCl-Lösung unter hydraulischem Druck an fünf unterschiedlichen Betonen untersucht. Die Versuche dauerten bei konstantem hydraulischem Druck 120 bzw. 240 h an. Der anstehende Druck wurde dabei zwischen 0, 1, 3 und 7 bar variiert. Abbildung 37 zeigt die Chlorid-Eindringtiefe nach 240 Stunden in Abhängigkeit des anstehenden hydraulischen Drucks. Bei 1 bar anstehendem hydraulischen Druck erhöht sich die Eindringtiefe der Chloride, gegenüber keinem hydraulischen Druck, bei den meisten Betonen nicht oder nur minimal. Steigt der hydraulische Druck auf 3 bzw. 7

bar, so erhöht sich die Chlorid-Eindringtiefe ebenfalls deutlich. Daneben erhöht sich auch die Wassereindringtiefe mit steigendem Druck. Jedoch penetriert das Wasser deutlich tiefer in den Beton hinein. Zhao et al. [144] erklären diese Resultate durch eine zu Beginn des Versuchs festgestellte Trennung der gelösten Chlor-Ionen vom Wasser. Das Wasser wird tiefer in das Gefüge hineingedrückt und die Chlor-Ionen diffundieren, infolge des sich einstellenden Konzentrationsunterschieds, nur langsam hinterher [144].

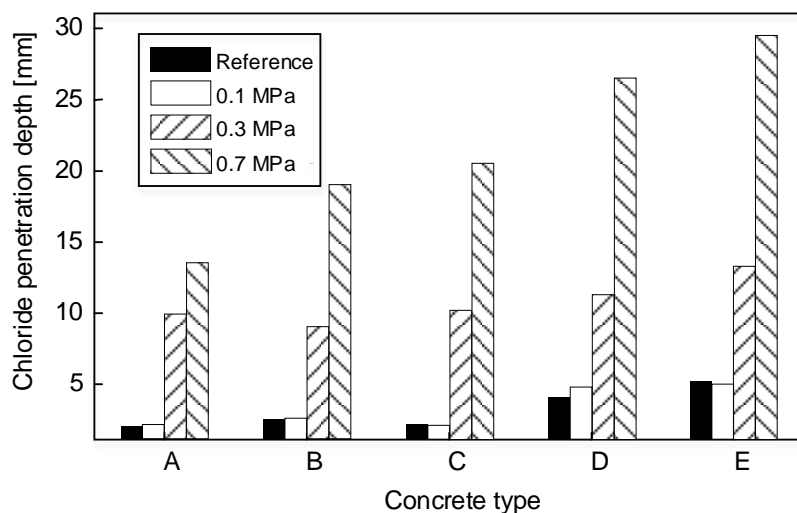


Abbildung 37: Chlorid-Eindringtiefe in verschiedenen Betonen (A bis E) in Abhängigkeit des hydraulischen Drucks nach 240 Stunden nach [144]

3.5 Alkalieintrag

3.5.1 Taumittel

Betonbauteile, welche einer Exposition zu Alkalien ausgesetzt sind, können beispielsweise Gründungsbauteile sein, welche in salzhaltigen Gewässern stehen oder aber auch Bauteile, welche im Bereich von Verkehrsflächen vorkommen. Bei letzteren werden zur Sicherstellung der Verkehrstauglichkeit im Winter Taumittel eingesetzt. Erstmals wurde Natriumchlorid (NaCl) als Enteisungsmittel für Straßen 1880 in Paris eingesetzt [150]. Aufgrund seiner Verfügbarkeit und Wirtschaftlichkeit ist NaCl das in Deutschland und weltweit am häufigsten eingesetzte Taumittel. Der Jahresverbrauch an NaCl pro Kilometer Autobahn liegt in Deutschland zwischen fünf und zehn Tonnen [151]. Abbildung 38 zeigt exemplarisch den Tausalzverbrauch in Nordrhein-Westfalen in den Winterperioden zwischen 1992/93 und 2019/20. Der Verbrauch an NaCl schwankt mit den klimatischen Bedingungen des jeweiligen Jahres. Im Mittel wurden in NRW in diesem Zeitraum jährlich 133.200 Tonnen Streusalz verbraucht. In der Regel wird ein Gemisch aus NaCl-Granulat und einer etwa 20 %-igen Solelösung (NaCl-, CaCl_2 - oder MgCl_2 -Lösung) als sogenanntes Feuchtsalz aufgetragen. Das Feuchtsalz haftet besser auf der Straßenoberfläche als das trockene Granulat. Häufige Anwendung findet das Feuchtsalz 30 (FS 30), welches zu 70 M.-% aus trockenem NaCl-Granulat und zu 30 M.-% aus Solelösung zusammengesetzt ist. Die Auftragsmenge liegt in der Regel zwischen 10 und 20 g/m² je Auftragsvorgang [150 bis 153].

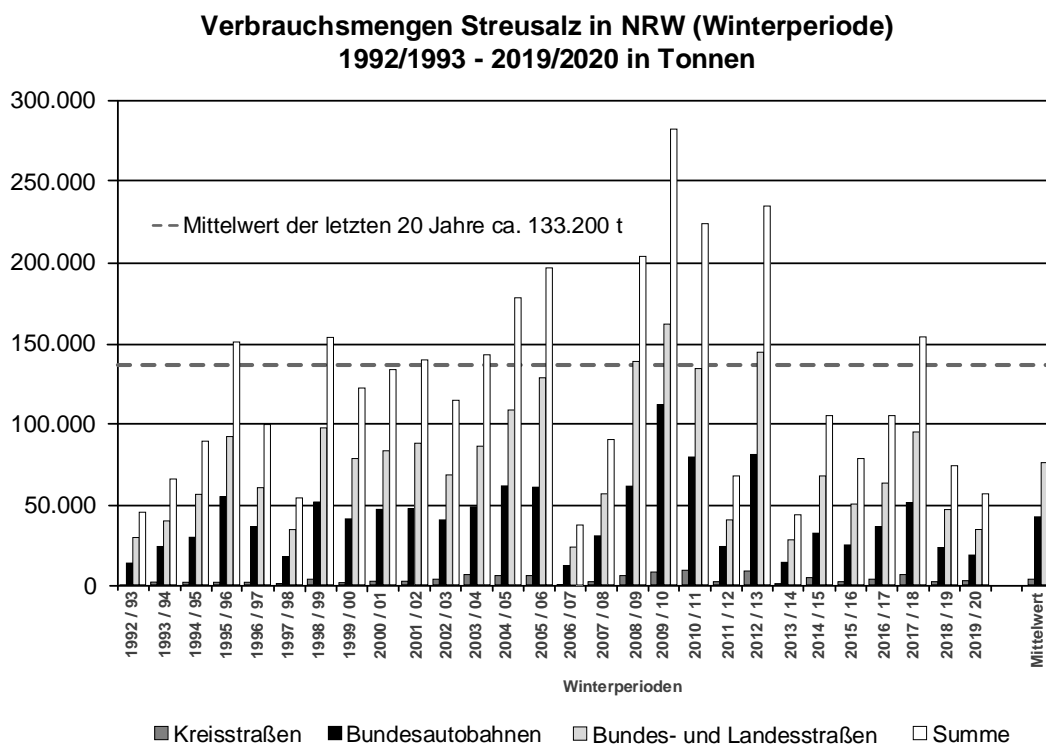


Abbildung 38: Tausalzverbrauch in Nordrhein-Westfalen zwischen 1992 und 2020 nach [154]

Innerhalb der letzten Jahrzehnte wurde, durch die Umstellung auf Feuchtsalz, zum einen die Auftragsmenge aufgrund der höheren Effektivität des Enteisungsmittels geringer und zum anderen aber die Anzahl der Einsatzzeitpunkte größer, da sich das Winterdienstmanagement dahingehend entwickelt hat, dass verstärkt präventiv gestreut wird [151]. Es wird heutzutage bereits bei einer lediglich zu erwartenden Glatteisbildung Tausalz aufgetragen. Die Entwicklungen im Bereich des Tausalzeinsatzes führen in erster Linie zu einer erhöhten Verkehrssicherheit in den Wintermonaten. Nichtsdestotrotz bieten sie durch eine bessere und längere Haftung des Feuchtsalzes sowie den präventiven Einsatz von Enteisungsmitteln eine erhöhte NaCl-Exposition für die Fahrbahndecken.

Einen Sonderfall bilden die Flugverkehrsflächen, auf denen aufgrund der korrosiven Wirkung keine chloridhaltigen Taumittel zum Einsatz kommen. Stattdessen kommen Alkaliacetate oder Alkaliformiate zum Einsatz. Diese sind nicht korrosiv und wesentlich umweltfreundlicher als frühere Produkte, wie beispielsweise technischer Harnstoff oder Diethylenglykol. Zudem bieten sie eine höhere Wirksamkeit bei tiefen Temperaturen und eine länger anhaltende Wirkung. In den USA kommen solche Enteisungsmittel mittlerweile aus Umweltschutzgründen sowie zum Schutz der Stahlbetonbauteile auch an einigen Brücken und Straßen zum Einsatz [151, 155].

Die tatsächlich auf Betonfahrbahndecken einwirkende Menge an NaCl variiert je nach Wetterlage erheblich. Die Taumittel werden durch Schmelzwasser und Niederschlag verdünnt und abtransportiert, so dass sie nicht kontinuierlich in gleicher Konzentration auf den Beton einwirken. Giebson [151] ermittelte zum Beispiel eine NaCl-Konzentration von im Mittel ca. 0,62 mol/l an einer mit NaCl gestreuten Straße. Dies entspricht einer ca. 3,6 %-igen NaCl-Lösung.

3.5.2 Eindringverhalten und Transport von Alkalien

Grundsätzlich können Alkalien in zwei verschiedenen Formen in Beton transportiert werden [107]. Entweder werden sie in gelöster Form mit einem kapillar eindringenden Medium mittransportiert, man spricht hier vom sogenannten huckepack-Transport (Konvektion) [156], oder es besteht ein Konzentrationsgefälle im gesättigten Beton, welches die Alkali-Ionen zu einer Diffusion in Richtung der niedrigeren Konzentration bewegt [109]. Die Konvektion spielt unter realen Bedingungen, insbesondere bei Feucht- und Trockenwechseln eines Bauteils, eine entscheidende Rolle. Die Konvektion der Alkali-Ionen geht um ein vielfaches schneller von statten als die Diffusion infolge eines Konzentrationsgefälles [109]. Die Geschwindigkeit der Konvektion wird dabei vor allem von der Konzentration der Ionen in dem eindringenden Medium (i.d.R. Wasser) bestimmt. Die Konzentration der Lösung beeinflusst sowohl die Oberflächenspannung als auch die Viskosität der eindringenden Lösung. Im Beton ist ein Chromatografieeffekt der eindringenden Lösung zu beobachten. Das bedeutet, dass die eindringende Ionenfront hinter der Wasserfront zurückbleibt. Dies ist zum Beispiel durch die Bindung von Chloriden in der Zementsteinmatrix begründet (vgl. Kapitel 3.4) [109].

Ist ein Beton feuchtegesättigt und es herrscht innerhalb der Porenlösung ein Konzentrationsunterschied, so kommt es zu einer Diffusion der Ionen zu den niedriger konzentrierten Bereichen innerhalb des Betons, bis ein Konzentrationsgleichgewicht erreicht ist. Am Beispiel von Betonfahrbahndecken ist das Eindringen von NaCl, also Salz, von größter Relevanz. Dringt eine NaCl-Lösung in das Betongefüge ein, so herrscht für die Natrium- und Chlor-Ionen eine unterschiedliche Beweglichkeit im Porenraum. Chloride dringen im Vergleich zu Natrium-Ionen leichter in den Beton ein. Die Durchlässigkeit des Betons gegenüber Natrium-Ionen ist etwa halb so groß wie gegenüber Chloriden [157]. Das Eindringen von Natrium und Chlor kann, da die Elektroneutralität gewahrt werden muss, nicht getrennt voneinander ablaufen. Wenn die Chloride dem Natrium vorausziehen, so werden zur Neutralisierung, sowohl des Chlorids als auch des Natriums, zusätzliche Ionen aus der Porenlösung herangezogen oder aus dem umgebenden Zementstein gelöst [158]. Durch diesen Effekt kommt es zu einer Umverteilung von hauptsächlich Kalium, Natrium, Sulfat und Hydroxid im Zementsteingefüge [109, 158]. Kann die Elektroneutralität nicht durch Ionentausch mit gelösten Ionen erfolgen, so ist das Chlorid an das Natrium gebunden und wird von ihm gebremst oder das Natrium wird beschleunigt. Das Verhältnis der effektiven Diffusionsgeschwindigkeiten ist abhängig von der Beschaffenheit des Gefüges und somit auch vom Wasserzementwert. Eine Übersicht über das Verhältnis der effektiven Diffusionsgeschwindigkeit von Natrium und Chlorid in verschiedenen zementgebundenen Werkstoffen ist in Tabelle 3 zusammengefasst.

Tabelle 3: *Verhältnis der effektiven Diffusionsgeschwindigkeit von Natrium- und Chlorid-Ionen in unterschiedlichen zementgebundenen Werkstoffen*

Quelle	Material	w/z-Wert [-]	$D_{\text{eff,Na}}/D_{\text{eff,Cl}}$ [-]
Goto [159]	Mörtel aus CEM I	0,30 bis 0,45	0,19 bis 0,85
Kondo et al. [160]	Beton aus CEM I	-	0,27
	Beton aus CEM III	-	0,3 bis 0,6
Brodersen [157]	Zementstein aus CEM III	0,55	0,41
	Zementstein aus CEM III	0,60	0,51
	Zementstein aus CEM III	0,65	0,56

Werden chloridhaltige Lösungen ins Betongefüge aufgenommen, so schreitet die Wassereindringfront gegenüber der des Chlorids voran. Aufgrund dieses Chromatografieeffekts kann die Geschwindigkeit der kapillaren Wasseraufnahme nicht direkt auf die einer kapillaren Chloridaufnahme übertragen werden. Als Grund dafür ist in erster Linie die chemische und physikalische Bindung der Chlor-Ionen an das Zementsteingefüge [109, 157, 161 bis 164] zu nennen.

Die chemische Bindung von Chloriden kann an verschiedenen Bestandteilen des Zementsteins erfolgen. In erster Linie werden Chloride im Zementstein durch die Calciumaluminatphasen unter Entstehung von Friedel'schem Salz gebunden. Dieser Vorgang ist irreversibel [165, 166]. Ebenfalls können Chloride in kleinerer Menge in den Calcium-Silikat-Hydratphasen gebunden werden. Dies erfolgt durch Tausch der Chloride mit Anionen, welche in den Zementsteinphasen gebunden sind [167]. Bei diesem Vorgang lösen sich OH⁻-Ionen (Hydroxid), was wiederum nach Tuutti [164] zu einer Auslaugung des Hydroxids in etwa in der Größenordnung der eingedrungenen Chloride führt. Das entstandene Friedel'sche Salz ist dabei bis zu hohen Temperaturen stabil, wird allerdings durch Einwirkung von CO₂ zersetzt, so dass Chloride wieder frei werden und in die Porenlösung wandern [161, 168]. Die chemische Bindung der Chloride wird durch fortschreitende Karbonatisierung, steigenden pH-Wert und steigenden Feuchtegehalt gesenkt [109].

Die physikalische Bindung von Chloriden an das Zementsteingefüge erfolgt durch die Adsorption, infolge von van der Waals-Kräften, in der elektrochemischen Doppelschicht zwischen den Hydratphasen des Zementsteins [169, 170]. Aufgrund des hohen pH-Wertes in der Porenlösung ist die Oberfläche des Zementsteins negativ geladen und es kommt zu einer Anlagerung von Kationen wie Natrium (Na⁺), Kalium (K⁺) oder Calcium (Ca⁺⁺). Daran schließt sich eine diffuse Schicht an, welcher sich die Chloride anheften. Der Einfluss der physikalischen Bindung auf das Eindringen von chloridhaltigen Lösungen in das Gefüge zementgebundener Werkstoffe ist aufgrund der großen inneren Oberfläche stärker zu bewerten als der Einfluss der chemischen Bindung [165, 169].

3.5.3 Einwalken

3.5.3.1 Mechanismen des Einwalkens

Durch die Verkehrsbelastung einer Betonfahrbahndecke ergeben sich nicht nur zyklische mechanische Lasten, die eine Ermüdung des Betons zur Folge haben können, sondern unter besonderen Randbedingungen auch ein hydraulischer Druck, welcher in den Beton gerichtet wirkt und das Eindringen flüssiger Medien begünstigt. Steht auf einer Betonfahrbahn infolge eines Niederschlagsereignisses ein Flüssigkeitsfilm und wird die Fahrbahn befahren, so entsteht durch die einzelnen überrollenden Reifen zwischen den Reifen und der Fahrbahnoberfläche für einen kurzen Moment ein in den Beton gerichteter hydraulischer Druck. Dieser hydraulische Druck bewirkt, insbesondere durch zyklisches Auftreten, ein gesteigertes Eindringen der aufstehenden Lösung [4]. Man spricht bei diesem Prozess vom Einwalken einer Flüssigkeit.

Insbesondere in Kombination mit einer mikrostrukturellen Vorschädigung des Betongefüges wird das Eindringen der aufstehenden Lösung gesteigert. Abbildung 39 verdeutlicht das progressiv gesteigerte Eindringen von Alkalien am Beispiel einer Betonfahrbahndecke. Sowohl mikrostrukturelle Vorschädigungen als auch das Einwalken begünstigen das Eindringen flüssiger Medien. Findet das Einwalken auf vorgeschädigten Betondecken statt, so überlagern sich diese Effekte und es kommt folglich zu einem weiter erhöhten Eindringen flüssiger Medien.

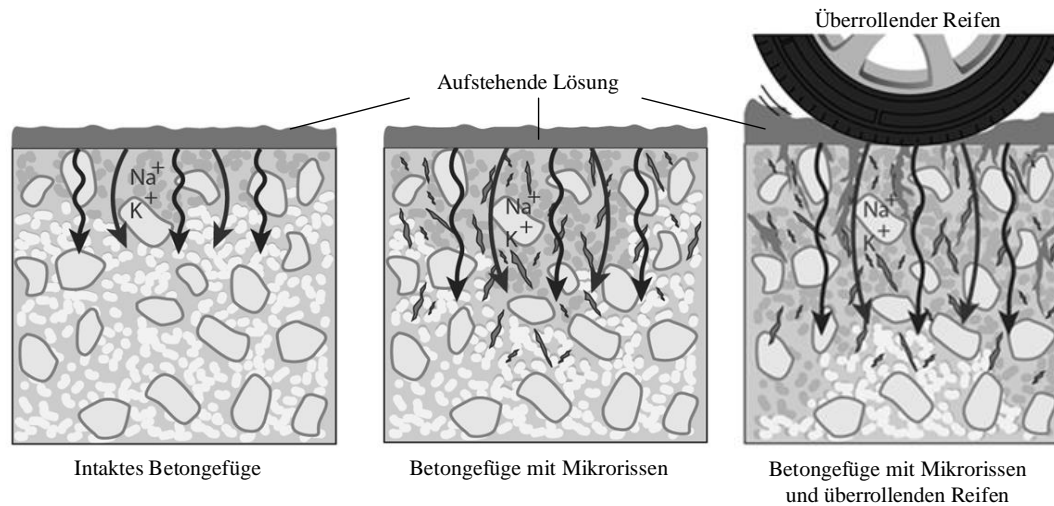


Abbildung 39: Eindringen von Alkalien (Natrium (Na) und Kalium (K)) in Betonfahrbahndecken in Abhängigkeit mikrostruktureller Schädigung und überrollenden Verkehrs

Beim Überrollen des Flüssigkeitsfilms auf der Fahrbahnoberfläche wird dieser durch den Reifen zum einen in Fahrtrichtung verdrängt und zum anderen durch das Profil des Reifens nach außen abgeführt. Abbildung 40 stellt die Wasserverdrängung an der Fahrbahnoberfläche infolge eines Reifens schematisch dar. Abhängig von der Höhe des aufstehenden Wassers und der Profiltiefe des überrollenden Reifens, kann es zum Aquaplaning kommen. Dies ist der Fall, wenn das aufstehende Wasservolumen so groß ist, dass das Wasser in dem sehr kurzen Zeitintervall des Überrollens nicht komplett nach außen abgeführt werden kann und es zu einem Kontaktverlust des Reifens mit der Fahrbahn kommt [171].

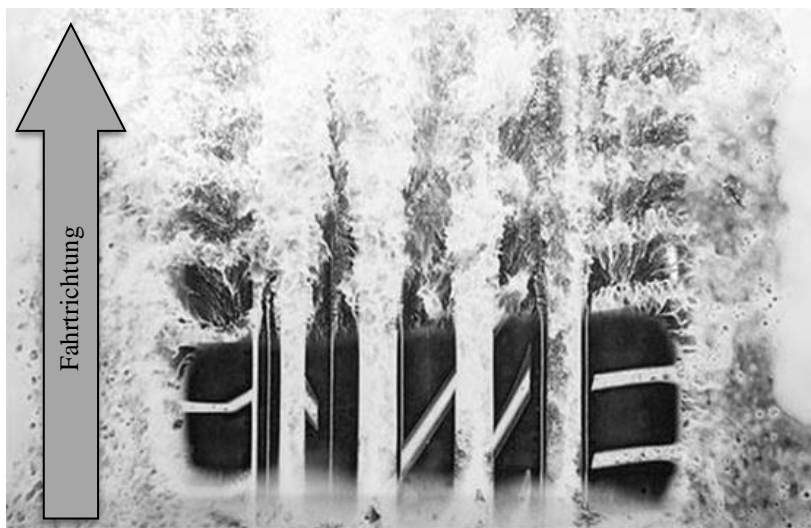


Abbildung 40: Wasserverdrängung infolge eines überrollenden Reifens nach [172]

Die Profilrippen des Reifens dienen beim Überrollen eines Flüssigkeitsfilms als abführende Kanäle. Das Wasser wird dabei durch die Kanäle nach außen und damit aus der Fahrspur geleitet. Die Menge, die ein Reifen in der Lage ist zu verdrängen, ist folglich abhängig von dem Querschnitt der nach außen leitenden Profilrippen. Während bei einer Profiltiefe von 8 mm noch das aufstehende Wasser in der Regel nahezu komplett verdrängt werden kann und der Reifen den Kontakt zur Fahrbahnoberfläche hält, bildet sich bei geringeren Profiltiefen

unterhalb von 3,0 mm bereits ein Flüssigkeitsfilm zwischen Reifen und Fahrbahnoberfläche. Der Reifen „schwimmt“ folglich auf der Flüssigkeitsschicht.

Ab dem Moment, ab dem das Profil des Reifens vollständig mit Wasser gefüllt ist, entsteht ein hydraulischer Druck. Dieser Druck wirkt unterhalb der Aufstandsfläche des Reifens auf die Fahrbahnoberfläche. Ist das Profil des Reifens im Moment des Überrollens nicht vollständig mit Wasser gefüllt, so wirkt kein hydraulischer Druck auf die Fahrbahnoberfläche. Die Betonrandzone unterhalb des Reifens ist in diesem Bereich durch den aufstehenden Flüssigkeitsfilm wassergesättigt. In beiden Fällen werden Wassermoleküle in den Beton hineingedrückt.

In dem Moment, in dem der überrollende Reifen die Oberfläche während des Rollvorgangs wieder verlässt, kann der im Gefüge entstandene Druck über die oberflächennahen Porenräume abgebaut werden. Gleichzeitig wird die Oberfläche durch den zuvor verdrängten Flüssigkeitsfilm wieder benetzt. Während der zuvor aufgebaute Druck entweicht, entsteht ein Sog im Betongefüge, welcher dem Eindringen der aufstehenden Lösung in das Betongefüge entgegensteht.

Sievering [4] hat eine Korrelation der Eindringtiefe der auf einer Betonoberfläche aufstehenden Lösung mit der Anzahl der Überrollungen eines Reifens nachgewiesen. Er begründet dies in einer kurzzeitigen lokalen Druckerhöhung im Porensystem des Beton, welche dazu führt, dass die Flüssigkeit tiefer in den Beton eindringen kann.

Die tatsächlichen Chlorid-Eindringtiefen, welche an Betonfahrbahndecken in-situ ermittelt wurden, liegen im Bereich von maximal 60 mm unter der Oberfläche [173]. Gleichwohl kann insbesondere in den Bereichen der Fugen und Fugenkreuze ein zusätzlicher Chlorideintrag von der Unterseite der Fahrbahnplatte festgestellt werden [174]. Dies lässt sich durch die in diesen Bereichen erhöhte Feuchteexposition erklären.

3.5.3.2 *Hydraulischer Druck während des Einwalkens*

Beim Vorgang des Einwalkens entsteht ein in den Beton gerichteter hydraulischer Druck. In den nachfolgenden Ausführungen wird eine erste rechnerische Näherung dieses Drucks beschrieben.

Für die Berechnung der einwirkenden vertikalen Spannung auf die Fahrbahnoberfläche muss zunächst die Radaufstandsfläche ermittelt werden. Diese kann vereinfachend als Kreisfläche beschrieben werden [175]. Der Radius der Ersatzkreisfläche ergibt sich nach Gleichung (10).

$$r = \sqrt{\frac{F}{p_i * \pi}} \quad (10)$$

mit:	r	Radius Ersatzkreisfläche	[mm]
	F	Achslast	[N]
	p_i	Reifeninnendruck	[N/mm ²]

Darin ist der Reifeninnendruck abhängig von der jeweiligen Radlast. Es kann davon ausgegangen werden, dass der Reifeninnendruck in der Praxis an die Radlast angepasst wird. Nach RDO Asphalt [176] kann angenommen werden, dass der Radius des Ersatzkreises 150 mm beträgt. Bei der Dimensionierung von Fahrbahnen nach RDO Beton [175] ergibt sich die Radaufstandsfläche infolgedessen zu $A = 70.685 \text{ mm}^2$.

In der RDO Beton [175] werden bei der Momentenberechnung verschiedene Sicherheitsfaktoren für die jeweiligen Nachweise zur Ermittlung des Kontaktdrucks zwischen Reifen und Fahrbahn verwendet. Da in dieser Arbeit die lokale Spannungseinwirkung infolge Einwalken behandelt wird, wird im Folgenden der tatsächlich wirkende Reifenkontaktdruck nach Gleichung (11) berechnet [176].

$$p = \frac{P}{A} \quad (11)$$

mit:	p	der Berechnungslast zugeordneter Kontaktdruck	[N/mm ²]
	P	Radlast (i.d.R. halbe Achslast)	[N]
	A	Kontaktfläche zwischen Reifen und Fahrbahn	[mm ²]

Nach §34 der Straßenverkehrs-Zulassungs-Ordnung [177], beträgt die maximal zulässige Achslast auf deutschen Straßen 11,5 t (ausgenommen Schwertransporte). Das entspricht einer maximalen Radlast von 5,75 t bzw. 57,5 kN.

Neben den statischen Verkehrslasten wirken dynamische Zusatzlasten aufgrund von Unebenheiten in der Fahrbahnoberfläche. Die Größe der Zusatzlasten ist abhängig von der Höhe und dem Abstand der Unebenheiten sowie der Federungs- und Dämpfungseigenschaften der Achsen [178]. So können, bei Achslasten von 11,5 t, die dynamischen Zusatzlasten je nach Wellenlänge der Unebenheiten, pro cm Unebenheit, bis zu 95 % erreichen. Im Allgemeinen wird für die Bemessung von Straßen ein Sicherheitsbeiwert zur Abschätzung der dynamischen Zusatzlast herangezogen. Diese variieren je nach Nachweisführung [175]. Die verschiedenen Angaben für den Sicherheitsbeiwert differieren zum Teil stark und liegen zwischen 1,03 und 1,5 [175]. Für diese Arbeit wird ein Sicherheitsbeiwert von 1,2 angenommen. Der Reifenkontaktdruck, für eine 11,5 t Achslast, beträgt nach Gleichung (11) zwischen 0,80 N/mm² (ohne dynamische Zusatzlast) und 0,96 N/mm² (inkl. Sicherheitsbeiwert für die dynamische Zusatzlast von 1,2).

Der theoretische Reifenkontaktdruck ist nicht direkt auf die durch das Einwalken induzierte vertikale Spannung in die Betonrandzone der Fahrbahnoberfläche zu übertragen. Bedingt durch die Verdrängung des Wassers nach außen und der damit einhergehenden Spannungsverteilung in eine horizontale und eine vertikale Komponente ist die auf die Betonrandzone des Fahrbahnbetons wirkende vertikale Spannung deutlich geringer, als der theoretisch ermittelte Reifenkontaktdruck. Je größer die nach außen verdrängte Wassermenge ist, desto geringer ist der vertikale Spannungsanteil, der über die Radaufstandsfläche induziert wird.

Die grundsätzlichen in Kapitel 3.2 beschriebenen Transportvorgänge in Beton sind auch in Bezug auf das Einwalken die maßgebenden Mechanismen des Feuchtetransports. Bedingt durch das Überrollen der Reifen wirkt beim Einwalken jedoch zusätzlich ein äußerer Druck auf das Porengefüge. Im wassergesättigten Randbereich des Betons wird die Flüssigkeit im Wesentlichen infolge Kapillarleitung transportiert (Kapitel 3.2.2). Der in den Kapillaren wirkende Druck berechnet sich nach Gleichung (4). Demnach wirkt der äußere Druck additiv zu dem Kapillardruck. Der Kapillardruck ist abhängig von dem Radius der Kapillare und nimmt mit abnehmendem Radius nach Gleichung (4) zu. Wohingegen der äußere Druck, als skalare Größe, unabhängig

von dem Radius der Kapillare wirkt. Demgegenüber nimmt die Eindringtiefe bei einer äußeren Druckbeanspruchung mit zunehmendem Radius der Kapillare zu (Gleichung (5)). Folglich wird ein von außen aufgebrachter Druck in engeren Porenkanälen schneller abgebaut als in breiteren Porenkanälen. Ein Grund dafür sind die verhältnismäßig größeren Oberflächen in kleineren Porenkanälen im Vergleich zu den Oberflächen größerer Porenkanäle (Kapitel 3.1). Durch die wirkenden Oberflächenkräfte wird der auf die Betonoberfläche induzierte Druck mit zunehmender Eindringtiefe schneller abgebaut. Dieser Umstand wird durch die in Abbildung 31 dargestellten Eindringtiefen, die durch eine äußere hydraulische Druckbeanspruchung entstehen, bestätigt.

Der hydraulische Druck an der Betonoberfläche lässt sich quantitativ beschreiben, jedoch nicht wie sich der Druck innerhalb des Gefüges ausbreitet. Die Ausbreitung des Drucks im Gefüge ist dabei abhängig von verschiedensten Faktoren. Zu diesen zählen

- die Größe des hydraulischen Drucks,
- die Dauer der Beaufschlagung,
- die Frequenz der Beaufschlagung und
- die Beschaffenheit (Schädigung) des Gefüges.

Darüber hinaus wurden in den letzten Jahren vermehrt Schädigungen im Gefüge in Straßenbetonen festgestellt [4, 34, 179, 180], aufgrund derer der Flüssigkeitstransport im Betongefüge begünstigt wird (Kapitel 3.3). Folglich hat die Rissbildung im Betongefüge einen erheblichen Einfluss auf das Eindringen von Flüssigkeiten infolge äußeren hydraulischen Drucks und demnach auch infolge Einwalken.

4 Messtechnische Erfassung des Gefügestands

4.1 Quecksilberdruckporosimetrie

Zur Ermittlung der Porenweitenverteilung von Betonen wird in der Regel die Quecksilberdruckporosimetrie (Hg-Porosimetrie) eingesetzt. Bei der Hg-Porosimetrie wird ein Betonbruchstück ohne grobe Gesteinskörnung in Quecksilber eingeschlossen und der Druck sukzessive erhöht. Quecksilber ist für Beton eine hydrophobe und damit nicht benetzende Flüssigkeit. Durch den sich erhöhenden Druck gelangt das Quecksilber in den offenen Porenraum und es werden sukzessive immer kleiner werdende Poren mit Quecksilber gefüllt. Anhand des eingedrungenen Volumens an Quecksilber je Druckstufe kann sowohl die Gesamtporosität, als auch die Porengrößenverteilung ermittelt werden, da ein direkter Zusammenhang zwischen Porenradius und Druck besteht [181]. Unter Voraussetzung einer zylindrischen Porenform kann nachfolgend nach Washburn [182] eine Porenweiten-, beziehungsweise Porenradienverteilung rechnerisch ermittelt werden. Mit der Hg-Porosimetrie werden Poren mit einem Porendurchmesser D von rund $0,1 \text{ mm} > D > 10 \text{ nm}$ erfasst. Demzufolge beschränkt sich die mit diesem Verfahren ermittelbare Gesamtporosität auf den vorgenannten Porenbereich, da Porendurchmesser größer als $0,1 \text{ mm}$ technisch nicht erfasst werden können [183].

4.2 Ultraschallmessungen zur Ermittlung von Gefügeschädigungen

In den letzten Jahren haben sich zur Charakterisierung von Materialeigenschaften zerstörungsfreie Prüfverfahren als zuverlässig und sinnvoll herausgestellt. Dabei können Materialkenngrößen wie z.B. Schallgeschwindigkeit, Elastizitätsmodul oder Dämpfungskoeffizienten ermittelt werden. Im Beton hängen diese Kenngrößen von der Beschaffenheit des Betongefüges ab. Hier bestimmen die Gesteinskörnung, der Zementstein und die darin befindlichen Hohlräume (Poren, Risse, etc.) die Charakteristika. Während ein niedrigfester Beton mit vielen Hohlräumen eine niedrige Schallgeschwindigkeit aufweist, hat ein hochfester Beton aufgrund seines dichten und fast hohlraumfreien Gefüges eine deutlich höhere Schallgeschwindigkeit. Mittels solcher zerstörungsfreier Prüfverfahren kann unter anderem eine Zustandsbewertung des über die Zeit veränderlichen Betongefüges infolge z.B. zyklischer Belastung erfolgen. Die sich hierbei in der Betonmatrix einstellenden, nicht visuell erkennbaren, Mikrorisse können so indirekt detektiert und die Degradation folglich beschrieben werden.

Ultraschallwellen können für die Charakterisierung von Materialeigenschaften eingesetzt werden. Der dabei entsendete Schall hat eine Frequenz oberhalb der Hörgrenze ($> 16 \text{ kHz}$). Üblicherweise werden Schallquellen mit einer Frequenz zwischen 25 kHz und 100 MHz verwendet [184]. Es handelt sich dabei um elastische Wellen, die sinusförmig verlaufen. Die Wellen werden über die Frequenz f [Hz] und die Wellenlänge λ [m] definiert. Das Produkt der beiden ergibt die Schallgeschwindigkeit c [m/s]. Für die Bewertung des Betongefüges ist die Impedanz Z [kg s/m^3] – der Schallwellenwiderstand – maßgebend. Dieser berechnet sich aus dem Produkt der Schallgeschwindigkeit c und der Dichte ρ [kg/m^3] des Betons. Stoffe, die den Schall gut leiten, haben eine hohe Impedanz und werden als schallhart bezeichnet. Stoffe mit einer geringen Impedanz werden als schallweich bezeichnet [184].

Im Allgemeinen kann das durch einen Ultraschallimpuls angeregte Schwingungssystem als Feder-Masse-System (Abbildung 41) beschrieben werden. In diesem System breitet sich eine elastische Welle zwischen den einzelnen Massepunkten durch Kopplung über Federkräfte aus [184].

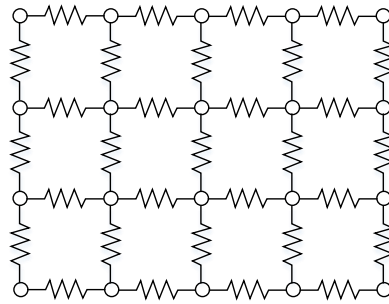


Abbildung 41: Modell eines elastischen Körpers (Feder-Masse-System) nach [184]

Bei der Ultraschallmessung von Baustoffen wird im Wesentlichen zwischen der Durchschallung (Transmission) und der Oberflächenmessung unterschieden. Für die Durchschallung eines Bauteils werden der impulsgebende Sender und der Empfänger an gegenüberliegenden Seiten des Bauteils platziert. An z.B. Betonfahrbahndecken kann keine Durchschallungsmessung durchgeführt werden, da keine gegenüberliegenden Seiten zugänglich sind. Daher werden in solchen Fällen Oberflächenmessungen durchgeführt, bei denen Sender und Empfänger in einer Ebene liegen [184 bis 186]. Die Oberflächenmessungen ergeben nur Sinn, wenn an der gemessenen Seite auch Zugspannungen und damit Schädigungen auftreten. Generell wird durch den schallgebenden Impuls sowohl eine Raumwelle als auch eine Oberflächenwelle entsendet. Beide Wellentypen werden dann vom Empfänger erfasst. Eine weitere Differenzierung der Wellentypen ist Abbildung 42 zu entnehmen [8].

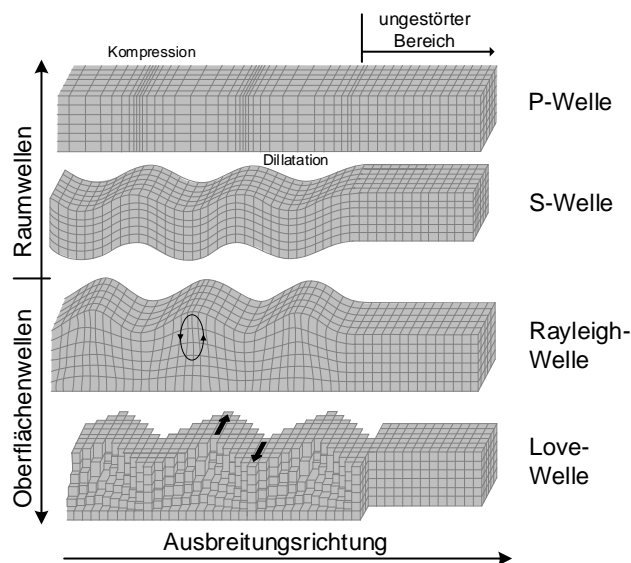


Abbildung 42: Übersicht der verschiedenen Arten von Ultraschallwellen nach [8]

Wesentlich für die Bestimmung von Materialeigenschaften, wie dem Elastizitätsmodul, mittels Ultraschall ist die Longitudinal- oder auch Primärwelle (P-Welle). Alle in Schwingung versetzten Teilchen bewegen sich hierbei in Ausbreitungsrichtung des Schalls. Bei Transversalwellen oder auch Sekundärwellen (S-Wellen), welche nur in Feststoffen auftreten, schwingen die Teilchen auch senkrecht zur Ausbreitungsrichtung. In Feststoffen können Scherspannungen übertragen werden, welche die Ausbreitung von Transversalwellen erst ermöglichen. Oberflächenwellen stellen eine Kombination aus Longitudinal- und Transversalwellen dar [184, 187]. Die Wellenlänge von Transversalwellen ist sehr gering, weshalb die Dämpfung im Baustoff besonders

ausgeprägt ist. Ist aufgrund der Bauteilbeschaffenheit ein Einsatz von reinen Longitudinalwellen nicht möglich, finden Oberflächenwellen dennoch Einsatz. Insbesondere Rayleigh-Wellen werden aufgrund ihrer geringen Eindringtiefe verwendet, um oberflächennahe Schädigungen oder Fehlstellen zu detektieren [187]. Die Eindringtiefe der an der Oberfläche entsendeten Wellen entspricht mindestens der Wellenlänge λ des entsendeten Impulses [4, 188].

Ultraschallwellen breiten sich in homogenen Baustoffen, wie beispielsweise Stahl, mehr oder weniger ungestört aus. Im inhomogenen Beton treffen die Wellen auf unterschiedliche Materialien (Gesteinskörnung, Zementstein, Fehlstellen). Aufgrund des Impedanzunterschiedes der Materialien werden die Wellen an den Grenzflächen zwischen den Materialien anteilig reflektiert oder gedämpft transmittiert. Abbildung 43 zeigt die exemplarische Reflektion und Transmission einer einfallenden Longitudinalwelle an der Grenzfläche zweier Medien. Es geht daraus hervor, dass sowohl die reflektierte als auch die transmittierte Welle einen longitudinalen und einen transversalen Bestandteil hat. Dieses Verhalten wird als Modenwandel bezeichnet [184, 187].

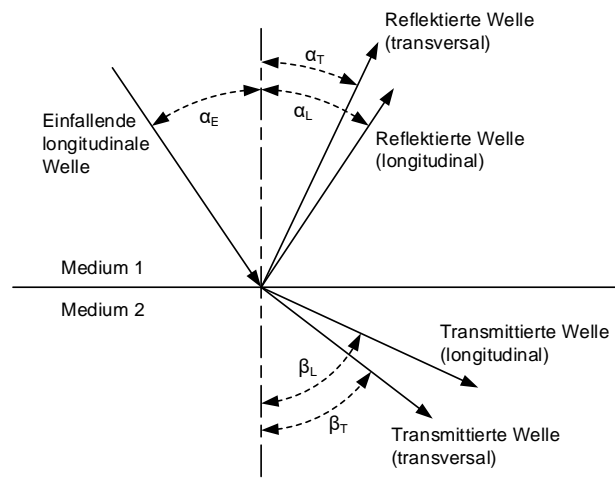


Abbildung 43: Reflexion und Transmission einer Longitudinalwelle an der Grenzfläche zweier Medien nach [189]

Bei der Untersuchung von Betonbauteilen mittels Ultraschall kommen Frequenzen zwischen 50 und 400 kHz zum Einsatz. Bei der Wahl der Frequenz spielt die Porosität des Betons eine wesentliche Rolle. Bei Frequenzen unter 100 kHz kann der Einfluss der Betonporosität vernachlässigt werden, da die Schallgeschwindigkeit im Wesentlichen durch die Streuung an den Gesteinskörnern bestimmt ist [187]. Je höher aber die Frequenz, desto höher der Einfluss der Porosität [187]. Über einer Frequenz von 100 kHz ist der Einfluss der Streuungen an den Poren gegenüber denen an den Gesteinskörnern deutlich größer [187]. Allerdings ist oberhalb von 400 kHz eine Ultraschallprüfung an Betonbauteilen nicht mehr sinnvoll [187].

Die bei Ultraschallmessungen erzielbare Auflösung, also die erkennbaren Fehlstellen im Gefüge, in Betonbauteilen und gleichzeitig auch die Eindringtiefe der Schallwellen sind maßgeblich limitiert durch die Streuungen infolge der Transmission und Reflexion an den Kontaktzonen innerhalb des Betongefüges. Ob die Reflexion an den einzelnen Objekten detektierbar ist, ist von der Größe des Reflektors im Verhältnis zur Wellenlänge abhängig. Ist der Reflektor – die störende Stelle im Betongefüge (Gesteinskörnung, Fehlstelle, etc.) – größer als die Wellenlänge, so kommt es zu einer Reflexion. Daraus lässt sich folgern, dass eine grö-

ßere Frequenz zu einer höheren Auflösung der Strukturen führt. Konträr dazu darf die Wellenlänge des entsandten Signals nicht zu klein gewählt werden, damit die Welle nicht direkt an der Gesteinskörnung reflektiert wird. Eine für Beton geeignete Auflösung führt folglich zu einer geringen Eindringtiefe der Ultraschallwellen. An besonders kleinen Fehlstellen, wie Mikrorissen im Betongefüge, ist der reflektierte Teil der Ultraschallwelle in der Regel sehr gering, was eine Ortung der Fehlstelle ausschließt [189]. Nichtsdestotrotz summieren sich die Reflexionen über eine gewisse Strecke auf, so dass auch mikrostrukturelle Schädigungen, wenn auch nicht verortet, qualitativ detektiert werden können [189].

Im Bereich des Monitorings von Bauwerken kommen häufig solche Ultraschallmessungen zum Einsatz, da sie eine zerstörungsfreie Beurteilung des Zustandes eines Bauteils ermöglichen. Die im Laufe der Zeit eingetragenen mikrostrukturellen Veränderungen des Betongefüges infolge zyklischer Belastung können mittels Ultraschallmessungen indirekt erfasst werden. Anhand der Ultraschalllaufzeit lässt sich der dynamische Elastizitätsmodul E_{dyn} (Gleichung (12)) als Kenngröße für den Zustand des Bauteils ermitteln.

$$E_{dyn} = \rho \cdot \frac{(1 + \mu) \cdot (1 - 2\mu)}{(1 - \mu)} \cdot \left(\frac{s}{t}\right)^2 \quad (12)$$

mit:	E_{dyn}	dynamischer E-Modul	[N/mm ²]
	s	Messstrecke, Abstand zwischen Sender und Empfänger	[m]
	t	Ultraschalllaufzeit	[s]
	ρ	Dichte	[kg/m ³]
	μ	Querdehnzahl, Annahme für Beton: $\mu = 0,2$	[-]

Um den zeitlichen Verlauf der Betondegradation zu ermitteln, können wiederkehrende Ultraschalllaufzeitmessungen durchgeführt werden. Die jeweiligen dynamischen E-Moduln $E_{dyn,i}$ können dann in Relation zu dem dynamischen E-Modul vor Beginn der Belastung $E_{dyn,0}$ gesetzt werden, um einen relativen dynamischen E-Modul $rel. E_{dyn}$ zu erhalten. Dieser gibt einen Aufschluss über den Schädigungszustand und -fortschritt zum jeweiligen Zeitpunkt. Des Weiteren ist es anhand dessen möglich, eine qualitative Aussage über den Grad der Schädigung zu tätigen.

$$rel. E_{dyn} = \frac{E_{dyn,i}}{E_{dyn,0}} \cdot 100 \quad (13)$$

mit:	rel. E_{dyn}	relativer dynamischer E-Modul	[%]
	$E_{dyn,i}$	dynamischer E-Modul nach i Lastwechseln	[N/mm ²]
	$E_{dyn,0}$	dynamischer E-Modul nach 0 Lastwechseln	[N/mm ²]

In der zerstörungsfreien Prüfung von Betonbauteilen kommen überwiegend Prüfköpfe (Ultraschallsender und -empfänger) zum Einsatz, deren Wirkung auf dem piezoelektrischen Effekt beruht. Bei diesen Prüfköpfen führt eine äußere Krafteinwirkung zu einer Verformung des Wandlmaterials (Bleimethaniobat oder Lithiumniobat) [184], welches wiederum eine elektrische Ladung erzeugt. Dieser Effekt ist umkehrbar. Man spricht dann von einem reziproken piezoelektrischen Effekt. Der Wandler verformt sich, wenn er einem elektrischen Feld ausgesetzt wird. Für die in der Betonprüfung in der Regel eingesetzten Niederfrequenz-Prüfköpfe wird als piezoelektrischer Stoff Bleimetaniobat ($PbNb_2O_6$) verwendet [190]. Die zerstörungsfreie Ermittlung des Gefügestands mittels Ultraschallmessungen ist für die Prüfung von Beton in Bauwerken in der DIN EN 12504-4 [191] und für die Bewertung der Druckfestigkeit in DIN EN 13791 [192] geregelt. Zusätzliche Hinweise zur Anwendung der Ultraschallmesstechnik können [193] entnommen werden.

5 Experimentelle Untersuchungen

5.1 Übersicht

Abbildung 44 gibt eine Übersicht über die experimentellen Untersuchungen im Rahmen dieser Arbeit.

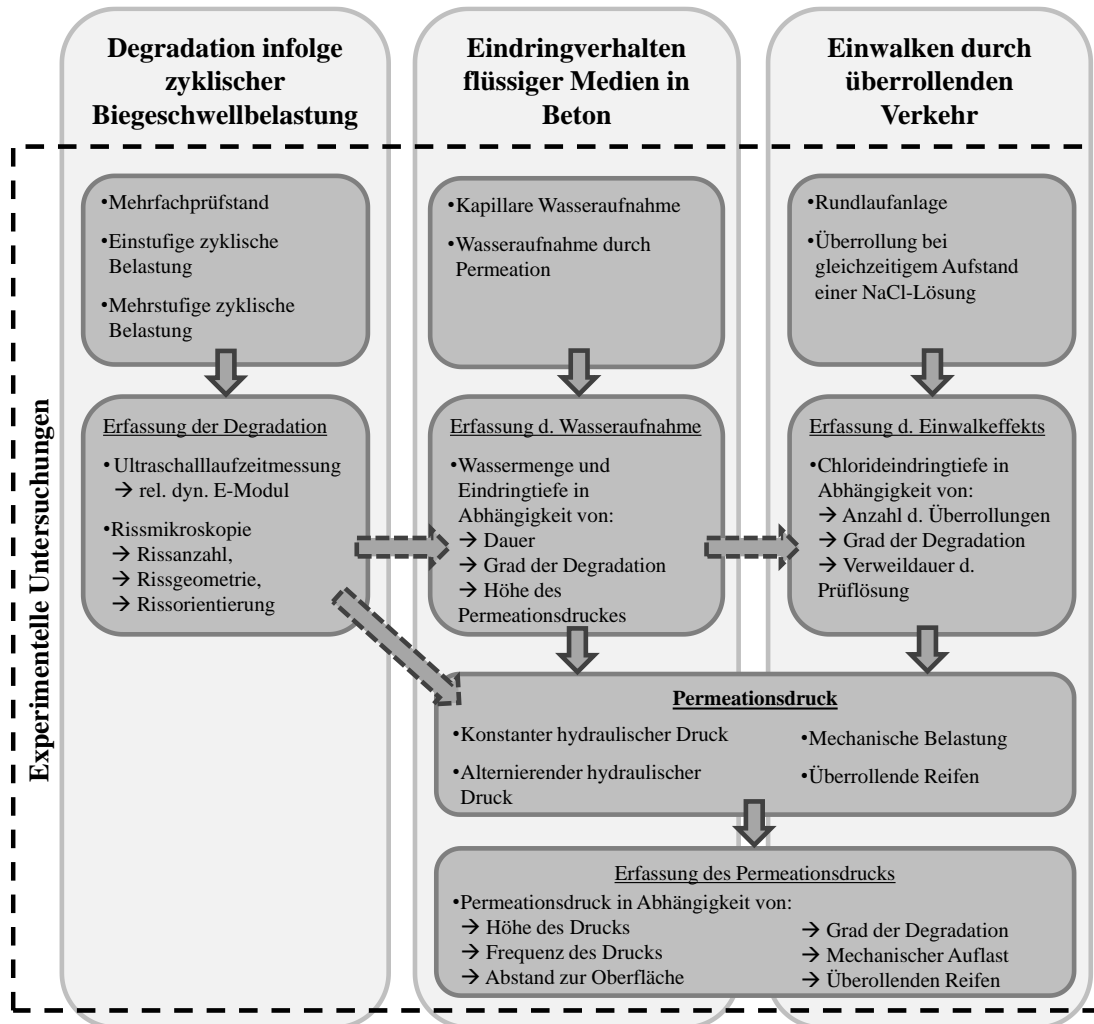


Abbildung 44: Übersicht der experimentellen Untersuchungen

5.2 Betone

5.2.1 Festlegungen

Alle Betone wurden so zusammengesetzt, dass die Anforderungen der TL Beton-StB 07 [194] erfüllt waren (Tabelle 4).

Tabelle 4: Festlegungen für die zu untersuchenden Betone

Eigenschaft	Wert
Größtkorn [mm]	22
Festigkeitsklasse [-]	C30/37
Konsistenz:	
Verdichtungsmaßklasse [-]	C1 / C2
Verdichtungsmaß [-]	1,23 - 1,28
Luftporengehalt [Vol.-%]	4,0 - 4,5
Frischbetonrohichte [kg/dm ³]	2,35 - 2,38

5.2.2 Ausgangsstoffe

5.2.2.1 Gesteinskörnung

Für alle Betone wurde Rheinsand in der Korngruppe 0-2 mm eingesetzt. Als grobe Gesteinskörnung in der Korngruppe 2-8 mm wurden Oberrhein Kies-Splitt bzw. ein Granodiorit-Splitt aus der Lausitz verwendet. In den Kornfraktionen 8-16 und 16-22 mm wurde ausschließlich Granodiorit-Splitt verwendet. Eine petrographische und mineralogische Charakterisierung der unterschiedlichen Gesteinskörnungen ist in Anhang A in Tabelle A 1 dargestellt. Die Wasseraufnahme der verwendeten Gesteinskörnung wurde gemäß DIN EN 1097-6 [195] bestimmt.

5.2.2.2 Zement

Es wurde ein Portlandzement (CEM I 42,5 N) aus dem Werk Höver der Firma Holcim für alle im Labor hergestellten Betone eingesetzt. Der Na₂O-Äquivalent des Zements betrug 0,73 M.-% und erfüllt damit die Anforderungen der TL Beton-StB 07 [194] an Portlandzemente ($\leq 0,80$ M.-%) für Fahrbahndeckenbetone. Eine Analyse des eingesetzten Zements kann Tabelle A 2 im Anhang A entnommen werden.

5.2.2.3 Luftporenbildner

Zur Erzeugung der künstlichen Luftporen kam der Luftporenbildner LPS A-94 der Firma Sika zum Einsatz, welcher gemäß Hersteller für die Verwendung in Fahrbahndeckenbetonen geeignet ist. Der Luftporenbildner besteht aus synthetischen Tensiden und sorgt für das Einstellen des gemäß TL-Beton StB 07 [194] geforderten Mindestluftgehalts von 4,0 Vol.-%.

5.2.3 Zusammensetzung

Die Zusammensetzung aller im Labor hergestellter Betone kann Tabelle 5 entnommen werden. In der Korngruppe 2-8 mm kamen zwei verschiedene Gesteinskörnungen zum Einsatz, die innerhalb der Untersuchungen der Forschergruppe FOR 1498 zur Unterscheidung der Alkali-Reaktivität der Gesteinskörnungen untersucht wurden. Für die Untersuchungen im Rahmen dieser Arbeit haben die beiden in der Korngruppe 2-8 mm verwendeten Gesteinskörnungen keine Auswirkungen. Überwiegend wurde, im Rahmen dieser Arbeit, Oberrhein Kies-Splitt in der Korngruppe 2-8 mm verwendet.

Tabelle 5: *Betonzusammensetzung*

Bestandteile	Zugabemenge [kg/m³]
Zement CEM I 42,5 N	360
Wasser	151
Sand 0-2 mm	512
Granodiorit-Splitt oder Oberrhein Kies-Splitt 2-8 mm	267
Granodiorit-Splitt 8-16 mm	505
Granodiorit-Splitt 16-22 mm	561
w/z-Wert [-]	0,42
LP-Bildner [M.-% v. Zement]	0,20

Für die Herstellung der Proben zur Untersuchung des Einflusses der Probekörpergeometrie und der Nachbehandlung auf die Biegezugfestigkeit wurde Transportbeton eingesetzt. Dieser erfüllte ebenfalls die Festlegungen gemäß Tabelle 4. Die genaue Zusammensetzung des Transportbetons ist in Tabelle B 1 in Anhang B aufgeführt.

5.2.4 Herstellung und Lagerung der Proben

Die Herstellung des Betons erfolgte, mit Ausnahme einer Prüfserie (vgl. Kapitel 5.4.2.2), stets im Labor des Lehrstuhls für Baustofftechnik der Ruhr-Universität Bochum mit einem Zwangsmischer (Fassungsvermögen: 250 l). Der Beton wurde gemäß dem folgenden Mischregime hergestellt:

1. Vorlegen der Gesteinskörnung und des Zementes im Mischer
2. 60 Sekunden homogenisieren
3. Zugabe von 90 % des Zugabewassers
4. 120 Sekunden mischen
5. 30 Sekunden ruhen
6. Zugabe des restlichen Zugabewassers zusammen mit dem darin kurz zuvor dispergierten Luftporenbildner
7. 90 Sekunden mischen

Für die zyklische Beanspruchung und spätere Einwalkversuche wurden großformatige Probekörper mit 1800 x 500 x 270 mm³ hergestellt. Die Dicke entsprach mit 270 mm dabei denen von Betonfahrbahndecken der Bk 100. Im Rahmen dieser Arbeit wurden insgesamt die folgenden Probekörper für die unterschiedlichen Untersuchungen aus im Labor gemischtem Beton hergestellt:

- 47 großformatige Balken (1800 x 500 x 270 mm³)
- 141 kleinformatische Balken (150 x 150 x 700 mm³)
- 27 Platten (200 x 200 x 120 mm³)
- 171 Würfel (150 x 150 x 150 mm³)

Zusätzlich wurden folgende Probekörper aus Transportbeton für die Untersuchung des Einflusses der Probekörpergeometrie und der Nachbehandlung auf die Biegezugfestigkeit hergestellt (vgl. Kapitel 5.4.2.2):

- 9 großformatige Balken (1800 x 500 x 270 mm³)
- 15 kleinformatige Balken (150 x 150 x 700 mm³)
- 3 Würfel (150 x 150 x 150 mm³)

Frühestens fünf Minuten nach Mischende wurde der Beton in die entsprechenden Formen gegeben und je nach Probekörpergröße auf dem Rütteltisch (kleinformatige Balken, Würfel und Platten) bzw. mittels eines Innenrüttlers (großformatige Balken) verdichtet und anschließend glatt abgezogen bzw. mit einem Besenstrich versehen. Die großformatigen Probekörper (1800 x 500 x 270 mm³) wurden in zwei Lagen frisch in frisch betoniert. Aufgrund des Volumens der Großbalken von bereits 243 l und der zusätzlich herzustellenden Begleitprobekörper für die Ermittlung der Festigkeitskennwerte wurde für jede Lage des Betons eine eigene Betoncharge mit einem Gesamtvolumen von 160 l hergestellt. Die Nachbehandlung der großformatigen Probekörper erfolgte durch Abdecken der Proben mit PE-Folien. Nach drei Tagen wurden die Probekörper ausgeschalt und vollständig mit Folie umwickelt. Erst unmittelbar vor der zyklischen Beanspruchung wurde die Folie von den Probekörpern entfernt. Die jeweilige Lagerung der kleinformatigen Probekörper variierte je nach Untersuchung und ist in den nachfolgenden Kapiteln beschrieben.

5.3 Frischbeton

Jeweils 5 Minuten nach Mischende wurden die Frischbetonrohddichte, der Luftgehalt und die Konsistenz bestimmt. Die Konsistenz des Frischbetons wurde im Verdichtungsversuch nach DIN EN 12350-4 [196] ermittelt.

Der Luftgehalt im Frischbeton wurde mittels Druckausgleichverfahren nach DIN EN 12390-7 [197] bestimmt.

Des Weiteren wurde die Frischbetonrohddichte nach DIN EN-12390-2 [198] bestimmt.

5.4 Festbeton

5.4.1 Druckfestigkeit

Die Festbetonrohddichte sowie die Druckfestigkeit wurde im Alter von 28 Tagen gemäß DIN EN 12390-3 [199] an jeweils drei Würfeln mit einer Kantenlänge von 150 mm je großformatigem Balken bestimmt.

5.4.2 Biegezugfestigkeit

5.4.2.1 Referenz für zyklische Belastung

Die Biegezugfestigkeit des Betons wurde für jeden Großbalken gemäß DIN EN 12390-5 [54] im Alter von 28 Tagen an jeweils drei Probekörpern mit den Abmessungen 150 x 150 x 700 mm³ ermittelt. Dabei wurde je ein Probekörper aus dem Beton der ersten Lage des Großbalkens und je zwei Probekörper aus dem Beton der zweiten Lage, welche in den späteren zyklischen Biegeschwelluntersuchungen die Zugbelastung erfährt (vgl. Kapitel 5.5), zur Ermittlung der Biegezugfestigkeit herangezogen.

5.4.2.2 Einfluss der Vorlagerungen

Die zyklische Biegezugbelastung (vgl. Kapitel 5.5) erfolgte an großformatigen Probekörpern mit den Abmessungen 1800 x 500 x 270 mm³. Die zugrundeliegende Biegezugfestigkeit, aufgrund derer die Belastung festgelegt wurde, ist allerdings an kleinformatischen Balken (150 x 150 x 700 mm³) ermittelt worden. Neben der unterschiedlichen Probengröße unterschieden sich die großformatigen Proben auch in ihrer Vorlagerung von den kleinformatischen Proben. Die kleinformatischen Proben wurden gemäß Norm bis unmittelbar vor der Prüfung unter Wasser gelagert, während die großformatigen Proben nach dem Ausschalen in Folie eingewickelt gelagert wurden. Bedingt durch den Prüfablauf musste die Folie schon vor der Ultraschall-Nullmessung (vgl. Kapitel 4.2) wieder entfernt werden und der Beton begann zu schwinden.

Wie in Kapitel 2.5 beschrieben ist die Biegezugfestigkeit sowohl von der Probekörpergeometrie als auch von potenziell auftretenden Schwindspannungen infolge einer Austrocknung beeinflusst. Insbesondere eine Überlagerung der beiden Effekte kann zu einer Reduktion der Biegezugfestigkeit führen. Zur Quantifizierung dieser Bezugsgröße wurde die Biegezugfestigkeit groß- und kleinformatischer Probekörper in Abhängigkeit verschiedener Vorlagerungen an einer vergleichbaren Betonzusammensetzung (Tabelle B1 im Anhang B) ermittelt.

Als Referenz wurden kleinformatische Biegebalken (150 x 150 x 700 mm³) hergestellt und bis zur späteren Ermittlung der Biegezugfestigkeit nach 28 d unterschiedlich gelagert. Die unterschiedlichen Lagerungen sind in Tabelle 6 zusammengestellt. Alle Probekörper wurden für 2 d (Serien K1 bis K5) bzw. 3 d (Serie G1 bis G3) in der Schalung belassen. Serie K1 wurde bis zur Prüfung unter Wasser belassen, Serie K2 nach dem Ausschalen in Folie gewickelt gelagert und Serie K3 zudem mit nassen Tüchern unter der Folie versehen. Die Serien K4 und K5 lagerten ebenfalls in Folie bzw. in Folie und nassen Tüchern, wurden jedoch 7 d vor der Prüfung ausgeschalt und bei Normklima (20 °C und 65 % rel. F.) gelagert. Die Lagerung der großformatigen Probekörper ist ebenfalls in Tabelle 6 dargestellt. Die Serie G1 lagerte bis zur Prüfung in Folie, während bei Serie G3 ca. 7 d vor der Prüfung die Folie entfernt und die Proben anschließend unter Normklimabedingungen gelagert wurden. Serie G2 wurde bis zur Prüfung in Folie und nassen Tüchern gelagert. Eine vollständige Lagerung der großformatigen Probekörper unter Wasser, war aufgrund deren Größe nicht möglich.

Tabelle 6: Übersicht der unterschiedlichen Vorlagerungen für die kleinformatischen Balken der Serien K1 bis K5 und der großformatigen Balken der Serien G1 bis G3

Vorlagerung	Dauer der Vorlagerung [d]							
	Kleinformative Balken (150 x 150 x 700 mm ³)					Großformatige Balken (1800 x 500 x 270 mm ³)		
	Serie					Serie		
	K1	K2	K3	K4	K5	G1	G2	G3
In der Schalung	2	2	2	2	2	3	3	3
Unter Wasser	26							
In Folie gewickelt		26		19		25		18
In Folie und nasse Tücher gewickelt			26		19		25	
Normklima (20 °C + 65 % rel. F.)				7	7			7

Während die Prüfung der kleinformatischen Probekörper, abgesehen von der Vorlagerung, konform der DIN EN 12390-5 [54] durchgeführt wurde, wurde die Biegezugfestigkeit der großformatigen Probekörper in einer Vier-Punkt-Lastanordnung in einer servo-hydraulischen Prüfmaschine durchgeführt. Die Auflager waren 160 cm voneinander entfernt und die Lastangriffspunkte hatten einen Abstand von 80 cm zueinander. Die Belastung erfolgte kraftgesteuert, analog zur DIN EN 12390-5 [54], mit einer Geschwindigkeit von $0,05 \text{ N/mm}^2 \cdot \text{s}^{-1}$ bis zum Versagen der Probekörper.

5.4.3 Porosität und Porenradialverteilung

Die Porosität des Betons wurde mittels Quecksilberdruckporosimetrie (vgl. Kapitel 4.1) bestimmt. Dazu wurden aus insgesamt 4 großformatigen Probekörpern (B1, B13, B14 und B19) Teilproben gewonnen und für die Bestimmung der Porosität präpariert. Die eingesetzten Porosimeter sind in Abbildung 45 dargestellt. Die Porengrößenanalyse erfolgte programmgestützt gemäß DIN 66133 [181]. Die untersuchten Betonbruchstücke wurden aus den Betonproben herausgebrochen und anschließend im Hochvakuum getrocknet. Durch die Beaufschlagung mit 400 MPa konnte ein kleinster Porendurchmesser von ca. 3,6 nm und ein größter Porendurchmesser von ca. 100 μm erfasst werden.



Abbildung 45: Hg-Porosimeter vom Typ Pascal 140 für den Niederdruckbereich (links) und vom Typ Pascal 240 für den Hochdruckbereich (rechts)

Die Gesamtporosität wurde nach DIN 66137-1 [200] aus der Rohdichte nach DIN EN 12390-7 [197] und der Reindichte gemäß DIN 66137-2 [201] berechnet. Bei dieser Berechnung findet der gesamte Porenbereich Berücksichtigung. Es wurden also sowohl offene als auch geschlossene Poren erfasst.

Des Weiteren wurden die Luftporenkennwerte im Festbeton gemäß DIN EN 480-11 [202] bestimmt.

5.5 Zyklische Beanspruchung

5.5.1 Belastungsszenario

Abbildung 46 zeigt das Belastungsszenario für die zyklische Belastung großformatiger Probekörper. Zunächst wird die maximale Last unter Wegregelung aufgebracht, um bei einem möglichen unplanmäßigen Versagen der Probekörper keine Schäden am System zu verursachen. Im Anschluss wird die Last auf Mittelast reduziert und auf Kraftregelung umgeschaltet. Mit Beginn der zyklischen Belastung vergrößert sich die Amplitude gleichmäßig in einem Zeitintervall von 10 Sekunden bis zum Erreichen der festgelegten maximalen Last (aufblenden). Die andauernde zyklische Belastung erfolgt dann mit einer Frequenz von 5 Hz.

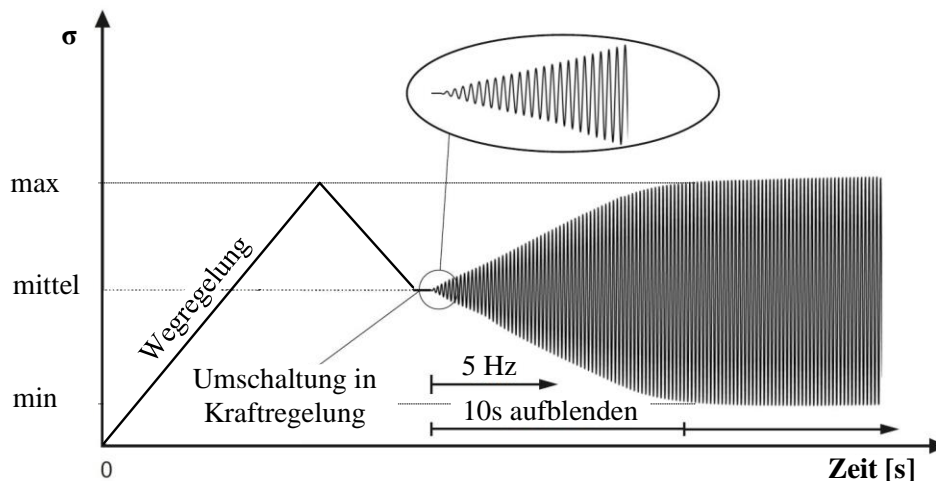


Abbildung 46: Belastungsszenario [203]

Während der Belastung wird der vom servo-hydraulischen Zylinder zurückgelegte Weg kontinuierlich überwacht. Kommt es infolge des Versagens eines Probekörpers oder einer unerwarteten Leckage zu einem überproportionalen Anstieg des zurückgelegten Wegs, schaltet sich der Prüfstand automatisch ab.

5.5.2 Zyklische Belastung

5.5.2.1 Einstufige zyklische Belastung

An dem in dieser Arbeit betrachteten System einer Betonfahrbahndecke ergeben sich aus der Überlagerung von langsam veränderlichen thermischen Zwangsspannungen mit rasch zyklisch wiederkehrenden Verkehrslasten jeweils eine Ober- und Unterspannung (σ_o bzw. σ_u). Im Wesentlichen werden für das System einer Betonfahrbahndecke zwei Lastfälle unterschieden. Zum einen eine Abkühlung von oben (negativer Temperaturgradient von 0,4 K/cm) bei gleichzeitiger Verkehrslast durch einen 40-t-LKW in Plattenmitte und zum anderen die Verkehrslast am Plattenrand bei gleichem Temperaturgradient. Die Überrollung eines 40-t-LKW erzeugt Biegespannungen von rd. 1,1 N/mm². Infolge des Temperaturgradienten entstehen Zwangszugspannungen in Höhe von ca. 2,2 N/mm² an der Oberseite der Platte. Für den Fall der Belastung eines 40-t-LKW in Plattenmitte wirkt die Verkehrslast entlastend. Demnach ergeben sich eine Oberspannung von 2,2 N/mm² und eine Unterspannung von 1,1 N/mm². Das Verhältnis der Unterspannung zur Oberspannung beträgt folglich $\sigma_u/\sigma_o = 0,5$. Wirkt die Last eines 40-t-LKW am Plattenrand, so erhöht sich die Spannung an der Plattenoberseite durch die Verkehrslast. Aus diesem Lastfall ergibt sich eine Oberspannung von $\sigma_o = 3,3$ N/mm² und

eine Unterspannung von $\sigma_u = 2,2 \text{ N/mm}^2$. Das Verhältnis der Unterspannung zur Oberspannung ergibt sich für diesen Lastfall zu $\sigma_u/\sigma_o = 0,66$ [4].

Einstufige zyklische Beanspruchungen wurden an den großformatigen Balken jeweils im Alter von mindestens 56 Tagen begonnen. Diese wurden mit Vier-Punkt-Biegezugversuchen realisiert (vgl. Kapitel 5.5.3). Ausgehend von einer durchschnittlichen Biegezugfestigkeit $f_{ct,fl}$ für Betonfahrbahndecken von $6,0 \text{ N/mm}^2$ ergeben sich für diese beiden Lastfälle die Verhältnisse $\sigma_o/f_{ct,fl} = 0,35$ bzw. $\sigma_o/f_{ct,fl} = 0,5$. Aufgrund der Probekörpergeometrien sowie von Austrocknungseffekten wurde eine verminderte Biegezugfestigkeit von ca. $4,0 \text{ N/mm}^2$ verglichen mit den kleinformatigen Balken festgestellt (vgl. Kapitel 6.1.3.2), welche den Untersuchungen zugrunde gelegt wurde. Für die durchgeführten Versuche wurden die Oberspannungen den jeweiligen Balken angepasst, um das Verhältnis $\sigma_o/f_{ct,fl}$ beizubehalten. Die jeweils zugehörige Unterspannung σ_u liegt $1,0 \text{ N/mm}^2$ unter der Oberspannung σ_o und wurde ebenfalls entsprechend angepasst. In diesen Versuchsreihen wurden das Spannungsverhältnis ($\sigma_o/f_{ct,fl}$) und die Lastzyklenzahl (N_{LZ}) variiert. Zusätzlich zu den vorgenannten Spannungsverhältnissen wurde die zyklische Belastung auch mit einem Spannungsverhältnis von $\sigma_o/f_{ct,fl} = 0,60$ und $\sigma_o/f_{ct,fl} = 0,70$ induziert, um weitere Vorschädigungen zu erreichen. Es wurden bis zu zehn Millionen Lastzyklen aufgebracht. Die einzelnen Variationen sind in der Versuchsmatrix in Tabelle 7 dargestellt.

Tabelle 7: Versuchsmatrix für die einstufige Biegeschwellbelastung

		Spannungsverhältnis				
		$\sigma_o/f_{ct,fl} [-]$				
		0	0,35	0,50	0,60	0,70
Lastzyklen N_{LZ} [Mio.]	0	x (Ref.)				
	0,1					x
	1				x	
	2		x	x		
	5		x	x	x	
	10		x	x		

Die Lastzyklen wurden sinusförmig mit einer Frequenz von 5 Hz aufgebracht. Hieraus ergaben sich bei den angestrebten Gesamtlastzyklen (bis zehn Millionen) Prüfdauern von bis zu 24 Tagen zuzüglich der Unterbrechungen für die intermittierenden Ultraschallmessungen. Die Belastung der Prüfkörper erfolgte in dem in Kapitel 5.5.3 beschriebenen Versuchsstand. Je Variation wurden drei Großbalken, demnach also insgesamt 30 Großbalken, untersucht.

5.5.2.2 Mehrstufige zyklische Belastung

Neben der Belastung bei konstanten Oberspannungen wurde ebenfalls die Hypothese der Schadensakkumulation bei unterschiedlichen Spannungsniveaus nach Palmgren-Miner [80, 81] (vgl. Kapitel 2.4.3) untersucht. Hierzu wurden je drei großformatige Probekörper in vier verschiedenen Lastkollektiven mit wechselnden

Spannungsverhältnissen belastet. Insgesamt erfolgte die Belastung an zwölf Großbalken. Die Spannungsverhältnisse alternierten zwischen $\sigma_o/f_{ct,fl} = 0,35$ und $\sigma_o/f_{ct,fl} = 0,50$. Die Belastung erfolgte bis insgesamt zehn Millionen Lastwechsel (Abbildung 47). In den Lastkollektiven 1 und 2 wurde das Spannungsverhältnis nach je einer Million Zyklen gewechselt, in den Lastkollektiven 3 und 4 erfolgte der Wechsel erst nach fünf Millionen Lastzyklen. Je ein Lastkollektiv begann mit der niedrigeren Spannung ($\sigma_o/f_{ct,fl} = 0,35$) während das andere zunächst mit dem höheren Spannungsniveau ($\sigma_o/f_{ct,fl} = 0,50$) belastet wurde.

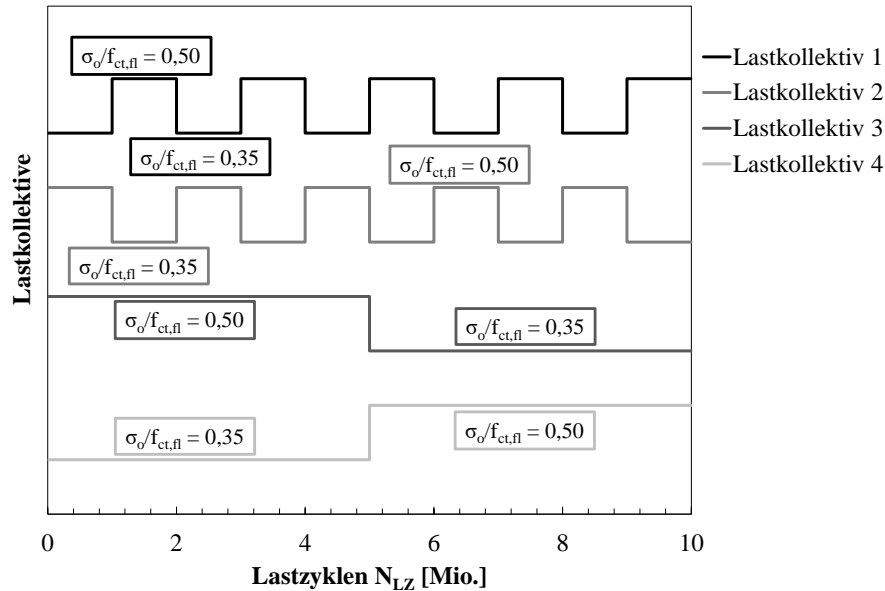


Abbildung 47: Lastkollektive 1 bis 4 zur mehrstufigen zyklischen Belastung der großformatigen Probekörper [204, 205]

5.5.3 Mehrfachprüfstand zur zyklischen Belastung von Großbalken

5.5.3.1 Prüfraumen

Um für zyklische Untersuchungen die Effizienz in der Prüfdurchführung zu verbessern und so abgesicherte Ergebnisse zu generieren, wurde ein Mehrfachprüfstand entwickelt, mit welchem simultan bis zu sechs großformatige Betonprüfkörper zyklischen Biegezugbeanspruchungen in einer Vier-Punkt-Lastanordnung ausgesetzt werden können (Abbildung 48). Eine Beschreibung des nachfolgend erläuterten Mehrfachprüfstandes inklusive dessen Validierung und ausgewählten Ergebnissen ist bereits in [203] veröffentlicht.



Abbildung 48: Visualisiertes Konzept des Mehrfachprüfstandes [203](links) und ausgeführter Mehrfachprüfstand [203, 204, 206] (rechts)

Der Prüfrahm wurde dafür so konzipiert, dass jeweils zwei großformatige Probekörper (1800 x 500 x 270 mm³) nebeneinander und drei übereinander angeordnet sind (Abbildung 48). Das Grundgerüst dieses Sechsfachprüfstands besteht aus HEB 300 Profilen, durch die sichergestellt wird, dass auch unter den zu erwartenden maximalen Prüflasten keine nennenswerten Verformungen auftreten.

5.5.3.2 Hydraulisches System

Für die simultane und kongruente Lasteinleitung in die Biegebalken musste zunächst ein entsprechend in sich geschlossenes hydraulisches System generiert werden. Grundgedanke dabei war, mit einem zentralen Hauptzylinder die einzelnen nachgeschalteten peripheren Zylinder synchron anzufahren. Das Konzept für das Hydrauliksystem des Mehrfachprüfstandes ist in Abbildung 49 links dargestellt.

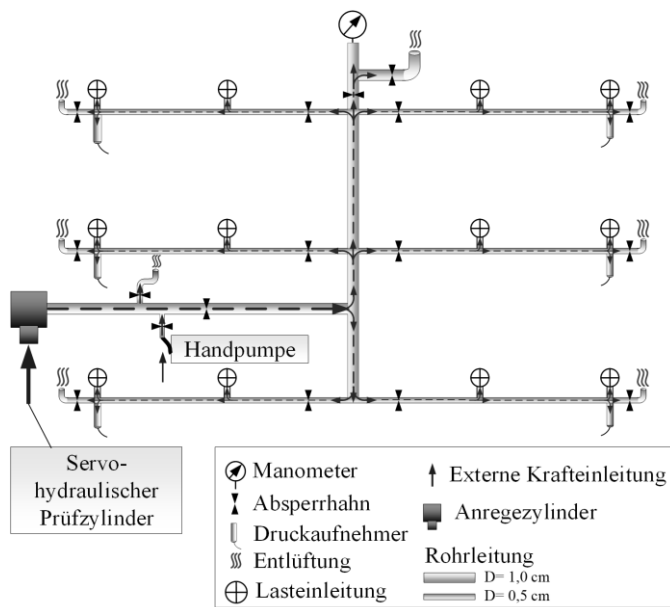


Abbildung 49: Konzept des Hydrauliksystems (links) und servo-hydraulischer Zylinder an der Rückseite des Mehrfachprüfstandes [203](rechts)

Zentraler Bestandteil der Anlage ist ein servo-hydraulischer Prüfzylinder mit einer Maximallast von 400 kN. Dieser ist an der Rückseite des Prüfstands in einem steifen Rahmen aus I- und U-Profilen angeordnet und ebenfalls über seine gesamte Höhe auf dem Spannfeld verankert (Abbildung 49, rechts).

Für das Anfahren der nachgeschalteten peripheren Druckzylinder ist ein eigenes, in sich geschlossenes hydraulisches System notwendig. Dieses ist zunächst auf eine vertikale Leitung zwischen den beiden Prüfkörperreihen ausgerichtet. Von dort zweigen zu beiden Reihen hin horizontale Stichleitungen zu den jeweiligen Prüfkörpern ab. Dort wiederum befinden sich jeweils zwei kleinere periphere Zylinder.

Die einzelnen horizontalen Stichleitungen sind durch Kugelhähne zu- bzw. abschaltbar. Für den Betrieb des Mehrfachprüfstandes ist es nicht relevant, wie viele der Prüfpositionen zugeschaltet sind. An den Enden der einzelnen Stichleitungen befinden sich Drucksensoren (bis 500 bar) zur Überwachung des tatsächlichen Öldrucks im Hydrauliksystem. Ebenso sind an jedem Ende der Stichleitung Entlüftungshähne angeordnet, um im Fall von Lufteinschlüssen im inneren System die Luft entweichen lassen zu können.

Die Steuerung der zyklischen Beanspruchung (Amplitude, Frequenz) wird über den servo-hydraulischen Hauptzylinder bzw. die dort integrierte Kraftmessdose vorgenommen. Alternativ kann die Steuerung auch über die Öldrucksensoren an den Stichleitungen oder über einen vorgeschalteten Sensor erfolgen. Auf diese Weise wird sichergestellt, dass die peripheren Zylinder (Kolbendurchmesser: 40 mm) an den Lasteinleitungsstellen (Abbildung 50 rechts) synchron und mit gleichem Druck und gleicher Frequenz beaufschlagt werden. Die aufgebrachte Bewegung vom Hauptzylinder wird kraftschlüssig vom Anregezyylinder (Abbildung 50 links, Kolbendurchmesser: 84 mm) zyklisch in das geschlossene Hydrauliksystem übertragen. Über die Stichleitungen wird der Druck dann zu den lastgebenden peripheren Druckzylindern gleichmäßig weitergegeben, die dann folgend über den resultierenden Kolbenweg die Last in die Probekörper eintragen.

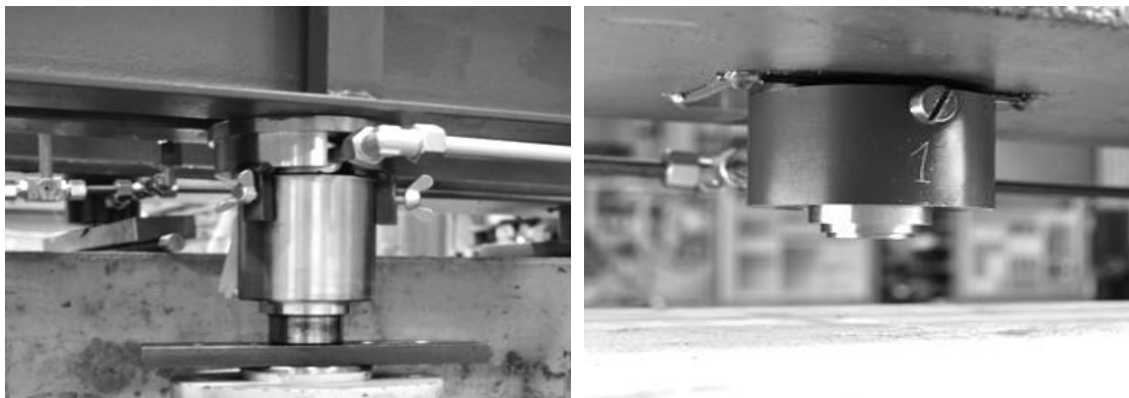


Abbildung 50: *Anregezyylinder [203] (links) und peripherer Lastzylinder über der Lasteinleitungsstelle am Biegebalken [203](rechts)*

5.5.3.3 Zylinder

Ein besonderes Augenmerk bei der Konstruktion des Prüfstandes lag auf der Entwicklung des Anregezyinders für das geschlossene innere Hydrauliksystem sowie der peripheren lasteinleitenden Zylinder. Konventionelle Hydraulikzylinder sind für die extremen zyklischen Beanspruchungen (Frequenz: bis zu 5 Hz) nicht ausgelegt. Insbesondere werden die Kolbendichtungen übermäßig beansprucht. Mit den geplanten Lastzyklen von mehreren zehn Millionen sowie Öldrücken von bis zu 500 bar bei einem Zylinderhub von wenigen zehn-

tel Millimetern war eine besondere Konzeptionierung notwendig. Kritischer Faktor war dabei die Dauerhaftigkeit der Dichtungen. Um den Verschleiß bzw. Abrieb der Dichtungen zu minimieren, wurden zum einen gehobter Stahl für die Kolbenwandung und Polytetrafluorethylen (PTFE) für die Dichtungen verwendet, zum anderen eine absolut zentrische und senkrechte Lasteinleitung, durch Einsatz von zwei Führungsbändern aus einem PTFE-Kohle-Gemisch, sichergestellt.

5.5.3.4 Lasteinleitung

Die Lasteinleitung unter den peripheren Druckzylindern erfolgt über massive verformungsfreie Einleitungsstreifen wie sie üblicherweise bei Biegeprüfungen an Betonproben verwendet werden. Die großformatigen Biegebalken lagern auf der einen Seite auf einem I- Profil mit aufgeschweißtem Halbrund und auf der anderen Seite auf einem beweglichen Kipplager (Abbildung 51).

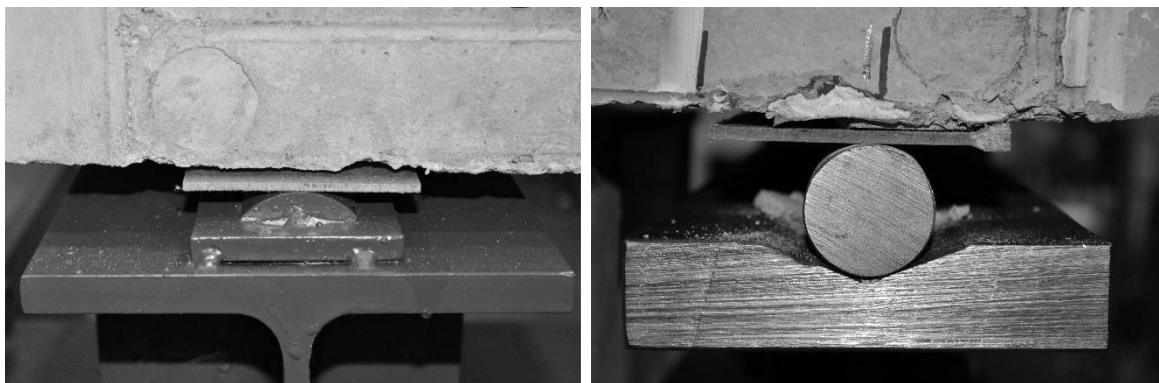


Abbildung 51: Auflager mit aufgeschweißtem Halbrund (links) und bewegliches Kipplager (rechts)

Die Anordnung der Auflager und der Lasteinleitungsstellen in dem Vier-Punkt-Biegezug-Versuch ist in Abbildung 52 dargestellt. Der Abstand zwischen den beiden Lasteinleitungen beträgt 80 cm, der Abstand zu dem jeweiligen Auflager 40 cm. Bei einer Probekörperlänge von 180 cm verbleibt ein Überstand über die Auflager hinaus von 10 cm auf jeder Seite. Bei dieser Anordnung wird die maximale Zugbelastung über eine Länge von 80 cm an der Balkenunterseite aufgebracht und dieser Bereich entsprechend maximal geschädigt. Die Zugbelastung nimmt ausgehend von diesem Bereich kontinuierlich zu den Auflagern hin ab. Über den Auflagern ist die Zugbelastung an der Balkenunterseite gleich null. Der Bereich über den Auflagern eignet sich folglich als Referenz (originäres Betongefüge) gegenüber dem maximal vorgeschädigten Bereich in der Balkenmitte. Die im Vier-Punkt-Biegezug-Versuch an der Oberseite der Balken eingetragenen Druckspannungen werden im Rahmen der Untersuchungen nicht betrachtet, da sie im Verhältnis zur Druckfestigkeit des Betons vernachlässigbar sind. Da der Balken aufgrund der Anordnung im Versuchsstand an der Unterseite maximal beansprucht ist, wird die zu untersuchende mit dem Besenstrich texturierte Seite nach unten eingebaut.

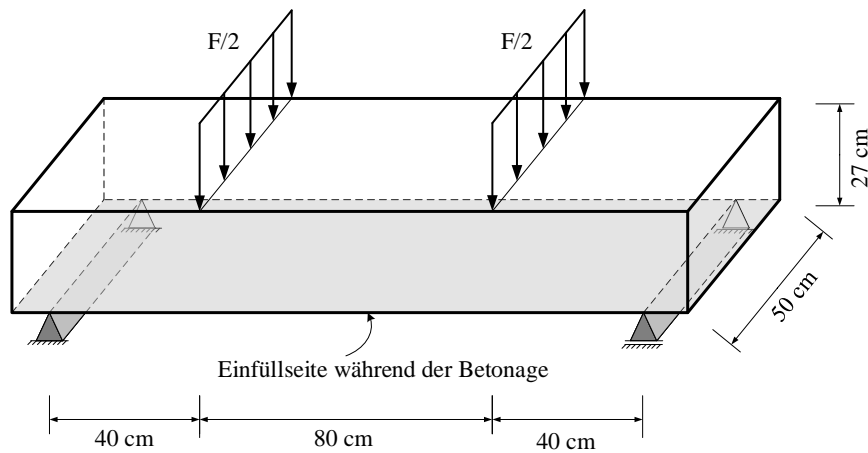


Abbildung 52: Belastungsschema

5.5.3.5 Validierung des Mehrfachprüfstandes

Vor Inbetriebnahme des Versuchsstandes wurden sowohl die gleichmäßige Verteilung der Drücke zu allen Stichleitungen als auch die gleichmäßige Kraftübertragung an den lastgebenden peripheren Zylindern auf die Probekörper untersucht.

In Abbildung 53 sind sowohl die Kraft des Anregezyllinders, als auch der Druck der Stichleitung SL1 bei einer kraftgesteuerten zyklischen Belastung zwischen 50 und 70 kN bei einer Frequenz von 5 Hz dargestellt. In Anhang C sind die entsprechenden Diagramme der anderen Stichleitungen aufgeführt.

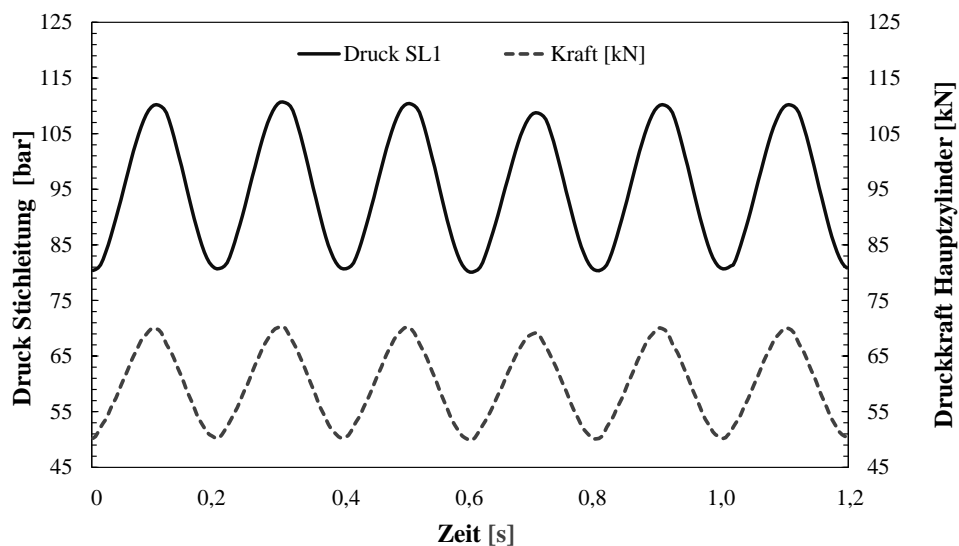


Abbildung 53: Kraft des Anregezyllinders und Druck der Stichleitung SL1 [203]

Es zeigt sich, dass der Druck in den Stichleitungen direkt mit der durch den Anregezyllinder eingebrachten Kraft sowohl vom zeitlichen Verlauf als auch von der Amplitude her synchron verläuft. Der Vergleich der einzelnen Stichleitungen untereinander zeigt, dass sich die gemessenen Drücke nur marginal voneinander unterscheiden. Die mittlere Standardabweichung betrug lediglich ca. 0,05 bar.

Zusätzlich wurde die tatsächlich auf die Probekörper übertragene Kraft je Prüfposition gemessen, um sicherzustellen, dass in beiden Lasteinleitungspunkten einer Stichleitung stets gleich große Kräfte in die Probekörper eingetragen werden. Hierzu wurden an beiden peripheren Zylindern zusätzliche Druck- und Kraftmessdosen installiert.

Abbildung 54 stellt exemplarisch die Krafteinleitung an einer Stichleitung (SL1) dar. In Anhang C sind die entsprechenden Diagramme der anderen Stichleitungen dargestellt. Zum einen zeigte sich die direkte Abhängigkeit des Drucks im System mit der generierten Kraft auf die Probekörper und zum anderen die gleichmäßige Verteilung von Kraft und Druck innerhalb einer Stichleitung. An beiden lastgebenden Zylindern liegen praktisch identische Verhältnisse vor. Die mittlere Abweichung zwischen beiden lastgebenden Zylindern betrug bei einer Kraft des Anregezyllinders zwischen 100 und 140 kN lediglich ca. 0,08 kN.

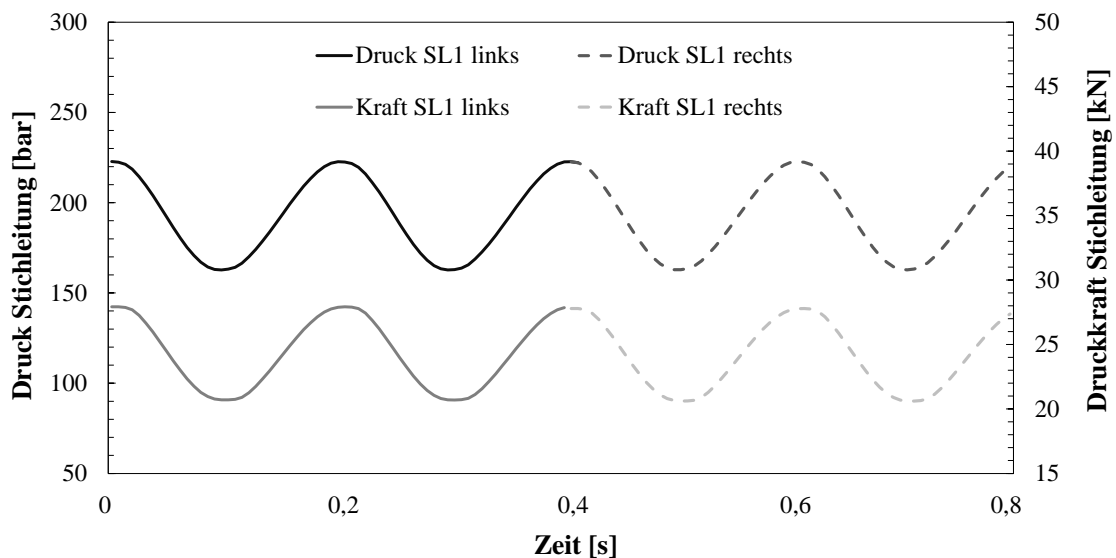


Abbildung 54: Kraft der lastgebenden Zylinder und Druck der entsprechenden Stichleitung (SL1) [203]

5.5.4 Erfassung der Degradation

5.5.4.1 Ultraschalllaufzeitmessung

Die sich während der zyklischen Beanspruchung einstellende Degradation wurde intermittierend über vergleichende Ultraschalllaufzeitmessungen der Longitudinalwelle in der auf Biegezug beanspruchten Betonrandzone erfasst. Für die Messungen wurde die zyklische Belastung für jeweils mindestens 180 Minuten unterbrochen und die Balken vollständig entlastet. Die Messung wurde dabei nach 0,01 | 0,1 | 0,25 | 0,5 und 1 Millionen und danach jede 1 Million aufgebrauchten Lastzyklen durchgeführt. Für die Messung wurde das Ultraschallmessgerät UK 1401 der Firma Acoustic Control Systems, gemäß den Empfehlungen zur Prüfung von Beton [193], verwendet. Das Gerät sendet einen Schallimpuls (Longitudinalwelle) mit einer Frequenz von 50 kHz in den Beton aus. Sender und Empfänger sind dabei 150 mm voneinander entfernt auf der Betonoberfläche angeordnet. Der Abstand der einzelnen Messstrecken zu den Auflagern sowie deren Lage in Bezug zu dem durch die Biegezugbeanspruchung aufgebrauchten Spannungsverlauf ist in Abbildung 55 dargestellt. Insgesamt wurde die Ultraschalllaufzeit in drei Messlinien mit jeweils acht aneinandergereihten Messstrecken á 150 mm erfasst. Aus den Ultraschalllaufzeiten wurde der dynamische Elastizitätsmodul be-

rechnet (vgl. Kapitel 4.2, Gleichung 12). Für die Ermittlung des Steifigkeitsabfalls der jeweiligen großformatigen Probekörper wurden die jeweils sechs mittleren Messstellen je Messstrecke, welche im Bereich der maximalen Zugbelastung liegen, verwendet.

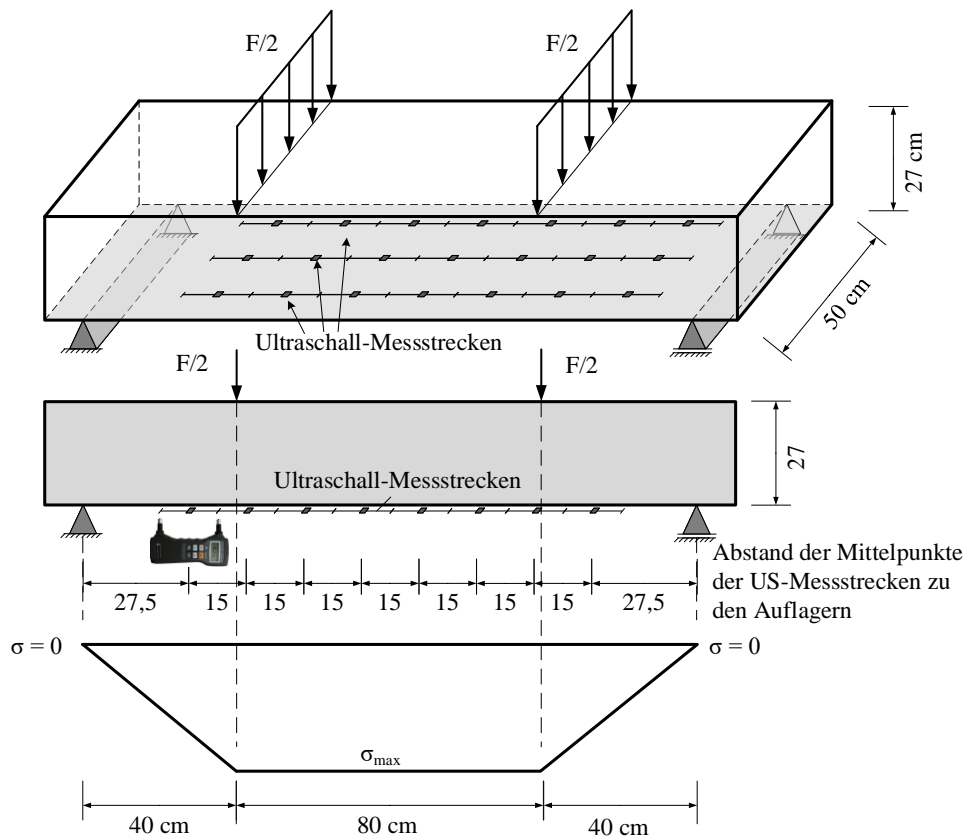


Abbildung 55: Lage der Ultraschallmessstrecken zu den Auflagerpunkten und dem Spannungsverlauf in folge Biegezugbelastung

5.5.4.2 Rissmikroskopie

Nach Abschluss der Vorschädigung wurden aus einzelnen Balken Teilproben für eine mikroskopische Bewertung der Mikrorissbildung entnommen. Die Proben entstammten sowohl dem maximal vorgeschädigten Bereich in Balkenmitte als auch dem weitestgehend originären Bereich über den Auflagern. Insgesamt wurden sechs Teilproben mit unterschiedlichen Schädigungsgraden, welche anhand der Ultraschalllaufzeitmessungen bestimmt wurden, präpariert. Neben der originären Referenz über dem Auflager (rel. $E_{\text{dyn}} = 100\%$) wurden Teilproben mit einem rel. E_{dyn} von 92,7 | 91,5 | 86,5 | 80,2 und 70,2 % gewonnen, welche einen Querschnitt der induzierten Schädigungen abbilden. Von diesen Teilproben wurden Dickschliffe erstellt, an denen dann die Rissanzahl, Risslänge, Rissbreite (Mittelwert aus vier Messungen an unterschiedlichen Stellen des Mikrorisses) und daraus die Rissöffnungsfläche in der Analyseebene auf einer Fläche von $5,0 \times 5,0 \text{ cm}^2$ ermittelt werden. Die Analyseebene der Dickschliffe lag parallel zu der mit Zug beanspruchten Oberfläche der Balken mit einem Abstand von ca. 10 mm zu der Oberfläche (Abbildung 56). Neben den Risscharakteristika wurden die Risse einer Lage im Gefüge zugeordnet. Dabei wurde zwischen Mikrorissen im Gesteinskorn, in der Kontaktzone zwischen Gesteinskorn und Zementstein, im Zementstein und einer Kombination aus beidem unterschieden. Darüber hinaus wurde die Orientierung der Mikrorisse in Bezug auf die Richtung

der Zugspannungen infolge der zyklischen Biegezugbelastung erfasst. Dabei wurde zwischen Mikrorissen orthogonal und senkrecht zur Spannungsrichtung mit einer Toleranz von ± 45 Grad unterschieden.

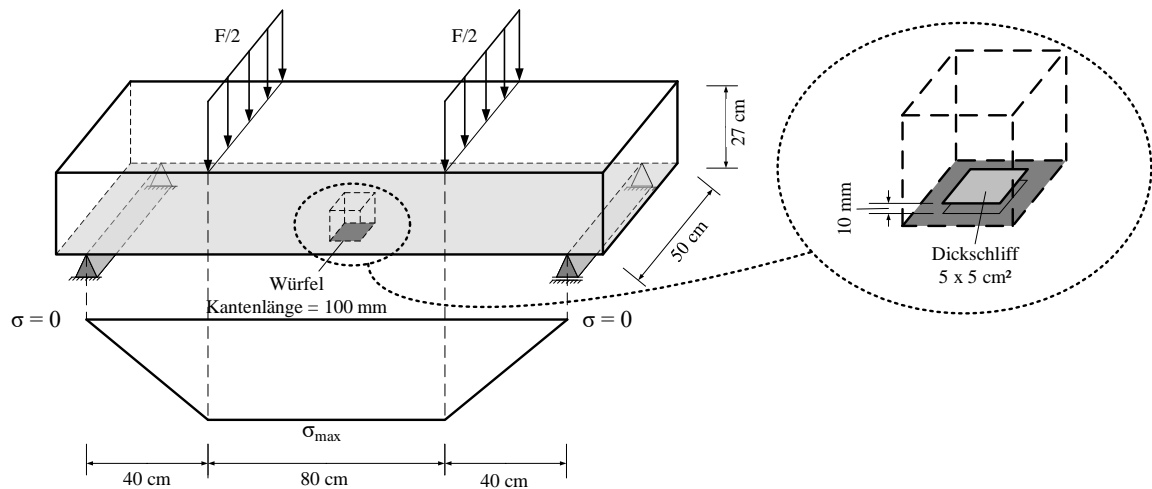


Abbildung 56: Lage der Dickschliffe in den großformatigen Probekörpern

5.6 Eindringverhalten von flüssigen Medien

5.6.1 Kapillare Wasseraufnahme

Die kapillare Wasseraufnahme wurde an unterschiedlich stark vorgeschädigten Probekörpern nach Abschluss der zyklischen Belastung untersucht. Der Grad der Vorschädigung wurde dabei über die zuvor beschriebenen Ultraschalllaufzeitmessungen und dem daraus resultierenden relativen dynamischen Elastizitätsmodul definiert. Der kapillare Saugversuch wurde in Anlehnung an DIN EN ISO 15148 [134] durchgeführt. Abweichend davon wurden die Seitenflächen der Probekörper abgedichtet. Der grundsätzliche schematische Aufbau der Untersuchung ist in Abbildung 57 dargestellt.

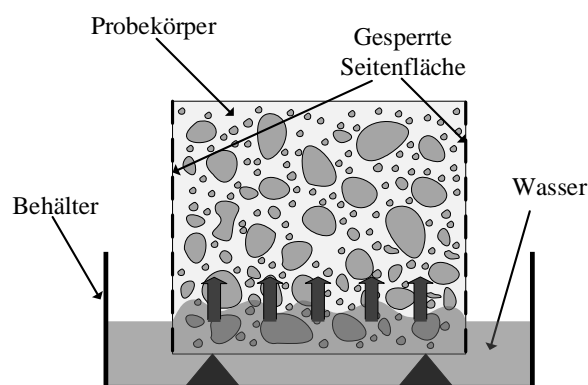


Abbildung 57: Kapillare Wasseraufnahme mit abgedichteten Seitenflächen

Nach Ende der zyklischen Beanspruchung wurden jeweils drei Bohrkern mit einem Durchmesser von 100 mm aus den großformatigen Probekörpern gezogen, an denen die eindimensionale kapillare Wasseraufnahme mit abgedichteten Seitenflächen bestimmt wurde. Die Bohrkern entstammten dem maximal zugbeanspruchten Bereich in Balkenmitte (Abbildung 58). Dabei variierte die Schädigung, ausgedrückt durch den

rel. E_{dyn} wie folgt: 100 (ohne Vorschädigung) | 92,9 | 91,7 | 88,7 | 85,2 | 80,2 und 75,2 %. Insgesamt wurden 36 Bohrkern untersucht, die sich, wie in Tabelle 8 aufgelistet, auf die unterschiedlichen Vorschädigungen aufteilen. Gemäß DIN EN ISO 15148 [134] wurden die Bohrkern, mit der zugbeanspruchten Oberfläche nach unten, teilweise in Wasser eingetaucht. Abweichend von der Norm wurden allerdings die Mantelflächen vor der Prüfung mit Epoxidharz beschichtet, um einen definierten eindimensionalen Wassertransport zu gewährleisten und ein Verdunsten an den Seitenflächen zu verhindern. Vor Beginn der Prüfung wurden die Probekörper für mindestens sieben Tage bei 20 °C und 65 % rel. Feuchte gelagert. Somit konnte die beim Bohren eingetragene Feuchte entweichen. Die Massenkonzanz der Proben wurde in Anlehnung an die DIN EN 933-1 [207] vor der Untersuchung durch Messungen im Abstand von 24 Stunden bestätigt. Der verwendete Prüfbehälter gewährleistet durch einen Ablauf eine fortwährend konstante Eintauchtiefe der Probekörper von fünf Millimeter. Um die Fläche, über welche das Wasser kapillar aufgesogen wird, zu maximieren, wurden die Probekörper während der Prüfung auf Dreikantleisten gelagert.

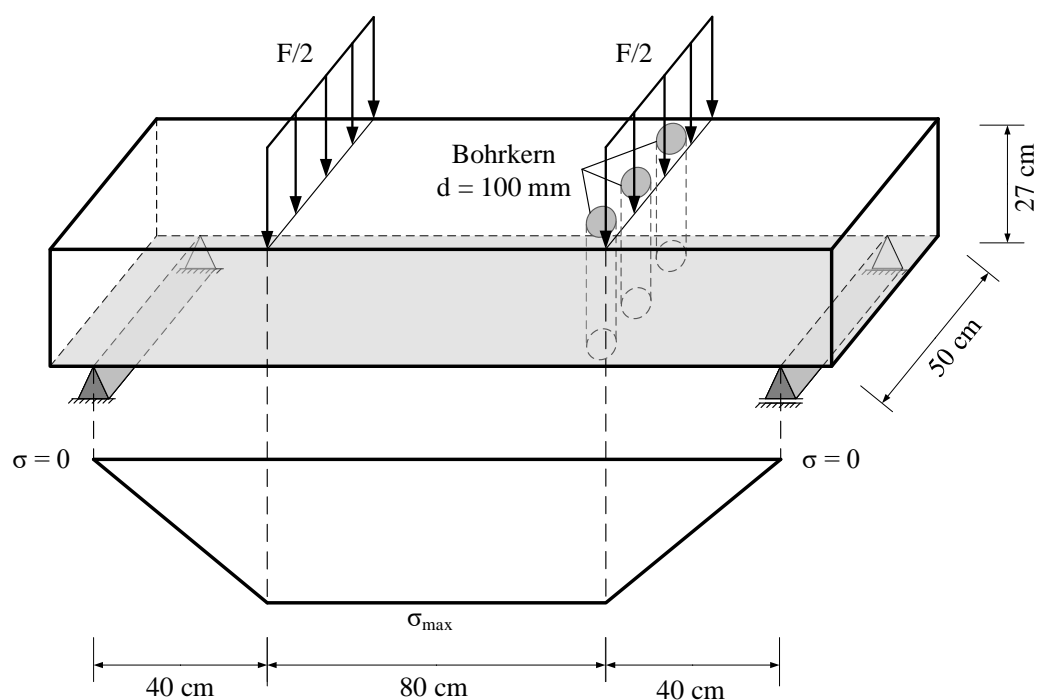


Abbildung 58: Lage der Bohrkern in den großformatigen Probekörpern zur Bestimmung der kapillaren Wasseraufnahme

Tabelle 8: Anzahl der Bohrkern zur Bestimmung der eindimensionalen Wasseraufnahme in Abhängigkeit der Schädigung

	Relativer dynamischer Elastizitätsmodul						
	rel. E_{dyn} [%]						
	100	92,9	91,7	88,6	85,2	80,2	75,2
Anzahl der Bohrkern	3	6	6	6	6	3	6

Unmittelbar vor dem Eintauchen der Probekörper wurde die Masse der Bohrkern inklusive der Epoxidharzbeschichtung erfasst (Nullmessung). Insgesamt konnten die Probekörper für 72 Stunden kapillar Wasser aufnehmen, wobei zu jedem Messzeitpunkt nach 1, 2, 4, 8, 24, 48 und 72 Stunden die Proben kurzzeitig aus dem Wasser entnommen, die Oberflächen mit einem Papiertuch abgewischt und die Masse bestimmt wurde. Nach

72 Stunden wurden die Probekörper längs gespalten und die sich abzeichnende Wassereindringfront an beiden Probekörperhälften unmittelbar angezeichnet. Im Nachgang wurde dann die Wassereindringtiefe in einem Raster von fünf Millimeter rechtwinklig zur eingetauchten Oberfläche erfasst (Abbildung 59).

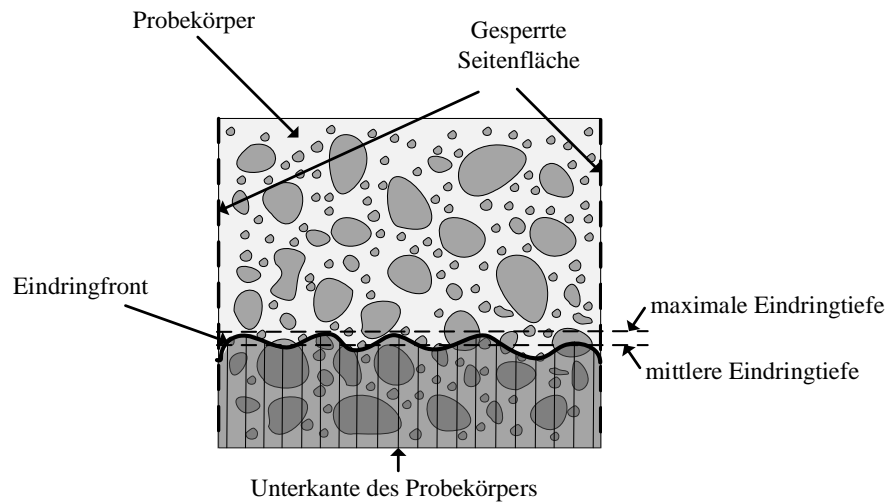


Abbildung 59: Ermittlung der mittleren und maximalen Eindringtiefe

5.6.2 Wasseraufnahme durch Permeation

5.6.2.1 Versuchsaufbau

Die Untersuchung der Wasseraufnahme durch Permeation erfolgte in Anlehnung an die DIN EN 12390-8 [208]. Dabei wurden die Seitenflächen der zu untersuchenden Probekörper mit Epoxidharz abgedichtet, so dass dort kein Wasser austreten konnte und ein eindimensionaler Wassertransport gewährleistet war. Die in den Versuchsstand eingebauten Probekörper wurden für einen Zeitraum von bis zu 72 Stunden mit Wasserdruck beaufschlagt. Dabei drang das Wasser über eine kreisrunde Fläche mit einem Durchmesser von 10 cm von unten in die Probekörper ein (Abbildung 60). Innerhalb der Untersuchungen wurde der Wasserdruck zwischen 1, 3 und 5 bar variiert.

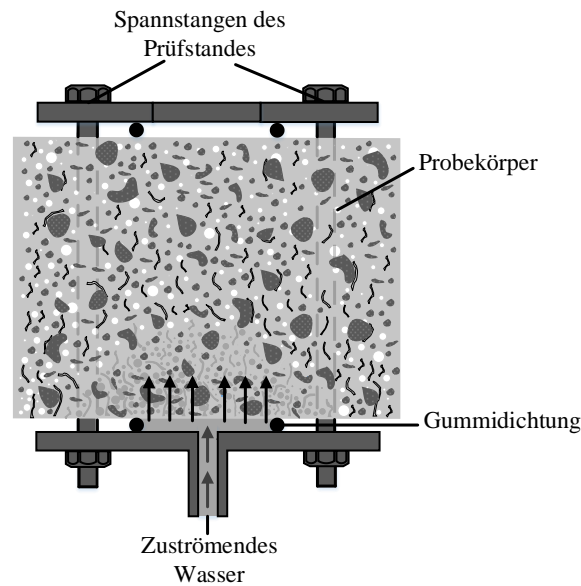


Abbildung 60: Schema eines Probekörpers mit eindringendem Wasser im Wassereindringprüfstand

5.6.2.2 Permeation in originäre Probekörper

Um das zeitliche Vordringen der Wasserfront zu erfassen, wurden Eindringprüfungen mit Wasser an separat hergestellten Betonprobekörpern ohne Vorschädigung vorgenommen. Diese Untersuchungen erfolgten an insgesamt 22 Probekörpern ($200 \times 200 \times 120 \text{ mm}^3$), die mit dem gleichen Beton wie die großformatigen Probekörper (vgl. Tabelle 5) hergestellt wurden. Diese Versuchsserien wurden in Anlehnung an die Wassereindringprüfung nach DIN EN 12390-8 [208] mit einem hydraulischen Druck von 5 bar durchgeführt. Abweichend davon wurden je zwei Probekörper jeweils nach 0,5 | 1 | 2 | 4 | 8 | 24 | 48 und 72 Stunden aus dem Versuchsstand entnommen und gespalten. Somit wurden je Prüfzeitpunkt zwei separate Probekörper verwendet. Zusätzlich dazu wurden je drei Probekörper bei 1 bzw. 3 bar hydraulischem Druck für 72 Stunden in den Versuchsstand eingebaut und anschließend gespalten. An den frischen Bruchflächen der Probekörperhälften wurde die Wassereindringfront gekennzeichnet und im Nachgang dann in einem Raster von 5 mm die Wassereindringtiefe rechtwinklig zur eingetauchten Oberfläche in den mittleren 10 cm der Probekörper, welche direkt mit dem eindringenden Wasser in Kontakt waren, erfasst (Abbildung 59).

5.6.2.3 Permeation in Probekörper mit Mikrorissen

Die Auswirkung von Mikrorissen auf die Eindringtiefe sowie die Wasseraufnahme infolge eines hydraulischen Drucks wurde mit Hilfe der nachfolgend beschriebenen Untersuchungen erfasst. Dabei wurde der Schädigungsgrad (rel. E_{dyn}) und somit die Anzahl der Mikrorisse im Betongefüge variiert.

Für die Untersuchungen wurden zum einen Bohrkerne mit einem Durchmesser von ca. 150 mm aus den zyklisch belasteten großformatigen Probekörpern gewonnen, welche dem maximal auf Zug belasteten Bereich in Balkenmitte entstammten. Zum anderen wurden Bohrkerne mit einem Durchmesser von ca. 190 mm aus dem originären Randbereich der zyklisch belasteten großformatigen Probekörper entnommen und gezielt vorgeschädigt. Das Ziel dieser gezielten Vorschädigung war es, Probekörper mit unterschiedlichen mikrostrukturellen Schädigungen zu erzeugen und den Einfluss dieser Schädigungen auf das Eindringverhalten infolge Permeation zu erfassen. Eine gleichmäßige Verteilung des Schädigungsgrades der 25 untersuchten Probekörper zwischen rel. $E_{\text{dyn}} = 60 \%$ und rel. $E_{\text{dyn}} = 100 \%$ war dabei angestrebt.

Gezielte Vorschädigung

Die gezielte Vorschädigung der Bohrkern erfolgte durch eine kumulierte einaxiale Druckbelastung ohne Querdehnungsbehinderung an den Kontaktflächen. Die Belastung erfolgte dabei an 25 aus den großformatigen Balken (originärer Auflagerbereich) gewonnenen Bohrkernen mit einem Durchmesser von ca. 190 mm und einer Länge von 170 mm. Die Druckbelastung wurde mit einer Universalprüfmaschine mit einer Kapazität von 5 MN realisiert. Die Höhe der Druckbelastung variierte dabei jeweils in Abhängigkeit des designierten Schädigungsgrads. Durch die Anordnung von 1 mm starken PTFE-Platten zwischen Probekörper und Prüfmaschine wurde die Reibung minimiert und die Probekörper konnten sich in Querrichtung frei verformen. Abbildung 61 zeigt die Spannungen und Bruchbilder an Betonprobekörpern infolge Druckbelastung mit und ohne Querdehnungsbehinderung. Durch die freie Verformung stellten sich die Mikrorisse über die gesamte Probekörperhöhe, auch im oberflächennahen Bereich der Kontaktflächen, gleichermaßen ein. An eben diesen Kontaktflächen wurde im Anschluss an die gezielte Vorschädigung das Eindringverhalten infolge Permeation untersucht.

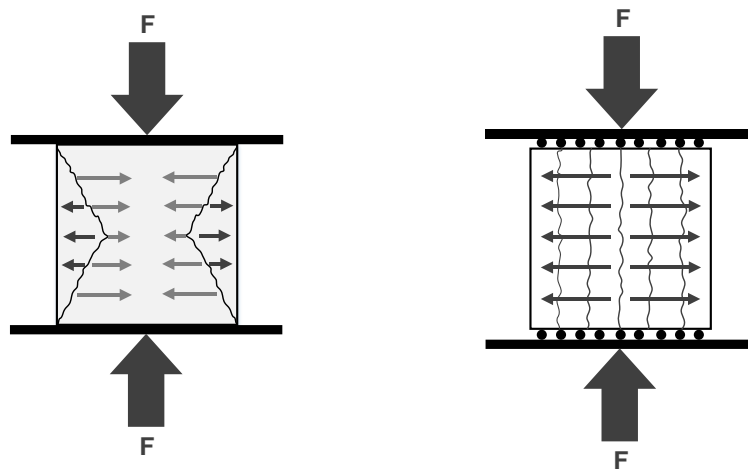


Abbildung 61: Spannungen und Bruchbild infolge Druckbelastung mit Querdehnungsbehinderung (links) und ohne Querdehnungsbehinderung (rechts)

Als Grundlage für die Druckbelastung wurde zunächst die Druckfestigkeit in Anlehnung an DIN EN 12390-3 [199] ohne Querdehnungsbehinderung an drei Probekörpern ermittelt.

Für die Ultraschallmessungen zur indirekten Erfassung der inneren mikrostrukturellen Schädigung wurden an den Ober- und Unterseiten der Prüfkörper Messstrecken mit Messpunkten im Abstand von 15 cm definiert. Die Anordnung dieser Messpunkte ist in Abbildung 62 dargestellt. Insgesamt wurde die Ultraschalllaufzeit an vier Messstrecken je Probekörper gemessen. Die Messung erfolgte mit einem Ultraschall-Handmessgerät (vgl. Kapitel 5.5.2). Vor dem Aufbringen der Belastung wurde an diesen Messstrecken die Ultraschalllaufzeit in einer Nullmessung erfasst, um den Ausgangszustand zu dokumentieren.

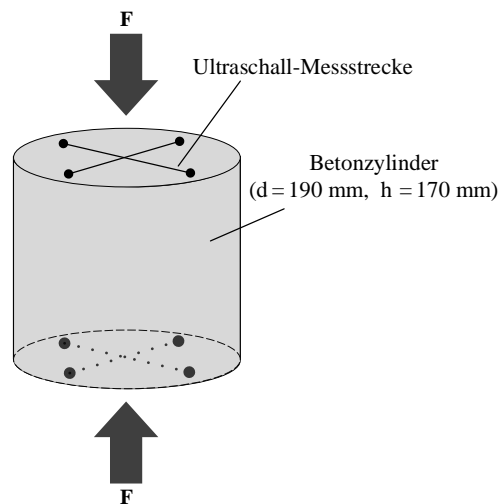


Abbildung 62: Messstrecken für die Erfassung der Ultraschalllaufzeit

Die induzierte Schädigung wurde nach jeder Belastung als relativer dynamischer Elastizitätsmodul (vgl. Kapitel 4.2, Gleichung 12) ermittelt. Die Belastung der Probekörper erfolgte in Anlehnung an DIN EN 12390-3 [199] mit einer Belastungsgeschwindigkeit von $0,6 \text{ N/mm}^2 \cdot \text{s}^{-1}$. Die initiale Belastung richtete sich nach dem designierten Schädigungsgrad und variierte zwischen 50 und 80 % der zuvor ermittelten Druckfestigkeit. Die Belastung wurde für jeden Probekörper wiederholt bis der angestrebte Schädigungsgrad erreicht war. Die Höhe der Druckbelastungen der einzelnen Probekörper, die Ergebnisse der Ultraschalllaufzeitmessungen sowie die erzielte Vorschädigung sind in Anhang D zusammengefasst.

Untersuchung

Letztlich wurde sowohl an den Bohrkernen aus den zyklisch belasteten großformatigen Probekörpern als auch an den gezielt vorgeschädigten Proben der Einfluss der Mikrorisse auf das Eindringverhalten unter Permeation erfasst. Dazu wurden die Mantelflächen der geschädigten Probekörper mit Epoxidharz versiegelt und die Probekörper für einen Zeitraum von 72 Stunden in dem Wassereindringprüfstand einem hydraulischen Druck ausgesetzt. An drei ausgewählten Probekörpern wurde die Versuchsdauer auf acht Stunden begrenzt. Während die gezielt vorgeschädigten Probekörper mit einem hydraulischen Druck von 3 bar belastet wurden, variierte der hydraulische Druck bei den Bohrkernen aus den biegeschwellbelasteten großformatigen Balken zwischen 1, 3 und 5 bar. Eine Übersicht der in Abhängigkeit der Vorschädigung und des hydraulischen Drucks untersuchten Probekörper aus den zyklisch belasteten Großbalken bietet Tabelle 9. Unmittelbar vor dem Einbau der Probekörper wurde die Masse der Probekörper inklusive der Epoxidharzbeschichtung erfasst (Nullmessung). Nach 72 Stunden wurde zunächst die Masse der Probekörper bestimmt und diese anschließend längs gespalten. Die sich abzeichnende Wassereindringfront wurde dann unmittelbar angezeichnet. Im Nachgang wurde die Wassereindringtiefe in einem Raster von 5 mm rechtwinklig zur dem Druck ausgesetzten Oberfläche erfasst (Abbildung 59).

Tabelle 9: *Untersuchung des Wassereindringverhaltens bei unterschiedlicher Vorschädigung und unterschiedlichen Wasserdrücken (Anzahl der Probekörper)*

Schädigung rel. E_{dyn} [%]	Hydraulischer Druck [bar]		
	1	3	5
100	(3)	(3)	(3)
94,5	(3)	(3)	(-)
91,7	(3)	(6)	(3)
88,6	(3)	(6)	(3)
85,2	(3)	(2)	(1)
80,2	(-)	(3)*	(-)
75,2	(3)	(6)	(3)

* Ausbau der Probekörper nach 8 h

5.6.2.4 Permeation in Probekörper mit künstlichem Makroriss

In einem ersten Schritt zur Untersuchung des Einflusses von makroskopischer Schädigung auf das Eindringverhalten von Wasser infolge Permeation wurde die Wassereindringtiefe an Probekörpern mit einem definierten, künstlich hergestellten Makroriss untersucht. Die künstlich generierten Risse wurden in Anlehnung an Marsavina et al. [209] schon beim Herstellen der Probekörper eingebracht. Hierzu wurden Edelstahlbleche mit unterschiedlichen Dicken (0,2 | 0,3 bzw. 0,5 mm) in der Schalung fixiert (Abbildung 63), die jeweils bereits vier Stunden nach dem Betonieren wieder aus dem Beton herausgezogen wurden. Zu diesem Zeitpunkt war der Beton bereits so fest, dass sich der Spalt, den das Blech hinterlässt, nicht mehr schloss aber noch so weich, dass sich das Blech problemlos entfernen ließ. Die so erzeugten geradlinigen „Risse“ hatten eine Breite entsprechend den jeweiligen Blechdicken. Die Risstiefe betrug stets 20 mm. Für jede Blechdicke wurden je drei Probekörper (200 x 200 x 120 mm³) hergestellt. Die Probekörper wurden im Alter von 28 Tagen für 8 bzw. 72 h einem Wasserdruck von 5 bar ausgesetzt. Anschließend wurden die Probekörper längs, orthogonal zu den künstlichen Rissen, gespalten und die sich abzeichnende Wassereindringfront an den Probekörperhälften unmittelbar angezeichnet. Im Nachgang wurde dann die Wassereindringtiefe in einem Raster von 5 mm rechtwinklig zur eingetauchten Oberfläche erfasst (Abbildung 59).

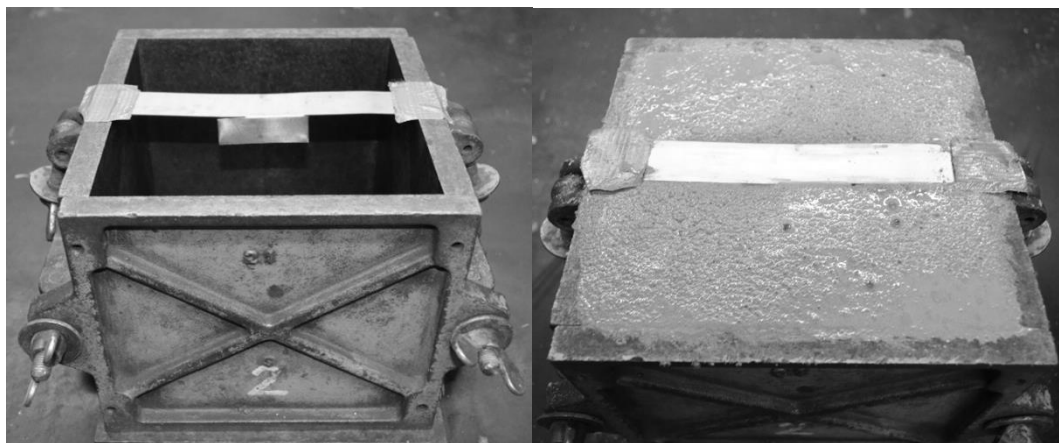


Abbildung 63: *Blech zur Einbringung eines künstlichen Risses in der Schalung positioniert (links) und gefüllte Schalung mit entsprechendem Blech (rechts)*

5.7 Einwalken

5.7.1 Versuchsstand

5.7.1.1 Konstruktion

Ein speziell entwickelter Versuchsstand diente der realitätsnahen Nachstellung des Einwalkens einer Prüflösung in Betonfahrbahndecken. In diesem Versuchsstand waren sechs großformatige Balken ($1800 \times 500 \times 270 \text{ mm}^3$) hexagonal angeordnet. Die sich ergebenden Lücken an den Balkenenden wurden durch Beton-Ecksteine geschlossen. Sowohl die Balken, als auch die Ecksteine wurden so zueinander ausgerichtet, dass deren Oberseite eine ebene Fläche bildet. Anschließend wurden alle Teile über eine Unterkonstruktion mit dem Boden verschraubt. Die gewählte Anordnung ergibt eine kreisrunde Fläche, welche durch Reifen überrollt werden konnte (Abbildung 64). Der Durchmesser des Kreises, welchen die überrollenden Reifen beschreiben, beträgt 4,08 m.

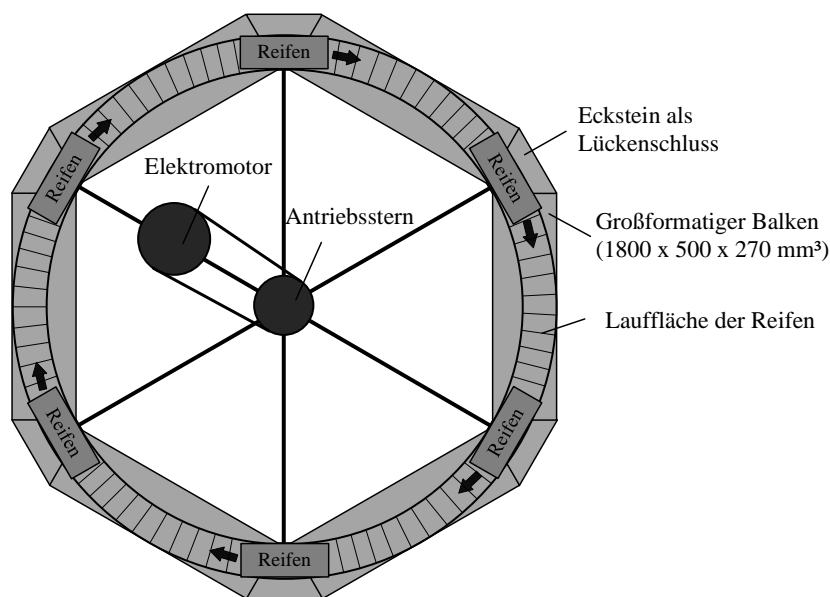


Abbildung 64: Schematische Draufsicht der Rundlaufanlage

Im Zentrum der kreisrunden Fläche ist ein Antriebsstern angeordnet mit dem über sechs Arme die überrollenden Reifen bewegt werden. Die Arme bestehen aus je zwei, parallel angeordneten, miteinander verschraubten IPE 120-Profilen. Des Weiteren waren die Arme an den äußeren Enden durch je ein Vierkantrohr mit den benachbarten Armen verbunden um eine ausreichende Steifigkeit für den Betrieb der Rundlaufanlage zu gewährleisten.

Als Reifen wurden handelsübliche Industrie-Luftreifen der Firma Continental (250/70 R15 ContiRV20) auf einer 15 Zoll Stahlfelge verwendet. Auf den Armen befanden sich, unmittelbar vor den Reifen, an Gewindestangen verschraubte variable Gewichte in Form von Stahlplatten. Als maximale Auflast war eine Tonne pro Reifen vorgesehen.

5.7.1.2 Antrieb

Die Rundlaufanlage wird durch einen Kegelradgetriebemotor mit einer Leistung von 18,5 kW angetrieben. Über einen Kettenantrieb wird der zentral angeordnete Antriebsstern in Bewegung versetzt. Die Steuerung

des Motors erfolgt durch ein Steuerungsmodul, welches sich außerhalb der Anlage befindet. An diesem Modul kann die Geschwindigkeit eingestellt werden. Die maximale Geschwindigkeit im Betrieb beträgt 20 km/h.

5.7.1.3 Abdichtung

Um das Aufstehen einer Prüflösung zu gewährleisten, wurden die Balkenoberflächen zu den Längsseiten mit moosgummibeschichteten Edelstahlblechen abgedichtet. Das verklebte Moosgummi hatte eine Dicke von 4 mm. Über verschraubte U-Profile wurde das Edelstahlblech samt Moosgummi seitlich an die Balken und Ecksteine gedrückt und somit ein Herauslaufen der Prüflösung verhindert (Abbildung 65). Die Edelstahlbleche waren im oberen Drittel um 45 Grad nach außen abgekantet. Dadurch entstand eine Art Trichter, um Teile des entstehenden Spritzwassers einzufangen und wieder auf die Balkenoberfläche zu leiten. Die Stoßfugen zwischen Balken und Eckstein wurden mit einem zweikomponentigen bituminösen Kaltverguss auf einer Unterfüllschnur vergossen. Die Radkästen wurden mit Gummibahnen abgehängt um den Spritzwasserverlust weiter einzugrenzen.

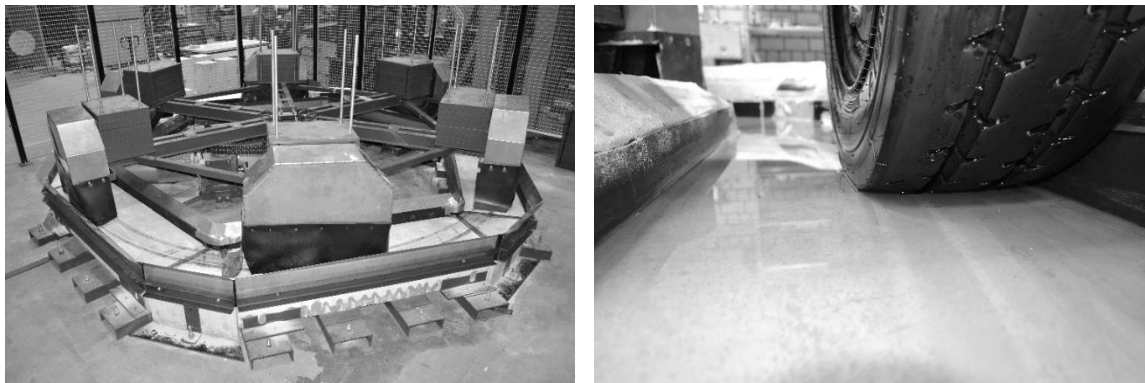


Abbildung 65: Versuchsstand zum Einwalken großformatiger Probekörper [205, 206, 210 bis 213](links) und aufstehende Prüflösung [212](rechts)

5.7.1.4 Regelung der aufstehenden Prüflösung

Die Balken waren zueinander so ausgerichtet und in ihrer Lage fixiert, dass die aufstehende Prüflösung auf allen Balken die gleiche Aufstandshöhe aufwies. Während des Betriebs der Rundlaufanlage, kam es durch Verdunstung, Sprühnebel und teilweise kleine Undichtigkeiten zu einem Verlust an Prüflösung. Um aber kontinuierlich eine gleichmäßig aufstehende Prüflösung zu gewährleisten, wurde die Aufstandshöhe durch ein außerhalb der Balken positioniertes Becken überwacht. Dies wurde durch eine kommunizierende Röhre realisiert, welche mit der Balkenoberseite verbunden war und die Aufstandshöhe der Prüflösung nach außen spiegelte. In dem außenliegenden Becken befand sich zudem ein Schwimmerschalter, welcher bei Abfallen der Prüflösung auslöste und das Zuströmen von neuer Prüflösung über ein Magnetventil freigab. War der gewünschte Füllstand wieder erreicht, schaltete der Schwimmerschalter ab und es strömte keine neue Prüflösung auf die Oberfläche. Die zusätzliche Prüflösung wurde in einem Vorratsbehälter oberhalb der Balkenoberseite aufbewahrt. Bei Auslösen des Magnetventils strömte die neue Prüflösung, allein durch die Gravitationskraft, auf die Balkenoberfläche (Abbildung 66). Sobald der Vorratsbehälter vollständig geleert war, schaltet die Anlage automatisch ab, wodurch ein „trockenes“ Befahren der Balkenoberseiten ausgeschlossen wurde.

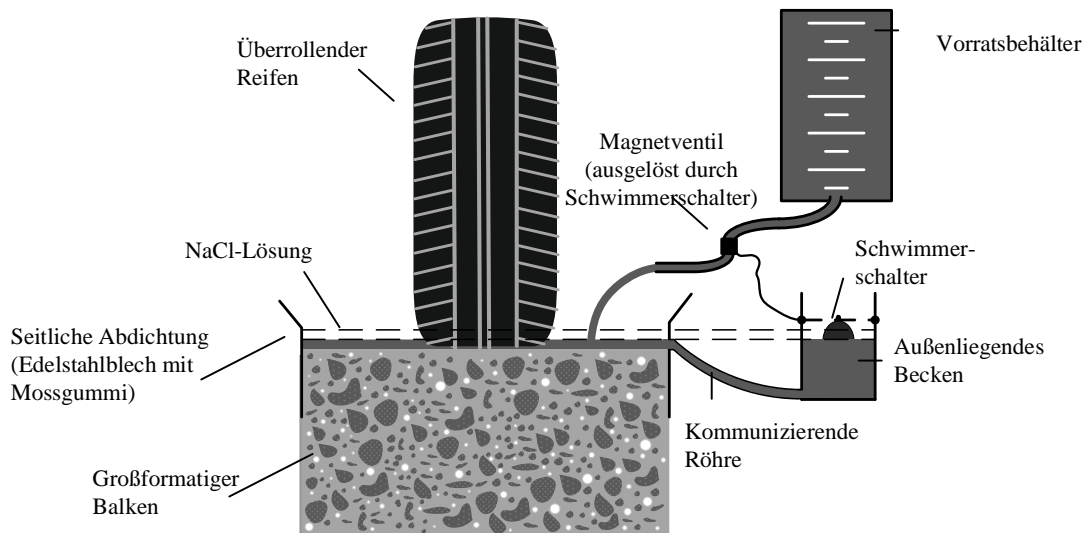


Abbildung 66: Regelung der Prüflösung – Schema

Durch den Verlust der Prüflösung während des Betriebs kam es zu einer Aufkonzentration des Natriumchlorids. Um diesem Effekt entgegenzuwirken, wurde die Konzentration der Prüflösung im Vorratsbehälter niedriger eingestellt als auf der Oberfläche designiert. Die tatsächliche Konzentration im Vorratsbehälter war individuell abhängig von der Verlustrate der Prüflösung und anderen äußeren Einflüssen wie Temperatur und Luftfeuchte. Daher erfolgte eine regelmäßige Kontrolle der Konzentration der Lösung, welche ein frühzeitiges Gegensteuern und somit eine möglichst konstante Konzentration der Prüflösung während des Versuchs ermöglichte.

5.7.2 Prüfrandbedingungen

In dem Versuchsstand zur Simulation des Einwalkens (Kapitel 5.7.1) wurden durch zyklische Belastung vorgeschädigte Balken mit bis zu zwei Millionen Überrollungen der Reifen bei einer Geschwindigkeit von 10 km/h bei gleichzeitig aufstehender Prüflösung beaufschlagt. Dabei wurden Balken nach 0,5 | 1,0 und 2,0 Millionen Überrollungen ausgebaut, um auch den Einfluss der Anzahl der Überrollungen ($N_{\bar{v}}$) auf das Eindringverhalten beschreiben zu können. Insgesamt wurden zwölf großformatige Balken in der Rundlaufanlage belastet. Davon waren drei originär (rel. $E_{\text{dyn}} = 100\%$) und jeweils drei wiesen eine Vorschädigung von 93,9 | 87,6 und 80,2 % auf.

Im Rahmen der Untersuchungen der DFG-Forschergruppe sollte die Alkali-Reaktivität des Betons in Abhängigkeit der Anzahl der Überrollungen und der Vorschädigung bewertet werden. Für den Ablauf einer schädigenden AKR sind Alkalien notwendig. Folglich wurde als Prüflösung eine NaCl-Lösung mit einer Konzentration von 5 M.-% verwendet.

Bei den untersuchten Balken wurde zwischen dem Bereich der Reifenspur und dem angrenzenden Bereich, bei dem die Prüflösung lediglich aufstand, unterschieden. Die Prüflösung verweilte je nach Anzahl der Überrollungen zwischen 8,5 und 34 Tagen auf der Betonoberfläche (Tabelle 10). Die kapillare Wasseraufnahme konnte in den Bereichen, in denen die Prüflösung nicht eingewalkt wurde, folglich über die gesamte Dauer der Prüfung stattfinden.

Tabelle 10: Verweildauer der Prüflösung in Abhängigkeit der Anzahl der Überrollungen

Anzahl der Überrollungen [Mio.]	Verweildauer der Prüflösung [d]
0,5	8,5
1	17
2	34

5.7.3 Entnahme von Teilproben

Die in die Rundlaufanlage eingebauten Balken haben zuvor eine zyklische Biegezugbelastung wiederfahren und waren somit vorgeschädigt. Die Balken wurden in der Rundlaufanlage mit der Einfüllseite nach oben eingebaut, welche in der zyklischen Belastung zuvor der Zugbelastung ausgesetzt war (vgl. Kapitel 5.5.2). Da die mit einer Auflast versehenen Räder nur innerhalb ihrer Spurbreite die Taumittellösung in den Beton einwalkten, letztere aber auch von dem angrenzenden, nicht überrollten Beton kapillar aufgenommen werden konnte, war somit eine Differenzierung zwischen dem Einwalken und nur aufstehender Lösung möglich. Des Weiteren konnte eine Differenzierung hinsichtlich des Schädigungsgrades vorgenommen werden. Lediglich die Balkenmitte hatte zuvor die maximale Vorschädigung erfahren, während die Randbereiche sich während der zyklischen Belastung über den Auflagern befunden haben und somit keine nennenswerten Schädigungen eingetragen wurden. In diesem Fall dienten die Randbereiche als Referenz. Abbildung 67 zeigt exemplarisch das Entnahmeschema der Teilproben aus den großformatigen Probekörpern nach dem Einwalken der Prüflösung. Die Abmessungen der herausgesägten Teilproben betragen 100 x 100 x 200 mm³.

Teilprobekörper (100 x 100 x 200 mm³)
zur Ermittlung der Cl-Eindringtiefe

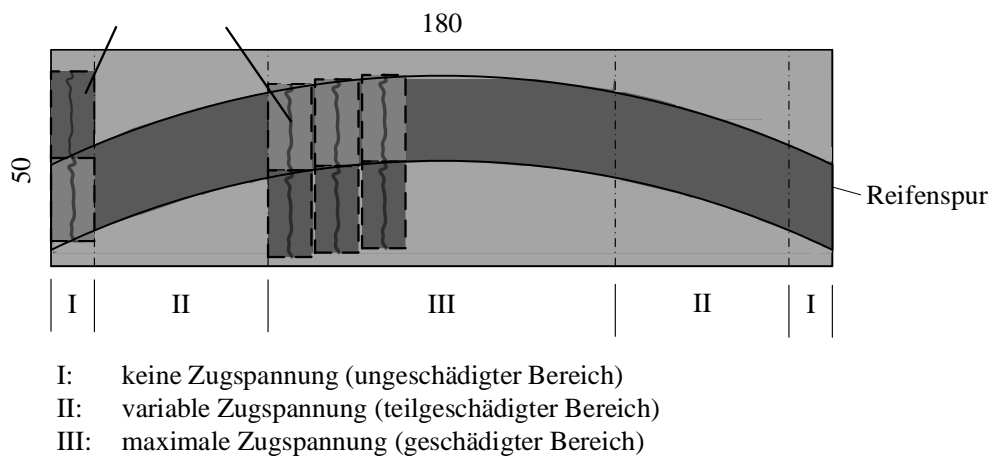


Abbildung 67: Entnahmeschema der Teilproben nach dem Einwalken [204, 212]

5.7.4 Ermittlung der Chlorid-Eindringtiefe

Aus dem durch zyklische Belastung maximal beanspruchten Bereich in Balkenmitte der neun vorgeschädigten großformatigen Probekörper wurden je drei Teilproben in der Reifenspür mit eingewalkter Prüflösung und je drei Teilproben aus dem angrenzenden Bereich mit lediglich aufstehender Prüflösung gewonnen. Zudem wurde je eine Teilprobe im originären Randbereich gewonnen, bei welchem die NaCl-Lösung einge-

walkt wurde und je eine Teilprobe, bei der die Lösung lediglich aufstand. Aus den drei originären großformatigen Probekörpern wurden lediglich die sechs Teilproben aus der Balkenmitte gewonnen. Folglich wurden insgesamt 90 Teilproben zur Bestimmung der Chlorideindringtiefe gewonnen.

Nach dem Einwalken ist an den entnommenen Teilproben (vgl. Kapitel 5.7.3) die Chlorid-Eindringtiefe, analog zu dem Vorgehen der Chlorideindringprüfung im BAW-Merkblatt „Chlorideindringwiderstand von Beton“ [214] durch Aufsprühen von Silbernitrat und Kaliumdichromat, an einer frischen Bruchfläche ermittelt worden. Unmittelbar vor Aufsprühen der Indikatorlösung wurden die Teilproben entlang ihrer Längsachse gespalten. Durch den Farbumschlag an der Oberfläche nach dem Aufsprühen konnte die Chlorid-Eindringtiefe abgelesen werden. Das Abmessen der Eindringtiefe erfolgte in 10 mm Schritten rechtwinklig zur Betonoberfläche (vgl. Abbildung 59).

5.8 Permeationsdruck im Betongefüge

5.8.1 Prüfrandbedingungen

5.8.1.1 Höhe des hydraulischen Drucks

Um den in-situ herrschenden hydraulischen Druck infolge überrollender Reifen experimentell nachzustellen, wurden nachfolgende Annahmen getroffen:

Auf Grundlage von Verkehrsmessungen im Bundesfernstraßennetz [215] liegt die am häufigsten auftretende Achslast auf den Bundesautobahnen zwischen sechs und acht Tonnen. Diese macht im Durchschnitt etwa 40 % der Überrollungen von Schwerverkehrsfahrzeugen aus. Für die Untersuchungen wurde folglich von einer Überrollung mit einer sieben Tonnen-Achslast ausgegangen. Weiterhin wurde ein hydraulischer Druck mit in etwa 50 % des theoretischen Reifenkontaktendrucks angenommen. Unter Einbezug eines mittleren Lastfaktors für einen dynamischen Nachweis von 1,2 (in Anlehnung an die RDO Beton 09 [175]), ergibt sich ein hydraulischer Druck von 0,58 N/mm² bzw. 5,8 bar pro Achsübergang (vgl. Kapitel 3.5.3.2.). Dies entspricht 0,29 N/mm² bzw. 2,9 bar pro Reifen. Im Rahmen dieser Arbeit wurde daher vereinfachend ein hydraulischer Druck von 3,0 bar auf die Probekörper aufgebracht.

5.8.1.2 Frequenz des alternierenden Drucks

In der Praxis gibt es keine feste Frequenz mit der Reifen eine bestimmte Stelle überrollen. Diese ist abhängig von der Geschwindigkeit der Fahrzeuge, dem mittleren Achsabstand und dem Abstand zwischen den Lastkraftwagen (LKW). Um dies dennoch annähernd realitätsnah abzubilden, sind für die experimentellen Untersuchungen dieser Arbeit folgende Annahmen getroffen worden:

- Geschwindigkeit: 80 km/h
- Länge der Radaufstandsfläche: 300 mm
- Mittlerer Achsabstand: 6 m
- Abstand zwischen zwei LKW: 100 m

Die Dauer eines Überrollvorgangs ergab sich somit zu 0,014 Sekunden pro Reifen. Der Abstand zwischen den einzelnen Überrollungen ist zum einen von der Fahrzeugart (Achsabstand) selbst und zum anderen von der Verkehrsstärke abhängig und damit von dem Abstand zwischen den Fahrzeugen. Folglich muss zwischen

zwei Frequenzbereichen unterschieden werden. Zunächst einmal wurde die Frequenz zwischen den Überrollungen der einzelnen Achsen eines LKWs betrachtet, welche sich unter den oben genannten Annahmen zu ca. 4 Hz ergibt. Als weitere Frequenz kann diejenige zwischen zwei aufeinander folgenden LKW herangezogen werden. Bei einem mittleren Abstand von 100 m ergibt sich eine Frequenz von rund 0,2 Hz.

Folglich sind praxisnahe Frequenzbereiche schwer zu definieren. Als vereinfachende Annahme wurden im Rahmen dieser Arbeit alternierende Belastungen (Kapitel 5.8.5.2) zwischen 0 bar, repräsentativ für den Zeitraum, in dem kein Reifen über den untersuchten Bereich fährt, und 3 bar, als infolge von Überrollung entstehender hydraulischer Druck, mit einer Frequenz von 0,33 und 1,0 Hz untersucht. Diese festgelegten Belastungen sollen näherungsweise die Frequenz zwischen den einzelnen Achsen eines LKW (1 Hz) und zwischen zwei Fahrzeugen (0,33 Hz) simulieren.

5.8.2 Versuchsaufbau

Zur Erfassung des Drucks im Betongefüge ist ein Versuchsaufbau konzipiert worden, der es ermöglicht, den Permeationsdruck tiefenaufgelöst über die Zeit zu erfassen. Der sich einstellende Druck wird dazu in einem im Gefüge geschaffenen Prüfraum gemessen. Dieser Prüfraum ist entsprechend druckdicht mit der außerhalb des Probekörpers befindlichen Messtechnik verbunden (Abbildung 68). Wird der entsprechend präparierte Probekörper nun von außen mit hydraulischem Druck beansprucht, so erreicht das zuströmende Wasser den bereits gefüllten Prüfraum und erzeugt in dieser Tiefe einen Permeationsdruck. Durch die vernachlässigbare Kompressibilität des Wassers (Kompressionsmodul: $2,08 \cdot 10^9$ Pa bei 0,1 MPa und 10°C) [216] wird der Druck nach außen an einen Druckaufnehmer weitergeleitet und kann dort messtechnisch erfasst werden. Der Abstand des Prüfraumes zur mit hydraulischem Druck beaufschlagten Betonoberfläche kann individuell eingestellt werden, wodurch eine tiefenaufgelöste Betrachtung des Permeationsdrucks möglich ist. Die so präparierten Probekörper können in den Wassereindringprüfstand (Abbildung 60) eingebaut werden, bei welchem der aufgebrauchte hydraulische Druck variiert werden kann.

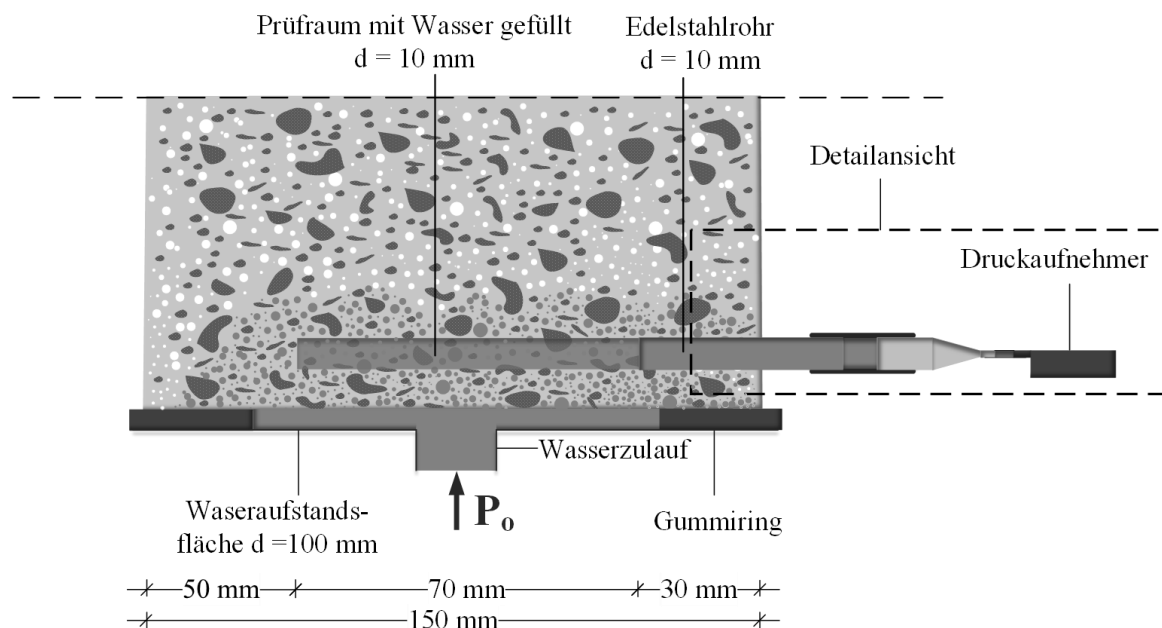


Abbildung 68: Versuchsaufbau zur Messung des Permeationsdrucks [205]

5.8.3 Probenpräparation

Die Messung des Permeationsdrucks erfolgte an Würfeln mit einer Kantenlänge von 150 mm. Zur Vorbereitung der Probekörper wurde zunächst eine Bohrung parallel zu der später mit hydraulischem Druck beaufschlagten Betonoberfläche ausgeführt. Um bei Bohrungen nur wenige Millimeter unter der Oberfläche ein Ausbrechen des Betons zu vermeiden, wurde eine Vorspannung mit Schraubzwingen und Holzplatten erzeugt. Das Bohrloch wies einen Durchmesser von 10 mm und eine Länge von 100 mm auf. Anschließend wurden Edelstahlrohre mit einem Außendurchmesser von 10 mm druckdicht eingeklebt. Die Rohre sind 60 mm lang und bis zur Hälfte im Bohrloch versenkt, so dass der noch freie Prüfraum eine Länge von 70 mm aufweist und mittig unter der mit Wasserdruck beaufschlagten Oberfläche liegt. Anschließend wurden die zu untersuchenden Probekörper mit Epoxidharz beschichtet. Lediglich die dem hydraulischen Druck ausgesetzte Fläche ($\phi = 10 \text{ cm}$) zwischen den Gummiringen des Wassereindringprüfstandes wurde dabei ausgelassen (Abbildung 69). Ebenso wurde die dem hydraulischen Druck gegenüberliegende Seite des Würfels nicht beschichtet. Durch die Abdichtung wurden insbesondere bei zuvor geschädigten Probekörpern Umläufigkeiten der Gummiringe des Prüfstandes oder aber ein seitlicher Wasseraustritt vermieden.



Abbildung 69: Für die Messung des Permeationsdrucks präparierter Probekörper

Zum Zeitpunkt der Prüfung waren die Probekörper mindestens 56 Tage alt und befanden sich für mindestens sieben Tage vor der Prüfung in einem Klima von 20 °C und 65 % relativer Feuchte. Das Betongefüge war folglich vor Prüfbeginn im Normklima getrocknet und enthielt lediglich die sich einstellende Ausgleichsfeuchte von rund 3 M.-% und die Wasseraufnahme konnte erst mit Kontakt zum Wasser beginnen.

5.8.4 Versuchsdurchführung

Vor Einbau der Probekörper in den Versuchsstand wurde der extern positionierte Druckaufnehmer der Firma Amsys vom Typ AMS 4711 an das Edelstahlrohr angeschlossen. Der Anschluss des Druckaufnehmers erfolgte mittels eines Reduzierstücks, welches den Durchmesser von 10,0 mm auf 3,5 mm verringerte. Das Reduzierstück wurde dabei mittels Schlauchschellen an dem Edelstahlrohr befestigt und der Druckaufnehmer mit einem Silikonschlauch, welcher dicht angebracht wurde, angeschlossen (Abbildung 70). Unmittelbar vor Versuchsstart wurde sowohl der Prüfraum als auch das angeschlossene Edelstahlrohr und der Weg bis zum Druckaufnehmer restlos mit Wasser gefüllt. Dadurch wurde eine direkte Weitergabe des entstehenden Permeationsdrucks sichergestellt.

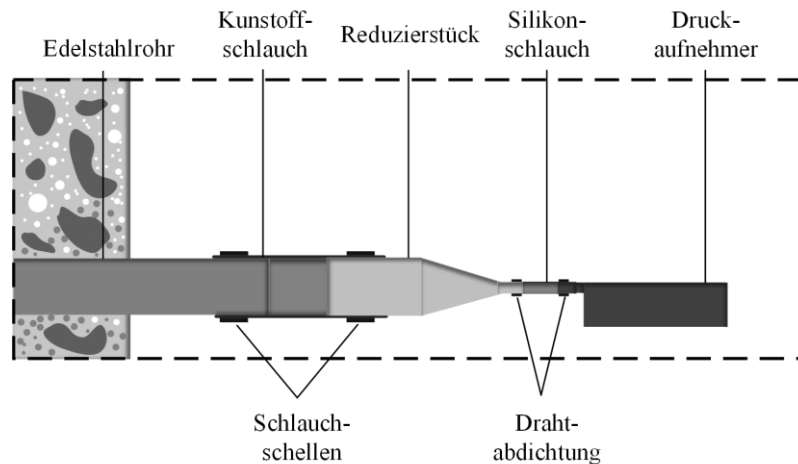


Abbildung 70: Detail des Anschlusses des Druckaufnehmers an den Probekörper

5.8.5 Erfassung des Permeationsdrucks

5.8.5.1 Konstanter hydraulischer Druck

Um die zuvor beschriebenen Einflüsse auf den im Gefüge herrschenden Permeationsdruck infolge äußeren hydraulischen Drucks zu erfassen, wurden folgende Variationen untersucht:

- Abstand des Prüfraumes zur beanspruchten Oberfläche: 6, 10, 14 mm
- Vorschädigung des Betongefüges (rel. E_{dyn}): 100, 85 %

Der von außen aufgebrachte hydraulische Druck betrug konstant 3 bar. Die Vorschädigung wurde dabei wie in Kapitel 5.6.2.3 beschrieben induziert. Es wurden je zwei originäre Probekörper mit den unterschiedlichen Abständen zur Oberfläche präpariert. Der Einfluss der Vorschädigung wurde an zwei gleichermaßen vorge-schädigten Probekörpern mit einem Prüfraum 10 mm unter der beanspruchten Oberfläche untersucht. In-sgesamt waren die Proben für einen Zeitraum von 20 Stunden mit dem hydraulischen Druck belastet. Die sich dabei einstellenden Permeationsdrücke wurden kontinuierlich mit einer Frequenz von 5 Hz aufgezeichnet.

5.8.5.2 Alternierender hydraulischer Druck

Um Probekörper mit alternierenden Drücken zu beanspruchen, wurde der Wassereindringprüfstand modifi-ziert. Der zuvor nur konstant einzustellende hydraulische Druck wurde durch eine vorgeschaltete Steuer-ung mit zwei unterschiedlichen, separat zuzuschaltenden Drücken erweitert. Die beiden Drücke wurden über zwei Druckminderer, welche an einer Luftdruckleitung mit 7 bar angeschlossen sind, eingestellt. Das alternierende Zuschalten der beiden Leitungen wurde über ein Zeitrelais realisiert (Abbildung 71).

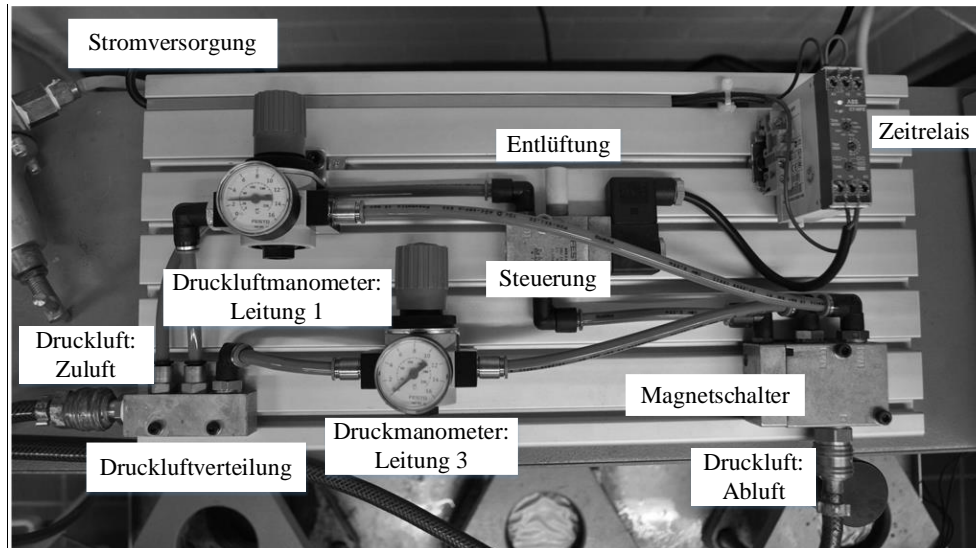


Abbildung 71: Luftdruckgesteuerte Wechselschaltung

Mit dieser Schaltung konnten die Drücke im System zwischen 0 und 7 bar eingestellt werden und über das Zeitrelais mit einer Frequenz zwischen 0,0001 und 10 Hz alterniert werden.

Es wurden insgesamt acht Probekörpern je Frequenz untersucht. Die untersuchten Frequenzen waren dabei 0,33 und 1 Hz (vgl. Kapitel 5.8.1.2). Dabei waren sechs Probekörper originär und setzten sich aus je zwei Probekörpern mit einem Abstand des Prüfraumes zur Oberfläche von 6, 10 und 14 mm zusammen. Die verbleibenden zwei Probekörper wurden gezielt vorgeschädigt (vgl. Kapitel 5.6.2.3) und der Abstand des Prüfraumes zur Oberfläche mit 10 mm hergestellt.

5.8.5.3 Mechanische Belastung

Zur Untersuchung des Einflusses einer mechanischen Belastung auf den Permeationsdruck im Betongefüge wurde mit einer hydraulischen Prüfmaschine flächig Last auf einen wassergesättigten Probekörper (150 x 150 x 150 mm³) aufgebracht (Abbildung 72 links). Der zu untersuchende Betonprobekörper wurde, wie in Kapitel 5.8.3 beschrieben, für die Messung des Permeationsdruckes präpariert. Dabei hatte der Prüfraum einen Abstand von 5 mm zur später belasteten Oberfläche. Um den Zustand der Wassersättigung abzubilden, wurde um die zu prüfende Oberfläche herum eine Abdichtung appliziert und der Probekörper ca. vier Stunden vor Prüfbeginn auf der zu prüfenden Oberfläche mit Wasser (Aufstandshöhe ca. 5 mm) beaufschlagt. Um die Elastizität eines Reifens während des Überrollvorgangs zu simulieren, wurde eine Hartfaserplatte mit den Abmessungen 100 x 100 mm² auf die Betonoberfläche gelegt. Diese wurde zuvor ebenfalls mit Wasser getränkt. Mit Hilfe eines Adapters zur Teilflächenbelastung konnte die Fläche der Krafteinwirkung auf die Abmessungen der Hartfaserplatte begrenzt werden (Abbildung 72 rechts). Die Einbausituation der Messtechnik blieb zu Kapitel 5.8.3 unverändert.

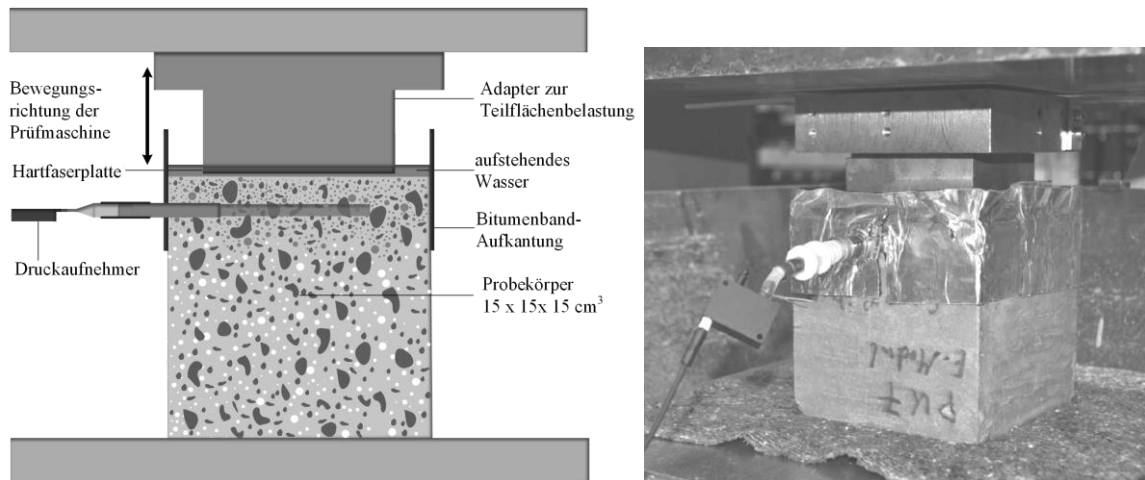


Abbildung 72: Schematische Darstellung zur Erfassung des Permeationsdrucks unter Lasteinwirkung (links) und Versuchsaufbau (rechts)

Die Belastung der Probekörper erfolgte zyklisch mit einer maximalen Belastung von 50 bzw. 100 kN je Zyklus. Für jedes Belastungsniveau wurden zwei Probekörper untersucht. Die Last wurde dabei manuell mit einer servo-hydraulischen Prüfmaschine in Wegregelung bis zu einer Kraft von etwa 12 kN aufgebracht. Anschließend wurde die Last in Anlehnung an DIN EN 12390-3 [199] mit einer Geschwindigkeit von $0,6 \text{ N/mm}^2 \cdot \text{s}^{-1}$ bis zur Maximallast gesteigert. Die maximale Belastung wurde dann für 15 Sekunden gehalten, bevor der Probekörper in umgekehrter Reihenfolge vollständig entlastet wurde. Nach 10 bis 20 Sekunden Pause wurde der Vorgang wiederholt. Insgesamt wurden die Probekörper je zehnmal belastet, während kontinuierlich der Permeationsdruck aufgezeichnet wurde.

Zusätzlich wurde die Auswirkung einer Steigerung der Druckbelastung um 10 kN mit jeder neuerlichen Belastung nach dem zuvor beschriebenen Vorgehen an zwei weiteren Probekörpern erfasst. Die Last wurde dabei in insgesamt sechs Belastungszyklen von 100 kN auf 150 kN gesteigert.

5.8.5.4 Einwalken

Das zuvor beschriebene Messprinzip wurde, um den Permeationsdruck infolge tatsächlich überrollender Reifen zu erfassen, in einer ersten orientierenden Versuchsreihe in die Rundlaufanlage (Kapitel 5.7.1) überführt.

Dazu wurden zuvor mit dem Prüfraum zur Erfassung des Permeationsdrucks präparierte Probekörper in einen großformatigen Probekörper integriert. Hierzu wurden in einem großformatigen Probekörper durch Sägen und Stemmen Aussparungen hergestellt, die genug Platz für drei Würfel mit einer Kantenlänge von 150 mm boten (Abbildung 73).

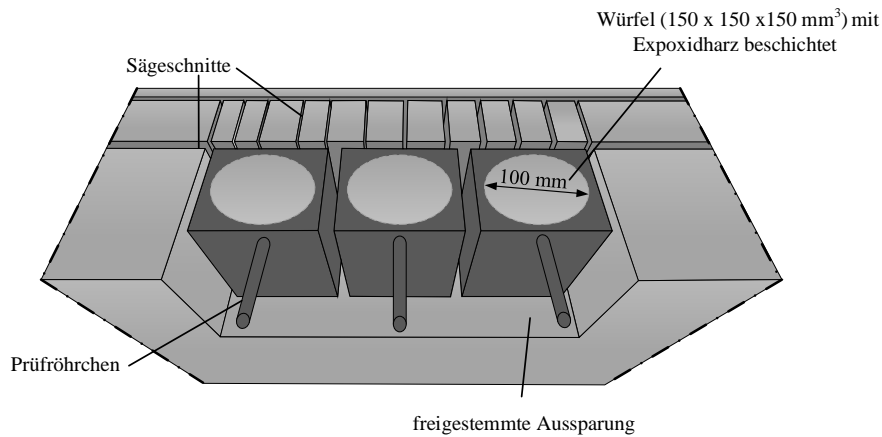


Abbildung 73: Schema des Probeneinbaus in den großformatigen Probekörper

Die mit Prüfraum präparierten Würfel wurden so in dem großformatigen Probekörper platziert, dass die Permeationsdrücke im Prüfraum unterhalb der Reifenspur der Rundlaufanlage erfasst werden konnten. Die Würfel wurden zunächst durch schnell-erhärtenden Zement-Mörtel in ihrer Lage fixiert. Anschließend wurden die Hohlräume zwischen den Probekörpern mit einem Vergussmörtel so verfüllt, dass die ursprüngliche Geometrie des großformatigen Probekörpers wieder hergestellt wurde. Abweichend zu den Untersuchungen in Kapitel 5.8.3 waren die Edelstahlrohre in dieser Versuchsanordnung länger ausgeführt, damit die Druckaufnehmer außerhalb der Abdichtungsebene der Rundlaufanlage angeschlossen werden konnten. Die finale Einbausituation der Würfel im großformatigen Probekörper ist in Abbildung 74 dargestellt.

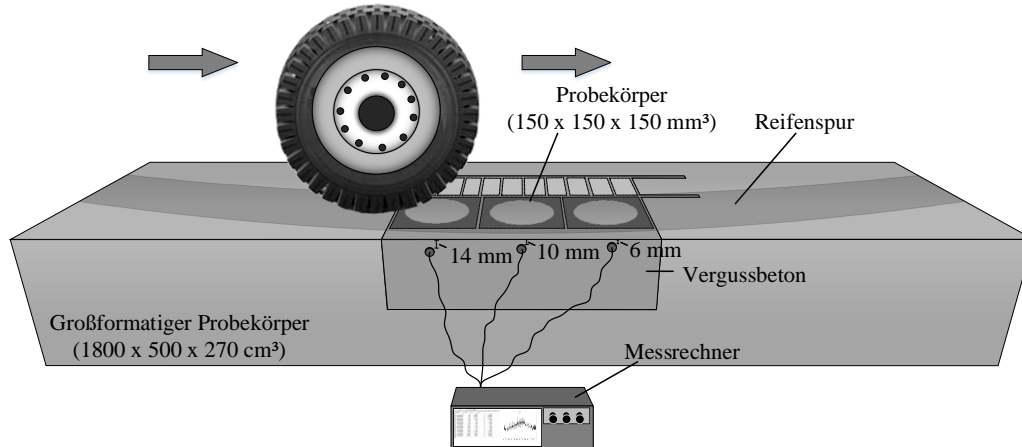


Abbildung 74: Schema der Einbausituation im großformatigen Probekörper mit unterschiedlichem Abstand des Prüfraums zur befahrenen Oberfläche

Die Probekörper wurden mit unterschiedlichen Geschwindigkeiten und mit unterschiedlichen Auflasten überrollt. Die Geschwindigkeit variierte zwischen 5,0 | 7,5 und 10,0 km/h, während die Auflast zwischen 0,75 | 0,90 und 1,0 Tonnen differierte.

Analog zu den Untersuchungen im Wassereindringprüfstand wurde der Permeationsdruck in drei verschiedenen Tiefen unter der Balkenoberfläche (6, 10 und 14 mm) an jeweils einem Probekörper je Tiefe erfasst (Abbildung 75).

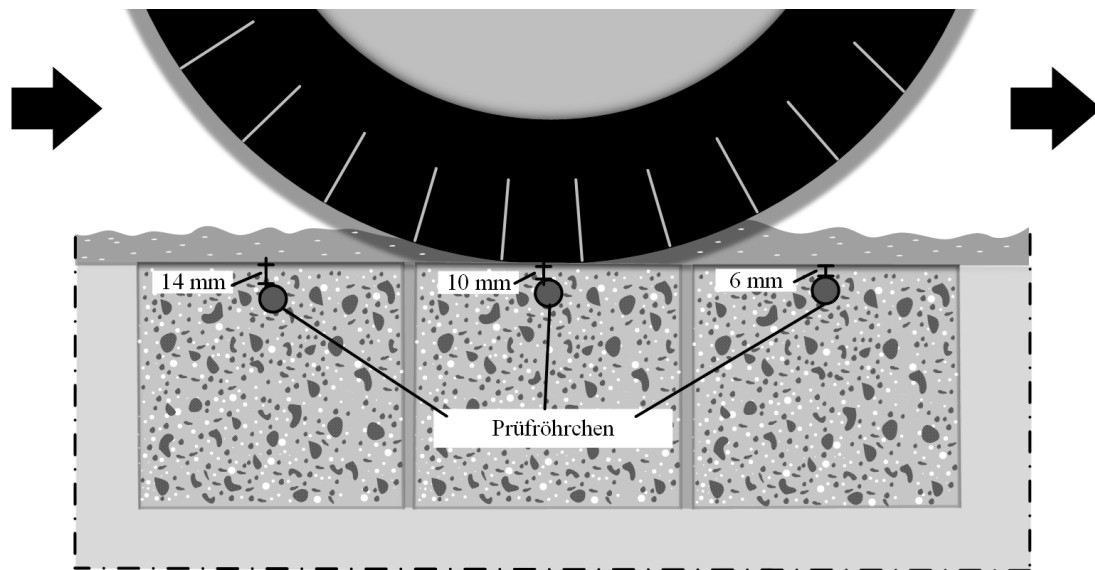


Abbildung 75: Detail der variierenden Tiefe der Prüfräume unter überrollendem Reifen

Um den Einfluss mikrostruktureller Schädigungen auf den Permeationsdruck infolge überrollender Reifen abbilden zu können, wurden ebenfalls Würfel, welche zuvor durch zyklische Druckbelastung (Kapitel 5.6.2.3) vorgeschädigt wurden, in einen großformatigen Probekörper integriert. In allen drei Probekörpern wurde der Prüfraum 6 mm unter der Oberfläche präpariert. Der relative dynamische Elastizitätsmodul wurde mit 100 % (originär), 95 % und 85 % gewählt. Die Proben wurden mit einer Geschwindigkeit von 10 km/h bei einer Auflast von 0,9 Tonnen überrollt, während der Permeationsdruck kontinuierlich aufgezeichnet wurde.

6 Untersuchungsergebnisse

6.1 Relevante Betoneigenschaften

6.1.1 Wasseraufnahme der Gesteinskörnung

Die Wasseraufnahme der verwendeten Gesteinskörnung lag nach 24 Stunden bei 22 °C in einem für die einzelnen Kornfraktionen zu erwartenden Bereich (Tabelle 11). Für den verwendeten Rheinsand (0-2 mm) betrug die Wasseraufnahme 4,1 M.-%. In den gröberen Kornfraktionen (2-8, 8-16 und 16-22 mm) lag die Wasseraufnahme mit 0,79 bis 1,67 M.-% erwartungsgemäß deutlich darunter.

Tabelle 11: Wasseraufnahme der Gesteinskörnung gemäß DIN EN 1097-6 [195]

Gesteinskörnung	Kornfraktion [mm]	Scheinbare Rohdichte	Rohdichte auf ofentrockener Basis	Rohdichte auf wassergesättigter und oberflächen-trockener Basis	Wasseraufnahme nach 24 h bei 22 °C
		ρ_a [g/cm ³]	ρ_{rd} [g/cm ³]	ρ_{ssd} [g/cm ³]	WA ₂₄ [M.-%]
Rheinsand	0-2	2,62	2,37	2,68	4,10
Granodiorit-Splitt	2-8	2,71	2,65	2,68	0,79
Oberrhein Kies-Splitt	2-8	2,64	2,53	2,58	1,67
Granodiorit-Splitt	8-16	2,85	2,77	2,81	1,02
Granodiorit-Splitt	16-22	2,71	2,62	2,66	1,25

6.1.2 Frischbetonkennwerte

Die maßgebenden Frischbetonkennwerte, wie die Verdichtungsmaße mit den zugehörigen Konsistenzklassen, die Frischbetontemperatur, der Luftgehalt und die Frischbetonrohddichte der jeweiligen Betonmischungen für die Herstellung der großformatigen Probekörper, können Tabelle E 1 und Tabelle E 2 im Anhang E entnommen werden. Die Konsistenz lag im Bereich C1 / C2. Der Luftgehalt der einzelnen Betonmischungen wurde durch den zugegebenen Luftporenbildner zwischen 3,6 und 5,5 Vol.-% eingestellt. Die Frischbetonrohddichte lag entsprechend zwischen 2,27 und 2,40 kg/dm³. Die Frischbetontemperatur lag für alle Mischungen zwischen 20,4 und 27,9 °C.

Die bei Ankunft des Transportbetons bestimmten Frischbetonkennwerte sind in Tabelle G 1 im Anhang G zusammengefasst.

6.1.3 Festbeton

6.1.3.1 Druckfestigkeit

Die Druckfestigkeit und Rohddichte der verschiedenen Probekörper, die während der Betonage der großformatigen Probekörper hergestellt wurden, sind in Tabelle F 1 und Tabelle F 2 im Anhang F zusammengefasst. Die mittlere Festbetonrohddichte betrug 2,37 kg/dm³. Die Druckfestigkeit von Würfeln mit einer Kantenlänge von 150 mm betrug nach 28 Tagen im Mittel 47,5 N/mm². Somit lag die Festigkeit des Betons im Bereich normalfester Betone.

6.1.3.2 Biegezugfestigkeit als Referenz für die zyklische Belastung

Die Biegezugfestigkeiten als Referenz für die zyklischen Belastungen sind in Tabelle F 1 und Tabelle F 2 im Anhang F zusammengefasst. Die Biegezugfestigkeit dieser Probekörper betrug im Mittel 4,50 N/mm².

6.1.3.3 Biegezugfestigkeit an trocken bzw. feucht gelagerten Proben

Die Einzelwerte der Biegezugfestigkeiten sind in Tabelle G 2 und Tabelle G 3 im Anhang G zusammengefasst. Für die Biegezugfestigkeit der Kleinproben der Serie K1 (vgl. Kapitel 5.4.2.2) ergab sich eine Referenzfestigkeit von im Mittel 5,71 N/mm² bei Lagerung unter Wasser (Abbildung 76, links).

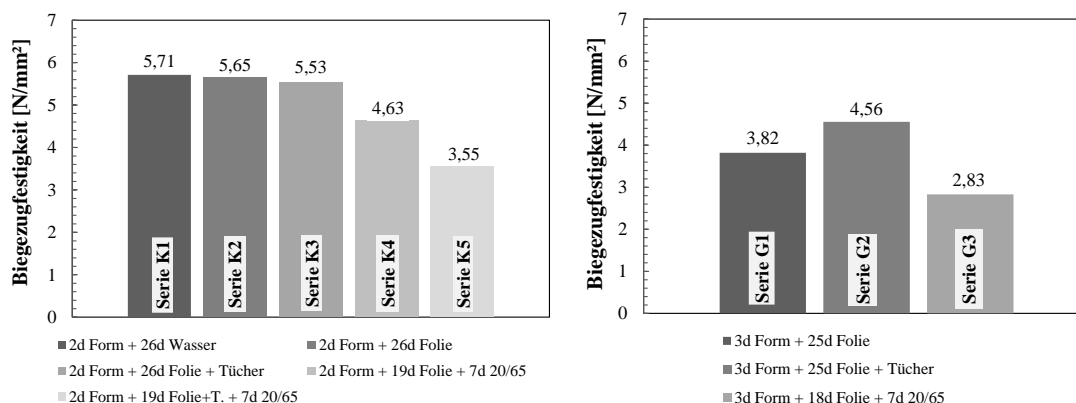


Abbildung 76: Biegezugfestigkeit kleinformatiger Probekörper (150 x 150 x 700 mm³) (links) und großformatiger Probekörper (270 x 500 x 1800 mm³) (rechts) in Abhängigkeit der Vorlagerung

Die Serien K2 und K3, bei denen die Proben anstelle unter Wasser lediglich mit Folie nachbehandelt wurden, zeigten nach 28 Tagen mit im Mittel 5,65 bzw. 5,53 N/mm² etwa 1 bis 3 % geringere Festigkeiten. Besonders hervorzuheben ist der Abfall der Biegezugfestigkeit infolge vorheriger Lagerung unter Normklimabedingungen um ca. 19 und 38 % auf im Mittel 4,63 bzw. 3,55 N/mm² für die Serien K4 und K5. Auch bei den großformatigen Probekörpern wurde der Einfluss der Vorlagerung auf die Biegezugfestigkeit deutlich. Bei vorheriger Austrocknung unter Normklimabedingungen (Serie G3) fiel die Biegezugfestigkeit gegenüber der Serie G1 um 26 % ab (Abbildung 76, rechts).

Zudem war für die Lagerung in Folie mit zusätzlichen nassen Tüchern eine um ca. 19 % höhere Biegezugfestigkeit (4,56 N/mm²) gegenüber der Lagerung ausschließlich in Folie zu erkennen (3,82 N/mm²). Der Unterschied zwischen der maximalen Biegezugfestigkeit zwischen klein- und großformatigen Probekörpern war durch den Größeneffekt zu begründen [217]. Bei zusätzlicher Überlagerung dieses Effekts mit, durch das Austrocknen hervorgerufenen Schwindspannungen, fiel die Biegezugfestigkeit der großformatigen Balken gegenüber den kleinformatigen Balken um insgesamt bis zu 32 % ab.

6.1.3.4 Porosität und Porengrößenverteilung

Die charakteristische Porenradienverteilung ist in Abbildung 77 dargestellt. Diese ist für die untersuchte Betonzusammensetzung repräsentativ. Die Porenradienverteilungen der darüber hinaus untersuchten Proben sind in Anhang H dargestellt. Die mit der Hg-Pososimetrie ermittelte Gesamtporosität des Betons betrug im Mittel

18,1 Vol.-%. Der Anteil an Kapillarporen (10 nm bis 50 μm) lag folglich im Mittel bei 82 % des Gesamtporenvolumens.

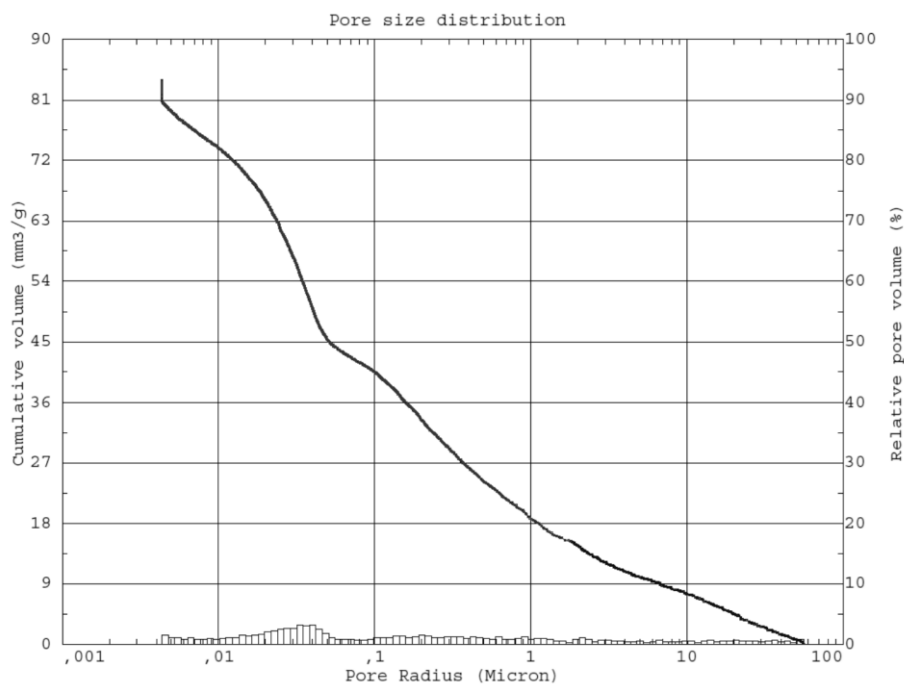


Abbildung 77: Charakteristische Porenradienverteilung des Betons (Teilprobe aus Balken B 13)

Die im Beton festgestellten Luftporen verteilten sich wie in Abbildung 78 abgebildet. Es ist das Ergebnis einer Probe dargestellt, welche repräsentativ für den untersuchten Beton ist. Die Ergebnisse der darüber hinaus untersuchten Proben sind in Anhang I dargestellt. Der gemessene Luftgehalt A betrug im Mittel 5,30 Vol.-% bei einem Abstandsfaktor \bar{L} von 0,20 und einem Mikroluftporengehalt A_{300} (bis zu einem Porendurchmesser von 300 μm) von 3,01 Vol.-%.

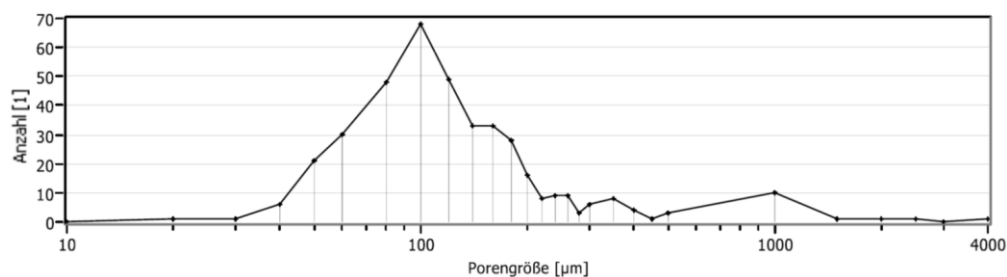


Abbildung 78: Charakteristische Verteilung der Luftporen nach DIN EN 480-11 [202] (Teilprobe aus Balken B 13)

6.2 Degradation infolge zyklischer Biegeschwellbelastung

6.2.1 Einfluss zyklischer Biegeschwellbelastung auf die Steifigkeit

6.2.1.1 Einstufige zyklische Belastung

Die relativen dynamischen Elastizitätsmoduln der jeweiligen großformatigen Probekörper unter einstufiger zyklischer Belastung sind in Abbildung J 1 bis Abbildung J 9 im Anhang J zusammengefasst. Teile der nachfolgend in diesem Kapitel beschriebenen Ergebnisse sind bereits in [204 bis 206, 211 bis 213, 218, 219] veröffentlicht.

In Abbildung 79 sind die Veränderungen im relativen dynamischen Elastizitätsmodul, in Abhängigkeit der Lastzyklen und des Spannungsniveaus, als Indizes für die sich einstellende Degradation als Mittelwert von je drei großformatigen Balken dargestellt (vgl. Kapitel 5.5.2.1).

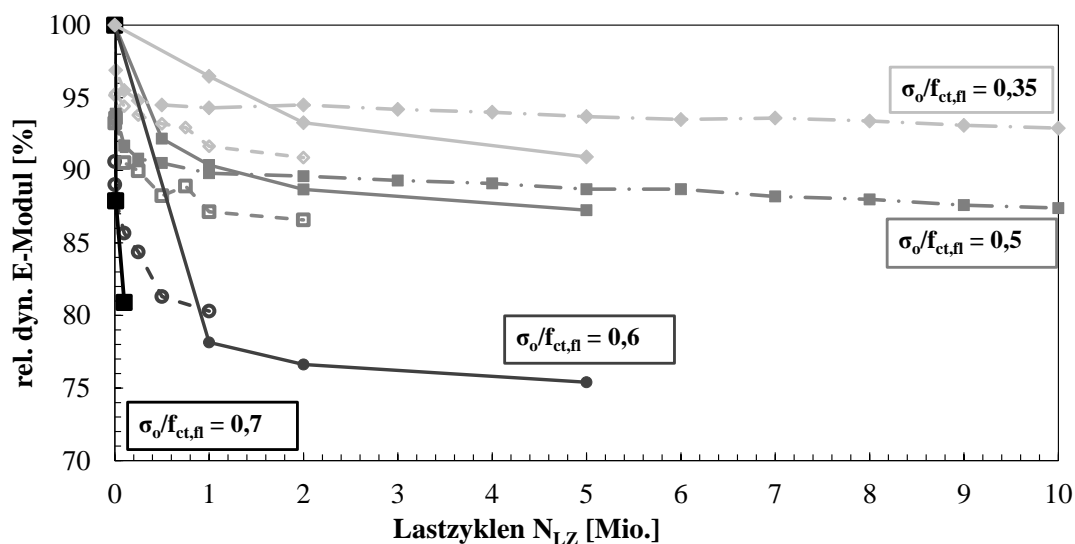


Abbildung 79: Abfall des relativen dynamischen E-Moduls unter verschiedenen Spannungsniveaus [204 bis 206, 211 bis 213, 218, 219]

Erwartungsgemäß war ein größerer Abfall im relativen dynamischen Elastizitätsmodul feststellbar, je höher das Lastniveau war. Ebenso fiel der relative dynamische Elastizitätsmodul mit zunehmender Lastzyklenzahl ab. Nach zehn Millionen Lastzyklen zeigte sich beispielsweise bei einem Belastungsniveau von $\sigma_0/f_{ct,fl} = 0,35$ ein Abfall auf 92,9 %, hingegen war bei $\sigma_0/f_{ct,fl} = 0,60$ und fünf Millionen Lastzyklen bereits ein signifikant höherer Abfall auf 75,4 % festzustellen. Bei einem Belastungsniveau von $\sigma_0/f_{ct,fl} = 0,70$ und nur 100.000 Lastzyklen fiel der relative dynamische Elastizitätsmodul auf 80,9 %.

Unabhängig des Belastungsniveaus zeigte sich insbesondere innerhalb der ersten wenigen aufgebrauchten Lastwechsel der jeweils signifikanteste Abfall des dynamischen Elastizitätsmoduls. Der starke Abfall zu Beginn der Belastung korrespondiert mit dem S-förmigen Schädigungsverlauf nach Wöhler [17] und entspricht Phase I der Schädigungsentwicklung unter zyklischer Belastung (vgl. Kapitel 2.4.1). Abbildung 80 zeigt exemplarisch den Abfall des relativen dynamischen Elastizitätsmoduls nach 100, 1.000, 10.000, 100.000, 250.000, 500.000 und einer Million Lastzyklen bei einem Belastungsniveau von $\sigma_0/f_{ct,fl} = 0,60$ als Mittelwert von drei großformatigen Balken.

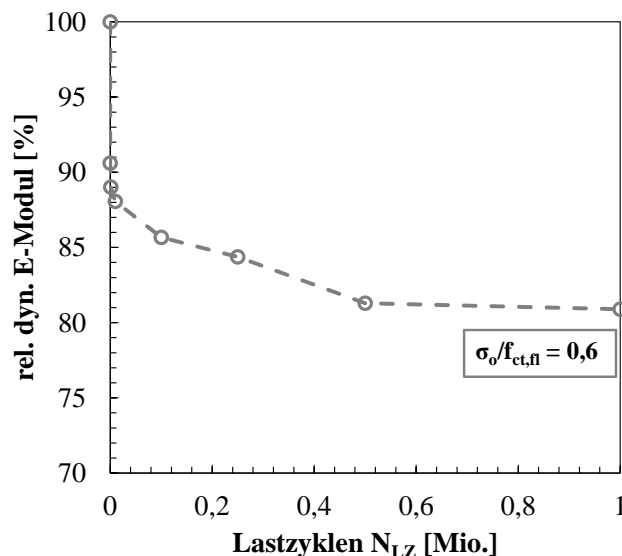


Abbildung 80: Abfall des relativen dynamischen E-Moduls innerhalb der ersten 1.-Mio. Lastzyklen bei einem Belastungsniveau von $\sigma_o/f_{ct,fl} = 0,60$ [206]

Bereits nach 100 aufgebrauchten Lastzyklen fiel der relative dynamische Elastizitätsmodul bei einem Spannungsniveau von $\sigma_o/f_{ct,fl} = 0,60$ auf 90,6 % und nach 1.000 Lastzyklen auf 89,0 % ab. Mit zunehmender Lastzyklenzahl nahm der relative dynamische Elastizitätsmodul weiter ab, jedoch nicht mehr so ausgeprägt wie nach den ersten 1.000 Lastzyklen. Zwischen 500.000 und 1 Million Lastzyklen sank der relative dynamische Elastizitätsmodul lediglich noch um 0,4 %.

In Abbildung 81 ist die Abnahme des relativen dynamischen Elastizitätsmoduls je Lastzyklenbereich in Abhängigkeit des Spannungsniveaus bis zehn Millionen Lastzyklen dargestellt. Ein Lastzyklenbereich beschreibt dabei den Bereich zwischen zwei aufeinanderfolgenden Ultraschalllaufzeitmessungen. Für die Belastung mit einem Spannungsniveau von $\sigma_o/f_{ct,fl} = 0,70$ liegen planmäßig nur Werte für die Lastzyklenbereiche bis 100.000 Lastzyklen vor, da bei einer höheren Anzahl an Lastzyklen ein ungewolltes spontanes Versagen der Probekörper möglich gewesen wäre. In Abbildung 82 ist der Abfall des dynamischen Elastizitätsmoduls je Lastzyklenbereich bis eine Million Lastzyklen als Detail von Abbildung 81 dargestellt.

Es wird deutlich, dass in den ersten 10.000 Lastzyklen unter allen Spannungsniveaus die größte Abnahme des relativen dynamischen Elastizitätsmoduls zu verzeichnen war und sich die Abnahme mit zunehmender Lastzyklenzahl reduzierte. Zwischen einer und zehn Millionen Lastzyklen war die Abnahme des relativen dynamischen Elastizitätsmoduls für die Spannungsniveaus $\sigma_o/f_{ct,fl} = 0,35$ und $\sigma_o/f_{ct,fl} = 0,50$ mit im Mittel 0,2 bzw. 0,3 % in etwa konstant. Die Abnahme in diesen Lastzyklenbereichen betrug damit lediglich 15 beziehungsweise 20 % der anfänglichen Abnahme im Lastzyklenbereich bis 10.000 Lastzyklen. Dennoch lag die Abnahme der Steifigkeit für das höhere Spannungsniveau von $\sigma_o/f_{ct,fl} = 0,50$ im Mittel 0,08 % über der Abnahme bei Belastung mit einem Spannungsniveau von $\sigma_o/f_{ct,fl} = 0,35$.

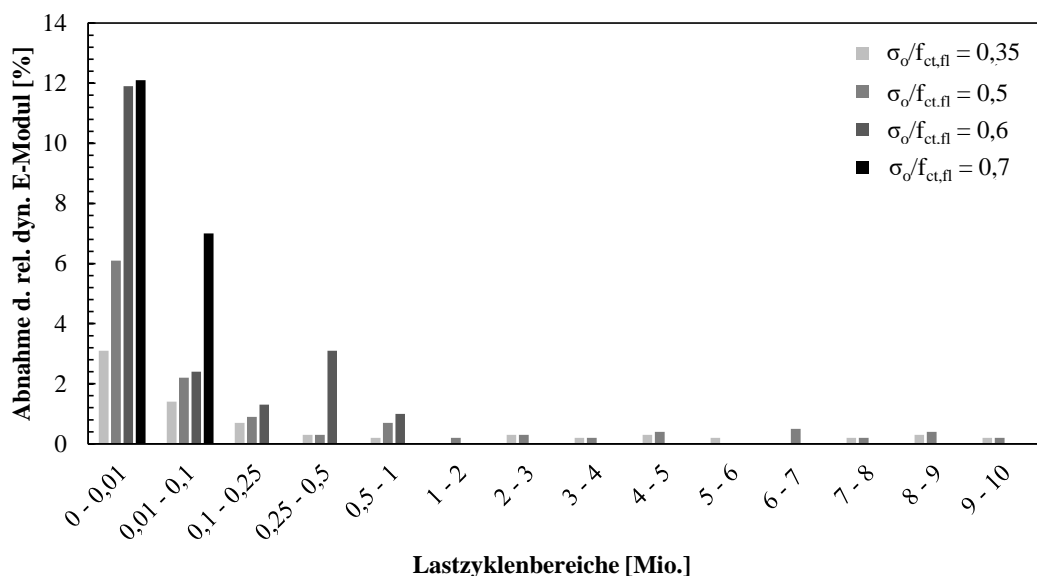


Abbildung 81: Abnahme des relativen dynamischen Elastizitätsmoduls je Lastzyklenbereich in Abhängigkeit des Spannungsniveaus bis zehn Millionen Lastzyklen

Für die Belastung mit den Spannungsniveaus $\sigma_o/f_{ct,fl} = 0,60$ und $\sigma_o/f_{ct,fl} = 0,70$ betrug die Abnahme des relativen dynamischen Elastizitätsmoduls im Lastzyklenbereich bis 10.000 Lastzyklen 12,0 %. Bei geringerer Belastung mit einem Spannungsniveau von $\sigma_o/f_{ct,fl} = 0,50$ betrug die Abnahme mit 6,1 % lediglich noch ca. 50 % der Abnahme unter Belastung mit den höheren Spannungsniveaus. Für die Belastung mit einem Spannungsniveau von $\sigma_o/f_{ct,fl} = 0,35$ konnte mit 3,1 % erwartungsgemäß die geringste Abnahme festgestellt werden. Auch wenn die Anzahl der Lastzyklen in den folgenden Lastzyklenbereichen stieg, verringerte sich die Abnahme des relativen dynamischen Elastizitätsmoduls sukzessive. So lag diese im Lastzyklenbereich von 0,5 bis einer Million bei 1,0 % für das Spannungsniveau von $\sigma_o/f_{ct,fl} = 0,60$ und bei 0,7 bzw. 0,2 % für die Spannungsniveaus von $\sigma_o/f_{ct,fl} = 0,50$ und $\sigma_o/f_{ct,fl} = 0,35$. Demnach war in allen Lastzyklenbereichen die Abnahme der Steifigkeit mit höherem Spannungsniveau größer. Gleichwohl reduzierte sich der absolute Unterschied der Abnahmen der Steifigkeit zwischen den unterschiedlichen Spannungsniveaus mit fortlaufender Beanspruchung.

In Einzelfällen konnten sich die erkannten Tendenzen nicht eindeutig bestätigen. So lag die Abnahme des relativen dynamischen Elastizitätsmoduls im Lastzyklenbereich bis 10.000 Lastzyklen mit einem Spannungsniveau von $\sigma_o/f_{ct,fl} = 0,60$ in etwa auf dem Niveau des Spannungsniveaus $\sigma_o/f_{ct,fl} = 0,70$ und im anschließenden Lastzyklenbereich von 10.000 bis 100.000 Lastzyklen tendenziell eher auf dem Niveau des Spannungsniveaus $\sigma_o/f_{ct,fl} = 0,50$. Ebenso stieg die Abnahme des relativen dynamischen Elastizitätsmoduls unter einem Spannungsniveau von $\sigma_o/f_{ct,fl} = 0,50$ zwischen zwei aufeinanderfolgenden Lastzyklenbereichen (0,1 bis 0,25 und 0,25 bis 0,5 Mio. Lastzyklen) wider Erwarten an. Diese Abweichungen von den erkennbaren Tendenzen könnten durch sich einstellende lokalisierte mikrostrukturelle Schädigungen begründet sein, welche durch die nicht flächendeckenden Ultraschalllaufzeitmessungen entweder erfasst oder nicht erfasst werden.

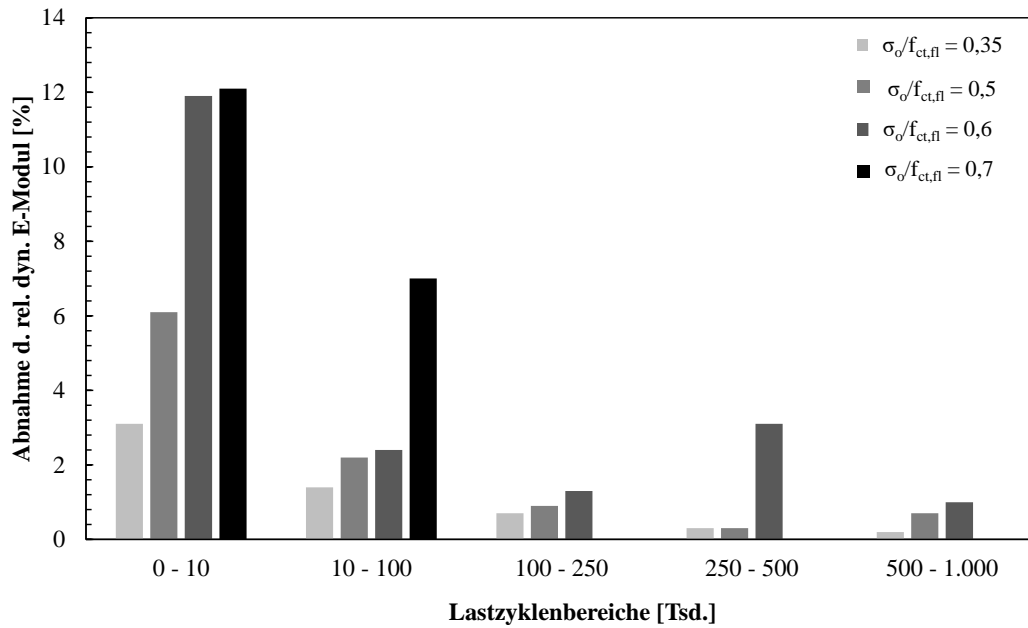


Abbildung 82: Abnahme des relativen dynamischen Elastizitätsmoduls je Lastzyklenbereich in Abhängigkeit des Spannungsniveaus bis eine Million Lastzyklen

6.2.1.2 Mehrstufige zyklische Belastung

Der Abfall des relativen dynamischen Elastizitätsmoduls der einzelnen großformatigen Probekörper nach mehrstufiger zyklischer Belastung in den verschiedenen Lastkollektiven ist in Abbildung J 10 bis Abbildung J 13 im Anhang J dargestellt. Teile der nachfolgend in diesem Kapitel beschriebenen Ergebnisse sind bereits in [204, 205] veröffentlicht.

Abbildung 83 zeigt den Abfall des relativen dynamischen E-Moduls unter wechselnder Beanspruchung für die Lastkollektive 1 und 2 (Kapitel 5.5.2.2) als Mittelwert von je drei großformatigen Balken.

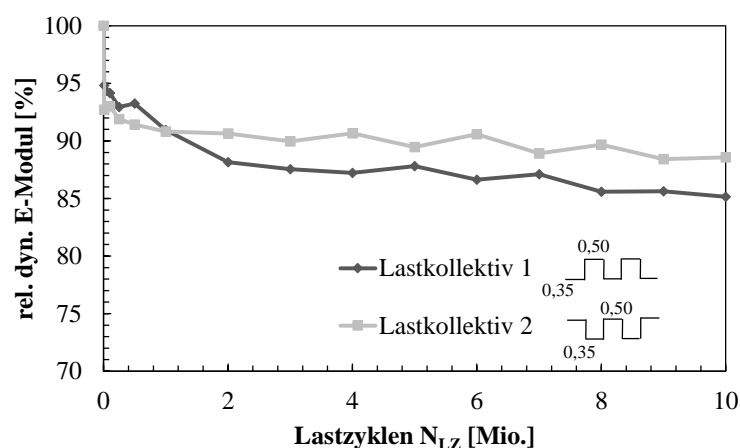


Abbildung 83: Abfall des relativen dynamischen E-Moduls für die Lastkollektive 1 und 2 [204, 205]

Während der ersten aufgetragenen Lastwechsel zeigte sich infolge der zunächst höheren Belastung im Lastkollektiv 2 eine größere Schädigung. Im weiteren Verlauf verhielt sich der Abfall des relativen dynamischen Elastizitätsmoduls der unterschiedlich belasteten Balken mit jedem Spannungswechsel gegenläufig, aber in betragsmäßig vergleichbarer Höhe, so dass der Abfall des relativen dynamischen E-Moduls zwischen zwei und zehn Millionen Lastwechseln mit 3,0 % im Lastkollektiv 1 und 2,0 % im Lastkollektiv 2 ähnlich ausfiel. Nach zehn Millionen Lastzyklen und somit insgesamt fünf Millionen Lastzyklen mit einem Spannungsniveau von $\sigma_o/f_{ct,fl} = 0,50$ sowie fünf Millionen Lastzyklen mit einem Spannungsniveau von $\sigma_o/f_{ct,fl} = 0,35$ fiel die Steifigkeit des Betons der Balken im Lastkollektiv 1 auf rel. $E_{dyn} = 85,2$ % und im Lastkollektiv 2 auf rel. $E_{dyn} = 88,6$ %. Folglich lag die Degradation der unterschiedlich belasteten Balken nach insgesamt zehn Millionen Lastzyklen im Mittel 3,4 % auseinander.

Ähnlich den Lastkollektiven 1 und 2 stellte sich bei den Lastkollektiven 3 und 4 (Kapitel 5.5.2.2) ein größerer Abfall des relativen dynamischen Elastizitätsmoduls bei zunächst höherem Spannungsniveau innerhalb der ersten eine Million Lastzyklen dar (Abbildung 84).

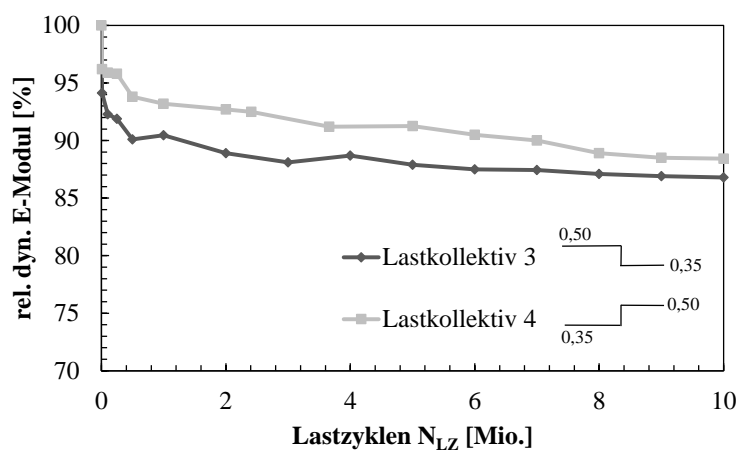


Abbildung 84: Abfall des relativen dynamischen E-Moduls für die Lastkollektive 3 und 4 [204]

Zwischen einer und fünf Millionen Lastzyklen nahm die Schädigung auch hier in beiden Lastkollektiven ungefähr gleich zu. Mit dem Wechsel des Spannungsniveaus nach fünf Millionen Lastzyklen näherten sich die beiden Schädigungen an. Der Unterschied der beiden relativen dynamischen Elastizitätsmoduln lag nach zehn Millionen Lastzyklen mit rel. $E_{dyn} = 86,8$ % (Lastkollektiv 3) und rel. $E_{dyn} = 88,4$ % (Lastkollektiv 4) 1,6 % auseinander. Der Abfall des relativen dynamischen Elastizitätsmoduls nach zehn Millionen Lastzyklen für die Lastkollektive 1 und 2 lag ebenfalls in der gleichen Größenordnung. Im Mittel ergab sich für die vier Lastkollektive ein mittlerer Steifigkeitsabfall auf rel. $E_{dyn} = 87,3$ % nach zehn Millionen Lastzyklen. Damit lag die maximale Abweichung von diesem Mittelwert bei lediglich 2,1 % für das Lastkollektiv 1.

Nach einstufiger zyklischer Belastung mit einem Spannungsniveau von $\sigma_o/f_{ct,fl} = 0,35$ für zehn Millionen Lastzyklen betrug der mittlere relative dynamische Elastizitätsmodul 92,9 % und für eine einstufige zyklische Belastung mit einem Spannungsniveau von $\sigma_o/f_{ct,fl} = 0,5$ betrug er 87,4 %. Damit lag der mittlere relative dynamische Elastizitätsmodul der Lastkollektive 1 bis 4 bei gleicher Lastzyklenzahl mit 87,3 % in etwa auf dem Niveau der einstufigen Belastung mit einem Spannungsniveau von $\sigma_o/f_{ct,fl} = 0,50$ (Abbildung 85). Gleichwohl sei angemerkt, dass in vergleichbaren Serien mit einstufiger Belastung und demselben Spannungsniveau der relative dynamische Elastizitätsmodul nach zwei Millionen Lastzyklen mit 86,6 % bereits

unter dem der Lastkollektive 1 bis 4 lag. Folglich lag die induzierte Schädigung infolge mehrstufiger Belastung (je 5 Mio. Lastzyklen mit $\sigma_o/f_{ct,fl} = 0,35$ und $\sigma_o/f_{ct,fl} = 0,50$) erwartungsgemäß tendenziell zwischen der infolge einstufiger Belastung mit den Spannungsniveaus von $\sigma_o/f_{ct,fl} = 0,35$ und $\sigma_o/f_{ct,fl} = 0,5$ nach zehn Millionen Lastzyklen.

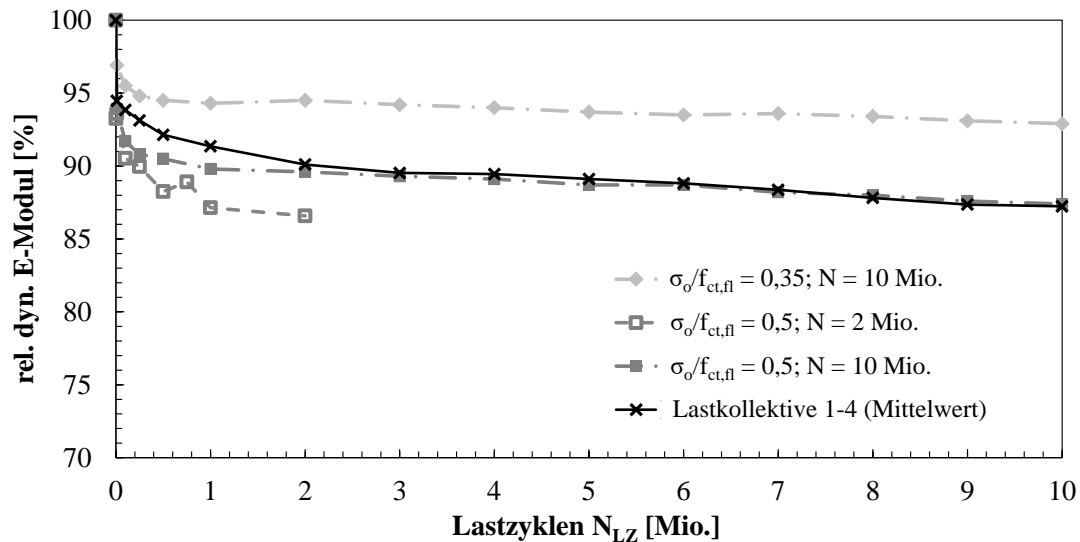


Abbildung 85: Abfall des relativen dynamischen E-Moduls nach einstufiger und mehrstufiger Belastung

Es sind jeweils drei großformatige Probekörper je Lastkollektiv untersucht worden. Die vorliegenden Streuungen sind sowohl in der Inhomogenität des Betongefüges, als auch darin begründet, dass die Ultraschalllaufzeiten nur streckenweise und nicht flächendeckend erfasst wurden. Daher lässt sich insgesamt die Palmgren-Miner-Hypothese (vgl. Kapitel 2.4.3) für die untersuchten Lastkollektive in Verbindung mit der hier herangezogenen Betonzusammensetzung und Probekörpergeometrie unter wechselnder Biegezugbelastung von normalfestem Beton im Rahmen der zu erwartenden Schwankungen als bestätigt ansehen.

6.2.1.3 Reproduzierbarkeit der Degradation bei gleicher zyklischer Belastung

In Abbildung 86 ist exemplarisch der Abfall des relativen dynamischen E-Moduls von drei großformatigen Probekörpern, die in unterschiedlichen Positionen des Mehrfachprüfstandes (vgl. 5.5.3) eingebaut waren und allesamt in gleicher Art mit einem Spannungsverhältnis von $\sigma_o/f_{ct,fl} = 0,60$ und fünf Millionen Lastzyklen belastet wurden, dargestellt. Alle drei Balken wiesen einen nahezu identischen Schädigungsverlauf auf. Daraus kann gefolgert werden, dass alle drei Balken in den unterschiedlichen Positionen des Mehrfachprüfstandes eine annähernd identische Beanspruchung erfahren haben. Für den dargestellten Fall lag die maximale Abweichung der einzelnen Kurven vom Mittelwert bei 1,61 % und die Standardabweichung bei 0,82 %. Dies zeigte sich auch für alle untersuchten Kombinationen von Spannungsniveau und Lastzyklenzahl (vgl. Anhang J). Hier lagen die Standardabweichung bei 1,01 % und die maximale Abweichung vom Mittelwert bei 3,54 %. Die geringen Unterschiede in der mittels Ultraschalllaufzeitmessungen festgestellten Degradation lassen sich durch die Inhomogenität des Betons und die sich dadurch ungleichmäßige Schädigung des Betongefüges erklären. Des Weiteren können auch prüfbedingte Einflüsse nicht ausgeschlossen werden. Insgesamt zeigte sich eine hohe und als ausreichend zu bewertende Reproduzierbarkeit der Prüfergebnisse solcher zyklischen Versuche in dem Mehrfachprüfstand.

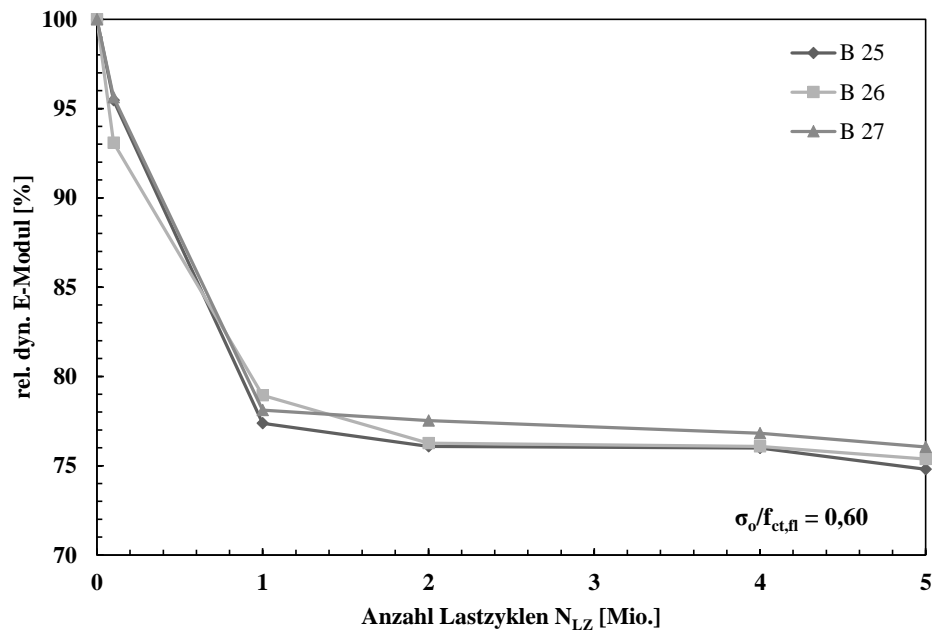


Abbildung 86: Abfall des relativen dynamischen E-Moduls von drei Probekörpern (B25 - B27) in unterschiedlichen Positionen des Mehrfachprüfstandes [203, 206, 218]

6.2.2 Rissmikroskopische Erfassung der Degradation

6.2.2.1 Einstufige zyklische Belastung

Teile der nachfolgend in diesem Kapitel beschriebenen Ergebnisse sind bereits in [203 bis 206, 211 bis 213, 218, 219] veröffentlicht. Abbildung 87 zeigt exemplarisch den Ausschnitt eines Dickschliffs mit mehreren Mikrorissen im Betongefüge.

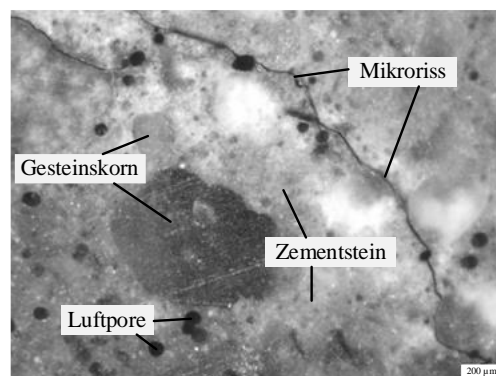


Abbildung 87: Exemplarischer Ausschnitt eines Dickschliffs mit Mikrorissen im Betongefüge

Die wesentlichen Risscharakteristika (vgl. Kapitel 5.5.4.2) sind in Tabelle 12 zusammengefasst. Die Rissanzahl stieg mit einem Abfall des relativen dynamischen Elastizitätsmoduls auf 91,5 % bereits um rund das 8-fache. Bei einer Schädigung auf ein rel. $E_{\text{dyn}} = 70,2$ % erhöhte sich die Rissanzahl sogar um das 33-fache. Auffallend war, dass die durchschnittliche Rissbreite und Risslänge im vorliegenden Fall von Luftporenbeton mit rd. $5 \mu\text{m}$ bzw. rd. $1,5 \text{ mm}$ in etwa konstant blieben. Daraus lässt sich folgern, dass die zunehmende Degradation im Wesentlichen auf die Neubildung weiterer Mikrorisse zurückzuführen und eine Ausweitung

oder Verlängerung von zuvor gebildeten Mikrorissen nachgeordnet ist. Enden die Mikrorisse in Luftporen so kommt es unter neuerlicher Beanspruchung zu keinen oder zumindest geringeren Kerbspannungen an den Risswurzeln. Folglich weiten oder verlängern sich vorhandene Mikrorisse nicht oder nur geringfügig und es entstehen neue Mikrorisse.

Tabelle 12: Risscharakteristika auf einer Fläche von 25 cm² nach konstanter zyklischer Biegezugbelastung [203 bis 206, 211 bis 213, 218, 219]

		Relativer dynamischer Elastizitätsmodul [%]					
		100	92,7	91,5	86,5	80,2	70,2
Rissanzahl	[-]	12	74	104	128	203	403
mittlere Rissbreite	[µm]	6,6	5,2	5,3	4,8	5,7	4,6
mittlere Risslänge	[µm]	1.400	1.600	1.000	1.400	1.600	1.500
mittlere Rissöffnungsfläche	[µm ²]	13.400	8.100	6.100	6.700	9.200	8.500
Gesamte Rissöffnungsfläche	[µm ²]	160.000	600.000	630.000	860.000	1.800.000	3.450.000

In Abbildung 88 sind die Rissanzahl und der relative dynamische Elastizitätsmodul, als Größenordnung für die Degradation des Betongefüges, gegenübergestellt. Die mikroskopischen Untersuchungen ergaben dabei einen leicht progressiven Anstieg in der Anzahl der Mikrorisse mit zunehmender Vorschädigung infolge zyklischer Belastung (rel. $E_{dyn} < 100$ %).

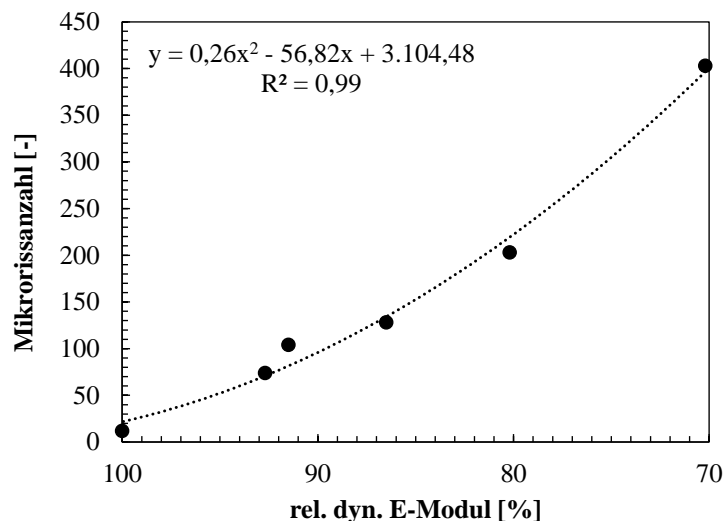


Abbildung 88: Mikrorissanzahl auf einer Fläche von 25 cm² in Abhängigkeit der Degradation (rel. E_{dyn})

Dabei ist zu erkennen, dass die Zunahme der Rissanzahl nicht direkt proportional zum Abfall des relativen dynamischen Elastizitätsmoduls verläuft, sondern mit zunehmender Schädigung die Rissanzahl überproportional zunimmt. Dies lässt auf den Übergang von Phase II in Phase III der Schädigungsentwicklung (Kapitel 2.4.1), also den abfallenden Ast des S-förmigen Schädigungsverlaufs nach Wöhler [17], schließen. Gleichzeitig zeigte sich kein überproportionaler Anstieg der Rissanzahl bei geringer Vorschädigung, welcher mit der Phase I der Schädigungsentwicklung korrespondieren würde. Ob die Rissanzahl auch den Übergang der Phase I in Phase II der Schädigungsentwicklung abbildet, lässt sich anhand der vorliegenden Daten nicht beantworten. Dafür wären zusätzliche Untersuchungen mit Vorschädigungen mit einem relativen dynamischen Elastizitätsmodul größer 93 % notwendig.

Als weitere Kenngröße der Degradation, ist die Rissöffnungsfläche dem relativen dynamischen Elastizitätsmodul gegenübergestellt (Abbildung 89). Dabei zeigte sich eine ähnliche Beziehung wie zwischen der Rissanzahl und dem relativen dynamischen Elastizitätsmodul.

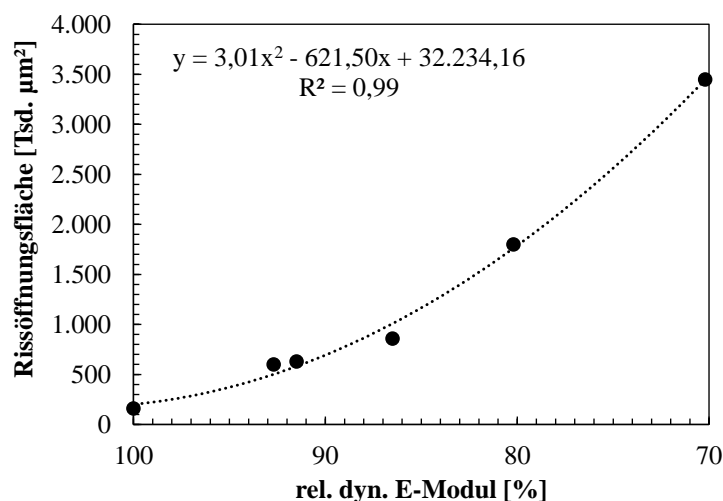


Abbildung 89: Rissöffnungsfläche auf einer Fläche von 25 cm² in Abhängigkeit der Degradation (rel. E_{dyn})

Im Rahmen der DFG-Forschergruppe FOR 1498 wurden von Weise et. al [180] ebenfalls Untersuchungen zur Degradation infolge zyklischer Biegeschwellbelastung durchgeführt. Dabei wurde die gleiche Betonzusammensetzung verwendet und der Beton unter vergleichbaren Bedingungen vorgeschädigt. Anschließend wurden an Bohrkernen aus dem maximal mit Biegezug belasteten Bereich der Balken röntgentomografische Aufnahmen angefertigt, an denen die Rissanzahl automatisiert ermittelt werden konnte (Abbildung 90).

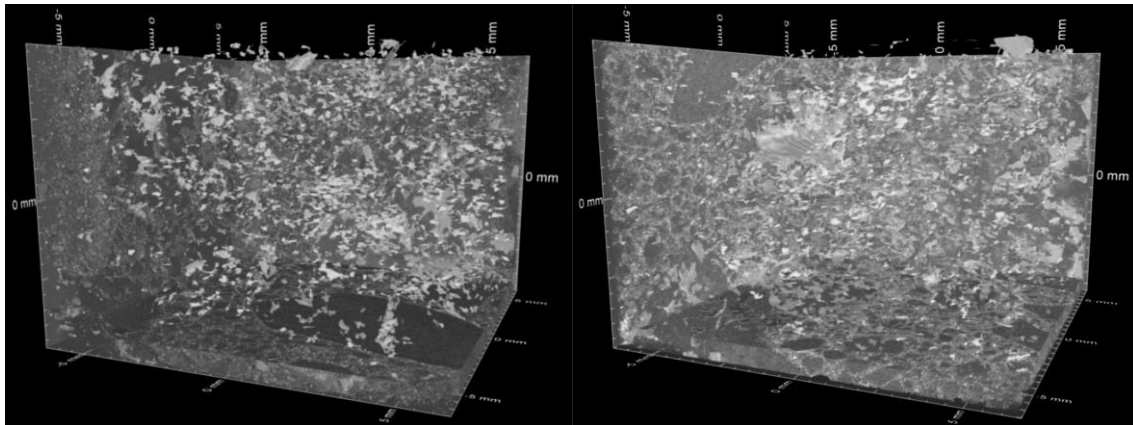


Abbildung 90: Röntgentomografische Darstellung der Risse in einem nicht geschädigten (rel. $E_{dyn} = 100$ %) (links) und einem stark geschädigten Probekörper (rel. $E_{dyn} = 80,2$ %) (rechts) [180]

Auch dabei zeigte sich, dass vornehmlich die Rissanzahl und nicht die Größe der Risse mit zunehmender Schädigung stieg. So wurden beispielsweise an einer originären Probe (rel. $E_{dyn} = 100$ %) ca. 2.000 Risse ab einer Breite von $5 \mu\text{m}$ im untersuchten Bereich ($12 \times 12 \times 12 \text{ mm}^3$) festgestellt und an einer Probe mit einer Vorschädigung von rel. $E_{dyn} \approx 81$ % bereits ca. 3.700 Risse. Die Zunahme der Rissanzahl um den Faktor zwei stimmt nicht mit der rissmikroskopischen Auswertung der Dickschliffe überein, bei der bei vergleichbarer Schädigung (rel. $E_{dyn} = 80,2$ %) ein Anstieg der Rissanzahl um ca. den Faktor 16 festgestellt wurde. Diese Diskrepanz kann mehrere Gründe haben. Zum einen ist der an den Dickschliffen betrachtete Ausschnitt um ein vielfaches kleiner und zum anderen erfolgt die Risserkennung mittels 3D-Röntgentomografie automatisch anhand der gewonnenen Bilder erst ab einer Rissbreite von ca. $5 \mu\text{m}$. Dabei ist nicht auszuschließen, dass auch andersartige Gefügestörungen wie beispielsweise Poren zum Teil mit erfasst werden und das Ergebnis entsprechend beeinflussen. Nichtsdestotrotz stieg die mittlere Rissgröße mit zunehmender Rissanzahl lediglich um ca. 30 %. Es kann also auch aus diesen Untersuchungen gefolgert werden, dass in erster Linie die Rissanzahl und nicht die Rissgröße mit zunehmender Belastung steigen.

Bereits die Mikrorisse in der originären Probe (rel. $E_{dyn} = 100$ %) waren im untersuchten Bereich keiner Lage eindeutig zuzuordnen. So befanden sich 77,8 % der Mikrorisse in der Kontaktzone zwischen Gesteinskorn und Zementstein und 22,2 % ausschließlich im Zementstein (Tabelle 13). Es waren keine Mikrorisse in der Kontaktzone und dem direktangrenzenden Zementstein festzustellen. Ebenso konnten keine Mikrorisse in der Gesteinskörnung detektiert werden.

Tabelle 13: Lage der Risse auf einer Fläche von 25 cm² nach einstufiger zyklischer Biegeschwellbelastung

Lage der Mikrorisse		rel. E _{dyn} [%]						Mittelwert
		100	92,7	91,5	86,5	80,2	70,2	
Kontaktzone	[%]	77,8	40,5	18,9	46,4	51,0	9,1	40,6
Zementstein	[%]	22,2	45,2	56,6	16,2	10,9	35,4	31,1
Kontaktzone und direktangren- zender Zement- stein	[%]	0,0	7,1	9,4	37,5	36,5	48,6	23,2
Gesteinskorn	[%]	0,0	7,1	15,1	0,0	1,6	6,9	5,1

Mit zunehmender Schädigung war ebenso keine klare Tendenz der Lage der neu entstandenen Mikrorisse zu erkennen. Für eine Schädigung von rel. E_{dyn} = 91,5 % lag der Anteil der Risse in der Kontaktzone zwischen Gesteinskorn und Zementstein bei 18,9 % und der Anteil der Risse im Zementstein bei 56,6 %. Bei einer Vorschädigung von rel. E_{dyn} = 86,5 % schien diese Tendenz umgekehrt zu sein. So lag der Anteil der Mikrorisse in der Kontaktzone bei 46,4 % und im Zementstein bei 16,2 %. Lediglich der Anteil der Risse in der Kontaktzone nahm mit zunehmender Vorschädigung kontinuierlich zu (Abbildung 91). Die wenigsten Mikrorisse über alle untersuchten Proben hinweg verliefen in der Gesteinskörnung. Im Mittel waren es lediglich 5,1 %.

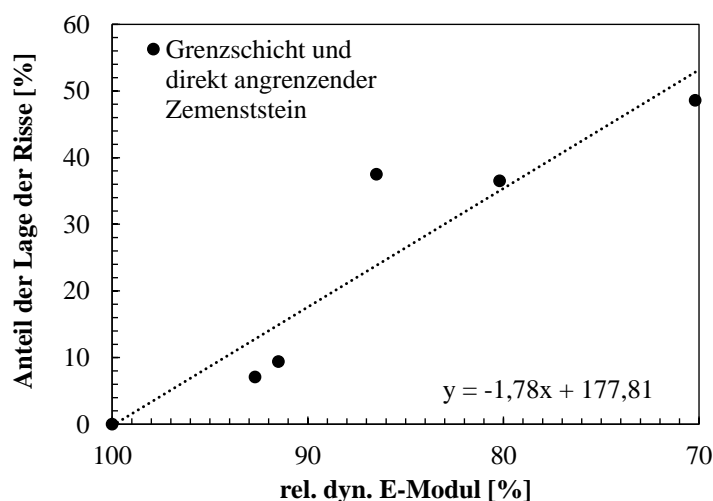


Abbildung 91: Anteil der Risse in der Kontaktzone und dem direkt angrenzenden Zementstein in Abhängigkeit der Vorschädigung

Es lässt sich folglich festhalten, dass die Mehrheit der neu entstehenden Mikrorisse ausschließlich im Zementstein (im Mittel 31,1 %) oder ausschließlich in der Kontaktzone (im Mittel 40,6 %) entstanden. Dies konnte erwartet werden, da diese Bereiche die Schwachstellen im Betongefüge darstellen (vgl. Kapitel 2.2.2). Der Anteil der Risse, welche in der Kontaktzone und dem direkt angrenzenden Zementstein lagen, stieg mit

zunehmender Vorschädigung. Hier lässt sich vermuten, dass bereits vorhandene Risse zumindest geringfügig propagierten oder nah beieinanderliegende Risse sich zusammenschlossen.

Die Orientierung der Mikrorisse in Abhängigkeit der Vorschädigung ist in Tabelle 14 zusammengefasst. Unabhängig des Schädigungsgrades waren die Mikrorisse mehrheitlich keiner Richtung zuzuschreiben. Im Mittel verliefen 40,8 % der Risse parallel ($\pm 45^\circ$) zur induzierten Zugspannung und 59,2 % senkrecht ($\pm 45^\circ$) dazu. Es schien, als wäre die Orientierung der Mikrorisse überwiegend isotrop, also willkürlich, und nicht abhängig von der aufgebrauchten Spannungsrichtung. Ähnliches konnte Hilsdorf bis zu einer Belastung mit 80 % der Druckfestigkeit feststellen. Erst mit höheren Belastung orientierten sich die Risse senkrecht zur induzierten Spannungsrichtung [21].

Tabelle 14: Orientierung der Risse auf einer Fläche von 25 cm² nach einstufiger zyklischer Biegeschwellbelastung

Orientierung der Mikrorisse		rel. E_{dyn} [%]						Mittelwert
		100	92,7	91,5	86,5	80,2	70,2	
Parallel zur Zugspannung	[%]	33,3	16,3	22,8	49,6	68,4	54,6	40,8
Orthogonal zur Zugspannung	[%]	66,7	83,7	77,2	50,4	31,6	45,4	59,2

Die Orientierung der Mikrorisse wurde darüber hinaus in einem Mehrskalmodell für geschädigten Beton genutzt. Das Modell auf Basis der Theorie der Kontinuumsmikromechanik wurde in der DFG-Forschergruppe FOR 1498 durch den Lehrstuhl für Statik und Dynamik der Ruhr-Universität Bochum entwickelt und ermittelt aus dem Verhältnis der relativen dynamischen Elastizitätsmoduln und der Mikrorissorientierung eine Mikrorissdichte [213]. Unter der Annahme einer ausschließlich isotropen Orientierung der Mikrorisse und zum anderen einer anisotropen Orientierung der Mikrorisse, also orthogonal zur Spannungsrichtung, konnte so der Schädigungsparameter φ_c berechnet werden. Für eine Schädigung von rel. $E_{\text{dyn}} = 70,2$ % ergibt sich ein Schädigungsparameter $\varphi_c = 0,052$ für die rein anisotrope Orientierung der Mikrorisse und $\varphi_c = 0,103$ für die isotrope Verteilung der Mikrorisse. Anhand der mikroskopischen Untersuchungen (Tabelle 12 bis Tabelle 14) konnte ein Schädigungsparameter von $\varphi_c = 0,09$ für die genannte Vorschädigung bestimmt werden (Abbildung 92). Demnach kann das Modell die überwiegend isotrope Rissorientierung, also die Unabhängigkeit der Orientierung von der Spannungsrichtung, welche durch die rissmikroskopischen Untersuchungen festgestellt wurde, bestätigen.

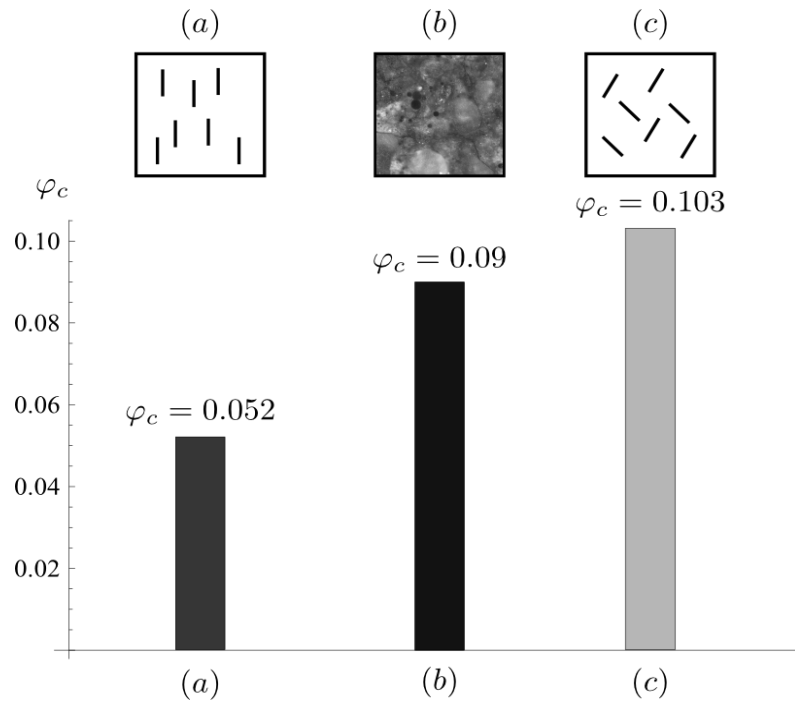


Abbildung 92: Schädigungsparameter φ_c für anisotrope Rissorientierung (a), isotrope Rissorientierung (c) und für die tatsächliche Rissorientierung eines Probekörpers mit rel. $E_{dyn} = 70,2\%$ (b) [213]

6.2.2.2 Mehrstufige zyklische Belastung

Die Ergebnisse der mikroskopischen Rissanalyse an Proben nach mehrstufiger zyklischer Belastung sind denen mit einstufiger zyklischer Belastung in Tabelle 15 gegenübergestellt.

Tabelle 15: Risscharakteristika auf einer Fläche von 25 cm² nach mehrstufiger zyklischer Biegezugbelastung

	Referenz	Einstufige	Mehrstufige	Mehrstufige	
		Belastung	Belastung	Belastung	
		$\sigma_o/f_{ct,fl} = 0,50$	Lastkollektiv 1	Lastkollektiv 4	
		N _{LZ} = 2 Mio.			
		rel. E _{dyn} [%]			
		100	86,5	85,2	88,4
Rissanzahl	[-]	12	128	147	102
mittlere Rissbreite	[μm]	6,6	4,8	5,4	4,9
mittlere Risslänge	[μm]	1.400	1.400	1.700	1.400
mittlere Rissöffnungsfläche	[μm^2]	13.400	6.700	9.200	6.900
Gesamte Rissöffnungsfläche	[μm^2]	160.000	860.000	1.060.000	840.000

Die Anzahl der Mikrorisse nach mehrstufiger zyklischer Belastung in dem ausgewerteten Ausschnitt von 25 cm² stimmte im Rahmen der zu erwartenden Schwankungen mit der Anzahl der Mikrorisse nach einstufiger zyklischer Belastung und vergleichbarer induzierter Vorschädigung überein. Das Verhältnis der Mikrorissanzahl zur Vorschädigung (rel. E_{dyn}) unter mehrstufiger zyklischer Belastung entsprach annähernd dem nach einstufiger zyklischer Belastung (Abbildung 93). Die gleiche Beobachtung konnte für die Rissöffnungsfläche gemacht werden (Abbildung 94).

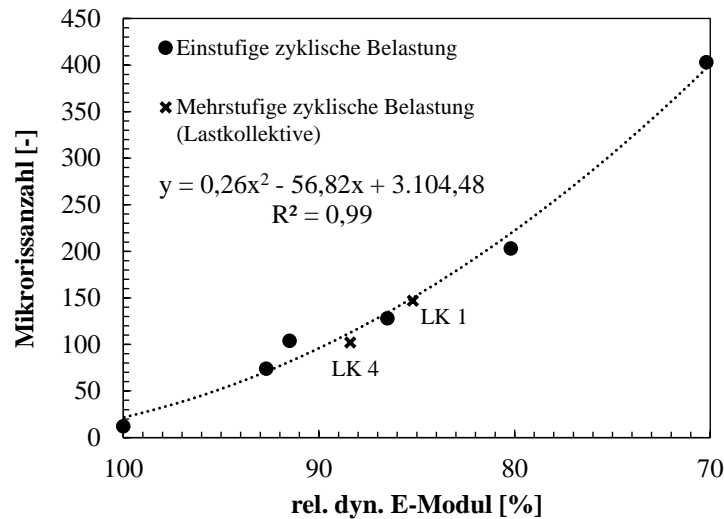


Abbildung 93: Mikrorissanzahl auf einer Fläche von 25 cm² in Abhängigkeit der Degradation (rel. E_{dyn}) nach einstufiger und mehrstufiger zyklischer Belastung

Während nach einstufiger zyklischer Belastung 128 Mikrorisse bei einem rel. E_{dyn} = 86,5 % festgestellt wurden, sind für die Proben nach mehrstufiger zyklischer Belastung (Kapitel 5.5.2.2) im Lastkollektiv 1 (rel. E_{dyn} = 85,2 %) 147 und im Lastkollektiv 4 (rel. E_{dyn} = 88,4 %) 102 Mikrorisse ermittelt worden. Die mittlere Risslänge ergab sich im Lastkollektiv 1 zu 1.700 µm und im Lastkollektiv 4 zu 1.400 µm. Die mittlere Rissbreite wurde für das Lastkollektiv 1 mit 5,4 und im Lastkollektiv 4 zu 4,9 µm bestimmt. Damit stimmten auch die mittleren Risslängen und Rissbreiten in etwa mit denen nach einstufiger zyklischer Biegezugbelastung überein.

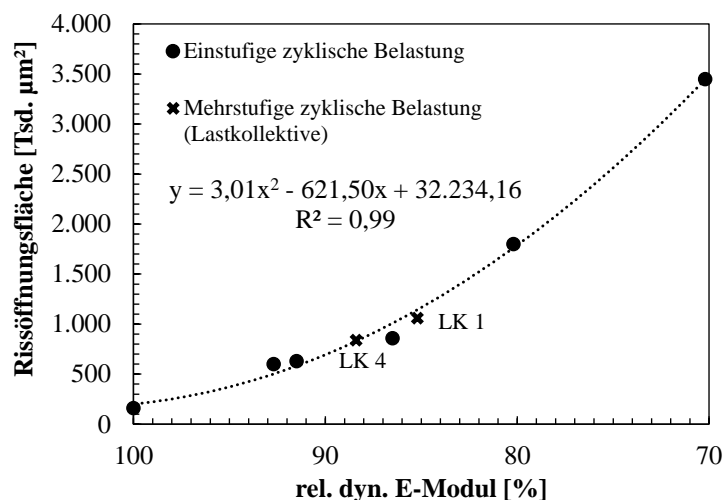


Abbildung 94: Rissöffnungsfläche auf einer Fläche von 25 cm² in Abhängigkeit der Degradation (rel. E_{dyn}) nach einstufiger und mehrstufiger zyklischer Belastung

6.2.3 Erkenntnisse

Aus den Ultraschallmessungen begleitend zur zyklischen Biegeschwellbelastung mit verschiedenen Spannungsniveaus konnte der Steifigkeitsabfall des Betons ermittelt werden. Dabei zeigte sich ein typischer S-förmiger Schädigungsfortschritt nach Wöhler [71]. Die überproportionale Abnahme der Steifigkeit zu Beginn der Belastung (Phase I der Schädigungsevolution, vgl. Kapitel 2.4.1) konnte durch die Ultraschalllaufzeitmessungen abgebildet werden. Ebenso konnte der Übergang in einen steten Schädigungsfortschritt (Phase II) beobachtet werden. Dies war nach in etwa einer Millionen Lastzyklen der Fall (vgl. Abbildung 81). Der Übergang in die Phase III der Schädigungsevolution konnte erwartungsgemäß nicht festgestellt werden, da die Probekörper planmäßig nicht bis zum Versagen belastet wurden und somit kein unsteter Schädigungsfortschritt initiiert wurde.

Es kam sowohl infolge zunehmender Lastzyklenzahl, aber insbesondere bei erhöhtem Spannungsniveau, zu einer Abnahme der Steifigkeit. Unter allen Spannungsniveaus fiel die Steifigkeit zu Beginn der Belastung innerhalb der ersten 1.000 Lastzyklen am deutlichsten ab. Der Einfluss des Spannungsniveaus war dabei während der ersten aufgebrauchten Lastzyklen (0 bis 10.000 Lastzyklen) am deutlichsten und reduzierte sich bis zu einer Million Lastzyklen sukzessive. Nach einer Million Lastzyklen, also dem Übergang in Phase II der Schädigungsevolution, blieb die Abnahme des relativen dynamischen Elastizitätsmoduls je Lastzyklenbereich weitestgehend konstant, wodurch ab diesem Zeitpunkt der Einfluss der Anzahl der aufgebrauchten Lastzyklen eine größere Rolle für den Degradationsfortschritt einnahm als das Spannungsniveau.

Anhand der mikroskopischen Charakterisierung der Risse im Gefüge konnte für den untersuchten Luftporenbeton mit zunehmender Schädigung vor allem ein Anstieg der Anzahl der Mikrorisse festgestellt werden. Analog zu den Untersuchungen von Hilsdorf [50] konnte bereits bei einem Spannungsniveau von $\sigma_o/f_{ct,II} = 0,35$ ein Anstieg der Anzahl der Mikrorisse infolge zyklischer Belastung festgestellt werden. Dabei blieben die mittlere Rissbreite sowie die mittlere Risslänge mit etwa 5 µm bzw. 1.500 µm weitestgehend konstant. Folglich entstanden unter der induzierten Biegeschwellbelastung vornehmlich neue Mikrorisse. Sowohl die Anzahl der im Gefüge entstandenen Mikrorisse als auch die Rissöffnungsfläche korrespondierte mit dem durch die Ultraschalllaufzeitmessungen erfassten Abfall des relativen dynamischen Elastizitätsmoduls.

Insgesamt zeigte sich, dass die neu entstehenden Mikrorisse vermehrt in der Kontaktzone zwischen Gesteinskorn und Zementstein sowie im Zementstein auftraten. Die Kontaktzone zwischen Gesteinskorn und Zementstein stellt einen minderfesten Bereich dar. Ebenso ist das Gefüge des Zementsteins von den Kontaktzonen zwischen Gesteinskorn und Zementstein geprägt und nicht mit reinem Zementstein ohne Gesteinskörnung vergleichbar (vgl. Kapitel 3.1.1). Beide Bereiche stellen gegenüber der Gesteinskörnung eine Schwachstelle dar und sind erwartungsgemäß die Bereiche, in denen infolge von Last Mikrorisse entstehen.

Die Untersuchung zur Orientierung der Mikrorisse bezogen zu der Richtung der induzierten Spannung zeigte, dass sich eine überwiegend isotrope Orientierung der Mikrorisse im Betongefüge einstellt. Dies konnte durch ein entsprechendes Mehrskalmodell innerhalb der DFG-Forschergruppe ebenfalls festgestellt werden [213].

Zur Überprüfung der Palmgren-Miner Hypothese (vgl. Kapitel 2.4.3) wurden neben der einstufigen Biegeschwellbelastung die Auswirkungen einer mehrstufigen Biegeschwellbelastung an insgesamt vier unterschiedlichen Lastkollektiven mit derselben Schadenssumme erfasst. Für alle Lastkollektive zeigte sich anhand der Ultraschalllaufzeitmessungen ein Abfall der Steifigkeit auf ein vergleichbares Niveau. Die einzelnen relativen dynamischen Elastizitätsmoduln wichen nach zehn Millionen Lastzyklen maximal 2,1 % vom Mittelwert ($\text{rel. } E_{\text{dyn}} = 87,3 \%$) ab. Des Weiteren zeigte sich die Rissanzahl, Rissbreite und Risslänge in der gleichen Größenordnung, wie bei Proben nach einstufiger Belastung mit vergleichbarem Schädigungsgrad. Für die untersuchten Randbedingungen kann daher die Palmgren-Miner-Hypothese als bestätigt angesehen werden.

6.3 Eindringverhalten flüssiger Medien

6.3.1 Eindringverhalten unter kapillarem Saugen

Die Einzelwerte der ermittelten Wasseraufnahmen und Eindringtiefen sind in Anhang K in Tabelle K 1 bis Tabelle K 5 zusammengefasst.

Die eindimensionale Wasseraufnahme an Bohrkernen (vgl. Kapitel 5.6.1) zeigte, dass mit zunehmender Vorschädigung die kapillar aufgenommene Wassermenge zunahm (Abbildung 95). Allerdings zeigte sich dabei eine leicht degressive Entwicklung. Es war eine Zunahme der Wasseraufnahme mit zunehmender Vorschädigung zu erkennen. In originärem Betongefüge (rel. $E_{dyn} = 100\%$) betrug die Wasseraufnahme nach 72 Stunden im Mittel $1,33\text{ kg/m}^2$. Bei einer Vorschädigung von rel. $E_{dyn} = 91,9\%$ wurden bereits im Mittel $2,48\text{ kg/m}^2$ aufgenommen. Das entspricht annähernd einer Verdopplung der Wasseraufnahme. In vorgeschädigtes Betongefüge mit einem rel. $E_{dyn} = 75,2\%$ drangen $5,45\text{ kg/m}^2$ und damit mehr als viermal so viel Wasser wie in originäres Gefüge ein. Anhand der Regressionskurve (Polynom 2. Grades) ist die degressive Tendenz der Wasseraufnahme mit zunehmender Vorschädigung zu erkennen.

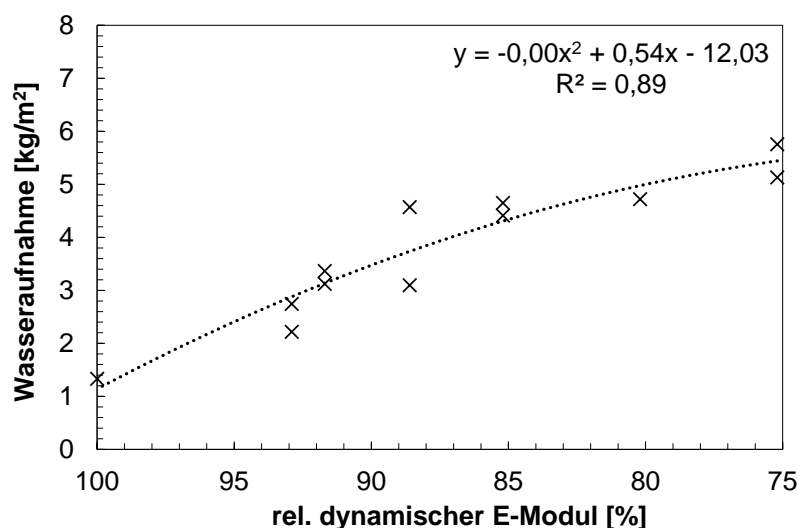


Abbildung 95: Wasseraufnahme infolge kapillaren Saugens an Bohrkernen mit gesperrten Seitenflächen in Abhängigkeit der Schädigung (rel. E_{dyn})

Abbildung 96 stellt die mittlere Eindringtiefe als Mittelwert von je drei Probekörpern bzw. derer sechs gespaltenen Probekörperhälften in Abhängigkeit der Vorschädigung (rel. E_{dyn}) dar. Die mittlere Eindringtiefe nahm mit zunehmender Vorschädigung ähnlich der Wasseraufnahme zu. Es zeigte sich aber auch für die Eindringtiefe eine leicht degressive Entwicklung. Die mittlere Wassereindringfront lag in originärem Betongefüge (rel. $E_{dyn} = 100\%$) in einer Tiefe von $40,5\text{ mm}$. Bei einer Vorschädigung von rel. $E_{dyn} = 91,9\%$ steigerte sich die Eindringtiefe auf im Mittel $67,0\text{ mm}$ und lag damit ca. 65% über der in originärem Betongefüge. In den zyklisch stärker vorgeschädigten Probekörpern mit rel. $E_{dyn} = 75,4\%$ drang das Wasser im Mittel $106,0\text{ mm}$ ein. Folglich steigerte sich die Eindringtiefe um in etwa den Faktor $2,5$ gegenüber originären Probekörpern. Die mittlere Eindringtiefe korrelierte dabei – über den Grad der Vorschädigung betrachtet – erwartungsgemäß mit der eindimensional aufgenommenen Wassermenge.

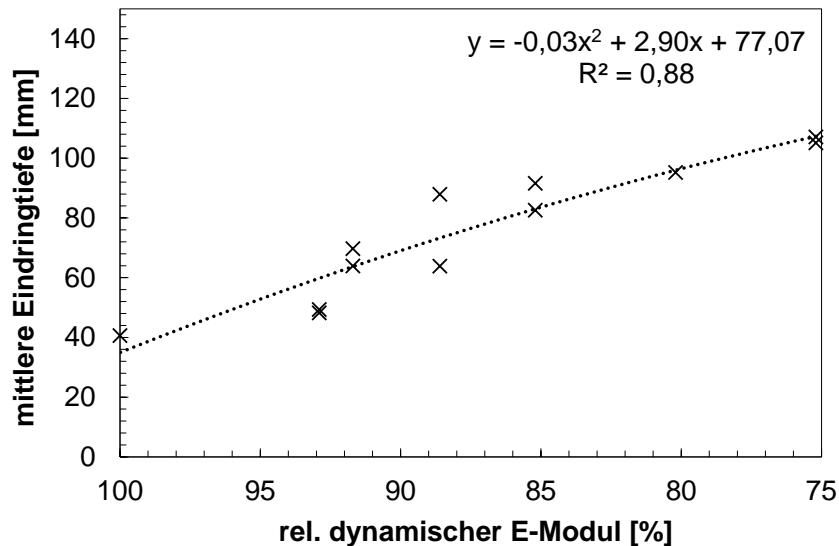


Abbildung 96: *Mittlere Eindringtiefe infolge kapillaren Saugens an Bohrkernen mit gesperrten Seitenflächen in Abhängigkeit der Schädigung (rel. E_{dyn})*

Abbildung 97 stellt die Anzahl der Mikrorisse (interpoliert aus den rissmikroskopischen Untersuchungen) mit der mittleren Eindringtiefe gegenüber. Eine Gegenüberstellung der Wasseraufnahme mit der interpolierten Rissanzahl ist Abbildung K 1 in Anhang K zu entnehmen. In beiden Fällen zeigte sich erwartungsgemäß eine Zunahme der mittleren Eindringtiefe mit steigender Anzahl an Mikrorissen. Während bei einer Rissanzahl von 69 pro 25 cm², also einer korrespondierenden Vorschädigung von rel. $E_{dyn} = 92,9\%$, die mittlere Eindringtiefe bei ca. 49 mm lag, erhöhte sich die mittlere Eindringtiefe bei einer Rissanzahl von 150 pro 25 cm² (korrespondierende Vorschädigung von rel. $E_{dyn} = 85,2\%$) auf im Mittel 87 mm. Dies entsprach einer Steigerung um in etwa 80%. Allerdings lässt sich mit zunehmender Vorschädigung eine degressive Entwicklung erkennen, welche mit den Beobachtungen der Gegenüberstellung von relativem dynamischem Elastizitätsmodul und mittlerer Eindringtiefe bzw. Wasseraufnahme übereinstimmt (Abbildung 95 und Abbildung 96).

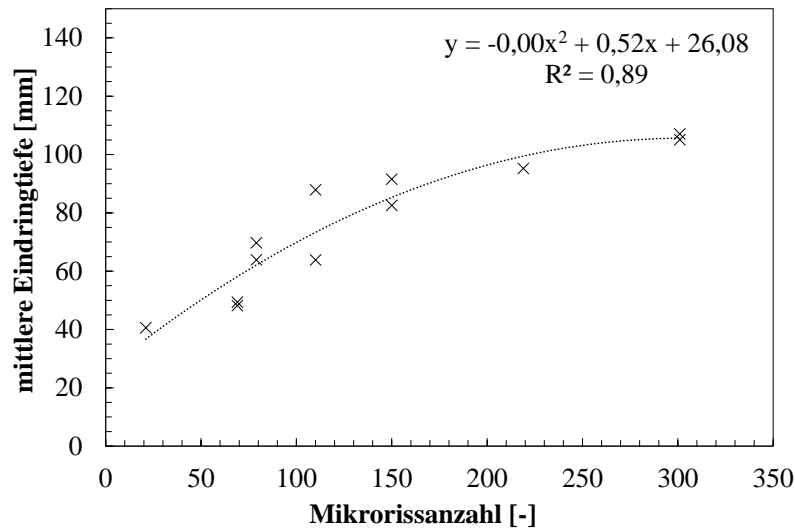


Abbildung 97: Mittlere Eindringtiefe infolge kapillaren Saugens an Bohrkernen mit gesperrten Seitenflächen in Abhängigkeit der interpolierten Mikrorissanzahl in dem untersuchten Bereich von 25 cm^2

6.3.2 Eindringverhalten unter Permeation

6.3.2.1 Originäres Betongefüge

Die Einzelwerte der unter Permeation ermittelten Eindringtiefen in originäres Betongefüge sind in Anhang K in Tabelle K 6 und Tabelle K 7 zusammengefasst. Teile der nachfolgend in diesem Kapitel beschriebenen Ergebnisse sind bereits in [206, 211] veröffentlicht.

Der zeitliche Verlauf der Eindringtiefe an Probekörpern, die einseitig einem hydraulischen Druck von 5 bar ausgesetzt waren, ist in Abbildung 98 dargestellt (Mittelwerte der Probekörperhälften von je zwei Probekörpern je Zeitpunkt).

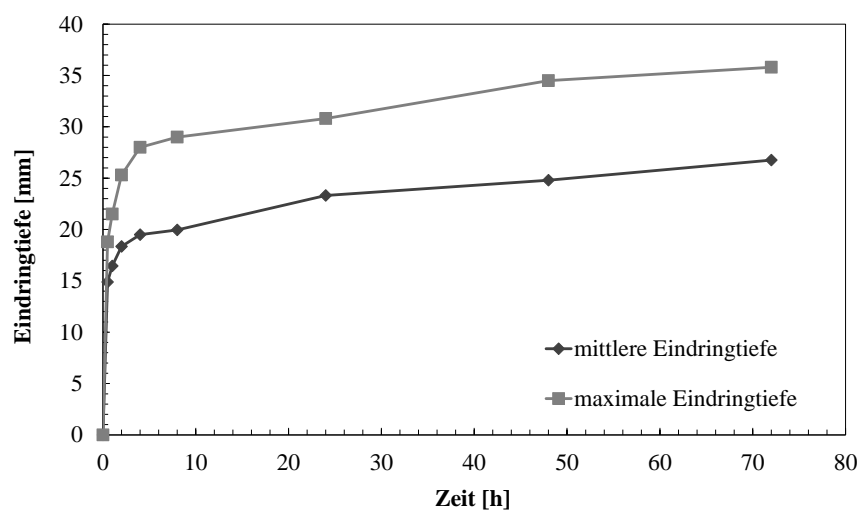


Abbildung 98: Wassereindringtiefe bis 72 Stunden nach hydraulischer Beanspruchung (5 bar)

Dabei zeigte sich, dass die Wassereindringtiefe in den ersten vier bis acht Stunden zunächst stark anstieg und im weiteren Verlauf weniger stark zunahm. Der von außen aufgebrachte Wasserdruck baute sich offenbar, aufgrund des Widerstands im Betongefüge, innerhalb der äußeren rd. 2 bis 3 cm soweit ab, dass der weitere Wassertransport in das Betoninnere nur mehr über das kapillare Saugen fortgeführt wurde.

Parallel zu den experimentellen Untersuchungen zur Wasseraufnahme in geschädigtes und originäres Betongefüge wurde die Wasseraufnahme durch den Lehrstuhl für Statik und Dynamik der Ruhr-Universität Bochum im Rahmen der Untersuchungen der DFG-Forscherguppe FOR 1498 numerisch betrachtet. Mit dem Mualem-Van-Genuchten-Modell [220] für den Feuchtetransport konnte die Wasseraufnahme in Abhängigkeit des aufgebrachten hydraulischen Drucks modelliert werden [213]. Das Modell basiert auf der Richards-Gleichung [221] für die Sickerströmung eines Fluids in porösen Medien und beschreibt kontinuierlich die Wasseraufnahme und Wasserleitfähigkeit des Betons. Die Ergebnisse der Modellrechnung sind in Abbildung 99 den Messergebnissen für beide Fälle (kein äußerer hydraulischer Druck und hydraulischer Druck mit 5 bar) gegenübergestellt.

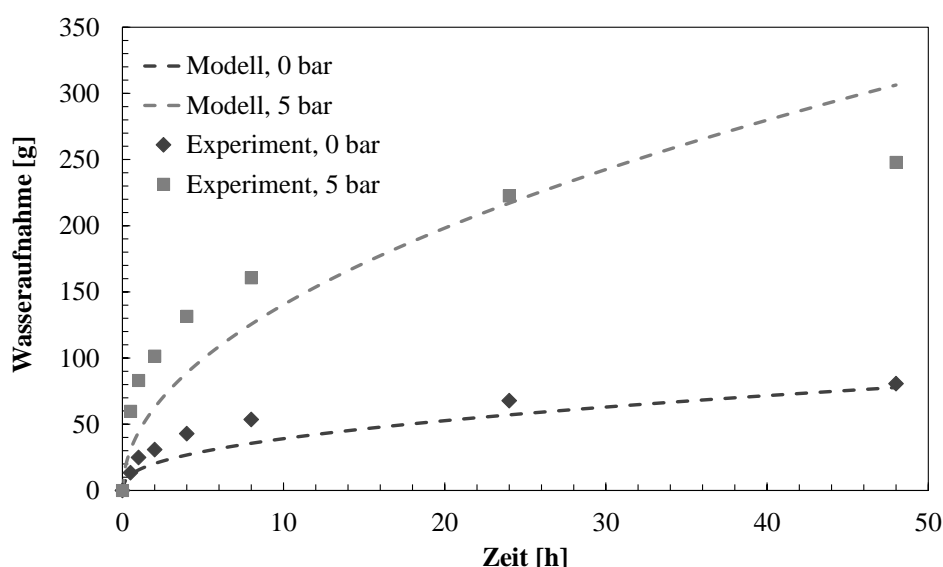


Abbildung 99: Vergleich der Wasseraufnahme mit und ohne Druck, experimentelle Ergebnisse und Modell nach [206, 213]

Man erkennt tendenziell eine gute Übereinstimmung zwischen Modell- und Experimentaldaten für die beiden verglichenen Fälle. Allerdings wird vom Modell die Wasseraufnahme im frühen Stadium des Versuchs geringfügig unterschätzt. Das Modell sieht einen homogenen Zementstein vor und berücksichtigt Grenzflächeneffekte zwischen Gesteinskörnung nicht. Folglich müsste die klassische Druck-Sättigungsbeziehung um die Berücksichtigung von Grenzflächeneffekten erweitert werden [213]. Dabei bietet die Kontaktzone zwischen Gesteinskörnung und Zementstein einen geringeren Widerstand gegen das Eindringen von Wasser gegenüber dem Zementstein. Unter Einwirkung von hydraulischem Druck wird dieser Widerstand folglich zuerst überwunden.

Die mittlere und maximale Eindringtiefe nach 72 Stunden in Abhängigkeit der Höhe des hydraulischen Drucks sind in Abbildung 100 dargestellt. Dabei zeigte sich erwartungsgemäß mit zunehmendem Druck auch

eine gesteigerte Eindringtiefe in originärem Betongefüge. Während bei 0 bar hydraulischem Druck, also reinem kapillarem Saugen, die mittlere Eindringtiefe nach 72 Stunden bei 8,5 mm lag, so betrug die mittlere Eindringtiefe bei 1 bar hydraulischem Druck nach 72 Stunden bereits 14,0 mm. Die Eindringtiefe war also bereits um ca. 65 % erhöht. Bei weiterer Steigerung des hydraulischen Drucks auf 3 und 5 bar, stieg auch die mittlere Eindringtiefe auf im Mittel 25,5 bzw. 25,0 mm. Gegenüber dem reinen kapillaren Saugen (0 bar) entspricht dies einer Steigerung um über 300 %. Der Unterschied der mittleren Eindringtiefe zwischen 3 bar und 5 bar hydraulischem Druck nach 72 Stunden war mit 0,5 mm gering. Gleichwohl konnten aber die größten Eindringtiefen (Einzelwerte, vgl. Abbildung 100) auch bei höherem Druck festgestellt werden.

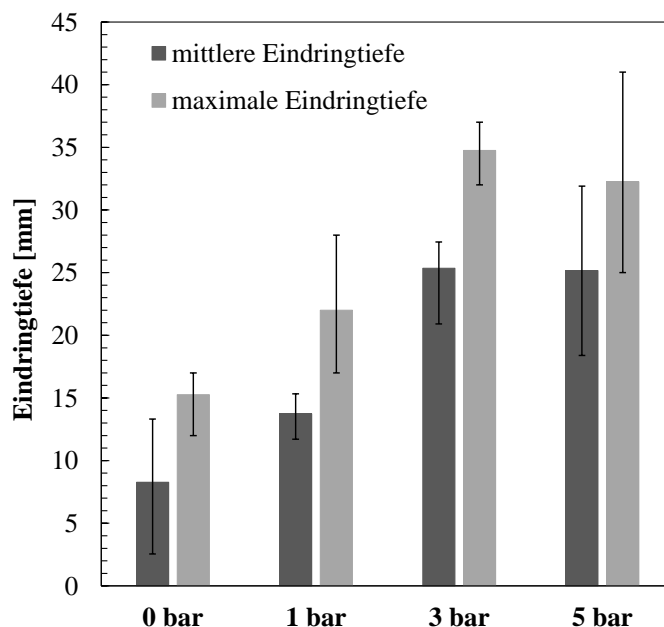


Abbildung 100: Mittlere Wassereindringtiefe in Abhängigkeit des hydraulischen Drucks nach 72 h in originärem Betongefüge sowie die zugehörigen minimalen und maximalen Eindringtiefen einzelner Probekörper

Die vergleichsweise großen Schwankungen der Eindringtiefe lassen sich zum Teil durch die Inhomogenität des Betongefüges erklären. Das Wasser dringt im Wesentlichen über den Zementstein und die Grenzflächen zwischen Gesteinskörnung und Zementstein in das Betongefüge ein (vgl. Kapitel 3.2). Die Wasseraufnahme der Gesteinskörnung ist entsprechend gering (vgl. Tabelle 11). Liegen die groben Gesteinskörner im Bereich der Eindringfront, so sorgen sie für einen entsprechend ungleichmäßigen Verlauf. Bei einem Durchmesser des Größtkorns von 22 mm sind Schwankungen in gleicher Größenordnung durchaus zu erwarten.

Der hydraulische Druck sorgt dafür, dass der Kapillardruck um den hydraulischen Druck erhöht wird (vgl. Kapitel 3.2.3). Infolgedessen kann das Wasser in den Kapillaren bzw. Rissen höher aufsteigen und es werden neue Poren erschlossen, über die das Eindringen weiter gesteigert wird. Der hydraulische Druck wirkt dabei im Wesentlichen an der dem Wasser ausgesetzten Oberfläche in voller Höhe und baut sich in Abhängigkeit der Dichte und Struktur des Gefüges mit zunehmender Tiefe ab.

6.3.2.2 Zyklisch vorgeschädigtes Betongefüge

Die Einzelwerte der ermittelten Eindringtiefen der Bohrkern aus dem maximal vorgeschädigten Bereich der großformatigen Probekörper sind in Anhang K in Tabelle K 8 bis Tabelle K 14 zusammengefasst.

In Abbildung 101 sind die mittleren Wassereindringtiefen (Mittelwert der Probekörperhälften je Bohrkern) nach einer Belastung mit hydraulischem Druck von 1 bar über einen Zeitraum von 72 Stunden dargestellt.

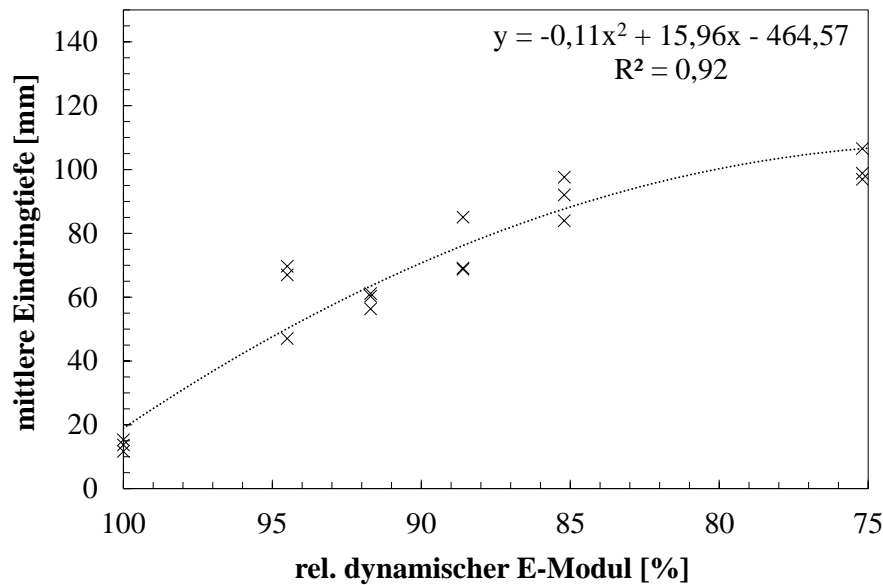


Abbildung 101: Wassereindringtiefe in Abhängigkeit der Vorschädigung (rel. E_{dyn}) nach 72 h bei 1 bar hydraulischem Druck an Bohrkernen aus großformatigen Probekörpern nach zyklischer Biegeschwellbelastung

Es ist eine deutliche Zunahme der mittleren Eindringtiefe mit größerer Vorschädigung zu erkennen, die sich degressiv verhält. Dabei stieg die mittlere Eindringtiefe bei einem rel. $E_{dyn} = 91,7$ % auf 59,5 mm gegenüber dem originären Beton (rel. $E_{dyn} = 100,0$ %) mit einer mittleren Eindringtiefe von 13,5 mm. Es war also bereits bei vergleichsweise geringer Vorschädigung eine, um etwa den Faktor vier, erhöhte Eindringtiefe unter Einwirkung von 1 bar hydraulischem Druck festzustellen. Bei einer Vorschädigung von rel. $E_{dyn} = 75,2$ % stieg die mittlere Eindringtiefe weiter deutlich an. Sie lag nach 72 Stunden bei durchschnittlich 101,0 mm. Somit hatte sich die Eindringtiefe infolge der Vorschädigung um mehr als den Faktor 7 erhöht. Insgesamt zeichnete sich eine, mit zunehmender Vorschädigung, etwas geringer werdende Steigerung der Eindringtiefe ab (vgl. Regressionskurve in Abbildung 101).

In Abbildung 102 sind die mittleren Wassereindringtiefen der Probekörperhälften je eines Bohrkerns, nach einer Belastung mit hydraulischem Druck von 3 bar über einen Zeitraum von 72 Stunden, dargestellt.

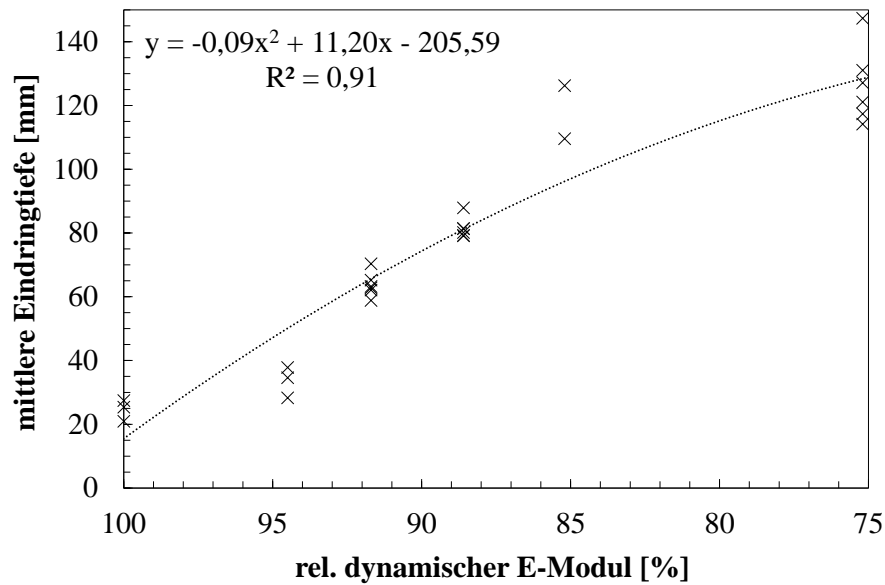


Abbildung 102: Wassereindringtiefe in Abhängigkeit der Schädigung (rel. E_{dyn}) nach 72 h bei 3 bar hydraulischem Druck an Bohrkernen aus großformatigen Probekörpern nach zyklischer Biegeschwellbelastung

Auch unter der Einwirkung von einem hydraulischen Druck von 3 bar steigerte sich die mittlere Eindringtiefe mit zunehmender Vorschädigung signifikant, jedoch mit zunehmender Vorschädigung leicht degressiv. Während die mittlere Eindringtiefe an originären Proben (rel. $E_{dyn} = 100,0\%$) durchschnittlich bei 25,5 mm lag, so war sie bei einer Vorschädigung von rel. $E_{dyn} = 91,7\%$ bereits um den Faktor 2,5 gesteigert und lag im Mittel bei 64,0 mm. Mit größerer Vorschädigung erhöhte sich auch die mittlere Eindringtiefe weiter. Bei einer Vorschädigung von rel. $E_{dyn} = 75,2\%$ betrug die mittlere Eindringtiefe 126,5 mm. Dies entsprach einer Steigerung von ca. 500 %. Ähnlich der Einwirkung von 1 bar hydraulischem Druck nahm die Eindringtiefe mit zunehmender Vorschädigung nicht direkt proportional zueinander, sondern die Eindringtiefe nahm bei zunehmender Vorschädigung degressiv zu (vgl. Regressionskurve in Abbildung 102).

In Abbildung 103 sind die mittleren Wassereindringtiefen der Probekörperhälften je eines Bohrkerns, nach einer Belastung mit hydraulischem Druck von 5 bar über einen Zeitraum von 72 Stunden, dargestellt.

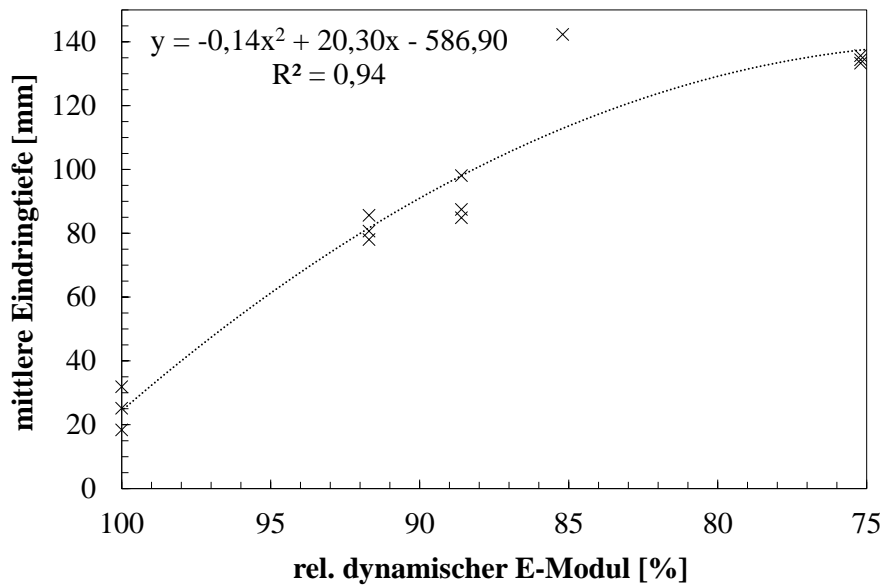


Abbildung 103: Wassereindringtiefe in Abhängigkeit der Vorschädigung (rel. E_{dyn}) nach 72 h bei 5 bar hydraulischem Druck an Bohrkernen aus großformatigen Probekörpern nach zyklischer Biegeschwellbelastung

Analog zu den Belastungen mit 1 und 3 bar hydraulischem Druck konnte eine gesteigerte Eindringtiefe mit zunehmender Vorschädigung festgestellt werden. Die mittlere Eindringtiefe im originären Beton (rel. $E_{dyn} = 100,0\%$) betrug 25,0 mm. Bereits bei einer Vorschädigung von rel. $E_{dyn} = 91,7\%$ stieg die mittlere Eindringtiefe um ca. den Faktor 3 an. Mit größerer Vorschädigung drang das Wasser unter hydraulischem Druck von 5 bar ebenfalls noch tiefer in den Beton ein. Bei einer Vorschädigung von rel. $E_{dyn} = 75,2\%$ ergab sich die durchschnittliche Eindringtiefe zu 134,5 mm und war damit mehr als 5-mal größer als in einem originären Betongefüge. Auffällig war, dass die größte durchschnittliche Eindringtiefe von 147,5 mm an Bohrkernen mit einer Vorschädigung von rel. $E_{dyn} = 85,2\%$ auftrat. Ähnlich den Untersuchungen mit 1 und 3 bar hydraulischem Druck war die Steigerung der Eindringtiefe tendenziell mit zunehmender Vorschädigung degressiv (vgl. Regressionskurve in Abbildung 103).

In den Untersuchungen zur Bestimmung der Eindringtiefe an den Bohrkernen in Abhängigkeit der Vorschädigung und des hydraulischen Drucks streuen die Ergebnisse insgesamt relativ stark. Dies liegt zum einen daran, dass die Bohrkern an verschiedenen Stellen des maximal zugbelasteten Bereichs der großformatigen Probekörper entnommen wurden und die Vorschädigung in diesem Bereich nicht zwingend homogen verteilt war. Der relative dynamische Elastizitätsmodul, als Maß für die Vorschädigung, wurde hingegen als gemittelte Größe aus den Ultraschalllaufzeitmessungen für den gesamten maximal vorgeschädigten Bereich angegeben (vgl. Kapitel 5.6.2.3). Zum anderen ist die Eindringtiefe auch durch die Lage und Größe der Gesteinskörnung geprägt. Dies führt zu weiteren Ungenauigkeiten gegenüber der Ermittlung der Eindringfront in zum Beispiel reinem Zementstein.

Trotz der vergleichsweise großen Schwankungen lassen sich für die Eindringtiefe resultierend aus dem drei unterschiedlichen hydraulischen Drücke in Abhängigkeit der Vorschädigung Zusammenhänge ableiten, welche das Eindringverhalten beschreiben. Die Regressionskurven für das Eindringen mit einem hydraulischen Druck von 1, 3 und 5 bar weisen mit $R^2 = 0,92$, $R^2 = 0,91$ bzw. $R^2 = 0,94$ vergleichbar hohe Bestimmtheits-

maße auf. Die Regressionskurven beschreiben ein Polynom 2. Grades, welches die Eindringtiefen in Abhängigkeit der Vorschädigung mit höherer Genauigkeit abbildet, als eine lineare Beziehung zwischen Vorschädigung und Eindringtiefe. Jedoch hat die Gleichung der Regressionsgerade nur Gültigkeit in dem untersuchten Wertebereich (100 bis 75 % rel. E_{dyn}) und kann nicht ohne zusätzliche Untersuchungen für die Extrapolation von mittlerer Eindringtiefe, bzw. Wasseraufnahme, für Vorschädigungen mit einem rel. $E_{dyn} < 75$ % herangezogen werden.

Die Regressionskurven für die mittlere Eindringtiefe unter Beanspruchung mit unterschiedlichen hydraulischen Drücken sind in Abbildung 104 gegenübergestellt. Die Eindringtiefe nimmt mit höherem Druck erwartungsgemäß zu und folglich fällt auch die Wasseraufnahme mit höherem Druck größer aus. Dabei beschreiben alle Kurven einen ähnlichen Verlauf mit einem zunächst starken Anstieg der Eindringtiefe bei vergleichsweise geringer Vorschädigung. Mit zunehmender Vorschädigung nimmt die Eindringtiefe bei allen Kurven nicht mehr so stark zu. Die Zunahme der mittleren Eindringtiefe verhält sich demnach degressiv.

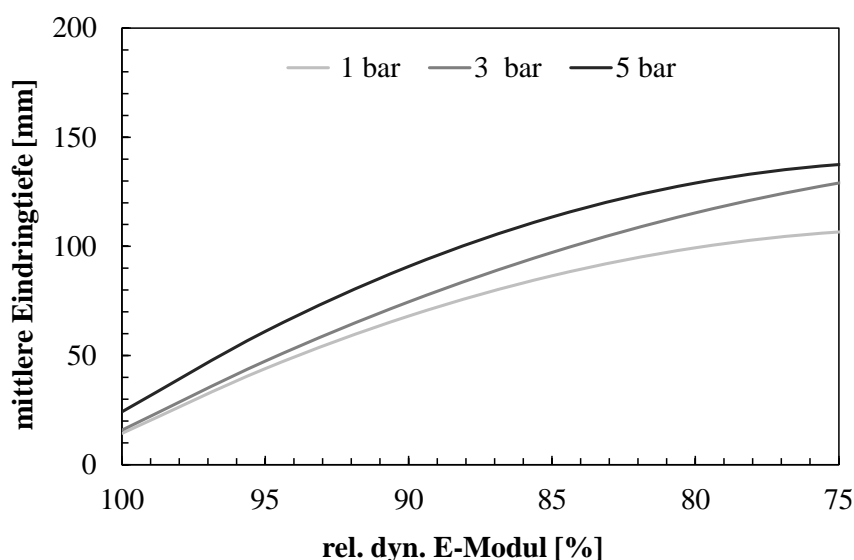


Abbildung 104: Vergleich der Regressionskurven für die Wassereindringtiefe in Abhängigkeit der Vorschädigung (rel. E_{dyn}) und des hydraulischen Drucks

Abbildung 105 stellt die interpolierte Mikrorissanzahl pro 25 cm^2 und die mittlere Eindringtiefe unter Beanspruchung mit unterschiedlichen hydraulischen Drücken gegenüber. Es zeigte sich eine gesteigerte mittlere Eindringtiefe mit zunehmender Anzahl an Mikrorissen, welche sich degressiv verhält. Für die Belastung mit 1 und 5 bar hydraulischem Druck schien sich die mittlere Eindringtiefe bei einer Rissanzahl von 350 pro 25 cm^2 asymptotisch einem Maximum zu nähern. Dieses lag für eine Beanspruchung mit 1 bar bei 108 mm und für eine Beanspruchung mit 5 bar bei 139 mm. Somit war das Maximum der mittleren Eindringtiefe bei Beanspruchung mit 5 bar um 29 % größer als bei Beanspruchung mit 1 bar. Für die Beanspruchung mit 3 bar schien die mittlere Eindringtiefe auch über eine Rissanzahl von 350 pro 25 cm^2 hinaus anzusteigen.

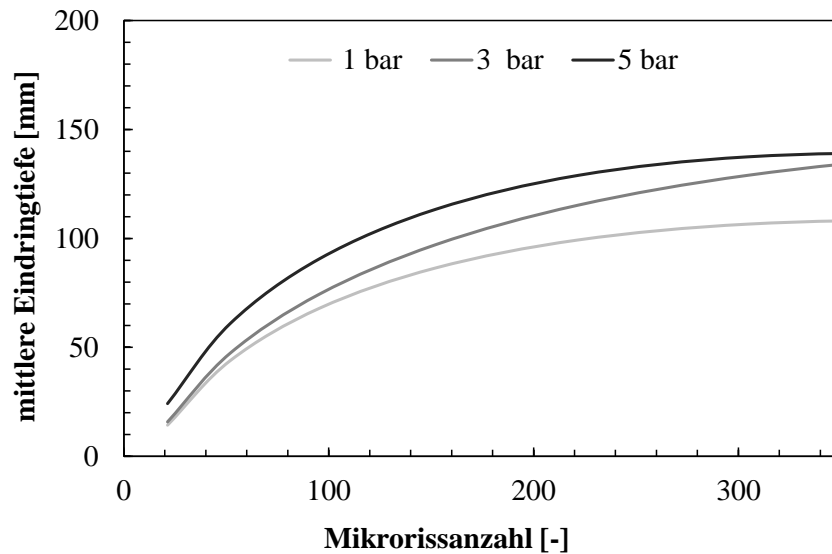


Abbildung 105: Vergleich der Regressionskurven für die Wassereindringtiefe in Abhängigkeit der interpolierten Mikrorissanzahl und des hydraulischen Drucks

Neben den Bohrkernen, welche aus den großformatigen Probekörpern nach der zyklischen Biegeschwellbelastung aus dem maximal vorgeschädigten Bereich entnommen wurden, sind weitere Bohrkern aus dem nur marginal belasteten Bereich oberhalb der Auflager entnommen worden. Diese sind anschließend, wie in Kapitel 5.6.2.3 beschrieben, durch zyklische Druckbelastung und intermittierende Ultraschallmessungen gezielt vorgeschädigt worden. Nach der zyklischen Druckbelastung zeigten sich an den Probekörpern mit starker Vorschädigung ($\text{rel. } E_{\text{dyn}} < 65\%$) teilweise erste feine Makrorisse mit Rissbreiten $\leq 0,1$ mm. Die mittleren Eindringtiefen in Abhängigkeit des Schädigungsgrades ($\text{rel. } E_{\text{dyn}}$) sind als Mittelwert der Probekörperhälften je eines Bohrkerns in Abbildung 106 dargestellt. Die Einzelwerte der ermittelten Eindringtiefen der gezielt vorgeschädigten Probekörper sind in Anhang K in Tabelle K 18 bis Tabelle K 20 zusammengefasst.

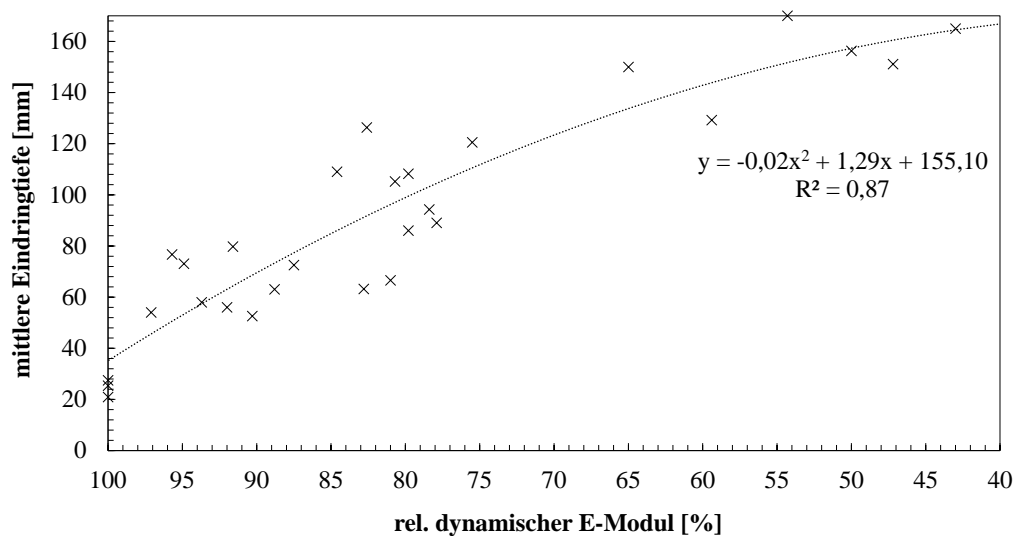


Abbildung 106: Wassereindringtiefe in Abhängigkeit der Vorschädigung ($\text{rel. } E_{\text{dyn}}$) nach 72 h bei 3 bar hydraulischem Druck an Bohrkernen mit gezielter Vorschädigung nach Druckbelastung

Mit zunehmender Vorschädigung wurde, wie schon an den vorgeschädigten Probekörpern nach zyklischer Biegeschwellbelastung, eine gesteigerte Wassereindringtiefe festgestellt. So war die Eindringtiefe bei einer Vorschädigung von rel. $E_{\text{dyn}} = 87,5\%$ mit 72,5 mm in etwa 3-mal so groß wie in originärem (rel. $E_{\text{dyn}} = 100\%$) Betongefüge. Bei einer Vorschädigung von rel. $E_{\text{dyn}} = 75,5\%$ lag die mittlere Eindringfront bei 120,5 mm und bei einer Vorschädigung von rel. $E_{\text{dyn}} = 50,0\%$ bei 156,5 mm. Damit vergrößerte sich die Eindringtiefe um etwa den Faktor 4,7 bzw. 6,1 gegenüber der Eindringtiefe in originärem Betongefüge. Es ist anzumerken, dass eine Probe (rel. $E_{\text{dyn}} = 54,3\%$) innerhalb der Prüfdauer von 72 Stunden über ihre gesamte Höhe von 170 mm Wasser aufgenommen hatte. Als Indiz dafür sonderte der Probekörper während der Prüfung an seiner Oberseite bereits Wasser ab (Abbildung 107).

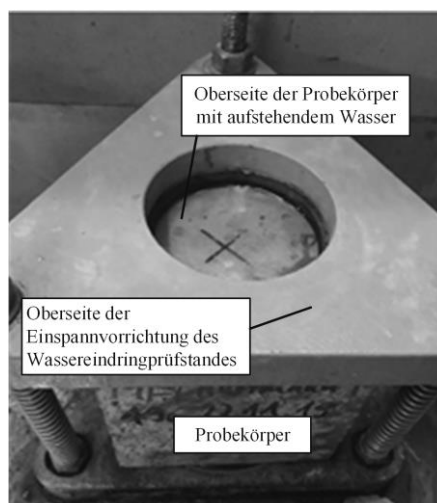


Abbildung 107: An der Oberseite austretendes Wasser an vorgeschädigtem Probekörper im Wassereindringprüfstand

Die Abweichung der experimentell ermittelten Eindringtiefen von der Regressionskurve fielen, verglichen mit denen der zyklisch vorgeschädigten Probekörper, größer aus. Folglich war auch das Bestimmtheitsmaß der Regressionskurve mit $R^2 = 0,87$ etwas kleiner als das Bestimmtheitsmaß der Regressionskurve der zyklisch vorgeschädigten Probekörper mit einer Beanspruchung von 3 bar von $R^2 = 0,91$.

Die Ergebnisse der gravimetrischen Wasseraufnahme sind in Anhang K in Abbildung K 2 bis Abbildung K 6 sowie die zugehörigen Einzelwerte in Tabelle K 15 bis Tabelle K 17 sowie Tabelle K 21 dargestellt. Dabei ist zu erkennen, dass das Fortschreiten der Eindringfront im Wesentlichen mit der gravimetrischen Wasseraufnahme korreliert. So stieg die aufgenommene Wassermenge mit zunehmender Vorschädigung ebenfalls deutlich an. Die Regressionskurven, welche die aufgenommene Wassermenge in Abhängigkeit der Vorschädigung beschreiben (Abbildung K 2 bis Abbildung K 6), verlaufen denen für die Wassereindringtiefe ähnlich.

In Abbildung 108 sind die mittleren Eindringtiefen nach hydraulischer Beanspruchung mit 3 bar, der mittels Biegeschwell- und Druckbelastung vorgeschädigten Probekörper mit deren Regressionskurven gegenübergestellt.

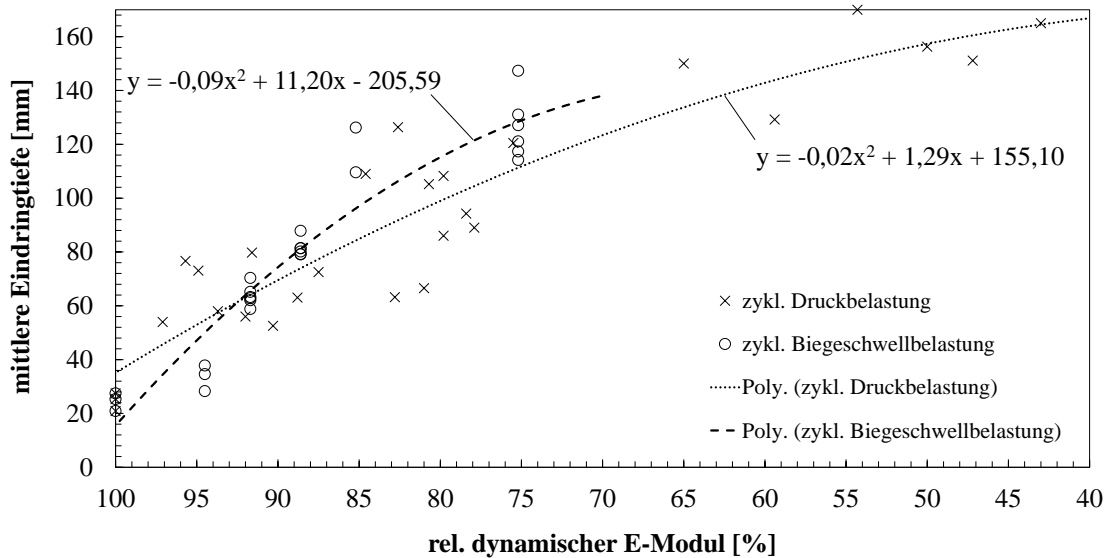


Abbildung 108: Wassereindringtiefe in Abhängigkeit der Vorschädigung für zyklisch druckbelastete und biegeschwellbelastete Probekörper nach 72 Stunden und 3 bar hydraulischem Druck

Da für die Eindringtiefe in biegeschwellbelasteten Probekörpern keine Ergebnisse mit größeren Vorschädigungen als $\text{rel. } E_{\text{dyn}} = 75,4\%$ vorliegen, endet die Regressionskurve dort. Der Anstieg der Regressionskurve für die Eindringtiefe in biegeschwellbelasteten Probekörper fällt bei geringer Vorschädigung größer aus. Allerdings wird dieser starke Anstieg durch die hohen Eindringtiefen bei einer Vorschädigung von $\text{rel. } E_{\text{dyn}} = 85,2\%$ verursacht. Beide Kurven zeigen mit zunehmender Vorschädigung einen degressiven Verlauf, nähern sich aber entgegen der Beanspruchung mit 1 und 5 bar keinem scheinbaren Maximalwert an.

6.3.2.3 Originäres Betongefüge mit künstlichem Makroriss

Die an Probekörpern mit künstlich hergestellten Makrorissen (vgl. Kapitel 5.6.2.4) ermittelte Wassereindringfront, nach Beanspruchung mit einem hydraulischen Druck von fünf bar für acht Stunden, zeigte, dass das Wasser im Bereich des definierten Makrorisses erwartungsgemäß tiefer in den Beton eindrang. Die Wassereindringfront an den gespaltenen Probekörperhälften einer Probe mit definiertem Makroriss ($b_r = 0,3\text{ mm}$) ist exemplarisch in Abbildung 109 dargestellt. Dabei ist deutlich die gesteigerte Eindringfront im Bereich des Risses zu erkennen.

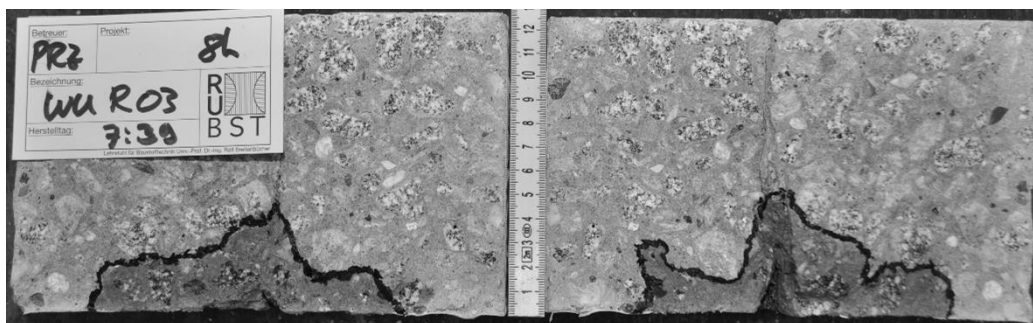


Abbildung 109: Wassereindringfront an beiden Probekörperhälften eines Probekörper mit definiertem Makroriss ($b_r = 0,3\text{ mm}$) nach 8 Stunden bei 5 bar

Die maximale Eindringtiefe der Probekörper mit künstlichem Makroriss war nach acht Stunden mindestens um die Risstiefe von 20 mm größer als die mittlere Eindringtiefe der originären Probekörper zum gleichen Zeitpunkt. So lag die mittlere Eindringtiefe nach acht Stunden bei originären Probekörpern im Mittel bei 20,0 mm. Die Eindringtiefe bei einem Probekörper mit künstlichem Riss ($b_r = 0,3$ mm) vergrößerte sich um 25,5 mm. Für die Probekörper mit einer Rissbreite von 0,2 und 0,5 mm lag die Steigerung der Eindringtiefe entsprechend bei ca. 27,5 und 30,0 mm (Abbildung 110), verglichen mit der mittleren Eindringtiefe. Es konnte also eine Steigerung der mittleren Eindringtiefe größer als die Risstiefe des künstlichen Makrorisses festgestellt werden. Gegenüber der maximalen Eindringtiefe fiel diese Steigerung teilweise auch geringer als die Risstiefe des künstlichen Makrorisses aus. Diese lag bei 18,5 | 16,5 und 21 mm für die Rissbreiten 0,2 | 0,3 und 0,5 mm. Nach 72 Stunden konnte eine Steigerung der maximalen Eindringtiefe der Probekörper mit künstlichem Makroriss, gegenüber den originären Probekörpern in der gleichen Größenordnung wie nach acht Stunden, festgestellt werden. Die maximale Eindringtiefe vergrößerte sich gegenüber der mittleren Eindringtiefe der originären Probekörper um 32,0 | 28,0 und 26,0 mm für die Rissbreiten 0,2 | 0,3 und 0,5 mm.

Die künstlichen Makrorisse füllen sich infolge des hydraulischen Drucks unmittelbar mit Wasser und ermöglichen ein zusätzliches kapillares Saugen ausgehend von den Rissflanken senkrecht dazu in das tiefergelegene Betongefüge hinein. Ebenso dringt das Wasser am Ende des Risses nach oben in den Probekörper hinein. Somit beginnt die Wasseraufnahme durch Permeation unmittelbar mit Versuchsbeginn um die Risstiefe in den Probekörper hineinversetzt.

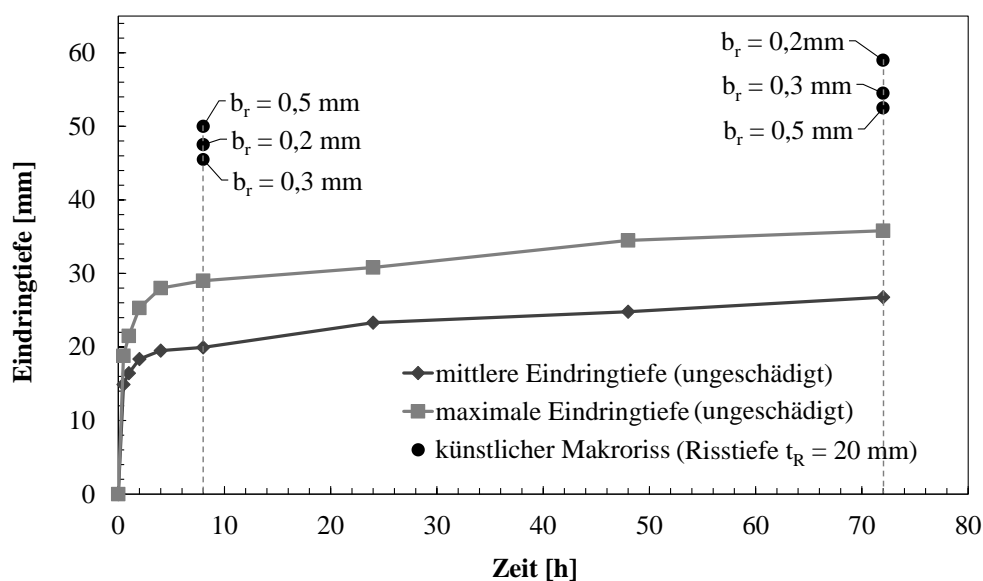


Abbildung 110: Wassereindringtiefe zu verschiedenen Zeitpunkten nach hydraulischer Beanspruchung (5 bar) an originären Probekörpern und Probekörpern mit künstlichem Makroriss [206, 211, 213]

6.3.3 Erkenntnisse

Anhand der Untersuchungen an den zyklisch vorgeschädigten Probekörpern konnte eine deutliche Abhängigkeit der Wasseraufnahme und Eindringtiefe von der induzierten Vorschädigung festgestellt werden. Mit zunehmender Vorschädigung kam es sowohl zu einer größeren Wasseraufnahme als auch zu einer gesteigerten Eindringtiefe des penetrierenden Wassers. Dies war sowohl für das Eindringen unter kapillarem Saugen

als auch für das Eindringen unter Permeation zu beobachten. In beiden Fällen verliefen Wasseraufnahme und Eindringtiefe mit zunehmender Vorschädigung degressiv.

Unter reinem kapillarem Saugen vergrößerten sich sowohl die Eindringtiefe als auch die Wasseraufnahme infolge einer Vorschädigung von rel. $E_{\text{dyn}} = 75,4\%$ um den Faktor 2,5 bzw. 4 gegenüber originärem Betongefüge.

In originärem Betongefüge konnte unter Permeation erwartungsgemäß eine Steigerung der ermittelten Eindringtiefe mit zunehmendem hydraulischem Druck beobachtet werden (vgl. Kapitel 3.4). Gegenüber reinem kapillarem Saugen steigerte sich die Eindringtiefe bei Beanspruchung mit 1 bar hydraulischem Druck um im Mittel 65 % und bei einer Beanspruchung mit 5 bar um ca. 300 %. Die gesteigerte Eindringtiefe infolge Permeation gegenüber dem kapillaren Saugen begründet sich durch den hydraulischen Druck, welcher zusätzlich zu den Kapillarkräften in den Probekörper gerichtet wirkt (vgl. Kapitel 3.2.3). Bei zyklisch induzierter Vorschädigung konnte ebenfalls eine degressive Steigerung der Eindringtiefe und der Wasseraufnahme unter Permeation festgestellt werden. Dabei war analog zum originären Betongefüge der Einfluss der Höhe des einwirkenden hydraulischen Drucks zu erkennen. So steigerte sich die mittlere Eindringtiefe unter Beanspruchung mit 5 bar um ca. 30 % gegenüber einer Beanspruchung mit 1 bar.

Mit zunehmender zyklisch induzierter Vorschädigung befinden sich, wie in Kapitel 6.2 dargestellt, vornehmlich neu entstandene Mikrorisse im Betongefüge. Die vorhandenen Mikrorisse haben sich nicht oder nur geringfügig verlängert. Die induzierten Mikrorisse sind demnach für das Eindringverhalten flüssiger Medien als Kapillarporen zu betrachten. Somit ergibt sich zum einen neu geschaffener Porenraum, über den das penetrierende Wasser eindringen kann, im Betongefüge und zum anderen saugen die zusätzlichen Kapillaren das Wasser aus den größeren Poren in größere Tiefe. Infolgedessen kommt es zu der mit zunehmender Vorschädigung beobachteten gesteigerten Wasseraufnahme und Eindringtiefe.

Das degressive Verhalten der Wasseraufnahme und der Eindringtiefe mit zunehmender Vorschädigung lässt sich durch eine Kombination unterschiedlicher Effekte erklären. Dem Eindringen des Wassers steht zum einen die Gravitationskraft entgegen und zum anderen baut sich der hydraulische Druck mit zunehmender Eindringtiefe aufgrund von Reibungseffekten im Betongefüge ab. Ab einer, je nach Vorschädigung, unterschiedlichen Tiefe kann die weitere Wasseraufnahme lediglich noch durch kapillares Saugen stattfinden. Dabei saugen die kleineren Poren, aufgrund der größeren wirkenden Kapillarkräfte, Wasser aus den größeren Poren und es kommt in den Gelporen folglich zu einer Selbstabdichtung (vgl. Kapitel 3.2.2).

Infolge der zusätzlichen Mikrorisse im Betongefüge wird der einwirkende hydraulische Druck, durch die zusätzlichen Porenräume, tiefer in das Betongefüge hineingeleitet. Das degressive Verhalten der Wasseraufnahme und der Eindringtiefe, trotz gesteigerter Anzahl an Mikrorissen, lässt darauf schließen, dass die Dichte der induzierten Mikrorisse in den betrachteten Fällen noch keine entsprechende Konnektivität der Risse bzw. der Poren zur Folge hat. So eine Konnektivität würde das Eindringen des Wassers in deutlich größere Tiefe herbeiführen und auch die Wasseraufnahme überproportional steigern.

Die Gegenüberstellung der auf unterschiedliche Weise (Biegeschwell- und Druckbelastung) vorgeschädigten Probekörper zeigte eine grundsätzlich ähnliche degressive Tendenz der Eindringtiefe gegenüber der Vorschädigung. Dies lässt vermuten, dass die induzierte mikrostrukturelle Vorschädigung ähnlich ausgeprägt war. Allerdings sind die beiden Schädigungsvarianten nicht abgesichert vergleichbar, da die Datendichte für die

biegeschwellbelasteten Probekörper, gegenüber der durch Druckbelastung geschädigten Probekörper, geringer ausfiel.

Der Einfluss eines einzelnen Makrorisses mit definierten Abmessungen auf die Eindringtiefe infolge hydraulischer Beanspruchung mit 5 bar zeigte eine, um mindestens die Risstiefe gesteigerte maximale Eindringtiefe des Wassers im Bereich des Risses, gegenüber der mittleren Eindringtiefe originärer Probekörper zu gleichen Zeitpunkten. Das Wasser füllt unmittelbar nach Versuchsbeginn den Makroriss vollständig aus und kann folglich über dessen Flanken tiefer in das Betongefüge eindringen.

6.4 Einwalken

6.4.1 Chlorid-Eindringtiefe infolge Einwalken

Die Chlorid-Eindringfront nach dem Überrollen der großformatigen Probekörper in der Rundlaufanlage konnte durch Auftrag einer Indikatorlösung an der Bruchfläche der gespaltenen Teilprobekörper sichtbar gemacht werden (Abbildung 111). Teile der in diesem Kapitel beschriebenen Ergebnisse sind bereits in [204 bis 206, 210 bis 212, 219] veröffentlicht.



Abbildung 111: Chlorid-Eindringfront (dunkle Verfärbung) an gespaltenem Probekörper

Die Einzelwerte der ermittelten Chlorid-Eindringtiefen sind in Anhang L in Tabelle L 1 bis Tabelle L 12 zusammengefasst. In Abbildung 112 sind die mittleren Chlorid-Eindringtiefen in Bereichen des reinen kapillaren Saugens (Abbildung 67) in Abhängigkeit der Verweildauer der Prüflösung auf der Betonoberfläche (Tabelle 10) und der Vorschädigung des Probekörpers, ausgedrückt durch den relativen dynamischen Elastizitätsmodul, dargestellt.

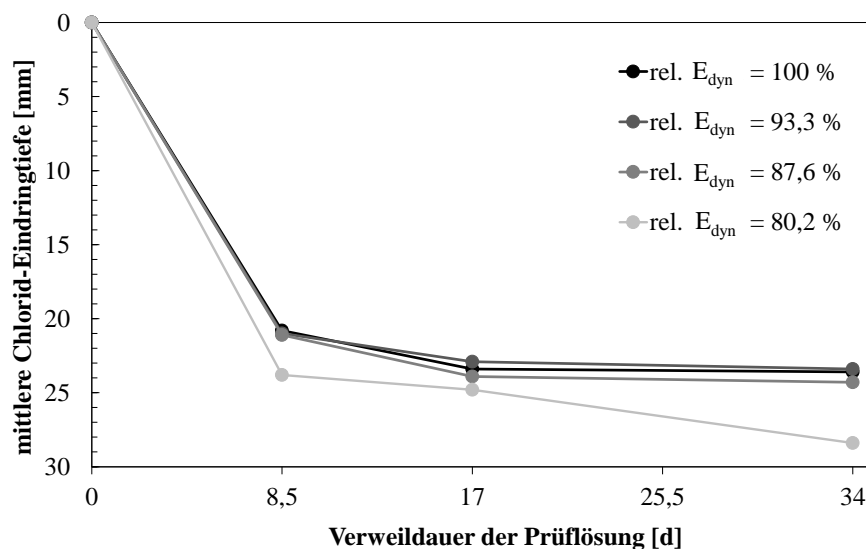


Abbildung 112: Mittlere Chlorid-Eindringtiefe in Abhängigkeit der Verweildauer der Prüflösung (34 d entsprechen 2 Mio. Überrollungen) und der Vorschädigung (rel. E_{dyn})

Es zeigte sich erwartungsgemäß eine Zunahme der Chlorid-Eindringtiefe mit zunehmender Verweildauer der Prüflösung. Die wesentliche Zunahme der Chlorid-Eindringtiefe erfolgte innerhalb der ersten 8,5 Tage. Mit weiterer Verweildauer der Prüflösung nahm die Chlorid-Eindringtiefe lediglich gering zu. Bei vergleichsweise geringer Vorschädigung des Betongefüges (rel. $E_{\text{dyn}} = 93,3 \%$) entwickelte sich die mittlere Chlorid-Eindringtiefe mit zunehmender Verweildauer ähnlich der im originären Betongefüge (rel. $E_{\text{dyn}} = 100,0 \%$). Auch bei einer Vorschädigung von rel. $E_{\text{dyn}} = 87,6 \%$ erhöhte sich die mittlere Chlorid-Eindringtiefe nach 34 Tagen mit 0,7 mm nur geringfügig gegenüber der Chlorid-Eindringtiefe in originärem Betongefüge. Bei einer Vorschädigung des Betongefüges von rel. $E_{\text{dyn}} = 80,2 \%$ war allerdings ein zunehmender Anstieg der Chlorid-Eindringtiefe gegenüber originärem Betongefüge zu erkennen. So war die mittlere Chlorid-Eindringtiefe nach einer Verweildauer der Prüflösung auf der Betonoberfläche von 34 Tagen 28,5 mm. Damit lag die Eindringtiefe etwa 20 % über der in originärem Betongefüge. Es lässt sich aus dieser Beobachtung schlussfolgern, dass die Vorschädigung erst ab einem gewissen Schädigungsgrad (rel. $E_{\text{dyn}} < 87,6 \%$) einen merklichen Einfluss auf die Chlorid-Eindringtiefe hat.

Abbildung 113 stellt die Chlorid-Eindringfront einer fünfprozentigen NaCl-Lösung verschiedener Teilproben aus den unterschiedlichen Entnahmebereichen dar, nachdem diese 500.000-mal in der Rundlaufanlage überrollt wurden.

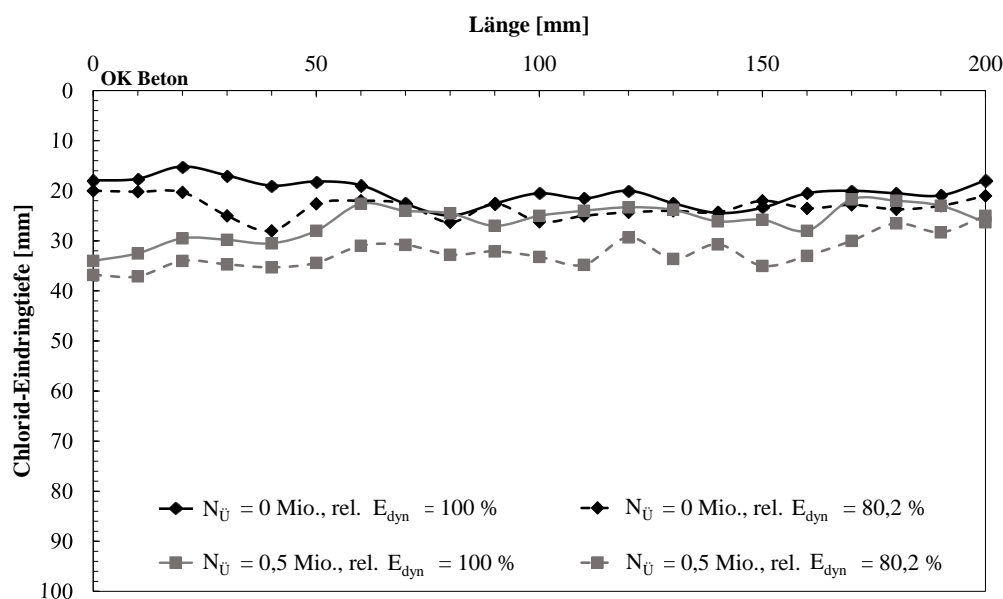


Abbildung 113: Chlorid-Eindringfront nach dem Einwalken ($N_U = 500.000$ Überrollungen) in Abhängigkeit der Vorschädigung [205]

Dabei wurde festgestellt, dass die Chloride sowohl mit zunehmender Vorschädigung als auch infolge der Überrollungen durch das Einwalken tiefer in den Beton eingetragen wurden. Die tiefste mittlere Eindringfront zeichnete sich dabei bei der Teilprobe aus der maximal vorgeschädigten Balkenmitte eines Probekörpers mit einem relativen dynamischen Elastizitätsmodul von 80,2 % in der Reifenspur ab. Die mittlere Eindringtiefe lag hier bei 33,7 mm. Im identisch vorgeschädigten Bereich neben der Reifenspur, in dem die Prüflösung über einen Zeitraum von ca. 8,5 Tagen lediglich aufstand und ausschließlich durch kapillares Saugen eingedrungen war, lag die mittlere Eindringtiefe mit 26,7 mm deutlich darunter. Die geringste Eindringtiefe wurde im originären Randbereich neben der Reifenspur festgestellt. Diese lag bei 20,8 mm.

Die ermittelten mittleren Chlorid-Eindringtiefen in Abhängigkeit der Anzahl der Überrollungen der zuvor vorgeschädigten großformatigen Probekörper sind in Abbildung 114 dargestellt. Der gekachelt schraffierte Bereich der Balken stellt den Einfluss des Überrollens auf die Eindringtiefe dar.

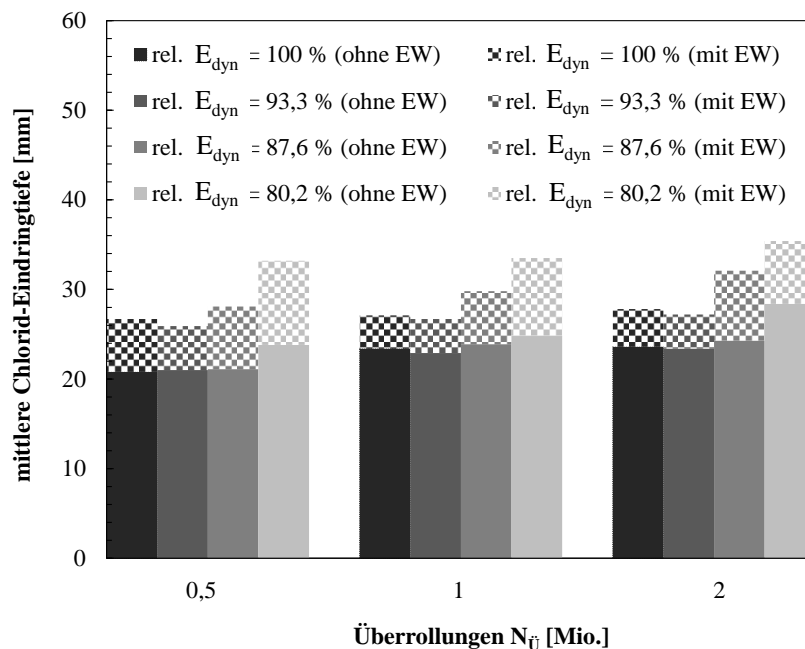


Abbildung 114: Mittlere Chlorid-Eindringtiefe in Abhängigkeit von der Anzahl der Überrollungen und der Vorschädigung [204, 212, 219]

Es konnte eine Zunahme der Chlorid-Eindringtiefe sowohl durch das Einwalken in der Rundlaufanlage als auch durch die vorher induzierte Vorschädigung festgestellt werden. Die Eindringtiefe bei den am stärksten vorgeschädigten Proben (rel. E_{dyn} = 80,2 %) ohne Überrollungen lag nach einer Verweildauer der Prüflösung von ca. 8,5 Tagen im Mittel mit 23,8 mm über der ohne Vorschädigung (rel. E_{dyn} = 100 %) mit 20,8 mm (Abbildung 114). Für die weniger vorgeschädigten Proben war dieser Effekt geringer. Es war weiterhin erkennbar, dass mit zunehmender Anzahl an Überrollungen die Eindringtiefe sowohl für die originären als auch für die vorgeschädigten Proben zunahm. Nach zwei Millionen Überrollungen lag die mittlere Chlorid-Eindringtiefe der originären Teilproben bereits bei im Mittel 27,8 mm, während die der stark vorgeschädigten Teilproben (rel. E_{dyn} = 80,2 %) eine Eindringtiefe von 35,2 mm aufwies. Bei vergleichsweise geringer Vorschädigung (rel. E_{dyn} = 93,3 %) steigerte sich die Chlorid-Eindringtiefe gegenüber dem originären Gefüge (rel. E_{dyn} = 100,0 %) nicht. Dennoch ließ sich eine Steigerung der Eindringtiefe infolge der Überrollungen durch den Vergleich mit den nicht überrollten Bereichen erkennen.

6.4.2 Erkenntnisse

Der Vorgang des Einwalkens, wie er auf einer Betonfahrbahndecke stattfindet, konnte mit der Rundlaufanlage nachgestellt werden. Es konnte dabei eine gesteigerte Chlorid-Eindringtiefe sowohl infolge der zyklischen Vorschädigung als auch durch das Einwalken festgestellt werden.

Mit zunehmender Anzahl an Überrollungen nahm die mittlere Eindringtiefe in den Bereichen der Reifenspur gegenüber den angrenzenden Bereichen mit lediglich aufstehender Prüflösung deutlich zu. In originärem Be-

tongefüge erhöhte sich die mittlere Chlorid-Eindringtiefe infolge des Einwalkens mit zwei Millionen Überrollungen um im Mittel 4,2 mm gegenüber einer Probe, auf welcher die Prüflösung die gleiche Zeit (in diesem Fall ca. 34 Tage) aufstand. Es ist grundsätzlich zu beachten, dass das Eindringen während der Überrollungen sowohl durch kapillares Saugen als auch den hydraulischen Druck infolge überrollender Reifen, also das Einwalken, stattfindet und die Eindringtiefe immer eine Kombination beider Mechanismen darstellt.

Während die mittlere Chlorideindringtiefe in einem originären Beton nach zwei Millionen Überrollungen im Mittel bei 27,8 mm lag, betrug diese in vorgeschädigtem Betongefüge mit einem rel. $E_{\text{dyn}} = 87,6\%$ bereits 32,1 mm und bei einer Vorschädigung von rel. $E_{\text{dyn}} = 80,2\%$ 35,4 mm. Das entspricht einer Steigerung von rd. 15 bzw. 27 %. Bei einer geringeren Vorschädigung von rel. $E_{\text{dyn}} = 93,3\%$ konnte hingegen keine Steigerung der Chlorid-Eindringtiefe festgestellt werden. Wie auch in Kapitel 6.3 dargelegt, vergrößerte sich grundsätzlich die Eindringtiefe mit zunehmendem Schädigungsgrad, also mit zunehmender Anzahl an Mikrorissen. Erst ab einer Vorschädigung mit einem relativen dynamischen Elastizitätsmodul kleiner als 93,3 % war die Anzahl der Mikrorisse groß genug, um sich auf das Eindringen der Chloride auszuwirken.

Das Eindringen der Chloride verhält sich grundsätzlich ähnlich dem Eindringen von Wasser unter kapillarem Saugen (Kapitel 6.3.1) und unter Permeation (Kapitel 6.3.2). Dabei werden die Chloride mittels Huckepacktransport (Kapitel 3.5.2) mit dem Wasser in das Betongefüge eingetragen. Infolge des kapillaren Saugens kommt es zu einer degressiven Zunahme der Chlorideindringtiefe, welche sich infolge der sich einstellenden Selbstabdichtung des Betongefüges (Kapitel 3.2.2) einem Grenzwert nähert. Die überrollenden Reifen erzeugen einen in das Betongefüge gerichteten hydraulischen Druck, welcher zyklisch auftritt. Dies führt zu einer Überlagerung des kapillaren Eindringens mit zyklisch auftretender Permeation und folglich einer gesteigerten Eindringtiefe.

Es lässt sich für die Untersuchungen festhalten, dass der Effekt der zyklischen Vorschädigungen und auch des Einwalkens klar erkennbar waren. Allerdings beschränkte sich dies auf die Randzone (äußersten 2 bis 4 cm) des Betons. Die Effekte und Tendenzen, welche in der Rundlaufanlage festgestellt wurden, bedürfen aufgrund der versuchstechnisch limitierten Randbedingungen einen Skalierungsfaktor um Rückschlüsse auf die tatsächlichen Randbedingungen einer Betonfahrbahndecke zu extrapolieren. Es lässt sich folglich vermuten, dass unter realen Bedingungen der durch das Überrollen entstehende hydraulische Druck deutlich größer ist und somit auch ein tieferes Eindringen der Chloride in den originären und auch geschädigten Beton zur Folge hat. Weise [173] hat in-situ Chlorid-Eindringtiefen bis 60 mm festgestellt.

6.5 Permeationsdruck

6.5.1 Permeationsdruck infolge hydraulischen Drucks

6.5.1.1 Konstanter hydraulischer Druck

In Abbildung 115 sind die Permeationsdrücke in 6, 10 und 14 mm Tiefe unter einer mit 3 bar beanspruchten Betonoberfläche für einen Zeitraum von 20 Stunden gegenübergestellt (vgl. Kapitel 5.8.5.1). Teile der nachfolgend in diesem Kapitel beschriebenen Ergebnisse sind bereits in [205] veröffentlicht.

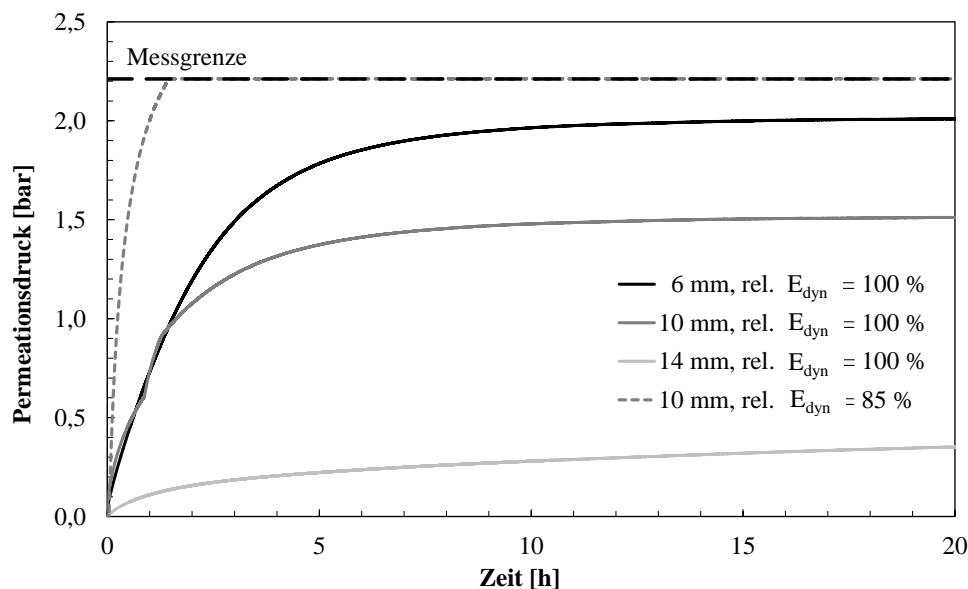


Abbildung 115: Permeationsdruck in Abhängigkeit von Tiefe und Vorschädigung [205]

Der Anstieg des Permeationsdrucks im originären Betongefüge (rel. $E_{dyn} = 100\%$) in 6 und 10 mm Tiefe verlief in den ersten 90 Minuten nach Beginn der Beanspruchung annähernd linear bis zu einem Permeationsdruck von ca. 1 bar. Nach 90 Minuten stieg der Permeationsdruck in 6 mm Tiefe weiter annähernd linear an, bis dieser nach 120 Minuten ca. 1,3 bar erreichte. Mit weiterer Beanspruchung fiel der Anstieg des Permeationsdrucks geringer aus und die Kurve flachte allmählich ab. Nach etwa 10 Stunden erreichte der Permeationsdruck einen Wert von 1,95 bar und näherte sich im Folgenden asymptotisch einem Maximalwert von in etwa 2,01 bar an. Im Abstand von 10 mm war ein ähnlicher Verlauf zu erkennen, jedoch flachte der Anstieg des Permeationsdrucks bereits nach 90 Minuten deutlich ab und näherte sich anschließend einem Maximalwert von ca. 1,51 bar nach 20 Stunden an. Damit lag der Maximalwert in 6 mm Tiefe in etwa 33 % über dem in 10 mm Tiefe. In einem Abstand von 14 mm zur beanspruchten Betonoberfläche wurde ein deutlich geringerer Permeationsdruck gegenüber den Messungen in geringerer Tiefe festgestellt. Es zeigte sich mit Versuchsbeginn zwar ein Anstieg des Permeationsdrucks, jedoch deutlich langsamer als in geringerer Tiefe. Es erfolgte augenscheinlich ebenfalls eine asymptotische Annäherung an einen vermeintlichen Maximalwert von ca. 0,35 bar in 14 mm Tiefe. Damit stieg der Permeationsdruck in 14 mm Tiefe auf ca. 17 % des Permeationsdrucks in 6 mm Tiefe bzw. auf ca. 23 % des Permeationsdrucks in 10 mm Tiefe.

Es zeigte sich ein stark erhöhter Permeationsdruck infolge der Vorschädigung des Betongefüges mit einem relativen dynamischen Elastizitätsmodul von 85 % (Abbildung 115). Bereits 20 Minuten nach Versuchsbeginn wurde ein Permeationsdruck von ca. 1 bar erreicht. Nach in etwa 84 Minuten wurde der mit den Druckaufnehmern maximal messbare Druck von 2,21 bar erreicht. Augenscheinlich zeigte die Zunahme des Permeationsdrucks vor Erreichen der Messgrenze eine degressive Tendenz.

In Abbildung 116 ist die Änderung des Permeationsdrucks exemplarisch nach 30 Minuten (repräsentativ für einen Bereich mit einer annähernd linearen Zunahme des Permeationsdrucks) Beanspruchung mit 3 bar hydraulischem Druck für einen Zeitraum von 20 Sekunden dargestellt, um die Zunahme des Permeationsdrucks in unterschiedlichen Tiefen und in Abhängigkeit der Vorschädigung gegenüberzustellen.

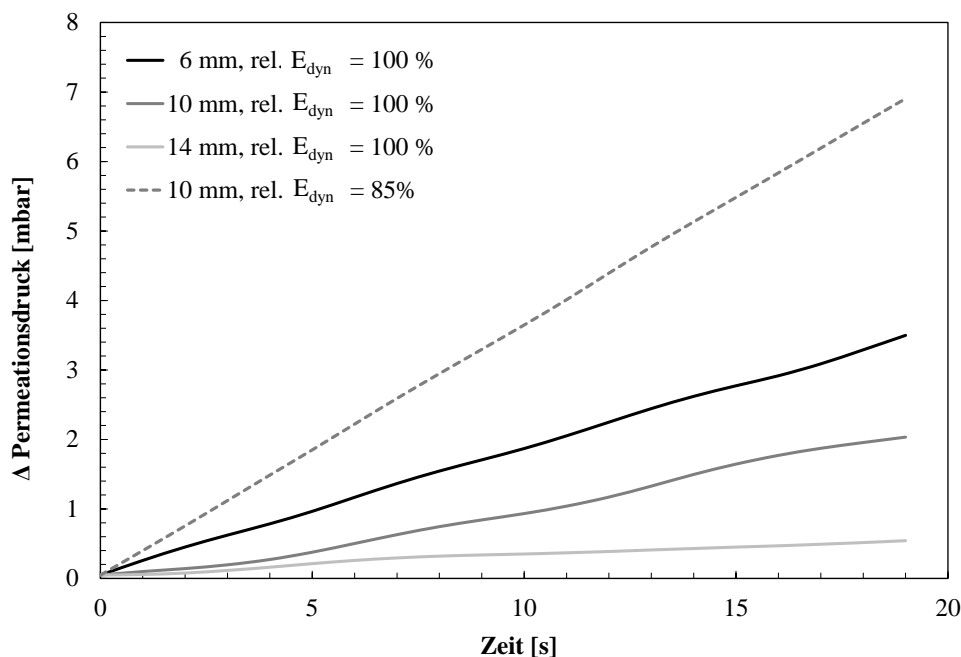


Abbildung 116: Veränderung des Permeationsdrucks in Abhängigkeit von Tiefe und Vorschädigung – Ausschnitt für ein Zeitfenster von 20 Sekunden nach 30 Minuten

Dabei zeigte sich für alle Variationen zunächst ein linearer Anstieg des Permeationsdrucks. Wie auch schon in Abbildung 115 zu erkennen ist, nahm der Permeationsdruck mit zunehmender Tiefe langsamer zu. In einer Tiefe von 14 mm stieg der Permeationsdruck in den betrachteten 20 Sekunden um 0,5 mbar. In 10 mm und 6 mm Tiefe stieg der Permeationsdruck im gleichen Zeitraum um 2 bzw. 3,5 mbar, also um etwa das 4- bzw. das 7-fache. Während der Permeationsdruck im vorgeschädigten Betongefüge (rel. $E_{dyn} = 85\%$) in den betrachteten 20 Sekunden um 7 mbar stieg, betrug der Anstieg in originärem Betongefüge (rel. $E_{dyn} = 100\%$) in gleicher Tiefe lediglich 2 mbar. Dementsprechend war die Zunahme des Permeationsdrucks infolge der hier vorliegenden Vorschädigung in etwa 3,5-mal so groß.

6.5.1.2 Alternierender hydraulischer Druck

In Abbildung 117 ist der Permeationsdruck in verschiedenen Tiefen über einen Zeitraum von 20 Stunden dargestellt. Die hydraulische Beanspruchung alternierte mit einer Frequenz von 1 Hz zwischen 0 und 3 bar.

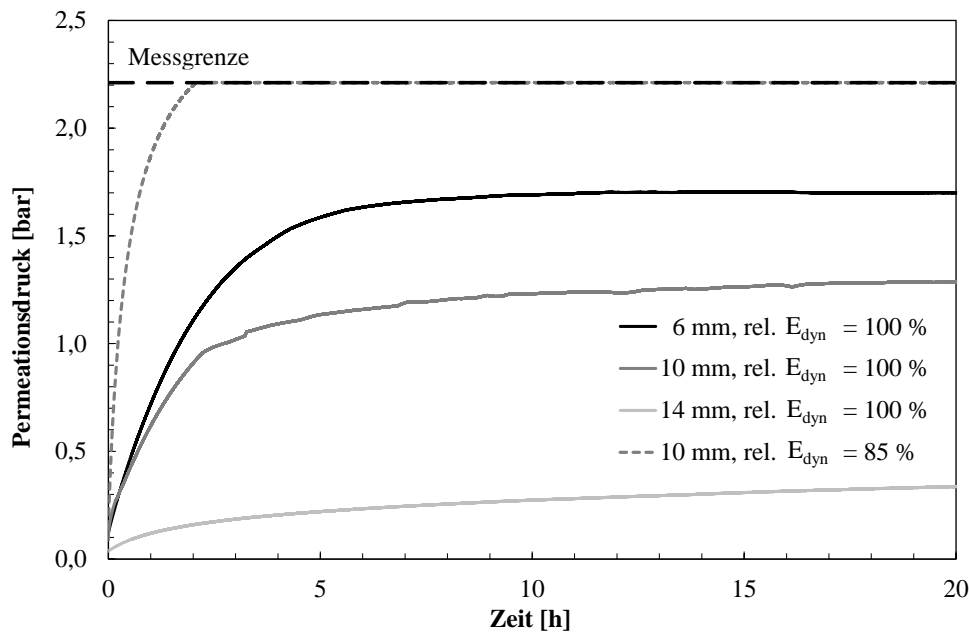


Abbildung 117: Permeationsdruck in verschiedenen Tiefen bei alternierender Belastung mit 0 und 3 bar bei einer Frequenz $f = 1$ Hz

In den 20 Stunden sind die Probekörper folglich mit 72.000 Zyklen, jeweils 36.000 Zyklen mit 0 bar und mit 3 bar, beansprucht worden. Der Permeationsdruck in einer Tiefe von 6 mm nahm in den ersten 100 Minuten annähernd linear zu und erreichte zu diesem Zeitpunkt ca. 1 bar. Nachfolgend verringerte sich die Zunahme des Permeationsdrucks mit zunehmender Dauer der Belastung. Nach etwa 7 Stunden lag der Permeationsdruck in 6 mm Tiefe bei 1,66 bar. In den folgenden 13 Stunden der Beanspruchung unter alternierendem, hydraulischem Druck näherte sich der Permeationsdruck einem scheinbaren Maximalwert von 1,71 bar in 6 mm Tiefe an. Der Permeationsdruck in einer Tiefe von 10 mm zeigte einen sehr ähnlichen Verlauf mit jedoch insgesamt geringerem Permeationsdruck. So stieg der Druck in den ersten 100 Minuten auf 0,7 bar, bevor die Kurve abflachte. Nach 7 Stunden lag der Permeationsdruck bei 1,16 bar und nach 20 Stunden bei 1,28 bar. Damit lag der Permeationsdruck nach 20 Stunden in 6 mm Tiefe ca. 34 % über dem in 10 mm Tiefe. Deutlich geringere Permeationsdrücke wurden bei gleicher hydraulischer Beanspruchung in einer Tiefe von 14 mm unter der Betonoberfläche festgestellt. Es konnte in den ersten ca. 5 Stunden der Beanspruchung ein degressiver Anstieg des Permeationsdrucks bis 0,2 bar erfasst werden. Mit fortlaufender alternierender Beanspruchung nahm der Permeationsdruck annähernd linear zu. Nach 20 Stunden stieg der Permeationsdruck bis auf 0,32 bar an. Damit betrug der Permeationsdruck lediglich ca. 19 % des Drucks in 6 mm Tiefe.

Neben der Entwicklung des Permeationsdrucks in originärem Betongefüge (rel. $E_{\text{dyn}} = 100$ %) wurde der Permeationsdruck an zyklisch vorgeschädigten Proben mit einer Vorschädigung von rel. $E_{\text{dyn}} = 85$ % in einer Tiefe von 10 mm unter gleicher alternierender Beanspruchung bestimmt (Abbildung 117). Der Permeationsdruck stieg infolge der Beanspruchung in gleicher Tiefe deutlich schneller an als in originärem Betongefüge (rel. $E_{\text{dyn}} = 100$ %). Bereits nach ca. 115 Minuten unter alternierender Beanspruchung stieg der Permeationsdruck mit 2,21 bar bis zur Messgrenze der verwendeten Druckaufnehmer.

Abbildung 118 stellt den Permeationsdruck in unterschiedlichen Tiefen unter alternierender hydraulischer Beanspruchung zwischen 0 und 3 bar ($f = 0,33$ Hz) dar.

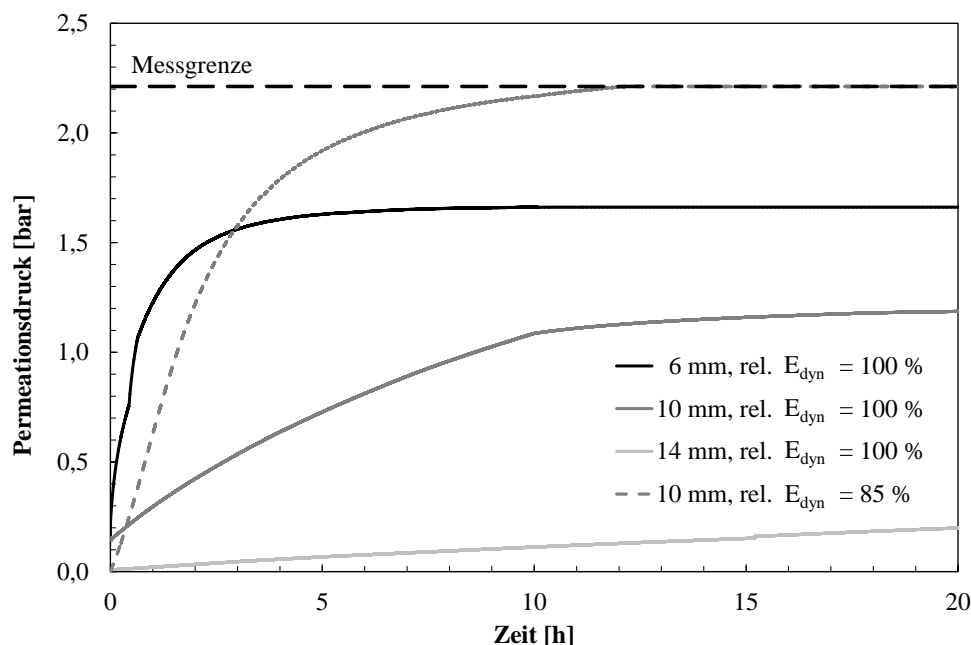


Abbildung 118: Permeationsdruck in verschiedenen Tiefen bei alternierender Belastung mit 0 und 3 bar bei einer Frequenz $f = 0,33$ Hz

In den 20 Stunden sind die Probekörper folglich mit 24.000 Zyklen, jeweils 12.000 Zyklen mit 0 bar und mit 3 bar, beansprucht worden. Der Permeationsdruck 6 mm unter der beanspruchten Oberfläche stieg zunächst stark an und erreichte bereits nach ca. 26 Minuten einen Permeationsdruck von 1 bar. Dabei verlief der Anstieg annähernd linear. Nachfolgend flachte die Kurve ab und näherte sich asymptotisch einem scheinbaren Grenzwert von ca. 1,58 bar nach 20 Stunden an. In einer Tiefe von 10 mm unter der beanspruchten Oberfläche stieg der Permeationsdruck mit Beginn der Belastung zunächst annähernd linear über einen Zeitraum von ca. 10 Stunden auf ca. 1,1 bar an. Anschließend nahm der Permeationsdruck mit fortlaufender Beanspruchung nur mehr gering zu und stieg im Weiteren nach insgesamt 20 Stunden auf ca. 1,19 bar an. In 14 mm Tiefe unter der beanspruchten Oberfläche war ein fortwährend linearer Anstieg des Permeationsdrucks auf ca. 0,21 bar nach 20 Stunden zu beobachten. Der nach 20 Stunden erreichte Permeationsdruck in 6 mm Tiefe lag in etwa 33 % über dem in 10 mm Tiefe und ca. 75 % über dem in 14 mm Tiefe.

Der Verlauf des Permeationsdrucks in 10 mm Tiefe einer zuvor zyklisch vorgeschädigten Probe mit einem relativen dynamischen Elastizitätsmodul von $rel. E_{dyn} = 85\%$ ist ebenfalls in Abbildung 118 dargestellt. Zunächst stieg der Permeationsdruck im geschädigten Betongefüge in 10 mm Tiefe langsamer an als in 6 mm Tiefe des originären Gefüges. Die Zunahme des Permeationsdrucks erfolgte allerdings im vorgeschädigten Betongefüge bis zu einem Druck von ca. 1,54 bar annähernd linear und stieg damit nach ca. 162 Minuten über den Permeationsdruck in 6 mm Tiefe des originären Betons. Mit fortlaufender Belastung nahm der Permeationsdruck nicht mehr linear zu, erreichte aber die Messgrenze der Druckaufnehmer mit 2,21 bar nach etwa 12 Stunden der alternierenden hydraulischen Belastung.

Die Permeationsdrücke in Abhängigkeit der Belastungsfrequenz sind exemplarisch für eine Tiefe von 10 mm in Abbildung 119 gegenübergestellt. Die Gegenüberstellung der unterschiedlichen Belastungen für 6 und 14 mm Tiefe ist in Anhang M in Abbildung M 1 und Abbildung M 2 dargestellt.

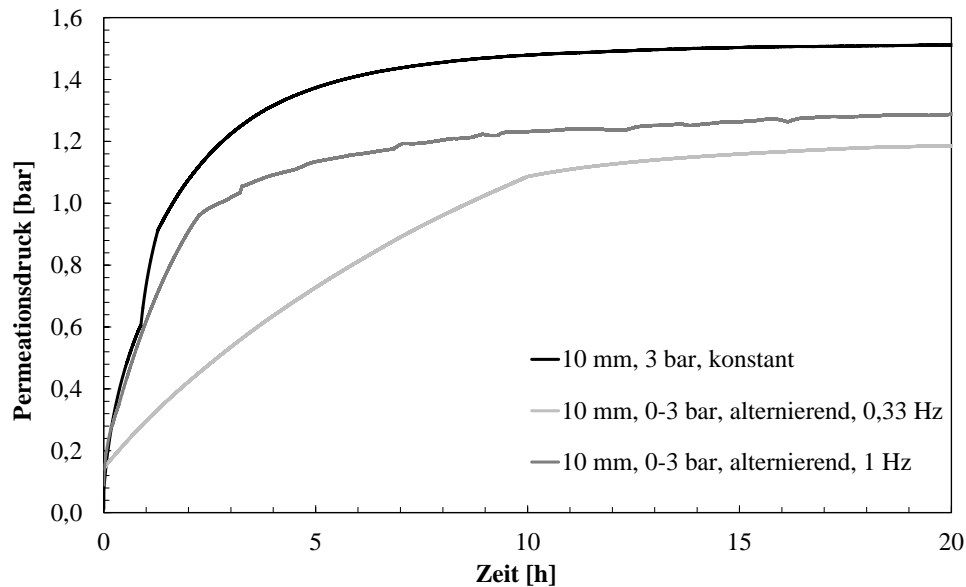


Abbildung 119: Permeationsdruck in Abhängigkeit der Frequenz der alternierenden Beanspruchung in 10 mm Tiefe

Der Anstieg des Permeationsdrucks verlief für alle Varianten der hydraulischen Beanspruchung ähnlich. Dabei zeigte sich mit zunehmender Dauer der Beanspruchung ein degressives Verhalten. Die Permeationsdrücke näherten sich asymptotisch einem scheinbaren Maximalwert. Erwartungsgemäß wurde der höchste Permeationsdruck bei konstanter hydraulischer Druckbeanspruchung beobachtet. Dieser lag nach 20 Stunden bei ca. 1,51 bar. Bei alternierender hydraulischer Beanspruchung mit einer Frequenz von 1 Hz lag der Permeationsdruck nach 20 Stunden mit ca. 1,28 bar in etwa 15 % darunter. Der Permeationsdruck nach 20 Stunden alternierender Beanspruchung mit 0,33 Hz war mit 1,19 bar am geringsten.

Abbildung 120 stellt den Permeationsdruck nach 30 Minuten nach Beginn der Belastung in unterschiedlichen Tiefen für einen Zeitraum von 20 Sekunden unter einer mit einer Frequenz von 0,33 Hz alternierenden Beanspruchung dar. Zusätzlich sind die alternierenden Zyklen der hydraulischen Beanspruchung (ZI und ZII) dargestellt.

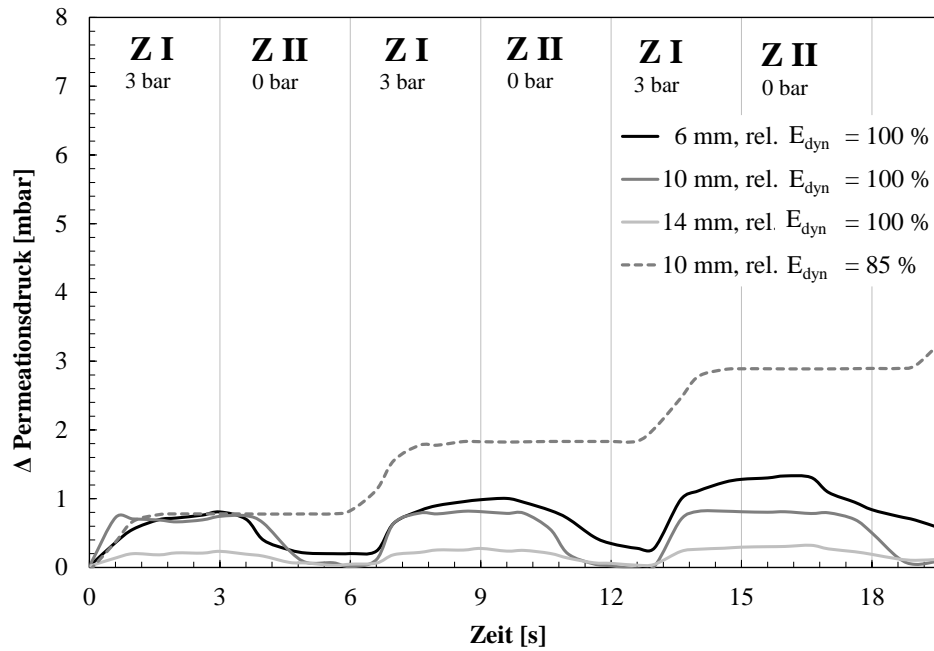


Abbildung 120: Veränderung des Permeationsdruck in Abhängigkeit der Tiefe und der Vorschädigung unter alternierender Beanspruchung mit einer Frequenz von 0,33 Hz in einem Zeitraum von 20 Sekunden

Die alternierende Belastung spiegelt sich im gemessenen Permeationsdruck wieder. So stieg der Permeationsdruck infolge des äußeren hydraulischen Drucks von 3 bar in den Zyklen ZI an und fiel ohne äußeren hydraulischen Druck (0 bar) in den Zyklen ZII wieder ab. Bei neuerlicher Beanspruchung in den Zyklen ZI folgte ebenfalls ein erneuter Anstieg des gemessenen Permeationsdrucks. Allerdings setzte der jeweilige Anstieg bzw. Abbau des Permeationsdrucks mit geringer Verzögerung ein. Unter der alternierenden Beanspruchung mit 0,33 Hz fiel der Permeationsdruck in 14 mm Tiefe in jedem Zyklus ZII deutlich ab. Der Permeationsdruck konnte sich in den drei Sekunden ohne äußere hydraulische Druckbeanspruchung größtenteils wieder abbauen. Schon in einem Abstand von 10 mm zur Oberfläche konnte sich der in den Zyklen ZI aufgebaute hydraulische Druck in den drei Sekunden jedes Zyklus ZII nicht so stark abbauen und es kam alle zwei Zyklen, also mit jeder Belastung mit 3 bar, zu einem Anstieg des Permeationsdrucks. Diese Beobachtung ist in Abbildung 121 für den Permeationsdruck in einer Tiefe von 10 mm verdeutlicht.

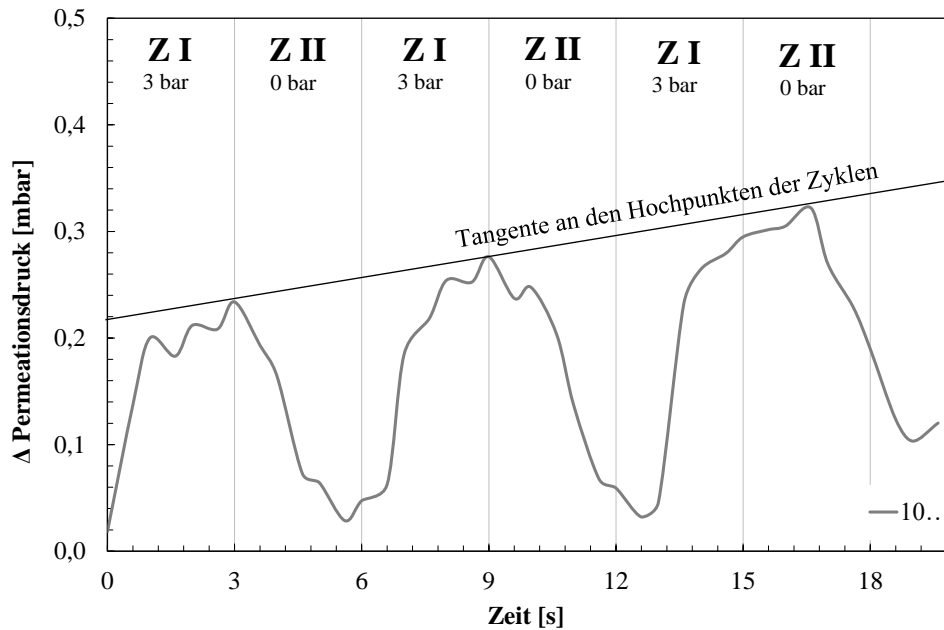


Abbildung 121: Permeationsdruck unter alternierender Beanspruchung mit einer Frequenz von 0,33 Hz in einer Tiefe von 10 mm in einem Zeitraum von 20 Sekunden

Eine Tangente an den Hochpunkten der Zyklen ZI beschreibt den Anstieg des Permeationsdrucks über die alternierenden Zyklen hinweg. Je geringer der Abstand zur Oberfläche, desto höher war der Anstieg des Permeationsdrucks bei alternierender Beanspruchung. Zudem ist auffällig, dass der Anstieg des Permeationsdrucks in jedem Zyklus ZI mit geringerem Abstand zur Oberfläche höher ausfiel. In einer Tiefe von 6 mm betrug dieser Anstieg 0,9 mbar, während sich der Anstieg des Permeationsdrucks in 10 mm Tiefe mit jeder Beanspruchung in den Zyklen ZI auf 0,8 mbar belief. In 14 mm Tiefe betrug der Anstieg des Permeationsdrucks in den Zyklen ZI 0,3 mbar.

Der Permeationsdruck in zyklisch vorgeschädigtem Betongefüge (rel. $E_{\text{dyn}} = 85\%$) unter alternierender Beanspruchung mit 0,33 Hz in einer Tiefe von 10 mm ist ebenfalls in Abbildung 120 dargestellt. Im Gegensatz zum Permeationsdruck in originärem Gefüge baute sich in den Phasen ohne äußeren hydraulischen Druck (Zyklen ZII) der Permeationsdruck im vorgeschädigten Gefüge nicht wieder ab. Der Permeationsdruck verblieb auf einem Plateau in etwa in Höhe des in den Zyklen ZI erreichten Permeationsdrucks. Infolgedessen verlief der Anstieg des Permeationsdrucks in vorgeschädigtem Betongefüge unter alternierender hydraulischer Beanspruchung deutlich schneller gegenüber originärem Betongefüge.

6.5.2 Permeationsdruck während des Einwalkens

6.5.2.1 Mechanische Belastung

Durch die mechanische Belastung trockener Probekörper, die bei 20 °C und 65 % relativer Luftfeuchtigkeit gelagert wurden, konnten keine messbaren Permeationsdrücke generiert werden. Im trockenen Betongefüge kam es infolge mechanischer Belastung zu keinen messbaren Permeationsdrücken.

Bei vorheriger Wassersättigung der Probekörper konnte unter mechanischer Belastung erwartungsgemäß ein Permeationsdruck erfasst werden. In Abbildung 122 sind die Permeationsdrücke in 6 mm Tiefe infolge einer

wechselnden Be- und Entlastung des Probekörpers mit 100 kN abgebildet. Die Darstellungen des Permeationsdrucks infolge einer zyklischen mechanischen Belastung mit 50 kN sind in Anhang N in Abbildung N 1 und Abbildung N 2 dokumentiert.

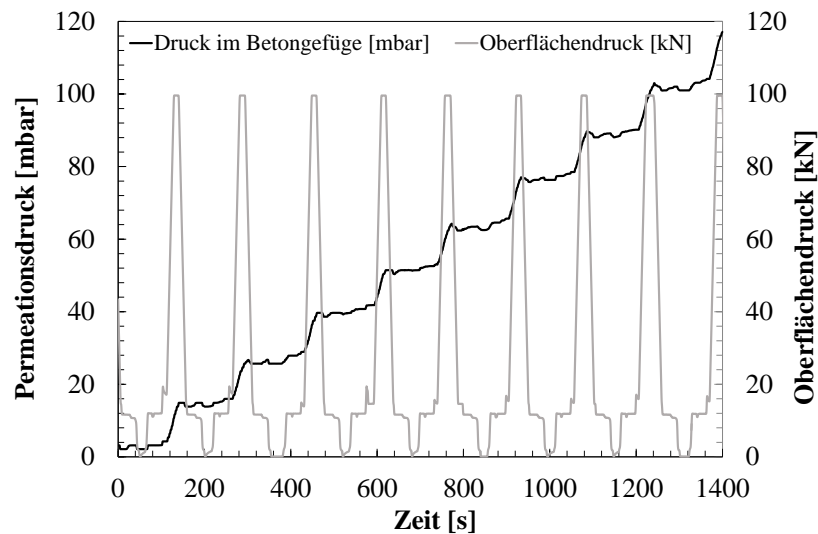


Abbildung 122: Permeationsdruck in 5 mm Tiefe eines vorgesättigten Probekörpers unter konstanter statischer Be- und Entlastung mit 100 kN

Eine flächige Druckbeanspruchung der Oberfläche mit einer Last von 100 kN führte zu einem Anstieg des Permeationsdrucks im Betongefüge. Die Be- und Entlastung mit einer maximalen Last von 100 kN führte bereits nach acht Lastwechseln zu einem Anstieg des Permeationsdrucks auf knapp 120 mbar. In den Phasen der Entlastung wirkte dauerhaft, bis auf einen kurzen Zeitraum von wenigen Sekunden, eine Last auf den Probekörper. Der durch die Belastung aufgebaute Permeationsdruck konnte weder während den Entlastungsphasen noch in den kurzen Phasen ohne Last signifikant abgebaut werden, so dass es infolge der erneuten Belastung jeweils zu einem zusätzlichen Anstieg des Permeationsdrucks kam.

Abbildung 123 zeigt eine Detailansicht des in Abbildung 122 dargestellten Permeationsdrucks. Darin sind die Phasen der Belastung, der konstanten Last und der Entlastung gekennzeichnet.

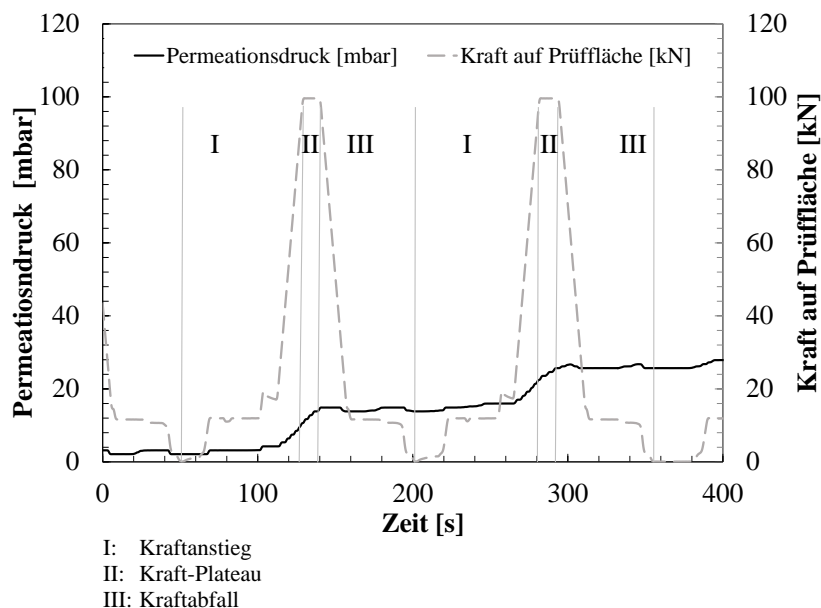


Abbildung 123: Detail des Permeationsdrucks bei zyklischer mechanischer Druckbelastung mit 100 kN

Mit ansteigender mechanischer Druckbelastung stieg der induzierte Permeationsdruck simultan (Bereich I). Wurde die mechanische Druckbelastung im Anschluss konstant gehalten, so stieg der Permeationsdruck im Betongefüge weiter an (Bereich II). Bei der anschließenden Entlastung der Probekörper blieb der Druck im Betongefüge in etwa konstant (Bereich III). Lediglich für den kurzen Zeitraum vollständiger Entlastung war jeweils ein minimaler Abfall des Drucks zu erkennen. Mit jeder neuerlichen Belastung von 0 auf 100 kN stieg der Permeationsdruck um etwa 10 mbar.

In Abbildung 124 wird der Anstieg des Permeationsdrucks in einem Bereich von 0 bis 60 mbar für die beiden zyklischen, mechanischen Belastungen mit einer Last von 50 bzw. 100 kN gegenübergestellt.

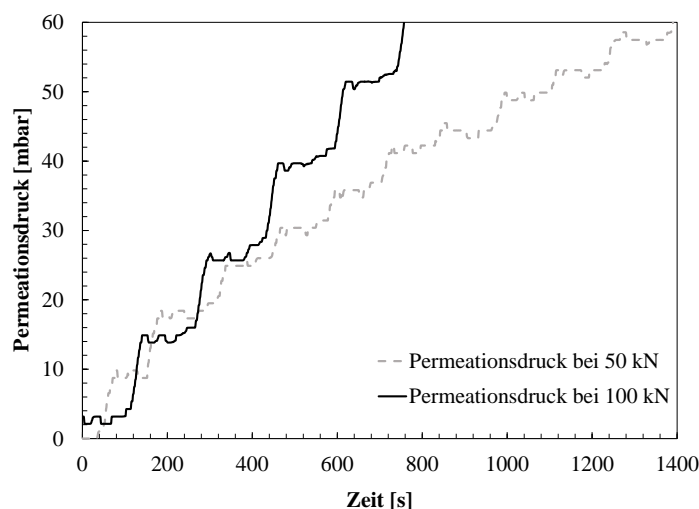


Abbildung 124: Permeationsdruck unter Wechselbelastung für 50 bzw. 100 kN Auflast

Dabei erkennt man, dass bei mechanischer Belastung mit 100 kN der Anstieg des Permeationsdrucks im Gefüge in etwa doppelt so groß war, wie bei mechanischer Belastung mit 50 kN. Der Druckaufbau fiel bei mechanischer Belastung mit 50 kN mit ca. 5 mbar, je neuerlicher Belastung, in etwa halb so groß aus wie bei

Belastung mit 100 kN. Hier betrug der jeweilige Anstieg des Permeationsdrucks ca. 10 mbar. Folglich kann vermutet werden, dass sich der Permeationsdruck direkt proportional zur mechanischen Belastung verhält.

Der Permeationsdruck unter wiederkehrender mechanischer Druckbelastung, bei der der aufgebrachte Druck in 10 kN-Schritten gesteigert wurde, ist in Abbildung 125 dargestellt.

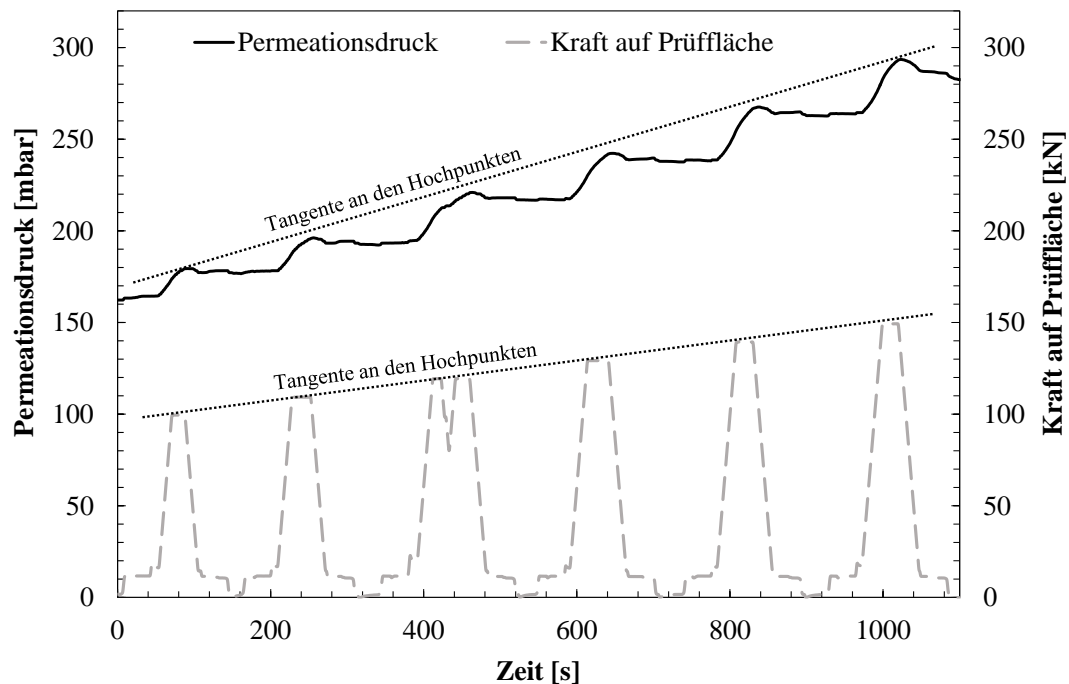


Abbildung 125: Permeationsdruck bei steigender Druckeinwirkung in 10 kN Intervallen

Bei der ersten Belastung mit 100 kN stieg der Permeationsdruck um ca. 10 mbar an. Mit jeder weiteren um 10 kN erhöhten mechanischen Belastung vergrößerte sich auch der Permeationsdrucks annähernd linear bis auf ca. 25 mbar bei Belastung mit 150 kN. Es konnte also eine direkte Korrelation zwischen Belastungshöhe und Anstieg des Permeationsdrucks festgestellt werden. Wie auch schon in den Untersuchungen zuvor wurde der Permeationsdruck im Betongefüge, während den Phasen keiner oder nur geringer Belastung, nicht signifikant abgebaut.

Der ausbleibende Abbau des Permeationsdrucks in den Phasen der Entspannung, also ohne mechanische Last, liegt zum einen an der geringen Dauer der Entlastung und zum anderen an dem fortwährenden Kontakt der Oberfläche mit der gesättigten Hartfaserplatte sowie der aufstehenden Flüssigkeit, welche den Abbau des Permeationsdrucks entscheidend dämpfen.

6.5.2.2 Überrollende Reifen

Abbildung 126 zeigt den Permeationsdruck in einer Tiefe von 6 mm infolge der Überrollungen mit einer Geschwindigkeit von 5 km/h und einer Auflast von 0,9 t pro Reifen (vgl. Kapitel 5.8.5.4).

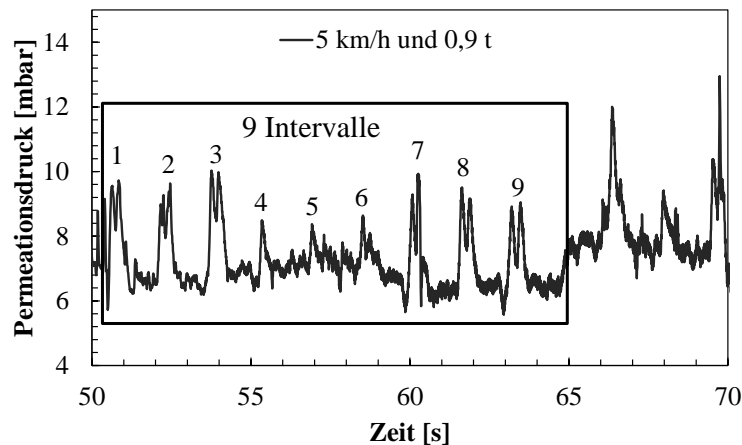


Abbildung 126: Permeationsdruck infolge Überrollung in einem Abstand von 6 mm zur überrollten Oberfläche

Synchron zu den stattfindenden Überrollungen war jeweils ein kurzzeitiger Anstieg des Permeationsdrucks zu erkennen. Die Synchronität bestätigte die Funktionalität des angewandten Messprinzips. Die Ausschläge korrelierten mit den Momenten, in denen der Reifen sich über dem Prüfraum befand und durch den sich einstellenden Druck zwischen Reifenkontaktfläche und Betonoberfläche einen in den Beton gerichteten Druck erzeugte. Die Amplitude der Ausschläge war allerdings in dem betrachteten Bereich nicht konstant, sondern lag zwischen 1,5 mbar und 5 mbar. Die Schwankung der Amplitude kann durch leicht veränderliche Randbedingungen an der Betonoberfläche erklärt werden. So wurde beispielsweise das auf der Oberfläche befindliche Wasser durch die überrollenden Reifen in Bewegung versetzt und es bildeten sich kleine Wellen die zwischen den seitlichen Abdichtungen hin- und herpendelten und gleichzeitig wieder durch die querenden Reifen durchbrochen wurden. Dieser Zustand führte insbesondere zu einer veränderlichen Wasseraufstandshöhe auf der Oberfläche und mutmaßlich zu Schwankungen in dem durch die Reifen induzierten Permeationsdruck.

Abbildung 127 stellt den Verlauf des Permeationsdrucks infolge Überrollung in den Tiefen von 6, 10 und 14 mm unter der Betonoberfläche bei konstanter Geschwindigkeit von 10,0 km/h und konstanter Auflast von 0,9 t pro Reifen dar.

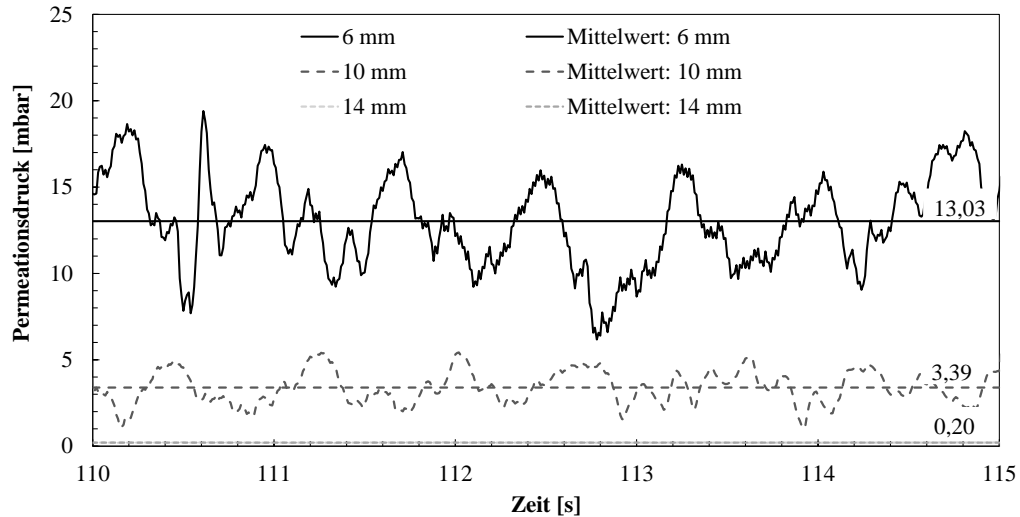


Abbildung 127: Permeationsdruck infolge Überrollung in Abhängigkeit des Abstandes von Prüfraum zur Betonoberfläche bei konstanter Auflast (0,9 t) und konstanter Geschwindigkeit (10,0 km/h)

Es zeigte sich zum einen, dass mit zunehmender Tiefe der mittlere gemessene Permeationsdruck abnahm und zum anderen, dass die Amplitude der einzelnen Ausschläge mit zunehmender Tiefe geringer ausfiel. In einer Tiefe von 6 mm unter der Betonoberfläche wurde in dem betrachteten Zeitraum ein mittlerer Permeationsdruck von 13,0 mbar gemessen, wobei die Amplitude je Ausschlag zwischen 5 und 12 mbar variierte. Ein deutlich geringerer Permeationsdruck von im Mittel ca. 3,4 mbar wurde in einer Tiefe von 10 mm unter der Betonoberfläche gemessen. Hier schwankte die Amplitude zwischen ca. 1,0 und 3,5 mbar. In einem Abstand von 14 mm zur Betonoberfläche konnten keine Ausschläge erkannt und nur ein minimaler Druck von 0,2 mbar gemessen werden.

Bei einer konstanten Auflast von 0,9 t ergaben sich dabei 6 mm unter der Betonoberfläche die in Abbildung 128 dargestellten Permeationsdrücke in Abhängigkeit der Geschwindigkeit der Überrollungen.

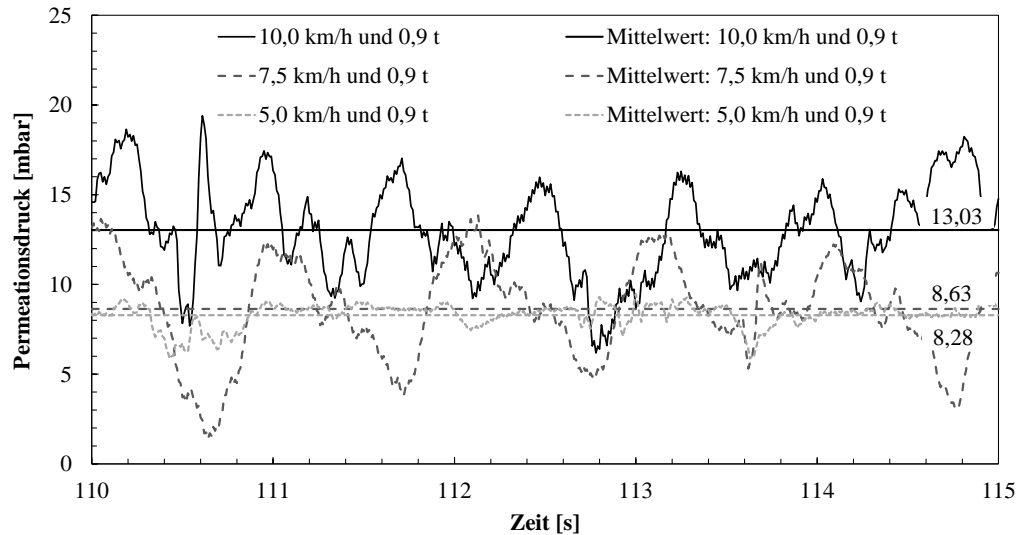


Abbildung 128: Permeationsdruck infolge Überrollung in Abhängigkeit der Geschwindigkeit bei konstanter Auflast (0,9 t) 6 mm unter der überrollten Oberfläche

Dabei war zu erkennen, dass mit zunehmender Geschwindigkeit der überrollenden Reifen die Ausschläge der Permeationsdrücke größer wurden. Während bei einer Geschwindigkeit von 5,0 km/h die maximalen Ausschläge ca. 3,0 mbar betragen, steigerten sie sich in dem betrachteten Zeitraum bei 7,5 km/h auf ungefähr 8,0 bis 10,0 mbar und bei 10,0 km/h auf ca. 10,0 bis 12,0 mbar. Gleichzeitig erhöhte sich der mittlere Permeationsdruck von ca. 8,3 mbar bei 5,0 km/h auf 8,6 und 13,0 mbar bei 7,5 und 10,0 km/h.

Der Einfluss der Auflast auf den resultierenden Permeationsdruck in 6 mm Tiefe fiel in den betrachteten Variationen gering aus (Abbildung 129). Die Ausschläge lagen unabhängig von der Auflast bei bis zu 11,3 mbar. Lediglich der mittlere gemessene Permeationsdruck war mit 14,3 mbar bei 1,0 t Auflast etwas erhöht gegenüber 10,2 mbar bei 0,75 t und 13,0 mbar bei 0,9 t Auflast pro Reifen. Auch wenn die Ausschläge sich nicht signifikant unterscheiden, kann ein grundsätzlicher Zusammenhang höherer Permeationsdrücke mit höherer Auflast der überrollenden Reifen abgeleitet werden.

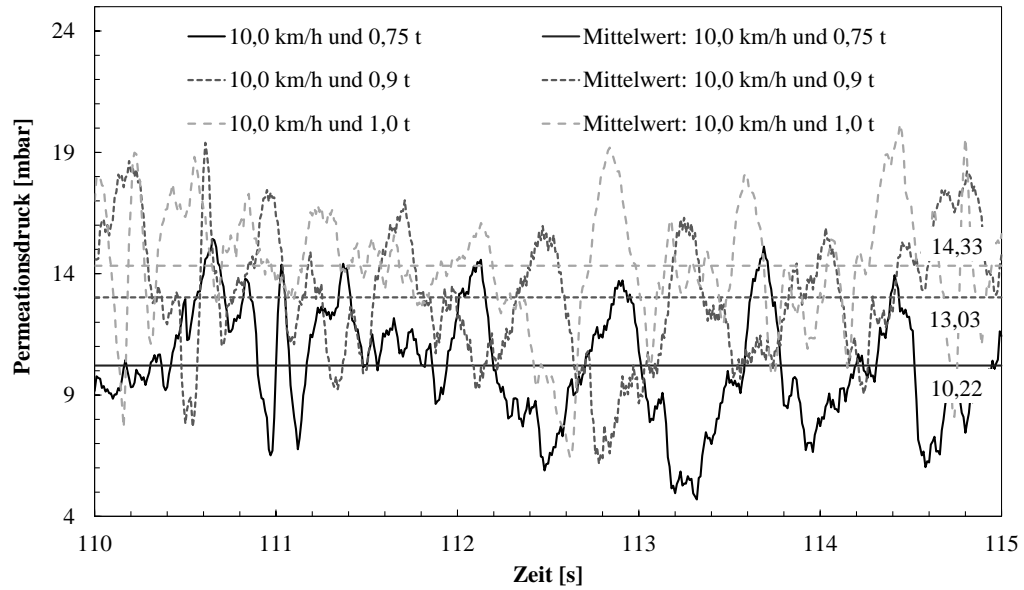


Abbildung 129: Permeationsdruck infolge Überrollung in Abhängigkeit der Auflast bei konstanter Geschwindigkeit (10,0 km/h) 6 mm unter der überrollten Oberfläche

Infolge der Vorschädigung der Probekörper konnte eine Erhöhung des durch Überrollung erzeugten Permeationsdrucks in 6 mm Tiefe festgestellt werden (Abbildung 130).

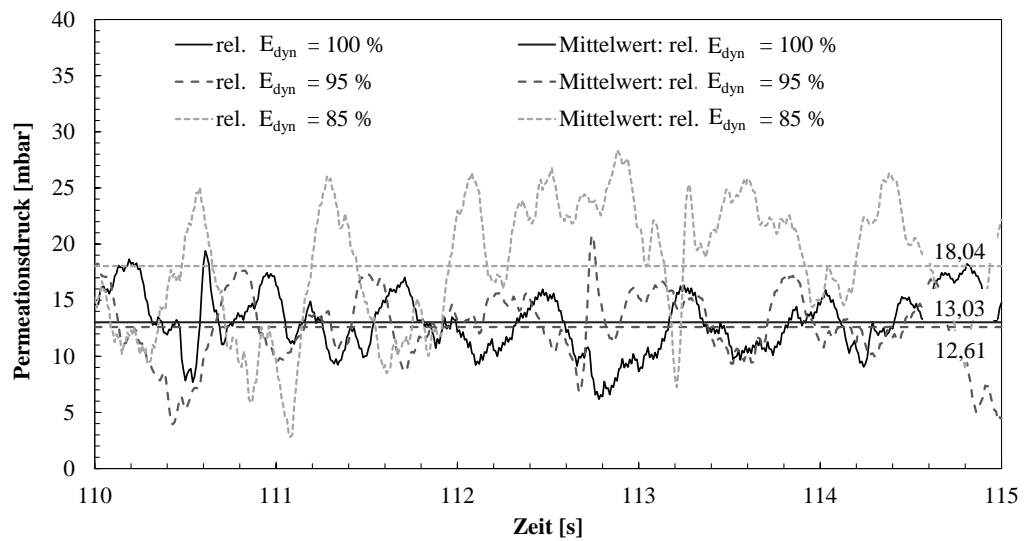


Abbildung 130: Permeationsdruck infolge Überrollung in Abhängigkeit der Vorschädigung bei konstanter Geschwindigkeit (10,0 km/h) und Auflast (0,9 t) 6 mm unter der überrollten Oberfläche

Während die originären Proben einen mittleren gemessenen Permeationsdruck von 13,0 mbar bei Amplituden von ca. 7,3 bis 11 mbar zeigten, lag der Permeationsdruck bei nur geringer Vorschädigung (rel. $E_{dyn} = 95\%$) auf ähnlichem Niveau. Mit größerer Vorschädigung (rel. $E_{dyn} = 85\%$) wurden jedoch auch die Amplituden infolge der überrollenden Reifen deutlich größer. Diese erreichten bis zu 24,6 mbar und waren damit im

Vergleich zu einem originären Betongefüge mehr als doppelt so groß. Während der mittlere Permeationsdruck im originären Beton bei 13,0 mbar lag, war der Permeationsdruck im mit rel. $E_{\text{dyn}} = 85\%$ stärker vorgeschädigten Betongefüge um ca. 38 % auf 18,0 mbar erhöht.

6.5.3 Erkenntnisse

Mittels eines neu konzipierten Versuchsaufbaus in Form einer kontinuierlichen Druckerfassung im Betongefüge konnte der Permeationsdruck an speziell präparierten Probekörpern tiefenaufgelöst bestimmt werden.

Es zeigte sich, dass der Permeationsdruck in originärem Gefüge mit zunehmender Tiefe sukzessive abnahm. In 14 mm Tiefe verringerte sich der Permeationsdruck bereits um 83 % gegenüber einer Tiefe von 6 mm. Mit Beginn der Belastung stieg der Permeationsdruck unabhängig von der Tiefe mit zeitlichem Versatz zunächst annähernd linear an. Die Zunahme des Permeationsdrucks verhielt sich mit anhaltender hydraulischer Beanspruchung degressiv. Anschließend näherte sich der Druck asymptotisch einem vermeintlichen Grenzwert an. Dem Permeationsdruck wirken in der Versuchsanordnung sowohl die Gravitationskraft als auch der Widerstand des Betongefüges (Dichte, Reibung, Oberflächenkräfte, etc.) entgegen. Zudem kommt es infolge der Selbstabdichtung (vgl. Kapitel 3.2.2) zu einem Stillstand des Eindringens. Dies führt dazu, dass sich ein maximaler Permeationsdruck in den jeweiligen Tiefen als Gleichgewicht zwischen einwirkendem hydraulischem Druck und Widerstand des Betongefüges einstellt.

Verglichen mit der Entwicklung des Permeationsdrucks in originärem Gefüge stieg der Permeationsdruck in Probekörpern mit einer Vorschädigung von rel. $E_{\text{dyn}} = 85\%$ deutlich schneller an und erreichte in einer Tiefe von 10 mm bereits nach ca. 85 Minuten den messtechnischen Grenzwert von 2,21 bar. Somit bestätigt sich die Vermutung, dass das Eindringen flüssiger Medien unter hydraulischem Druck in das Betongefüge durch eine mikrostrukturelle Degradation begünstigt wird. Die infolge der zyklischen Belastung induzierten Mikrorisse im Betongefüge setzen den Widerstand des Betongefüges, gegen den einwirkenden hydraulischen Druck, ab einer ausreichenden Dichte herab. Dadurch kann sich gegenüber originärem Betongefüge ein höherer Permeationsdruck einstellen.

Bei einer alternierenden hydraulischen Beanspruchung zwischen 0 und 3 bar konnte eine Abhängigkeit des Permeationsdrucks von der Frequenz der Beanspruchung festgestellt werden. Beide untersuchten Frequenzen der alternierenden Beanspruchung führten zu einem geringeren Permeationsdruck im Vergleich zu einer konstanten hydraulischen Beanspruchung mit 3 bar. In einer Tiefe von 10 mm stellte sich unter konstanter Beanspruchung mit 3 bar ein Permeationsdruck von 1,51 bar ein. Die Beanspruchung mit 1 bzw. 0,33 Hz alternierender Beanspruchung führte zu einem um 15 bzw. 21 % geringeren Permeationsdruck in gleicher Tiefe. Während der alternierenden Beanspruchung konnte ein Anstieg des Permeationsdrucks in jeder Phase der Beanspruchung mit 3 bar beobachtet werden. In den Phasen ohne hydraulische Beanspruchung (0 bar) baute sich der zuvor aufgebaute Permeationsdruck in Abhängigkeit der Tiefe nicht vollständig wieder ab. Die Differenz zwischen steigendem (Beanspruchung mit 3 bar) und fallendem (Beanspruchung mit 0 bar) Permeationsdruck ergab unter andauernder alternierender Beanspruchung insgesamt einen Anstieg des Permeationsdrucks. Die Dauer der jeweiligen Beanspruchung mit 0 bar (1 bzw. 3 Sekunden) reichte nicht aus, um einen vollständigen Abbau des zuvor durch Permeation induzierten Permeationsdrucks hervorzurufen.

Im vorgeschädigten Betongefüge (rel. $E_{\text{dyn}} = 85\%$) stieg der Permeationsdruck unter alternierender Beanspruchung, wie auch schon in originärem Betongefüge, schneller an. Es zeigte sich, dass sich der aufgebaute Permeationsdruck in den Phasen ohne hydraulische Beanspruchung (0 bar) nicht oder nur geringfügig wieder abbaute, was dann zu einem schnelleren Anstieg des Permeationsdrucks führte. Der ausbleibende Abbau des

aufgebauten Permeationsdrucks könnte durch einen Flaschenhalseffekt (vgl. Kapitel 3.2.4) an den zusätzlich induzierten Mikrorissen begründet sein. Zusätzlich dringt das Wasser infolge der Vorschädigung unter Permeation tiefer in das Betongefüge ein, so dass dem Abbau des Permeationsdrucks mehr Betongefüge gegenübersteht.

Es konnte eine direkte Korrelation zwischen mechanischer Belastung eines wassergesättigtem Betongefüges und dem im Betongefüge entstehenden Permeationsdruck festgestellt werden. Es ergab sich bei steigender mechanischer Last auch ein steigender Permeationsdruck. Unter wiederkehrender Belastung zeigte sich, dass sich der Permeationsdruck im Gefüge in den Phasen der Entlastung nicht abbauen konnte, sondern weitestgehend, auch wegen der Prüfrandbedingungen, konstant blieb. Mit jeder neuerlichen Belastung stieg der Permeationsdruck weiter an. Der im Gefüge gemessene Permeationsdruck schien dabei direkt proportional zu der mechanischen Druckbelastung.

Während des Überrollens der präparierten Probekörper konnte mit jeder Überrollung ein Ausschlag des Permeationsdrucks im Betongefüge festgestellt werden. Die Höhe des gemessenen Permeationsdrucks war dabei abhängig von der Tiefe des Prüfraumes sowie der Geschwindigkeit und der Auflast des überrollenden Reifens. Sowohl mit zunehmender Geschwindigkeit als auch mit größerer Auflast (vgl. Kapitel 6.5.2.2) erhöhte sich der mittlere gemessene Permeationsdruck.

Wie auch in den zuvor beschriebenen Untersuchungen (Kapitel 6.3) konnte ein Einfluss der zuvor induzierten mikrostrukturellen Vorschädigung des Betongefüges auf das Eindringverhalten festgestellt werden. Allerdings führte eine vergleichsweise geringe Vorschädigung mit einem relativen dynamischen Elastizitätsmodul von 95 % zu keinem erhöhten Permeationsdruck. Erst bei einer Vorschädigung von rel. $E_{\text{dyn}} = 85$ % steigerte sich der mittlere Permeationsdruck um ca. 38 % gegenüber originärem Betongefüge. Es lässt sich folglich vermuten, dass die vergleichsweise geringe Vorschädigung von rel. $E_{\text{dyn}} = 95$ % nicht ausreichend ist, um einen merklichen Einfluss auf den Permeationsdruck unter Überrollung in der Rundlaufanlage zu bedingen. Waren infolge zyklischer Belastung zusätzliche Mikrorisse in der Betonmatrix vorhanden, so erleichterten sie nicht nur direkt das Eindringen flüssiger Medien, sondern erhöhten den durch die überrollenden Reifen induzierten Permeationsdruck, welcher wiederum ein vergrößertes Eindringen begünstigte. Allerdings wurde der Einfluss der Vorschädigung erst ab einem Abfall des relativen dynamischen Elastizitätsmoduls von 15 bis 20 % deutlich. Es kann vermutet werden, dass erst ab einer entsprechenden Vorschädigung die Anzahl der Mikrorisse groß genug war, um sich auf den Permeationsdruck auszuwirken. Bei geringerer Mikrorissdichte (originäres oder gering vorgeschädigtes Betongefüge) ist keine ausreichende Konnektivität der Mikrorisse vorhanden, um den Widerstand des Betongefüges gegen das Eindringen herabzusetzen.

Insgesamt war der Einfluss des Einwalkens auf den oberflächennahen Bereich beschränkt (vgl. Kapitel 6.4.2). In der Rundlaufanlage wird das Einwalken zwar nachgestellt, allerdings sind die Randbedingungen (Geschwindigkeit, Auflast und Frequenz der Überrollungen) nicht mit den in-situ vorherrschenden Gegebenheiten zu vergleichen. Es kann vermutet werden, dass die infolge des Einwalkens hervorgerufenen Permeationsdrücke unter realen Bedingungen und zudem mit entsprechender Gefügeschädigung (rel. $E_{\text{dyn}} < 95$ %) größer ausfallen würden und folglich auch zu größeren Eindringtiefen führen würden.

Verglichen mit den in Kapitel 6.5.1 gemessenen Permeationsdrücken waren, die im Betongefüge auftretenden Drücke, welche durch das Überrollen in der Rundlaufanlage induziert wurden, gering. Es wurde festgestellt, dass die Belastung im Wassereindringprüfstand erwartungsgemäß höher war als in der Rundlaufanlage bei

einer maximalen Geschwindigkeit von 10,0 km/h und einer maximalen Auflast von 1,0 t. Die direkte Übertragbarkeit auf die in-situ vorherrschenden Randbedingungen ist nicht ohne zusätzliche Untersuchungen unter realen Anwendungsfällen sichergestellt. Nichtsdestotrotz konnten die gleichen Einflussparameter und Ergebnistendenzen in beiden Versuchsmethoden, wenn auch unterschiedlich skaliert, nachgewiesen werden.

7 Zusammenfassung

Das globale Ziel dieser Arbeit war die Erfassung der Auswirkungen einer ermüdungsbedingten Betondegradation auf das Eindringverhalten flüssiger Medien. Dazu wurden die Degradation infolge zyklischer Biegeschwellbelastung, der Transport flüssiger Medien in Beton und das Einwalken einer Flüssigkeit unter überrollenden Reifen separat betrachtet und deren Interaktionen experimentell erfasst und quantifiziert.

Zur Erfassung des Stands der Technik wurden die drei vorgenannten Themenblöcke einzeln betrachtet. Zunächst wurden die Auswirkungen einer zyklischen Belastung auf die Eigenschaften eines Betons im Allgemeinen beschrieben und anschließend die Unterschiede zwischen Druck- und Biegeschwellbelastung herausgearbeitet. Darüber hinaus wurden die Mechanismen, welche infolge der zyklischen Belastung die Rissentwicklung im Betongefüge beschreiben, erläutert. Nachfolgend wurde zunächst das Gefüge zementgebundener Werkstoffe beschrieben, da dieses den Raum für das Eindringen flüssiger Medien vorgibt. Die maßgeblichen Transportmechanismen flüssiger Medien im Beton wurden detailliert erörtert, um diese im Anschluss auf geschädigtes Betongefüge zu übertragen. Der Alkalieintrag in Betongefüge wurde, da er nicht nur für die Schädigungen von Betonfahrbahndecken maßgebend ist, zusätzlich dargelegt. Letztlich wurde das Prinzip des Einwalkens flüssiger Medien unter überrollenden Reifen, welches auf einem in den Beton gerichteten hydraulischen Druck beruht, dargestellt. Die dafür relevanten Transportmechanismen wurden entsprechend herausgestellt.

Des Weiteren wurde die zerstörungsfreie Detektion von Gefügeschädigungen mittels Ultraschallprüfverfahren erörtert, da dieses Verfahren zur Quantifizierung der Degradation der zyklisch belasteten Betonprüfkörper verwendet wurde.

Das experimentelle Versuchskonzept dieser Arbeit kann ebenso den zuvor benannten drei Themenblöcken zugeordnet werden. Dabei lag ein Fokus auf der Untersuchung der Interaktionen der einzelnen Mechanismen und Vorgänge. Zur experimentellen Abbildung der Degradation wurde ein Mehrfachprüfstand entwickelt, welcher die simultane Beanspruchung von bis zu sechs großformatigen Betonprobekörpern in einer Vier-Punkt-Biegezug-Lastanordnung ermöglicht. Es wurden sowohl einstufige als auch mehrstufige Biegeschwellversuche durchgeführt. Die sich einstellende Degradation wurde intermittierend durch Ultraschalllaufzeitmessungen zerstörungsfrei und nach Abschluss der Beanspruchung rissmikroskopisch erfasst. Der Transport flüssiger Medien wurde über Versuche zur rein kapillaren Wasseraufnahme und zur Wasseraufnahme infolge Permeation untersucht. Dabei wurde zwischen originärem und infolge der zyklischen Belastung vorgeschädigtem Betongefüge unterschieden, um den Einfluss der Vorschädigung auf das Eindringverhalten zu quantifizieren. Zur Nachstellung des Einwalkens auf Betonfahrbahndecken wurde eine Rundlaufanlage entwickelt, welche es ermöglicht großformatige Betonprobekörper bei gleichzeitigem Aufstand einer Prüflösung mit belasteten Reifen zu überrollen. Zur vertiefenden Untersuchung des sich infolge Überrollung einstellenden hydraulischen Drucks wurde ein Versuchskonzept entwickelt, um den in das Betongefüge geleiteten Permeationsdruck tiefenabhängig zu erfassen. Der Permeationsdruck wurde sowohl unter konstanter als auch unter alternierender hydraulischer Beanspruchung erfasst. Ebenso wurde diese Messmethode in der Rundlaufanlage implementiert und die Abhängigkeit des Permeationsdrucks von Auflast und Geschwindigkeit der überrollenden Reifen orientierend ermittelt.

Die Untersuchungen zur Degradation haben gezeigt, dass eine zyklische Biegeschwellbelastung zu einer Abnahme der Steifigkeit des Betons führt. Dies ist bedingt durch die infolge der Beanspruchung im Gefüge

entstehenden Mikrorisse. Die wesentlichen spezifischen Erkenntnisse der Untersuchungen sind nachfolgend aufgeführt:

- Der infolge zyklischer Biegeschwellbelastung induzierte Steifigkeitsabfall vergrößerte sich in dem maximal zugbelasteten Bereich sowohl mit zunehmender Lastzyklenzahl als auch mit höherem Belastungsniveau.
- Der Steifigkeitsabfall, ausgedrückt durch den relativen dynamischen Elastizitätsmodul, betrug in Abhängigkeit vom Belastungsniveau bis zu 30 %.
- Der auf diese Weise induzierte Steifigkeitsabfall war innerhalb der ersten wenigen Tausend Lastzyklen am stärksten. Damit korrespondiert der Steifigkeitsabfall mit der ersten Phase der Schädigungsevolution nach Wöhler infolge zyklischer Belastung (Kapitel 2.4).
- Bis zu etwa einer Million Lastzyklen war der Einfluss des Spannungsniveaus auf die Abnahme des relativen dynamischen Elastizitätsmoduls größer als der Einfluss der Lastzyklenzahl.
- Der Übergang in die Phase II der Schädigungsevolution, welche von konstantem Risswachstum geprägt ist, konnte anhand der Ultraschalllaufzeitmessungen beobachtet werden.
- Die mikroskopische Auswertung der Risscharakteristika an Dickschliffen aus dem maximal biegezugbelasteten Bereich nach der Biegeschwellbelastung ergab, dass vornehmlich die Anzahl der Mikrorisse mit zunehmender Vorschädigung stieg, wohingegen die Breite der Mikrorisse mit ca. 5 μm und die Länge der Mikrorisse mit ca. 1.500 μm in etwa konstant blieb.
- Die Auswertung der Lage der Risse ergab, dass die überwiegende Anzahl der infolge der zyklischen Biegeschwellbelastung neu entstandenen Mikrorisse erwartungsgemäß im Zementstein (im Mittel 40,6 %) und in der Kontaktzone zwischen Gesteinskörnung und Zementstein (im Mittel 31,1 %) verliefen.
- Aus der erfassten Orientierung der Mikrorisse wurde zudem deutlich, dass diese isotrop im Betongefüge verlaufen und daher keine Abhängigkeit zur Richtung der Zugspannung während der Biegeschwellbelastung bestand.
- Unabhängig des Belastungsschemas (Lastkollektive 1 bis 4) aber bei gleicher Schadenssumme (vgl. Kapitel 2.4.3) wurde unter mehrstufiger zyklischer Belastung ein vergleichbarer Steifigkeitsabfall mit nur geringer Abweichung der Lastkollektive untereinander detektiert.
- Die Erfassung der Risscharakteristika an Dickschliffen aus den Balken, welche im Lastkollektiv 1 und 4 zyklisch belastet wurden, korrelierte mit den Risscharakteristika unter konstantem Belastungsniveau bei ähnlich großer induzierter Schädigung. Sowohl die Anzahl der dokumentierten Mikrorisse als auch deren Rissbreite und Risslänge lagen in etwa in der gleichen Größenordnung.
- Unter den untersuchten Randbedingungen kann die Palmgren-Miner Hypothese (vgl. Kapitel 2.4.3) einer Reihenfolgeunabhängigkeit der Belastung für den vorliegenden Fall als bestätigt angesehen werden.

Die Untersuchungen zum Eindringverhalten flüssiger Medien, sowohl durch kapillares Saugen als auch durch äußeren hydraulischen Druck (Permeation) zeigte eine Zunahme der Wasseraufnahme und der Wasserein-

dringtiefe mit zunehmender Vorschädigung des Betongefüges. Dies ist bedingt durch zusätzliche Transportwege, welche in Form der, infolge zyklischer Belastung auftretenden, Mikrorisse entstehen. Die wesentlichen spezifischen Erkenntnisse der Untersuchungen sind nachfolgend aufgeführt:

- Bei der Wasseraufnahme infolge kapillaren Saugens von Probekörpern mit gesperrten Seitenflächen (eindimensionale Wasseraufnahme) war eine deutlich gesteigerte Wasseraufnahme infolge der zyklisch induzierten Vorschädigung gegenüber originären Proben zu erkennen. Gegenüber einem originären Beton (rel. $E_{\text{dyn}} = 100 \%$) steigerte sich die Wasseraufnahme in vorgeschädigtem Beton (rel. $E_{\text{dyn}} = 75,2 \%$) nach 72 Stunden um mehr als den Faktor 4.
- Die mittlere Eindringtiefe nach 72 Stunden kapillaren Saugens vergrößerte sich ebenso mit zunehmender Vorschädigung. Die mittlere Eindringtiefe in einem originären Beton (rel. $E_{\text{dyn}} = 100 \%$) vergrößerte sich in vorgeschädigtem Beton (rel. $E_{\text{dyn}} = 75,2 \%$) um in etwa den Faktor 2,5.
- Unter einer Beanspruchung mit hydraulischem Druck von 5 bar nahm die Wassereindringtiefe innerhalb der ersten 8 Stunden stark zu. Der Anstieg der Eindringtiefe mit dann fortlaufender Belastung verhielt sich degressiv. Nach 72 Stunden war eine mittlere Eindringtiefe in originärem Gefüge von ca. 26,8 mm feststellbar. Demgegenüber steigerte sich die maximale Eindringtiefe über künstlich hergestellten Makrorisse um mindestens die Tiefe des Makrorisses.
- Je höher der hydraulische Druck, desto höher die Eindringtiefe nach einer Dauer der Beanspruchung von 72 Stunden. Gegenüber rein kapillarem Saugen erhöhte sich die mittlere Eindringtiefe nach 72 Stunden bei einer Beanspruchung mit 1 bar um in etwa 65 % und um ca. 200 % für eine Beanspruchung mit 3 bzw. 5 bar.
- An Bohrkernen aus den zyklisch vorgeschädigten großformatigen Probekörpern, welche im Mehrfachprüfstand belastet wurden, war eine mit zunehmender Vorschädigung erhöhte Eindringtiefe festzustellen. Unter einer Beanspruchung von 1 bar hydraulischem Druck erhöhte sich die mittlere Eindringtiefe eines zyklisch vorgeschädigten Probekörpers (rel. $E_{\text{dyn}} = 75,4 \%$) nach 72 Stunden um in etwa das 8-fache gegenüber einem originären Probekörper (rel. $E_{\text{dyn}} = 100 \%$). Unter einer Beanspruchung von 3 bar erhöhte sich die mittlere Eindringtiefe um in etwa das 4,5-fache und bei einem hydraulischen Druck von 5 bar um in etwa das 4-fache.
- Infolge der durch wiederholte, einachsige Druckbeanspruchung induzierten Schädigung war eine deutlich erhöhte Eindringtiefe nach einer Beanspruchung mit einem hydraulischen Druck von 3 bar über 72 Stunden festzustellen. Bei einer Schädigung von rel. $E_{\text{dyn}} = 75,6 \%$ steigerte sich die mittlere Eindringtiefe um mehr als das 4,5-fache gegenüber originären Probekörpern.
- Die Gegenüberstellung der auf unterschiedliche Weise (Biegeschwell- und Druckbelastung) vorgeschädigten Probekörper, zeigte eine grundsätzlich ähnliche degressive Tendenz der Eindringtiefe gegenüber der Vorschädigung.

Die Untersuchungen zum Eindringverhalten infolge des Einwalkens einer Prüflösung in der Rundlaufanlage zeigten eine durch das Einwalken gesteigerte Eindringtiefe der Prüflösung in das Betongefüge. Dies ist bedingt durch den, lokal unter den überrollenden Reifen entstehenden, in den Beton gerichteten, hydraulischen Druck. Die wesentlichen spezifischen Erkenntnisse der Untersuchungen sind nachfolgend aufgeführt:

- Die Eindringtiefe der Chloride, welche an Teilproben aus den großformatigen Probekörpern nach Überrollung in der Rundlaufanlage ermittelt wurde, setzt sich aus dem kapillaren Saugen der aufstehenden Prüflösung infolge deren Verweildauer auf der Oberseite der Probekörper und dem Anteil der Permeation infolge des hydraulischen Drucks während des Einwalkens zusammen. Dabei verhielt sich die Zunahme der Eindringtiefe mit zunehmender Verweildauer degressiv.
- Aufgrund der infolge Biegeschwellbelastung, induzierten Vorschädigung des Betongefüges stieg die Chlorid-Eindringtiefe mit zunehmender Verweildauer der Prüflösung auf der Oberseite der Probekörper an. Dabei war dieser Effekt erst für eine Vorschädigung von rel. $E_{\text{dyn}} = 80,2 \%$ deutlich zu erkennen. Die Eindringtiefe, verglichen mit einem originären Beton stieg um ca. 20 % nach einer Verweildauer der Prüflösung von 34 Tagen.
- Durch die Überrollung, also dem Einwalken, konnte eine weitere Zunahme der Chlorid-Eindringtiefe mit zunehmender Anzahl der Überrollungen gegenüber Proben mit ausschließlich aufstehender Prüflösung festgestellt werden.
- Nach zwei Millionen Überrollungen vergrößerte sich die mittlere Chlorid-Eindringtiefe in geschädigten Betongefüge (rel. $E_{\text{dyn}} = 80,2 \%$) gegenüber dem originären Probekörper (rel. $E_{\text{dyn}} = 100 \%$) bei gleicher Verweildauer der Prüflösung um ca. 50 %.
- Die Chlorid-Eindringtiefe vergrößerte sich sowohl infolge der Anzahl der Überrollungen als auch mit zunehmender Vorschädigung. So wurde die Eindringtiefe nach zwei Millionen Überrollungen in originärem Betongefüge (rel. $E_{\text{dyn}} = 100 \%$) um ca. 4,2 mm gesteigert, während die Steigerung in geschädigtem Betongefüge (rel. $E_{\text{dyn}} = 80,2 \%$) ca. 7 mm betrug.
- Der Einfluss der Überrollungen auf die Chlorid-Eindringtiefe war deutlich erkennbar, beschränkte sich aber unter den vorliegenden Prüfrandbedingungen auf die äußersten 2 bis 4 cm des Betons.

Mit dem Versuchsaufbau zur Messung des Permeationsdrucks im Betongefüge konnte dessen Abbau mit zunehmender Tiefe, sowie der Einfluss der Frequenz und Höhe der Beanspruchung beschrieben werden. Die wesentlichen spezifischen Erkenntnisse der Untersuchungen sind nachstehend in Form von Spiegelstrichen aufgeführt:

- Der Permeationsdruck in originärem Betongefüge (rel. $E_{\text{dyn}} = 100 \%$) unter Beanspruchung mit einem konstanten hydraulischen Druck von 3 bar baute sich mit zunehmendem Abstand von der beanspruchten Oberfläche sukzessive ab. Während in einer Tiefe von 6 mm unter der Oberfläche nach 20 Stunden ein Permeationsdruck von 2,01 bar festgestellt wurde, war bereits in einer Tiefe von 14 mm lediglich ein, um ca. 83 % reduzierter Permeationsdruck messbar.
- Mit Beginn der Belastung stieg der Permeationsdruck in allen betrachteten Tiefen zunächst stark an, flachte aber mit zunehmender Dauer der Beanspruchung ab und schien sich asymptotisch einem Grenzwert zu nähern.
- In geschädigtem Betongefüge (rel. $E_{\text{dyn}} = 85 \%$) stieg der Permeationsdruck in einer Tiefe von 10 mm unter konstantem hydraulischem Druck von 3 bar in nur etwa 84 Minuten auf den mit der eingesetzten Technik maximal messbaren Druck von 2,21 bar. Im Detail betrachtet verlief der Anstieg in etwa 3,5-mal so schnell wie im originären Betongefüge (rel. $E_{\text{dyn}} = 100 \%$).

- Unter alternierendem hydraulischem Druck zwischen 0 und 3 bar war ebenfalls ein Rückgang des Permeationsdrucks mit zunehmendem Abstand von der beanspruchten Oberfläche zu beobachten.
- Mit erhöhter Frequenz der alternierenden Beanspruchung steigerte sich auch der Permeationsdruck im Betongefüge. Allerdings lagen die unter alternierender Beanspruchung gemessenen Permeationsdrücke unter denen bei konstantem hydraulischem Druck. In einer Tiefe von 10 mm unterhalb der beanspruchten Betonoberfläche konnte bei konstanter Beanspruchung ein Permeationsdruck von ca. 1,51 bar nach 20 Stunden festgestellt werden. Bei alternierender Beanspruchung mit einer Frequenz von 1 Hz lag der Permeationsdruck ca. 15 % und bei einer Frequenz von 0,33 Hz ca. 21 % darunter.
- Unter alternierender hydraulischer Beanspruchung kam es tiefenunabhängig in den Phasen der Beanspruchung mit 3 bar jeweils zu einem Anstieg des Permeationsdrucks und in den Phasen der Entlastung (Beanspruchung mit 0 bar) zu einer Abnahme des Permeationsdrucks. Dabei war die absolute Abnahme in der Regel geringer als die Zunahme, so dass es insgesamt zu einer Vergrößerung des Permeationsdrucks mit fortlaufender alternierender Beanspruchung kam.
- Der Permeationsdruck unter alternierender Beanspruchung fiel in vorgeschädigtem Betongefüge (rel. $E_{dyn} = 85\%$) in den Phasen der Entlastung (Beanspruchung mit 0 bar) nicht oder nur geringfügig ab, so dass sich folglich eine insgesamt stärkere Zunahme des Permeationsdrucks ergab.
- Durch die wiederkehrende mechanische, einachsige Druckbelastung eines wassergesättigten Probekörpers in einer Universalprüfmaschine konnte eine Zunahme des Permeationsdrucks im Betongefüge unter der belasteten Oberfläche festgestellt werden, während die Belastung von trockenem Betongefüge zu keinem messbaren Permeationsdruck führte.
- Mit steigender Belastung durch die Prüfmaschine stieg auch der Permeationsdruck kontinuierlich an. In den Phasen der Entlastung fiel der Permeationsdruck nicht ab, sondern blieb in etwa auf einem Plateau in Höhe des durch die vorherige Belastung erreichten Permeationsdrucks.
- Infolge einer wiederkehrenden und kontinuierlich steigenden mechanischen Belastung stieg auch der Permeationsdruck mit jeder erhöhten Belastung zunehmend an.
- Infolge des Überrollens von gesättigtem Betongefüge in der Rundlaufanlage wurde eine eindeutige Korrelation des Reifenübergangs zu den Ausschlägen des Permeationsdrucks im Betongefüge festgestellt. Der Permeationsdruck stieg in 6 mm Tiefe unter der Betonoberfläche mit jedem Reifenübergang an und fiel im Anschluss wieder ab.
- Der Permeationsdruck unter Belastung in der Rundlaufanlage nahm mit zunehmendem Abstand von der beanspruchten Oberfläche ab. Bereits in einer Tiefe von 14 mm war kein Anstieg des Permeationsdrucks mehr zu detektieren.
- Sowohl die Geschwindigkeit des Überrollens als auch die Auflast auf den überrollenden Reifen wirkten sich auf den gemessenen Permeationsdruck aus. Mit zunehmender Geschwindigkeit und mit steigender Auflast konnte ein erhöhter Permeationsdruck gemessen werden. Jedoch lag die jeweils beobachtete Steigerung des Permeationsdrucks bei maximal ca. 10 mbar und damit deutlich unter den in Kapitel 6.5.1 erfassten Permeationsdrücken von bis zu 2 bar.
- In vorgeschädigtem Betongefüge (rel. $E_{dyn} = 85\%$) konnte eine Steigerung des Permeationsdrucks infolge der Überrollung in der Rundlaufanlage gegenüber einem originären Betongefüge (rel. $E_{dyn} = 100\%$) um etwa 38 % festgestellt werden.

8 Ausblick

Die im Rahmen dieser Arbeit gewonnenen Erkenntnisse sollen einen Beitrag zum grundsätzlichen Verständnis der Wechselwirkung und Überlagerung von unterschiedlichen Einflussfaktoren auf das Eindringen flüssiger Medien in Beton darstellen. Insbesondere der Einfluss einer zyklischen Vorschädigung auf das Eindringverhalten, aber auch das Prinzip der Druckausbreitung durch Permeation infolge Einwalkens wurde im Rahmen dieser Arbeit erörtert.

Die hier vorgestellten Erkenntnisse können für die Betrachtung von Degradationsprozessen, insbesondere an Bauteilen, welche einer zyklischen Belastung bei gleichzeitiger Exposition zu potenziell eindringenden flüssigen Medien ausgesetzt sind, herangezogen werden. Durch ein tiefergehendes Verständnis der Interaktionen der einzelnen Vorgänge kann eine zielsichere Prognose der Degradation des Betons und somit auch der Lebensdauer des Bauteils stattfinden. Anhand der experimentellen Ergebnisse können numerische Modelle validiert werden. Diese Teilmodelle können wiederum in ein ganzheitliches Modell integriert werden, welches den für ein Bauteil spezifischen Schädigungsprozess abbildet. Ebenso kann dieses gewonnene Verständnis einen Eingang in die Dimensionierung und Konzipierung aus Dauerhaftigkeitssicht von entsprechend belasteten Betonbauteilen finden.

Die Erfassung der Mikrorisse, welche sich aufgrund der zyklischen Biegeschwellbelastung eingestellt haben, erfolgte rissmikroskopisch. Der dadurch betrachtete Ausschnitt von 25 cm² war verfahrenstechnisch begrenzt. Dennoch konnte eine grundlegende Tendenz bei der Rissentwicklung infolge zunehmender Degradation festgestellt werden. Mit Weiterentwicklung der bildgebenden Verfahren, wie der 3-D Röntgentomografie, wäre es denkbar, deutlich größere Bereiche mit entsprechend feiner Auflösung in verschiedenen Stadien der Degradation zu erfassen. Die Erkenntnisse der rissmikroskopischen Untersuchungen in dieser Arbeit könnten dadurch weiter vertieft werden.

Auch wenn die Erfassung des Permeationsdrucks im Betongefüge in dieser Arbeit grundlegend erfolgreich war, fehlen noch weitere Untersuchungen mit zusätzlichen Variationen, insbesondere zur Quantifizierung des Einflusses einer zyklisch induzierten Vorschädigung des Betongefüges auf den Permeationsdruck. Zudem sollten Versuche mit Druckaufnehmern durchgeführt werden, die es erlauben höhere Drücke, mindestens in Höhe des anstehenden äußeren hydraulischen Drucks, zu erfassen. Des Weiteren sollten längere Versuchsdauern angestrebt werden, um die tatsächlichen Grenzwerte in den unterschiedlichen Tiefen des Gefüges auch bei entsprechend ausgeprägter Vorschädigung zu bestimmen.

Darüber hinaus zeigten sich die Auswirkungen des Einwalkens, sowohl in Bezug auf den Chlorid-Eintrag in das Betongefüge als auch den messbaren Permeationsdruck, auf die äußersten wenigen Zentimeter der untersuchten Betonprobekörper beschränkt. Daher kann eine direkte Übertragbarkeit auf die in-situ herrschenden Randbedingungen nicht gesichert getätigt werden. Folglich sollte eine Implementierung des entwickelten Messprinzips beispielsweise im Rahmen einer Versuchsstrecke, durchgeführt werden, um auch den Einfluss höherer Achslasten und Geschwindigkeiten zu erfassen. Gleichsam kann indirekt über einen mit der Zeit ansteigenden Permeationsdruck im Betongefüge auf eine zunehmende Degradation eines Bauteils geschlossen werden.

Im Rahmen dieser Arbeit wurde der Permeationsdruck infolge des Einwalkens an mit Besenstrich texturierten Betonoberflächen erfasst. Insbesondere im Bereich der Lärmreduzierung hat die Texturierung der Oberfläche von Betonfahrbahndecken mittels Grinding zu positiven Ergebnissen geführt [222]. Es ist denkbar, dass die eingeschnittenen Rillen beim Grinding, ähnlich der Profilrillen der Reifen, einen zusätzlichen Ausweichraum

für die, auf der Oberfläche aufstehende Lösung darstellen und so den in den Beton gerichteten hydraulischen Druck deutlich reduzieren könnten. Somit könnte die Steigerung der Eindringtiefe infolge des Einwalkens potenziell verringert werden. Um dies zu bestätigen oder zu widerlegen, wären zusätzliche Studien notwendig.

Die Untersuchungen in dieser Arbeit basieren in der Auswahl des untersuchten Betons und in der Wahl der Probekörpergeometrie auf dem System einer typischen Betonfahrbahndecke. Um eine Übertragbarkeit der gewonnenen Erkenntnisse auf andere Anwendungsfälle zu gewährleisten, sollten zusätzliche Untersuchungen an unterschiedlichen markanten Betonzusammensetzungen und gegebenenfalls auch für unterschiedliche Belastungsszenarien mit verschiedenen Belastungshöhen und -dauern durchgeführt werden.

9 Literaturangaben

- [1] Hartwig, U. u. Mayer, T.: *Entwurfsaspekte bei Gründungen für Offshore-Windenergieanlagen*. Bautechnik (89) 3, S. 153–161, 2012.
- [2] Kustermann, A.: *Einflüsse auf die Bildung von Mikrorissen im Betongefüge*. Universität der Bundeswehr München, Dissertation, München, 2005.
- [3] Müller, H. S. u. Haist, M. (Hrsg.): *Rissursachen und betontechnologische Möglichkeiten der Rissbeherrschung*, , 2010.
- [4] Sievering, C.: *Dauerhaftigkeit von Betonfahrbahndecken unter besonderer Berücksichtigung des externen Alkalieintrags*. Ruhr-Universität Bochum, Dissertation, Bochum, 2012.
- [5] Breitenbücher, R. u. Kunz, S.: *Auswirkungen dynamischer Beanspruchungen in Beton von Fahrbahndecken auf potenzielle Gefügeschädigungen*. Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 1124, Bonn, 2017.
- [6] Thiele, M., Pirskaewitz, S., Baeßler, M. u. Rogge, A. (Hrsg.): *Untersuchung der Schädigungsevolution in Beton unter Ermüdungsbeanspruchung mit Hilfe der Schallemissionsanalyse*, , 2016.
- [7] Giebson, C.; Volland, K.; Ludwig, H.-M. u. Meng, B.: *Alkali-Silica Reaction Performance Testing of Concrete Considering External Alkalis and Preexisting Microcracks*. Structural Concrete (18) 4, S. 528–538, 2017.
- [8] Breitenbücher, R.; Sievering, C.; Schießl, P.; Gehlen, C.; Mazanec, O.; Stark, J.; Ludwig, H.-M. u. Seyfarth, K.: *Rissbildungen in Fahrbahndecken aus Beton - Auswirkungen von Alkali-Kieselsäure-Reaktionen (AKR) - Phase II: Laboruntersuchungen zur Auswirkung von Vorbeanspruchung und externer Alkalizufuhr*. Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 1106, Bonn, 2014.
- [9] Cornelissen, H. A. W.: *Fatigue Failure of Concrete in Tension*. Heron (29) 4, 1984.
- [10] Cornelissen, H. A. W. u. Timmers, G.: *Fatigue of plain concrete in uniaxial tension and in alternating tension-compression experiment and results*. Report Stevin Laboratory, Concrete Structures, 1981.
- [11] Saito, M. u. Imai, S.: *Direct tensile fatigue of concrete by the use of friction grips*. Journal Proceedings (80) 5, S. 431–438, 1983.
- [12] Zhao, D.; Gao, H.; Liu, H.; Jia, P. u. Yang, J.: *Fatigue properties of plain concrete under triaxial tension-compression-compression cyclic loading*. Shock and Vibration, S. 1–10, 2017.
- [13] Thun, H.; Ohlsson, U. u. Elfgren, L.: *A deformation criterion for fatigue of concrete in tension*. Structural Concrete (12) 3, S. 187–197, 2011.
- [14] Kessler-Kramer, C.: *Zugtragverhalten von Beton unter Ermüdungsbeanspruchung*. Universität Karlsruhe, Dissertation, Karlsruhe, 2002.
- [15] Duda, H.: *Bruchmechanisches Verhalten von Beton unter monotoner und zyklischer Zugbeanspruchung*. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton Heft 419, 1991.
- [16] Hohberg, R.: *Zum Ermüdungsverhalten von Beton*. Technische Universität Berlin, Dissertation, Berlin, 2004.
- [17] Ibuk, H.: *Ermüdungsverhalten von Beton unter Druckschwellbelastung*. Ruhr-Universität Bochum, Dissertation, Bochum, 2008.
- [18] Holmen, J. O.: *Fatigue of concrete by constant and variable amplitude loading*. University of Trondheim, Dissertation, Trondheim, 1979.
- [19] Wefer, M.: *Materialverhalten und Bemessungswerte von ultrahochfestem Beton unter einaxialer Ermüdungsbeanspruchung*. Leibniz-Universität Hannover, Dissertation, Hannover, 2010.
- [20] Tue, N. V. u. Mucha, S.: *Ermüdungsfestigkeit von hochfestem Beton unter Druckbeanspruchung*. Bautechnik (83) 7, S. 497–504, 2006.

- [21] Hilsdorf, H. K. u. Kesler, C. E.: *Fatigue Strength of Concrete under Varying Flexural Stresses*. Journal of the American Concrete Institute 10, S. 1059–1076, 1966.
- [22] Thiele, M.: *Experimentelle Untersuchung und Analyse der Schädigungsevolution in Beton unter hochzyklischen Ermüdungsbeanspruchungen*. Technische Universität Berlin, Dissertation, Berlin, 2016.
- [23] Oh, B. H.: *Cumulative damage theory of concrete under variable-amplitude fatigue loadings*. ACI Materials Journal (88) 1, S. 41–48, 1991.
- [24] Oh, B. H.: *Fatigue-life distributions of concrete for various stress levels*. ACI Materials Journal (88) 2, S. 122–128, 1991.
- [25] Zhang, B.; Phillips, D. V. u. Wu, K.: *Effects of loading frequency and stress reversal on fatigue life of plain concrete*. Magazine of Concrete Research (48) 177, S. 361–375, 1996.
- [26] Mechtcherine, V.: *Bruchmechanische und fraktologische Untersuchungen zur Rissausbreitung in Beton*. Karlsruher Institut für Technologie, Dissertation, Karlsruhe, 2000.
- [27] Manns, W. u. Wischers, G.: *Ursache für das Entstehen von Rissen im jungen Beton*. Betontechnische Berichte, S. 167–171, 1973.
- [28] Mangold, M.: *Die Entwicklung von Zwangs- und Eigenspannungen in Betonbauteilen während der Hydratation*. Technische Universität München, Dissertation, München, 1994.
- [29] Attiogbe, E. K. u. Darwin, D.: *Strain due to Submicrocracking in Cement Paste and Mortar*. ACI Materials Journal Jan-Feb, S. 3–11, 1988.
- [30] Wiens, U.; Schröder, P.; Meng, B. u. Schießl, P.: *Mikrorissbildung im Hochleistungsbeton - vom Modell zu den Auswirkungen auf Betoneigenschaften*. In: Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (Hrsg.), 36. Forschungskolloquium, RWTH Aachen, 1998.
- [31] Grübl, P.; Weigler, H. u. Karl, S.: *Beton: Arten, Herstellung und Eigenschaften - Handbuch für Beton-, Stahlbeton- und Spannbetonbau*, Berlin: Ernst & Sohn Verlag, 2001.
- [32] Edvardsen, C. K.: *Wasserdurchlässigkeit und Selbstheilung von Trennrissen in Beton*. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton Heft 455, 1996.
- [33] Zhu, X.: *Transport organischer Flüssigkeiten mit Mikro- und Biegerissen*. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton Heft 475, 1997.
- [34] Breitenbücher, R.: *Rissbildung an Fahrbahndecken aus Beton - Auswirkungen von Alkali-Kieselsäure-Reaktionen (AKR), - Phase 2: Laboruntersuchungen zur Auswirkung von Vorbeanspruchungen und externer Alkalizufuhr*. Technischer Bericht, 2014.
- [35] Lenkenhoff, R.: *Mikroskopischer Nachweis der Rissentwicklung im Betongefüge*. Ruhr-Universität Bochum, Dissertation, Bochum, 1998.
- [36] Rehm, G.; Diehm, P. u. Zimbelmann, R.: *Technische Möglichkeiten zur Erhöhung der Zugfestigkeit von Beton*. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton Heft 283, 1977.
- [37] Dehn, F.; Wiens, U. u. Müller, H. S.: *Beton*. In: Bergmeister, K., Fingerloos, F. u. Wörner, J. D. (Hrsg.): 2020 Beton-Kalender. Wasserbau, Konstruktion und Bemessung, S. 1–174, Berlin: Ernst & Sohn, 2020.
- [38] Mehmel, A. u. Kern, E.: *Elastische und plastische Stauchungen von Beton infolge Druckschwell- und Standbelastung*. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton Heft 153, 1962.
- [39] Bonzel, J.: *Ein Beitrag zur Frage der Verformung des Betons*. Beton- und Stahlbetonbau (21) 2 & 3, S. 57–60, 1971.
- [40] DIN 1045-1: 2008-08: *Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton. Teil 1: Bemessung und Konstruktion*.
- [41] Walraven, J.; Frenay, J. u. Pruijssers, A.: *Influence of concrete strength and load history on the shear friction capacity of concrete members*. PCI Journal (32) 1, S. 66–84, 1987.

- [42] Dettling, H.: *Die Wärmeausdehnung des Zementsteins, der Gesteine und der Betone*. Technische Hochschule Stuttgart, Dissertation, Stuttgart, 1961.
- [43] Schorn, H. (Hrsg.): *Damage process and fracture mechanism of uniaxially loaded concrete*, , 1993.
- [44] Sunderland, H., Tolou, A. u. Huet, C. (Hrsg.): *Multilevel Numerical Microscopy and Tri-Dimensional Reconstruction of Concrete Microstructure*, , 1993.
- [45] Hariri, K.: *Bruchmechanisches Verhalten jungen Betons - Laser-Speckle-Interferometrie und Modellierung der Rißprozeßzone*. Materialprüfanstalt für das Bauwesen, Dissertation, Braunschweig, 2000.
- [46] Middel, M.: *Zentrische Zuguntersuchungen zur Bestimmung lastabhängiger und lastunabhängiger Rissbildungen von Beton*. Ruhr-Universität Bochum, Dissertation, Bochum, 1995.
- [47] Grimm, R.: *Einfluss bruchmechanischer Kenngrößen auf das Biege- und Schubtragverhalten hochfester Betone*. Technische Hochschule Darmstadt, Dissertation, Darmstadt, 1996.
- [48] van Mier, J. G. M.: *Mode I fracture of concrete: discontinuous crack growth and crack interface grain bridging*. Cement and Concrete Research (21, S. 1–15, 1991).
- [49] Ringot, E.: *Development of the map cracking in concrete under compressive loading*. Cement and Concrete Research (18, S. 933–942, 1988).
- [50] Hilsdorf, H. K. u. Ziegeldorf, S.: *Fracture Energy of Concrete*. In: Kreijger, P. C. (Hrsg.): Adhesion Problems in the Recycling of Concrete. Nato Conference Series, S. 101–123, Boston, MA: Springer, 1982.
- [51] Loo, Y. H.: *Propagation of microcracks in concrete under uniaxial compression*. Magazine of Concrete Research (47, S. 83–91, 1995).
- [52] Zilch, K. u. Zehetmaier, G.: *Bemessung im konstruktiven Betonbau - Nach DIN 1045-1 (Fassung 2008) und EN 1992-1-1 (Eurocode 2)*, Springer Verlag, 2010.
- [53] Birmann, D.: *Langzeitverhalten von Betondecken*. Betonstraßentagung, 1991.
- [54] DIN EN 12390-5: 2009-07: *Prüfung von Festbeton. Teil 5: Biegezugfestigkeit von Probekörpern*.
- [55] Weigler, H. u. Karl, S.: *Junger Beton, Beanspruchung - Festigkeit - Verformung*. Betonwerk und Fertigerteiltechnik 6, S. 392–401, 1974.
- [56] Weigler, H. u. Karl, S.: *Junger Beton, Beanspruchung - Festigkeit - Verformung*. Betonwerk und Fertigerteiltechnik 7, S. 481–484, 1974.
- [57] Verein Deutscher Zementwerke e.V.: *Zement-Taschenbuch*. Zement-Taschenbuch, Bd. 51, Düsseldorf: Verlag Bau + Technik, 2008.
- [58] Dahme, U.: *Chlorid in karbonatisierendem Beton - Speicher- und Transportmechanismen*, Göttingen: Cuvillier Verlag, 2006.
- [59] Petersen, L.: *Einfluss baustofflicher Schädigungsprozesse auf das Tragverhalten von Stahlbetonteilen*. Leibniz-Universität Hannover, Dissertation, Hannover, 2003.
- [60] Mitschke, M.: *Straßenschonende Auslegung schwerer Nutzfahrzeuge*. Straße und Autobahn (30, S. 110–114, 1979).
- [61] Mitschke, M.: *Auswirkungen verschiedener Lastzugkombinationen auf die Straßenbeanspruchung*. Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik 327, 1981.
- [62] Eisenmann, J.: *Dynamische Radlastschwankungen - Straßenbeanspruchung*. Straße und Autobahn 4, 1975.
- [63] Pocanschi, A. u. Phocas, M. C.: *Baustoffverhalten unter dynamischer Beanspruchung*. In: Pocanschi, A. u. Phocas, M. C. (Hrsg.): Kräfte in Bewegung. Die Techniken des erdbebensicheren Bauens. Springer eBook Collection Computer Science and Engineering, S. 47–68, Wiesbaden: Vieweg+Teubner Verlag, 2003.
- [64] Eisenmann, J.: *Bemessung und Konstruktion von Betonstrassen - Rückblick-Ausblick*. Straße und Autobahn (47) 12, 1996.

- [65] Gruening, R.: *Fahrbahndecken für hohe Verkehrsbelastungen*. Straße und Autobahn (48) 6, 1997.
- [66] Meier, H.; Eisenmann, J. u. Koroneos, E.: *Beanspruchung der Strasse unter Verkehrslast*. Forschungsarbeiten aus dem Straßenwesen 76, 1968.
- [67] Westergaard, H. M.: *Stresses in Concrete Pavements Computed by Theoretical Analysis*. Public Roads (7), S. 25–35, 1926.
- [68] Foos, S.: *Unbewehrte Betonfahrbahnplatten unter witterungsbedingten Beanspruchungen*. Karlsruher Institut für Technologie, Dissertation, Karlsruhe, 2005.
- [69] Springenschmid, R. u. Fleischer, W.: *Über das Schwinden von Beton - Schwindmessungen*. Beton- und Stahlbetonbau 11, 1993.
- [70] DIN 50100: 2016-12: *Schwingfestigkeitsversuch. Durchführung und Auswertung von zyklischen Versuchen mit konstanter Lastamplitude für metallische Werkstoffproben und Bauteile*.
- [71] Wöhler, A.: *Versuche zur Ermittlung der auf die Eisenbahnwagenachsen einwirkenden Kräfte und die Widerstandsfähigkeit der Wagen-Achsen*. Zeitschrift für Bauwesen 10, S. 583–616, 1860.
- [72] Anders, S.: *Betontechnologische Einflüsse auf das Tragverhalten von Grouted Joints*. Leibniz-Universität Hannover, Dissertation, Hannover, 2007.
- [73] Heek, P. u. Mark, P.: *Ermüdung von Beton bei mehrachsiger und mehrstufiger Beanspruchung*. Beton- und Stahlbetonbau (114) 8, S. 537–547, 2019.
- [74] TEDATA Gesellschaft für technische Informationssysteme mbH: *Digitales Wissen für die Produktentwicklung im Maschinenbau*. <http://www.tedata.com/733.0.html>, abgerufen am: 21.07.2021
- [75] Marx, S.; Grünberg, J.; Hansen, M. u. Schneider, S.: *Sachstandbericht - Grenzzustände der Ermüdung von dynamisch hoch beanspruchten Tragwerken aus Beton*. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton Heft 618, 2017.
- [76] Hsu, T. T. C.: *Fatigue of Plain Concrete*. ACI Journal (78) 4, S. 292–305, 1981.
- [77] Schneider, S.; Vöcker, D. u. Marx, S.: *Zum Einfluss der Belastungsfrequenz und der Spannungsgeschwindigkeit auf die Ermüdungsfestigkeit von Beton*. Beton- und Stahlbetonbau (107) 12, S. 836–845, 2012.
- [78] Schütz, W. u. Zenner, H.: *Betriebsfestigkeit von Schweißverbindungen - Lebensdauerabschätzung mit Schadensakkumulationshypothesen*. Schweißen und Schneiden (26) 2, S. 41–45, 1974.
- [79] Pfanner, D.: *Zur Degradation von Stahlbetonbauteilen unter Ermüdungsbeanspruchung*. Ruhr-Universität Bochum, Dissertation, Bochum, 2003.
- [80] Miner, M. A.: *Cumulative damage in fatigue*. Journal of Applied Mechanics (12) 1, 1945.
- [81] Palmgren, A.: *Die Lebensdauer von Kugellagern*. VDI Forschungsheft 68, S. 339–341, 1924.
- [82] Shah, S. P.: *Predictions of cumulative damage for concrete and reinforced concrete*. Matériaux et Constructions (17) 1, S. 65–68, 1984.
- [83] Tepfers, R.; Fridén, C. u. Georgsson, L.: *A study of the applicability to the fatigue of concrete of the Palmgren-Miner partial damage hypothesis*. Magazine of Concrete Research (29) 100, S. 123–130, 1977.
- [84] Weigler, H. u. Freitag, W.: *Dauerschwell- und Betriebsfestigkeit von Konstruktions-Leichtbeton*. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton Heft 247, 1975.
- [85] Klausen, D. u. Weigler, H.: *Betonfestigkeit bei konstanter und veränderlicher Dauerschwellbeanspruchung*. Betonwerk und Fertigertechnik (45) 3, S. 158–163, 1979.
- [86] Göhlmann, J. (Hrsg.): *Zum Ermüdungsnachweis von Windenergieanlagen in Spannbetonbauweise*, , 2004.
- [87] Bonzel, J.: *Über die Biegezugfestigkeit des Betons*. Beton (13), S. 59–83, 1963.
- [88] Reagal, F. V. u. Willis, T. F.: *The effect of the dimension of test specimens on the flexural strength of concrete*. Public Roads 2, S. 27–46, 1931-32.

- [89] Graf, O.: *Die Eigenschaften des Betons*, Berlin: Springer-Verlag, 1950.
- [90] Greiner, S.: *Tragverhalten von dünnen Bauteilen aus ultrahochfestem Faserfeinkornbeton*. Beton- und Stahlbetonbau 3, S. 154–162, 2007.
- [91] Faust, T.: *Leichtbeton im Konstruktiven Ingenieurbau*. Bauingenieur-Praxis, Wiley, 2003.
- [92] Gonnerman, H. F. u. Shuman, E. C.: *Flexure and Tension Tests of Plain Concrete*. Portland Cement Association Rep. of the Director of Research, S. 137–200, 1928.
- [93] Springenschmid, R.: *Betontechnologie für die Praxis*, Berlin: Bauwerk Verlag, 2007.
- [94] Neroth, G. u. Vollenschaar, D.: *Gesteinskörnungen für Mörtel und Beton*. In: Neroth, G. u. Vollenschaar, D. (Hrsg.): *Wendehorst Baustoffkunde. Grundlagen - Baustoffe - Oberflächenschutz*, S. 125–185, Vieweg+Teubner Verlag / Springer Fachmedien Wiesbaden GmbH Wiesbaden, 2011.
- [95] Jacobs, F.: *Permeabilität und Porengefüge zementgebundener Werkstoffe*. Eidgenössische Technische Hochschule Zürich, Dissertation, Zürich, 1994.
- [96] Taylor, H. F. W.: *Cement chemistry*, London: Thomas Telford Publishing, 1997.
- [97] Taylor, H. F. W.; Mohan, K. u. Moir, G. K.: *Analytical Study of Pure and Extended Portland Cement Pastes: I, Pure Portland Cement Pastes*. Journal of the American Ceramic Society (68) 12, S. 680–685, 1985.
- [98] Gmira, A.; Zabat, M.; Pellenq, R. J.-M. u. van Damme, H.: *Microscopic Physical Basis of the Poro-mechanical Behavior of Cement-Based Materials*. Materials and Structures (37) 1, S. 3–14, 2004.
- [99] Czernin, W.: *Über die Schrumpfung des erhärteten Zementes*. Zement-Kalk-Gips 9, 1956.
- [100] Langton, C. A. u. Roy, D. M. (Hrsg.): *Morphology and microstructure of cement paste/rock interfacial regions*, , 1980.
- [101] Monteiro, P. J. M.; Maso, J. C. u. Ollivier, J. P.: *The aggregate-mortar interface*. Cement and Concrete Research (15) 6, S. 953–958, 1985.
- [102] Tognon, G. P. u. Cangiano, S.: *Interface phenomena and durability of concrete*. In: 7th International Congress on the Chemistry of Cement, Paris, France, 1980.
- [103] Diamond, S.: *Cement Paste Microstructure in Concrete*. Materials Research Society Proceedings - Volume 85: Symposium M – Microstructural Development During Hydration of Cement 21, S. 42, 1986.
- [104] Jennings, H. M. u. Xi, Y.: *Cement-Aggregate Compatability and Structure Property Relationships Including Modeling*. 9th International Congress on the Chemistry of Cement, 1992.
- [105] Everett, D. H.: *Manual of Symbols and Terminology for Physicochemical Quantities and Units - Appendix II: Definitions, Terminology and Symbols in Colloid and Surface Chemistry*. Pure and Applied Chemistry (31) 4, S. 577–638, 1972.
- [106] Dorner, H. W. u. Setzer, M. J.: *Tieftemperatur-DTA - Untersuchungen des Zementsteingefüges bei unterschiedlichem Hydratationsgrad*. Cement and Concrete Research (10) 3, S. 403–411, 1980.
- [107] Lunk, P.: *Kapillares Eindringen von Wasser und Salzlösungen in Beton*. Eidgenössische Technische Hochschule Zürich, Dissertation, Zürich, 1997.
- [108] Setzer, M. J.: *Transportvorgänge und Porenstruktur - Wassertransport*. In: Internationales Kolloquium zum Erhalten von Beton, S. 7–17, Wien, 1986.
- [109] Rucker-Gramm, P.: *Modellierung des Feuchte- und Salztransports unter Berücksichtigung der Selbstabdichtung in zementgebundenen Baustoffen*. Technische Universität München, Dissertation, München, 2008.
- [110] Bentz, D. P. u. Stutzman, P. E.: *Evolution of porosity and calcium hydroxide in laboratory concretes containing silica fume*. Cement and Concrete Research (24) 6, S. 1044–1050, 1994.

- [111] Bentur, A. u. Cohens, M. D.: *Effect of Condensed Silica Fume on the Microstructure of the Interfacial Zone in Portland Cement Mortars*. Journal of the American Ceramic Society (70) 10, S. 738–743, 1987.
- [112] Powers, T. C.; Copeland, L. E. u. Mann, H. M.: *Capillary Continuity or Discontinuity in Cement Pastes*. PCA Research Bulletin No. 110, 1959.
- [113] Bier, T. A.: *Karbonatisierung und Realkalisierung von Zementstein und Beton*. Universität Friderici-ana zu Karlsruhe, Dissertation, Karlsruhe, 1988.
- [114] Locher, F. W. u. Wischers, G.: *Aufbau und Eigenschaften des Zementsteins*. In: Zement Taschenbuch, S. 73, Düsseldorf: Bau+Technik, 1984.
- [115] Czernin, W.: *Zementchemie für Bauingenieure*, Wiesbaden: Bauverlag, 1977.
- [116] Bodor, E. E.; Skalny, J.; Brunauer, S.; Hagymassy, J. u. Yudenfreund, M.: *Pore structures of hydrated calcium silicates and portland cements by nitrogen adsorption*. Journal of Colloid and Interface Science (34) 4, S. 560–570, 1970.
- [117] Wittmann, F. u. Englert, G.: *Bestimmung der Mikroporenverteilung im Zementstein*. Materials Science and Engineering (2) 1, S. 14–20, 1967.
- [118] Mikhail, R. S.; Copeland, L. E. u. Brunauer, S.: *Pore structures and surface areas of hardened Portland cement pastes by nitrogen adsorption*. Canadian Journal of Chemistry (42) 2, S. 426–438, 1964.
- [119] Cook, R. A. u. Hover, K. C.: *Mercury porosimetry of hardened cement pastes*. Cement and Concrete Research (29) 6, S. 933–943, 1999.
- [120] Wesche, K.: *Baustoffe für tragende Bauteile - Band 2: Beton, Mauerwerk (Nichtmetallisch-anorganische Stoffe): Herstellung, Eigenschaften, Verwendung, Dauerhaftigkeit*, Wiesbaden: Vieweg+Teubner Verlag, 1993.
- [121] Wittmann, F. H. u. Lunk, P.: *Beeinflussung des Feuchtigkeits- und Ionentransportes in Beton durch oberflächentechnologische Massnahmen*. 81/88, Bern, 1991.
- [122] Ungricht, H.: *Wasserhaushalt und Chlorideintrag in Beton - Einfluß der Exposition und der Betonzusammensetzung*. Eidgenössische Technische Hochschule Zürich, Dissertation, Zürich, 2004.
- [123] DIN EN 12524: 2000-07: *Wärme- und feuchteschutztechnische Eigenschaften. Tabellierte Bemessungswerte*.
- [124] Wittmann, F. H.: *Grundlagen eines Modells zur Beschreibung charakteristischer Eigenschaften des Betons*. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton Heft 290, S. 45–101, 1977.
- [125] Badmann, R.; Stockhausen, N. u. Setzer, M. J.: *The statistical thickness and the chemical potential of adsorbed water films*. Journal of Colloid and Interface Science (82) 2, S. 534–542, 1981.
- [126] Kiessl, K.: *Kapillarer und dampfförmiger Feuchtetransport in mehrschichtigen Bauteilen. Rechnerische Erfassung und bauphysikalische Anwendung*. Universität Essen, Dissertation, Essen, 1983.
- [127] Steffens, A.: *Modellierung von Karbonatisierung und Chloridbindung zur numerischen Analyse der Korrosionsgefährdung der Betonbewehrung*. Technische Universität Braunschweig, Dissertation, Braunschweig, 2000.
- [128] Ungricht, H.; Hunkeler, F. u. Böhni, H.: *Wasserhaushalt und Chlorideintrag in Beton: Einfluß der Exposition und der Betonzusammensetzung*. Beton- und Stahlbetonbau (100) 8, S. 720–722, 2005.
- [129] Keller, T.: *Dauerhaftigkeit von Stahlbetontragwerken - Transportmechanismen - Auswirkung von Risiken*. Bericht / Institut für Baustatik und Konstruktion ETH Zürich, Basel: Birkhäuser, 1991.
- [130] Vargaftik, N. B.; Volkov, B. N. u. Voljak, L. D.: *International Tables of the Surface Tension of Water*. Journal of Physical and Chemical Reference Data (12) 3, S. 817, 2009.
- [131] Perry, G. H. u. Roberts, N. K.: *Surface tension of mercury between 15 and 50 degree °C by the sessile drop method*. Journal of Chemical & Engineering Data (26) 3, S. 266–268, 1981.

- [132] Kapteina, G.: *Modell zur Beschreibung des Eindringens von Chlorid in Beton von Verkehrsbauwerken*. Technische Universität München, Dissertation, München, 2011.
- [133] Beddoe, R. u. Springenschmid, R.: *Feuchtetransport durch Bauteile aus Beton*. Beton- und Stahlbetonbau (94) 4, S. 158–166, 1999.
- [134] DIN EN ISO 15148: 2018-12: *Wärme- und feuchtetechnisches Verhalten von Baustoffen und Bauprodukten. Bestimmung des Wasseraufnahmekoeffizienten bei teilweisem Eintauchen*.
- [135] Wittmann, F. H.; Lunk, P. u. Müller, T.: *Feuchtigkeits- und Ionen transport in gerissenen Stahlbetonbauteilen*. Eidgenössisches Departement für Umwelt, Verkehr, Energie und Kommunikation, Bundesamt für Straßen, Bd. 538, Bern, 1999.
- [136] Brauer, N.: *Analyse der Transportmechanismen für wassergefährdende Flüssigkeiten in Beton zur Berechnung des Medientransportes in ungerissene und gerissene Betondruckzonen*. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton Heft 538, 2002.
- [137] Hoseini, M.; Bindiganavile, V. u. Banthia, N.: *The effect of mechanical stress on permeability of concrete - A review*. Cement and Concrete Composites (31) 4, S. 213–220, 2009.
- [138] Lim, C. C.; Gowripalan, N. u. Sirivivatnanon, V.: *Microcracking and chloride permeability of concrete under uniaxial compression*. Cement and Concrete Composites (22) 5, S. 353–360, 2000.
- [139] Soroushian, P. u. Elzafraney, M.: *Damage effects on concrete performance and microstructure*. Cement and Concrete Composites (26) 7, S. 853–859, 2004.
- [140] Choinska, M.; Khelidj, A.; Chatzigeorgiou, G. u. Pijaudier-Cabot, G.: *Effects and interactions of temperature and stress-level related damage on permeability of concrete*. Cement and Concrete Research (37) 1, S. 79–88, 2007.
- [141] Picandet, V.; Khelidj, A. u. Bellegou, H.: *Crack effects on gas and water permeability of concretes*. Cement and Concrete Research (39) 6, S. 537–547, 2009.
- [142] Guse, U. u. Hilsdorf, H. K.: *Dauerhaftigkeit hochfester Betone*. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton Heft 487, 1998.
- [143] Jiang, F.-X.; Wittmann, F. H. u. Zhao, T.-J.: *Influence of Mechanically Induced Damage on Durability and Service Life of Reinforced Concrete Structures*. Restoration of Buildings and Monuments (17) 1, S. 25–32, 2011.
- [144] Zhao, J.; Wittmann, F. H.; Zhang, P.; Wang, P. G. u. Zhao, T. J.: *Penetration of water and chloride dissolved in water into concrete under hydraulic pressure*. Restoration of Buildings and Monuments (20) 2, S. 117–126, 2014.
- [145] Mangat, P. S. u. Molloy, B. T.: *Prediction of long term chloride concentration in concrete*. Materials and Structures (27) 6, S. 338–346, 1994.
- [146] Costa, A. u. Appleton, J.: *Chloride penetration into concrete in marine environment - Part II: Prediction of long term chloride penetration*. Materials and Structures (32) 5, S. 354–359, 1999.
- [147] Wang, Y.; Li, L.-y. u. Page, C. L.: *Modelling of chloride ingress into concrete from a saline environment*. Building and Environment (40) 12, S. 1573–1582, 2005.
- [148] Chalee, W.; Jaturapitakkul, C. u. Chindapasirt, P.: *Predicting the chloride penetration of fly ash concrete in seawater*, Marine Structures (22) 3, S. 341–353, 2009.
- [149] Zhang, J.; Wang, J. u. Kong, D.: *Chloride diffusivity analysis of existing concrete based on Fick's second law*. Journal of Wuhan University of Technology-Mater. Sci. Ed. (25) 1, S. 142–146, 2010.
- [150] Durth, W. u. Hanke, H.: *Handbuch Straßenwinterdienst*, Bonn: Kirschbaum Verlag, 2004.
- [151] Giebson, C.: *Die Alkali-Kieselsäure-Reaktion in Beton für Fahrbahndecken und Flugbetriebsflächen unter Einwirkung alkalihaltiger Enteisungsmittel*. Bauhaus Universität Weimar, Dissertation, Weimar, 2013.
- [152] Straßenbauamt Lübeck: *Winterdienst im Land Schleswig Holstein*, 2003.

- [153] Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen: *Praktische Empfehlungen für ein effektives Räumen und Streuen im Straßenwinterdienst*, 2011.
- [154] Straßen NRW: *Verbrauchsmengen Streusalz in NRW (Winterperiode) 1992/93 - 2017/18 in Tonnen*. <https://www.strassen.nrw.de/de/strassenbetrieb/winterdienst.html>, abgerufen am: 09.10.2020
- [155] Johnson, K. L.: *Environmentally safe liquid runway deicer*, Fort Madison, Iowa, USA, 1992.
- [156] Schiebl, P.: *Diffusionsmodell zur rechnerischen Erfassung der Chloridionendiffusion in Beton*, 1983.
- [157] Brodersen, H.: *Zur Abhängigkeit der Transportvorgänge verschiedener Ionen im Beton von Struktur und Zusammensetzung des Betons*. Technische Hochschule Aachen, Dissertation, Aachen, 1982.
- [158] Volkwein, A.: *Untersuchungen über das Eindringen von Wasser und Chlorid in den Beton*. Technische Universität München, Dissertation, München, 1991.
- [159] Goto, S. u. Roy, D. M.: *Diffusion of ions through hardened cement pastes*. Cement and Concrete Research (11) 4-5, S. 751–757, 1981.
- [160] Kondo, R.; Satake, M. u. Ushiyama, H.: *Diffusion of various ions in hardened Portland Cement*. The Cement Association of Japan: The 28th General Meeting, Tokyo, Japan, S. 41–43, 1974.
- [161] Richartz, W.: *Die Bindung von Chlorid bei der Zementerhärtung*. Zement-Kalk-Gips (22) 10, S. 447–456, 1969.
- [162] Gunkel, P. u. Geiseler, J.: *Chloridhaltige Hydratphasen in Zementstein*. Beton-Informationen (2, S. 3–8, 1983.
- [163] Tritthart, J.: *Chloridinduzierte Betonstahlkorrosion*. Straßenforschung, Heft 346, Wien, 1988.
- [164] Tuutti, K.: *Corrosion of Steel in Concrete*. Report FO8.82, Stockholm, 1982.
- [165] Frey, R.: *Neuere reaktionskinetische Erkenntnisse zum Mechanismus der Chloriddiffusion im Zementstein*. Universität Stuttgart, Habilitation, Stuttgart, 1990.
- [166] Wiens, U.: *Zur Wirkung von Steinkohleflugasche auf die chloridinduzierte Korrosion von Stahl in Beton*. RWTH Aachen, Dissertation, Aachen, 2002.
- [167] Metz, F. u. Knöfel, D.: *Quecksilberdruckporosimetrie - Vergleichsmessungen an Natursteinproben zur Ermittlung der Wiederholbarkeit und Vergleichbarkeit*. Jahresbericht Steinzerfall - Steinkonservierung, S. 259–287, 1989.
- [168] Smolczyk, H. G.: *Zur Bindung des Chlorids im Zementstein*. Mitteilungen aus dem Forschungsinstitut des Vereins der Österreichischen Zementfabrikanten Heft 36, S. 43–53, 1983.
- [169] Wowra, O. u. Setzer, M. J.: *Einfluss der elektrochemischen Doppelschicht auf die Sorption und den Transport von Chlor-Ionen im Zementstein*. Internationale Zeitschrift für Bauinstandsetzen (6) 4, S. 415–428, 2000.
- [170] Suryavanshi, A. K.; Scantlebury, J. D. u. Lyon, S. B.: *Mechanism of Friedel's Salt formation in cements rich in C3A*. Cement and Concrete Research (26) 5, S. 717–727, 1996.
- [171] Herrmann, S. R.: *Simulationsmodell zum Wasserabfluss- und Aquaplaning-Verhalten auf Fahrbahnoberflächen*. Universität Stuttgart, Dissertation, Stuttgart, 2008.
- [172] Oponeo: *Oponeo*. <https://www.oponeo.de/reifen-abc/sommerreifen-neuheiten-fur-die-saison-2013>, abgerufen am: 14.12.2018, 2013.
- [173] Weise, F.; Werner, D.; Maier, B. u. Wilsch, G.: *Schadenkategoriespezifische Bewertung von AKR-Prüfverfahren*. Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen: Straßenbau Heft S 145, 2021.
- [174] Weise, F.; Millar, S. u. Wilsch, G.: *Analyse des Tausalzeintrags in Fahrbahndeckenbetone mit neuartiger Prüftechnik*. Beton- und Stahlbetonbau (113) 9, S. 656–666, 2018.
- [175] Richtlinie RDO Beton 09: 2009: *Richtlinien für die rechnerische Dimensionierung von Betondecken im Oberbau von Verkehrsflächen*. FGSV
- [176] Richtlinie RDO Asphalt 09: 2009: *Richtlinien für die rechnerische Dimensionierung des Oberbaus von Verkehrsflächen mit Asphaltdeckschicht*. FGSV

- [177] Bundesministerium für Justiz und Verbraucherschutz: *Straßenverkehrs-Zulassungs-Ordnung - StVZO*, 2015.
- [178] Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen: *Mechanisches Verhalten von unbewehrten Betondecken in Befestigungen für Verkehrsflächen - Eingangsgrößen in die Bemessung (Materialkennwerte)*, Köln: FGSV, 2003.
- [179] Giebson, C.; Volland, K.; Ludwig, H.-M. u. Meng, B.: *Untersuchungen zur Alkali-Kieselsäure-Reaktion in vorgeschädigten Fahrbahndeckenbetonen*. Beton- und Stahlbetonbau (110) 1, S. 13–21, 2015.
- [180] Weise, F.; Wiedmann, A.; Volland, K.; Kotan, E.; Ehrig, K. u. Müller, H. S.: *Auswirkungen von Ermüdungsbeanspruchungen auf Struktur und Eigenschaften von Fahrbahndeckenbeton*. Beton- und Stahlbetonbau (110) 1, S. 22–33, 2015.
- [181] DIN 66133: 1993-06: *Bestimmung der Porenvolumenverteilung und der spezifischen Oberfläche von Feststoffen durch Quecksilberintrusion*.
- [182] Washburn, E. W.: *The dynamics of capillary flow*. The Physical Review 3, S. 273–283, 1921.
- [183] Abell, A. B.; Willis, K. L. u. Lange, D. A.: *Mercury intrusion porosimetry and image analysis of cement-based materials*. Journal of Colloid and Interface Science 211, S. 39–44, 1999.
- [184] Krautkraemer, J. u. Krautkraemer, H.: *Werkstoffprüfung mit Ultraschall*, Berlin: Springer, 1986.
- [185] Koska, J.: *Simulation und Inversion der Ausbreitung elastischer Wellen*. Technische Universität Kassel, Dissertation, Kassel, 1999.
- [186] Ernst, H.: *Experimentelle Verifizierung von Modellvorstellungen zur Schallausbreitung in anisotropen Materialien*. Technische Universität Freiberg, Dissertation, Freiberg, 2004.
- [187] Schubert, F.: *Ausbreitungsverhalten von Ultraschallimpulsen in Beton und Schlussfolgerungen für die zerstörungsfreie Prüfung*. Technische Universität Dresden, Dissertation, Dresden, 2001.
- [188] Reinhardt, H.-W.: *Echo-Verfahren in der Zerstörungsfreien Zustandsuntersuchung von Betonbauteilen*. In: Bergmeister, K. u. Wörner, J. D. (Hrsg.): 2007 Beton-Kalender. Verkehrsbauten, Flächentragwerke, S. 479–595, Berlin: Ernst & Sohn, 2007.
- [189] Beutel, R.: *Zerstörungsfreie Prüfung von Betonbauteilen im jungen und erhärteten Zustand mit der Impact-Echo-Technik*. Universität Stuttgart, Dissertation, Stuttgart, 2009.
- [190] Mielentz, F.: *Einsatzpotential von laufzeitgesteuerten Ultraschall-Gruppenstrahlern an Betonbauteilen*. Technische Universität Berlin, Dissertation, Berlin, 2007.
- [191] DIN EN 12504-4: 2004-12: *Prüfung von Beton in Bauwerken. Teil 4: Bestimmung der Ultraschallgeschwindigkeit*.
- [192] DIN EN 13791: 2020-02: *Bewertung der Druckfestigkeit von Beton in Bauwerken und in Bauwerksteilen*.
- [193] Bunke, N.: *Prüfung von Beton - Empfehlung und Hinweise als Ergänzung zu DIN 1048*. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton Heft 422, 1991.
- [194] Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen: *Technische Lieferbedingungen für Baustoffe und Baustoffgemische für Tragschichten mit hydraulischen Bindemitteln und Fahrbahndecken aus Beton*, Köln: FGSV, 2007.
- [195] DIN EN 1097-6: 2013-09: *Prüfverfahren für mechanische und physikalische Eigenschaften von Gesteinskörnungen. Teil 6: Bestimmung der Rohdichte und der Wasseraufnahme*.
- [196] DIN EN 12350-4: 2009-08: *Prüfung von Frischbeton. Teil 4: Verdichtungsmaß*.
- [197] DIN EN 12390-7: 2009-07: *Prüfung von Festbeton. Teil 7: Dichte von Festbeton*.
- [198] DIN EN 12390-2: 2009-07: *Prüfung von Festbeton. Teil 2: Herstellung und Lagerung von Probekörpern für Festigkeitsprüfungen*.
- [199] DIN EN 12390-3: 2009-07: *Prüfung von Festbeton. Teil 3: Druckfestigkeit von Probekörpern*.
- [200] DIN 66137-1: 2003-11: *Bestimmung der Dichte fester Stoffe. Teil 1: Grundlagen*.

- [201] DIN 66137-2: 2004-12: *Bestimmung der Dichte fester Stoffe. Teil 2: Gaspyknometrie.*
- [202] DIN EN 480-11: 2005-12: *Zusatzmittel für Beton, Mörtel und Einpressmörtel - Prüfverfahren. Teil 11: Bestimmung von Luftporenkennwerten in Festbeton.*
- [203] Przondziona, R.; Schulte-Schrepping, C. u. Breitenbücher, R.: *Innovativer Mehrfachprüfstand zur zyklischen Beanspruchung großformatiger Betonprobekörper.* Beton- und Stahlbetonbau (113) 1, S. 48–57, 2018.
- [204] Breitenbücher, R. u. Przondziona, R.: *Einfluss ermüdungsinduzierter Mikrorisse in Betonbauteilen auf den Eintrag flüssiger Medien.* Bautechnik (95) 12, S. 844–849, 2018.
- [205] Przondziona, R.: *Auswirkungen mikrostruktureller Degradation und Verkehr.* In: Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (Hrsg.): 58. Forschungskolloquium, S. 68–77, Kaiserslautern, 2017.
- [206] Przondziona, R. u. Breitenbücher, R.: *Degradation in concrete pavements - Effects of cyclic loading on fluid transport processes and ASR.* In: International Society for Concrete Pavements (Hrsg.): 11th International Conference on Concrete Pavements, S. 669–681, San Antonio, USA, 2016.
- [207] DIN EN 933-1: 2012-03: *Prüfverfahren für geometrische Eigenschaften von Gesteinskörnungen. Teil 1: Bestimmung der Korngrößenverteilung - Siebverfahren.*
- [208] DIN EN 12390-8: 2019-10: *Prüfung von Festbeton. Teil 8: Wassereindringtiefe unter Druck.*
- [209] Marsavina, L.; Audenaert, K.; Schutter, G. de; Faur, N. u. Marsavina, D.: *Experimental and numerical determination of the chloride penetration in cracked concrete.* Construction and Building Materials (23) 1, S. 264–274, 2009.
- [210] Breitenbücher, R.; Przondziona, R.; Meng, B.; Krütt, E. u. Weise, F.: *Alkali-Silica Reaction in Concrete Pavements Considering Traffic and De-Icing Agents.* In: European Concrete Paving Association (Hrsg.): 13th International Symposium for Concrete Roads, Berlin, 2018.
- [211] Przondziona, R. u. Breitenbücher, R.: *AKR unter kombinierten Einwirkungen - Degradation und Alkalieintrag.* In: Ludwig, H.-M. (Hrsg.): 19. Internationale Baustofftagung ibausil, F.A. Finger-Institut für Baustoffkunde, Bd. 1, S. 1453–1460, Weimar, 2015.
- [212] Przondziona, R. u. Breitenbücher, R.: *AKR unter kombinierten Einwirkungen - Wie beeinflussen zyklische Beanspruchungen die Degradation und den Alkalieintrag in Beton.* In: Ludwig, H.-M. (Hrsg.): 20. Internationale Baustofftagung ibausil, F.A. Finger-Institut für Baustoffkunde, Bd. 1, S. 85–92, Weimar, 2018.
- [213] Przondziona, R.; Timothy, J. J.; Nguyen, M.; Weise, F.; Breitenbücher, R.; Meschke, G. u. Meng, B.: *Vorschädigungen in Beton infolge zyklischer Beanspruchungen und deren Auswirkung auf Transportprozesse im Hinblick auf eine schädigende AKR.* Beton- und Stahlbetonbau (110) 1, S. 3–12, 2015.
- [214] Merkblatt: 2012-11: *Chlorideindringwiderstand von Beton (MCL).* Bundesanstalt für Wasserbau
- [215] Wolf, A.: *Modell zur straßenbautechnischen Analyse der durch den Schwerverkehr induzierten Beanspruchung des BAB-Netzes.* Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen: Straßenbau Heft S 61, 2010.
- [216] Fine, R. A. u. Millero, F. J.: *Compressibility of Water as a Function of Temperature and Pressure.* The Journal of Chemical Physics (59) 10, S. 5529–5536, 1973.
- [217] Weibull, W.: *Zur Abhängigkeit der Festigkeit von der Probengröße.* Ingenieur-Archiv (28) 1, S. 360–362, 1959.
- [218] Przondziona, R.; Timothy, J. J.; Weise, F.; Krütt, E.; Breitenbücher, R.; Meschke, G. u. Hofmann, M.: *Degradation in concrete structures due to cyclic loading and its effect on transport processes-Experiments and modeling.* Structural Concrete (18) 4, S. 519–527, 2017.
- [219] Przondziona, R. u. Breitenbücher, R.: *Sustainability of concrete pavements considering traffic and de-icing agents.* In: The International Federation for Structural Concrete (Hrsg.): International Conference on Concrete Sustainability, Prag, Tschechien, 2021.

- [220] van Genuchten, M. T.: *A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils*. Soil Science Society of America Journal (44, S. 892–898, 1980.
- [221] Richards, L. A.: *Capillary conduction of liquids through porous mediums*. Physics (1, S. 318–333, 1931.
- [222] Becker, C. u. Wieland, M.: *Fahrbahnoberflächen - Entwicklungen im Betonstraßenbau*. Beton- und Stahlbetonbau (112) 1, S. 54–62, 2017.

Anhang

ANHANG	161
Anhang A	Analysen der Ausgangsstoffe 162
Anhang B	Betonzusammensetzung des Transportbetons 163
Anhang C	Validierung des Mehrfachprüfstandes 164
Anhang D	Gezielte Vorschädigung 169
Anhang E	Frischbetonkennwerte 189
Anhang F	Festbetonkennwerte 191
Anhang G	Biegezugfestigkeit großformatiger Probekörper 193
Anhang H	Porenradienverteilung 195
Anhang I	Luftporenkennwerte 197
Anhang J	Ultraschalllaufzeiten begleitend zur Biegeschwellbelastung 198
I.	Einstufige zyklische Belastung 198
II.	Mehrstufige zyklische Belastung 203
Anhang K	Eindringverhalten flüssiger Medien 205
I.	Kapillares Saugen 205
II.	Permeation 211
Anhang L	Chlorid-Eindringtiefen infolge des Einwalkens 230
Anhang M	Permeationsdruck infolge hydraulischer Belastung 242
Anhang N	Permeationsdruck infolge zyklischer mechanischer Belastung 243
LEBENS LAUF	244

Anhang A Analysen der Ausgangsstoffe

Tabelle A 1: Mineralphasenzusammensetzung der eingesetzten Gesteinskörnung nach [179]

Bestandteil [M.-%]	Sand 0/2	Kies-Splitt 2/8	Granodiorit 2/22
Quarz	78,2	83,3	25,1
Plagioklas	7,1	3,9	45,1
Orthoklas	9,8	4,6	13,0
Biotit	-	-	10,0
Chlorit	1,6	< 1	3,8
Muskovit	1,7	1,7	3,0
Pyrit	-	-	<< 0,5
Calcit	1,6	5,5	-

Tabelle A 2: Analyse des eingesetzten Zementes (CEM I 42,5 N, Werk Höver) nach [179]

Kennwert	Einheit	Größe
Dichte	[g/cm ³]	3,134
Spez. Oberfläche (Feinheit)	[cm ² /g]	3.050
Erstarrungsbeginn	[hh:min]	03:00
Erstarrungsende	[hh:min]	03:45
Wasseranspruch	[M.-%]	26,3
Raumbeständigkeit	[mm]	1,00
Normdruckfestigkeit (2 d)	[N/mm ²]	23,4
Normdruckfestigkeit (28 d)	[N/mm ²]	50,0
Normbiegezugfestigkeit (28 d)	[N/mm ²]	8,8
Trockenverlust	[M.-%]	0
Glühverlust	[M.-%]	2,1
SiO ₂	[M.-%]	21,4
Al ₂ O ₃	[M.-%]	5,4
Fe ₂ O ₃	[M.-%]	1,7
CaO	[M.-%]	64,1
MgO	[M.-%]	0,7
K ₂ O	[M.-%]	0,56
Na ₂ O	[M.-%]	0,36
SO ₃	[M.-%]	3,1

Anhang B Betonzusammensetzung des Transportbetons

Tabelle B 1: Betonzusammensetzung Transportbeton

Bestandteile	Zugabemenge [kg/m³]
Zement CEM I 42,5 R	360
Sand 0/2 mm	561
Edelsplitt 2/8 mm	279
Edelsplitt 8/16 mm	502
Edelsplitt 16/22 mm	502
Wasser	152
w/z-Wert [-]	0,42
LP-Bildner	0,35 M.-% v. Zement

Anhang C Validierung des Mehrfachprüfstandes

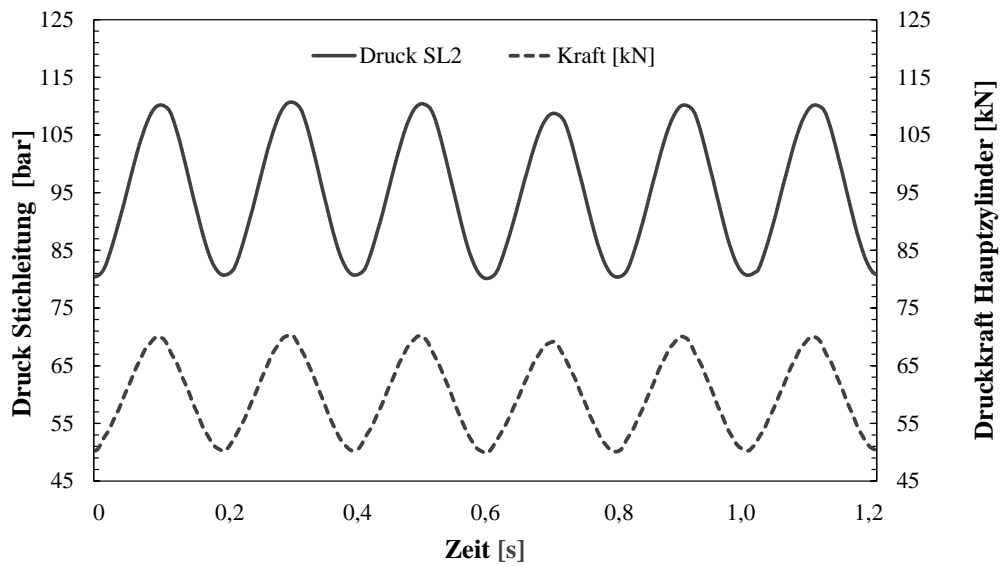


Abbildung C 1: Kraft des Anregezyinders und Druck der Stichleitung SL2

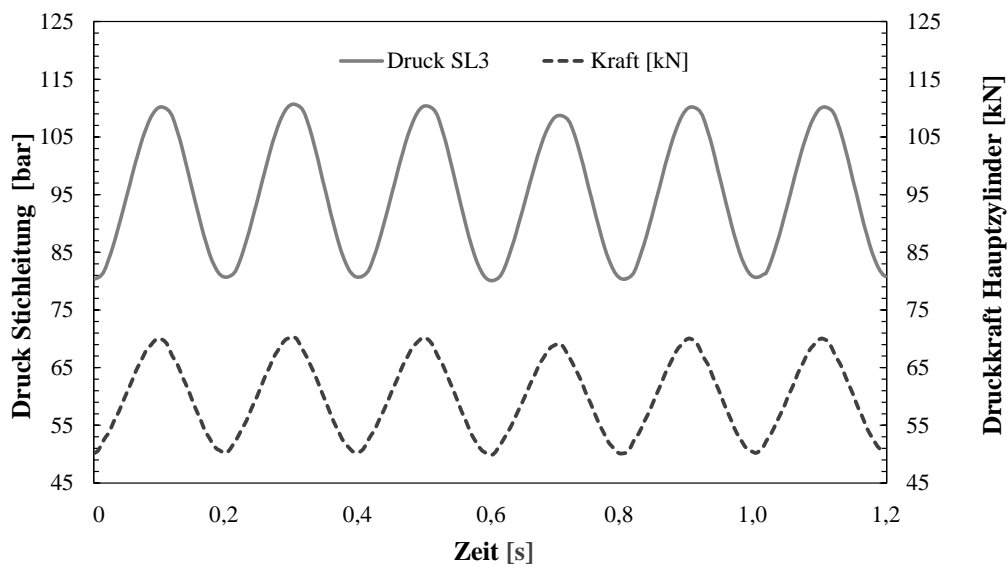


Abbildung C 2: Kraft des Anregezyinders und Druck der Stichleitung SL3

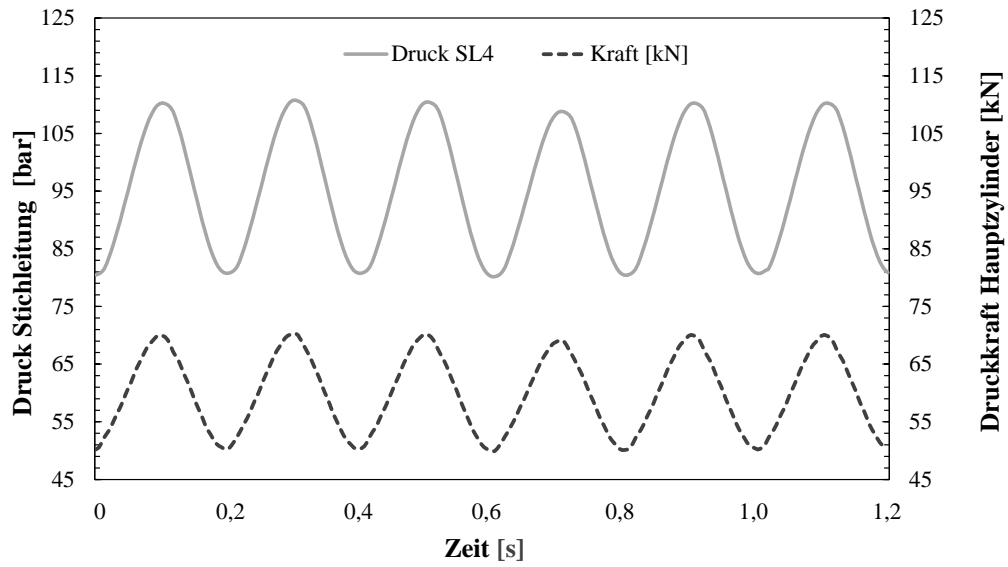


Abbildung C 3: Kraft des Anregezyinders und Druck der Stichleitung SL4

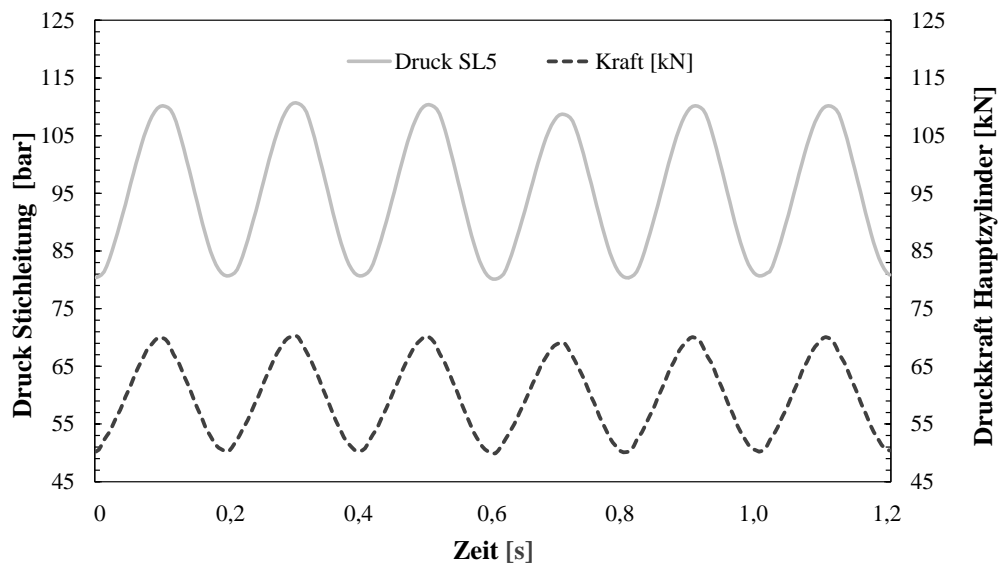


Abbildung C 4: Kraft des Anregezyinders und Druck der Stichleitung SL5

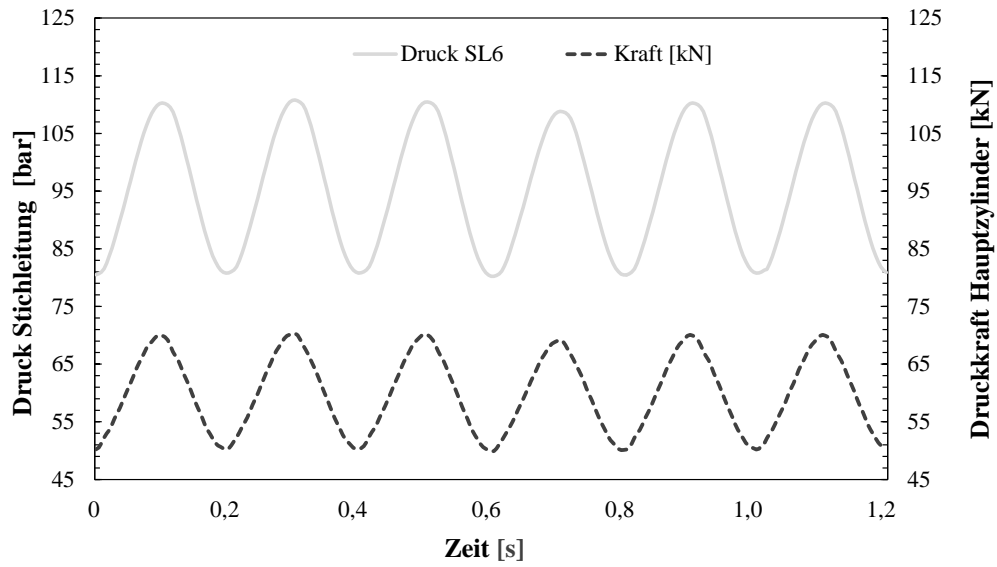


Abbildung C 5: Kraft des Anregezyinders und Druck der Stichleitung SL5

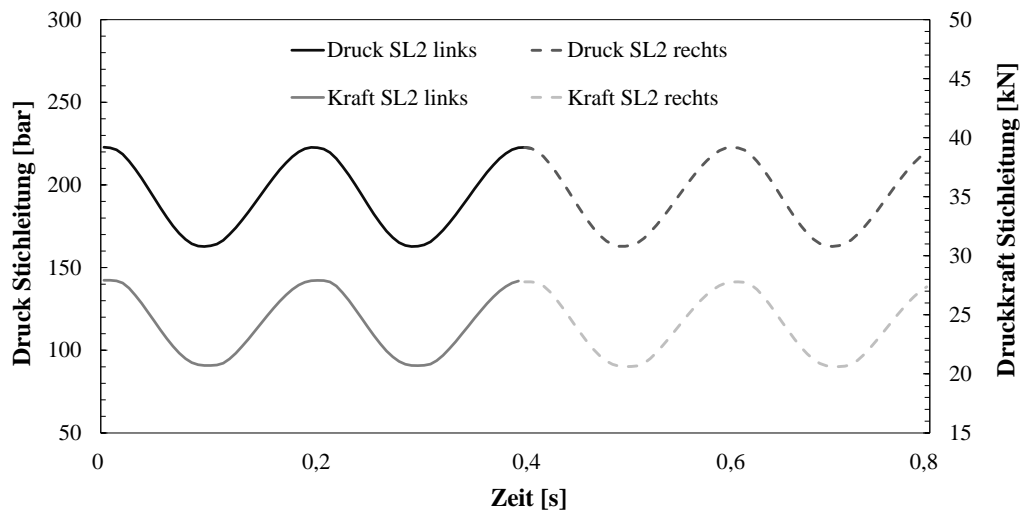


Abbildung C 6: Kraft der lastgebenden Zylinder und Druck der entsprechenden Stichleitung (SL2)

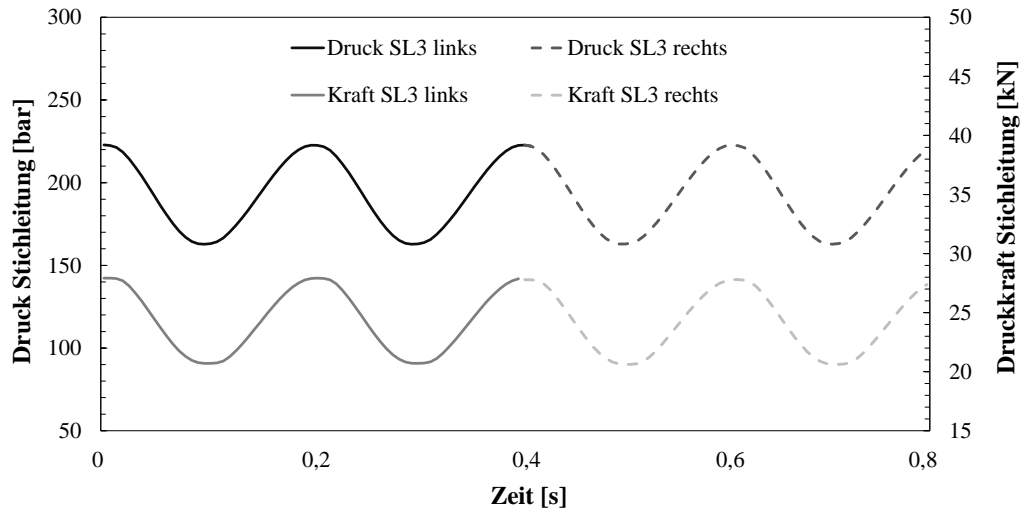


Abbildung C 7: Kraft der lastgebenden Zylinder und Druck der entsprechenden Stichleitung (SL3)

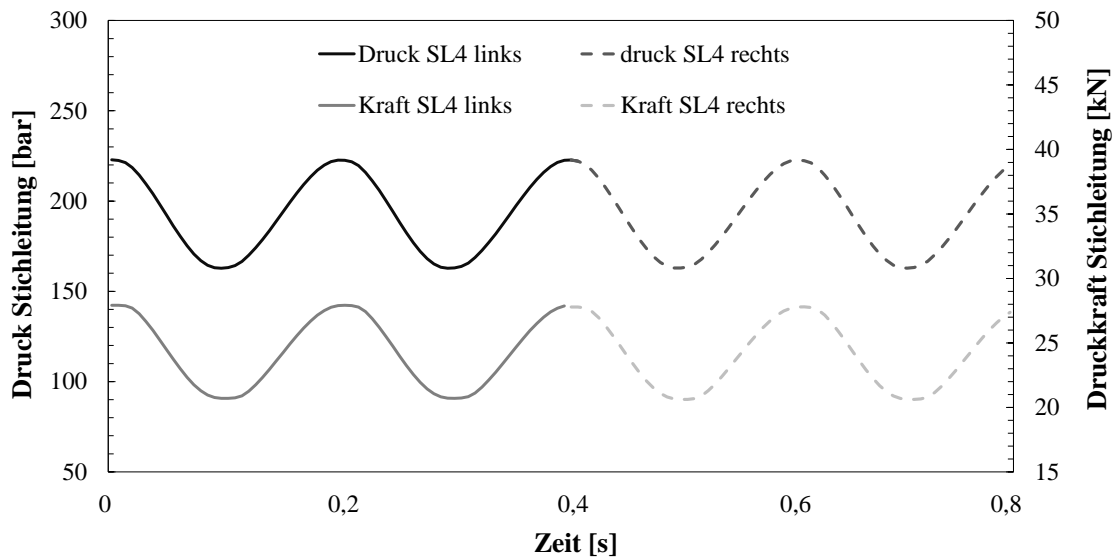


Abbildung C 8: Kraft der lastgebenden Zylinder und Druck der entsprechenden Stichleitung (SL4)

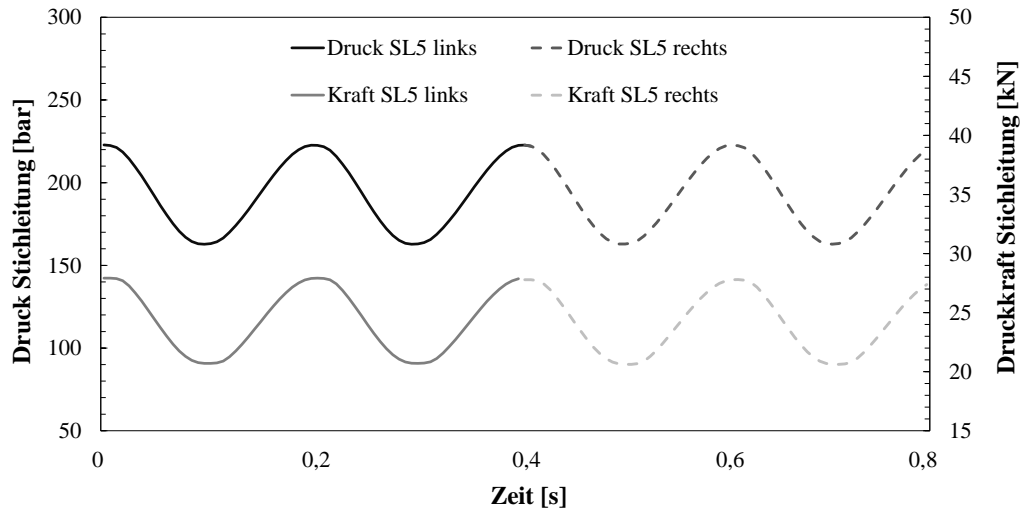


Abbildung C 9: Kraft der lastgebenden Zylinder und Druck der entsprechenden Stichleitung (SL5)

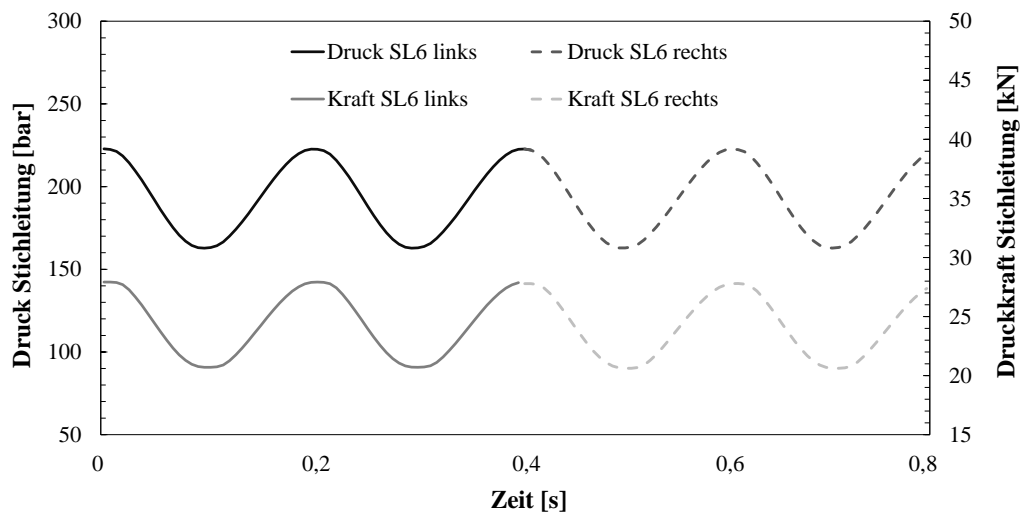


Abbildung C 10: Kraft der lastgebenden Zylinder und Druck der entsprechenden Stichleitung (SL6)

Anhang D Gezielte Vorschädigung

Tabelle D 1: Ultraschalllaufzeiten der gezielten Vorschädigung des Probekörpers V1

Messzeitpunkt: Nullmessung		Ultraschalllaufzeit [μs]					Mittelwert
$\sigma_D/f_c =$		Messung					
		1	2	3	4	5	
Oberseite	1. Diagonale	34,7	34,7	34,9	34,9	34,8	34,8
	2. Diagonale	35,3	35,2	35,2	35,1	35	35,2
Unterseite	1. Diagonale	32,9	32,8	32,8	32,9	32,7	32,8
	2. Diagonale	32,2	32,1	32,2	32,2	32,1	32,2
Gesamt						33,7	

Messzeitpunkt: Nullmessung		Ultraschalllaufzeit [μs]					Mittelwert
$\sigma_D/f_c = 0,9$		Messung					
		1	2	3	4	5	
Oberseite	1. Diagonale	35,7	35,8	35,8	35,8	35,8	35,8
	2. Diagonale	35,8	35,7	35,6	35,6	35,7	35,7
Unterseite	1. Diagonale	32,9	32,9	33,1	32,9	33,1	33,0
	2. Diagonale	32,4	32,4	32,5	32,6	32,5	32,5
Gesamt						34,2	
rel. E_{dyn} =						97,1	

Tabelle D 2: Ultraschalllaufzeiten der gezielten Vorschädigung des Probekörpers V2

Messzeitpunkt: Nullmessung		Ultraschalllaufzeit [μs]					Mittelwert
$\sigma_D/f_c =$		Messung					
		1	2	3	4	5	
Oberseite	1. Diagonale	35,6	35,5	35,5	35,4	35,5	35,5
	2. Diagonale	34,8	34,7	34,8	34,7	34,7	34,7
Unterseite	1. Diagonale	32,2	32,5	32,4	32,4	32,3	32,4
	2. Diagonale	31,1	31,1	31,1	31,1	31,1	31,1
Gesamt						33,4	

Messzeitpunkt: 1. Messung		Ultraschalllaufzeit [μs]					Mittelwert
$\sigma_D/f_c = 0,65$		Messung					
		1	2	3	4	5	
Oberseite	1. Diagonale	36,4	36,3	36,5	36,5	36,6	36,5
	2. Diagonale	36,2	36,1	36,2	36,4	36,4	36,3
Unterseite	1. Diagonale	32,6	32,5	32,5	32,4	32,6	32,5
	2. Diagonale	31,4	31,5	31,4	31,4	31,6	31,5
Gesamt						34,2	
rel. E_{dyn} =						95,7	

Tabelle D 3: Ultraschalllaufzeiten der gezielten Vorschädigung des Probekörpers V3

Messzeitpunkt: Nullmessung		Ultraschalllaufzeit [μs]					
$\sigma_D/f_c =$		Messung					
		1	2	3	4	5	Mittelwert
Oberseite	1. Diagonale	37,4	37,3	37,3	37,3	37,2	37,3
	2. Diagonale	35,3	35,3	35,3	35,3	35,2	35,3
Unterseite	1. Diagonale	33,4	33,2	33,2	33,2	33,2	33,2
	2. Diagonale	33,1	33,1	33	33	33,1	33,1
Gesamt						34,7	
Messzeitpunkt: 1. Messung		Ultraschalllaufzeit [μs]					
$\sigma_D/f_c = 0,7$		Messung					
		1	2	3	4	5	Mittelwert
Oberseite	1. Diagonale	38,2	38,2	38,2	38,2	38,3	38,2
	2. Diagonale	36,8	36,8	36,9	36,8	36,9	36,8
Unterseite	1. Diagonale	33,7	33,7	33,6	33,7	33,6	33,7
	2. Diagonale	33,8	34	33,9	33,9	33,8	33,9
Gesamt						35,7	
rel. E_{dyn} =						94,9	

Tabelle D 4: Ultraschalllaufzeiten der gezielten Vorschädigung des Probekörpers V4

Messzeitpunkt:		Ultraschalllaufzeit [μs]					
Nullmessung		Messung					
$\sigma_D/\hat{f}_c =$		1	2	3	4	5	Mittelwert
Oberseite	1. Diagonale	34,1	34,1	34	34,1	34,1	34,1
	2. Diagonale	35,1	35,1	35,1	35,1	35,1	35,1
Unterseite	1. Diagonale	31,9	31,9	31,8	31,9	31,9	31,9
	2. Diagonale	31,7	31,6	31,8	31,7	31,8	31,7
Gesamt						33,2	
Messzeitpunkt:		Ultraschalllaufzeit [μs]					
1. Messung		Messung					
$\sigma_D/\hat{f}_c =$	0,7	1	2	3	4	5	Mittelwert
Oberseite	1. Diagonale	35,4	35,3	35,4	35,5	35,4	35,4
	2. Diagonale	36,4	36,6	36,5	36,4	36,6	36,5
Unterseite	1. Diagonale	32,1	32	32	32	32,1	32,0
	2. Diagonale	31,6	31,5	31,7	31,7	31,8	31,7
Gesamt						33,9	
Messzeitpunkt:		Ultraschalllaufzeit [μs]					
2. Messung		Messung					
$\sigma_D/\hat{f}_c =$	0,7	1	2	3	4	5	Mittelwert
Oberseite	1. Diagonale	35,8	35,8	35,8	35,8	35,8	35,8
	2. Diagonale	36,6	36,5	36,6	36,6	36,6	36,6
Unterseite	1. Diagonale	32	32,1	32,1	32	32	32,0
	2. Diagonale	32,1	32,1	32,1	32	32	32,1
Gesamt						34,1	
Messzeitpunkt:		Ultraschalllaufzeit [μs]					
3. Messung		Messung					
$\sigma_D/\hat{f}_c =$	0,7	1	2	3	4	5	Mittelwert
Oberseite	1. Diagonale	35,8	35,8	35,8	35,8	35,8	35,8
	2. Diagonale	37,2	37,2	37,2	37,2	37,1	37,2
Unterseite	1. Diagonale	32,2	32,2	32,2	32,2	32,1	32,2
	2. Diagonale	32	32	32	32	32,2	32,0
Gesamt						34,3	
rel. Edyn =						93,7	

Tabelle D 5: Ultraschalllaufzeiten der gezielten Vorschädigung des Probekörpers V5

Messzeitpunkt:		Ultraschalllaufzeit [μ s]					
Nullmessung		Messung					
σ D/fc =		1	2	3	4	5	Mittelwert
Oberseite	1. Diagonale	33,2	33,1	33,2	33,2	33,2	33,2
	2. Diagonale	32,6	32,5	32,5	32,6	32,7	32,6
Unterseite	1. Diagonale	31,7	31,8	31,8	31,8	31,9	31,8
	2. Diagonale	32,7	32,6	32,6	32,8	32,6	32,7
Gesamt							32,6
Messzeitpunkt:		Ultraschalllaufzeit [μ s]					
1. Messung		Messung					
σ D/fc =	0,7	1	2	3	4	5	Mittelwert
Oberseite	1. Diagonale	34,5	34,4	34,3	34,3	34,4	34,4
	2. Diagonale	33,5	33,5	33,5	33,5	33,5	33,5
Unterseite	1. Diagonale	32,4	32,4	32,4	32,3	32,3	32,4
	2. Diagonale	33	33	33,1	33	33,1	33,0
Gesamt							33,3
Messzeitpunkt:		Ultraschalllaufzeit [μ s]					
2. Messung		Messung					
σ D/fc =	0,7	1	2	3	4	5	Mittelwert
Oberseite	1. Diagonale	34,7	34,6	34,7	34,6	34,6	34,6
	2. Diagonale	33,5	33,6	33,7	33,6	33,6	33,6
Unterseite	1. Diagonale	32,2	32,2	32,2	32,2	32,2	32,2
	2. Diagonale	33	33	33	33	33	33,0
Gesamt							33,4
Messzeitpunkt:		Ultraschalllaufzeit [μ s]					
3. Messung		Messung					
σ D/fc =	0,7	1	2	3	4	5	Mittelwert
Oberseite	1. Diagonale	34,8	34,9	34,8	34,8	34,8	34,8
	2. Diagonale	33,6	33,6	33,6	33,7	33,6	33,6
Unterseite	1. Diagonale	32,5	32,4	32,4	32,4	32,4	32,4
	2. Diagonale	33,1	33,1	33	33	33,1	33,1
Gesamt							33,5
Messzeitpunkt:		Ultraschalllaufzeit [μ s]					
4. Messung		Messung					
σ D/fc =	0,7	1	2	3	4	5	Mittelwert
Oberseite	1. Diagonale	35,1	35,2	35,1	35,2	35,1	35,1
	2. Diagonale	33,7	33,8	33,8	33,8	33,8	33,8
Unterseite	1. Diagonale	32,4	32,4	32,3	32,4	32,4	32,4
	2. Diagonale	33,3	33,3	33,3	33,3	33,4	33,3
Gesamt							33,7
Messzeitpunkt:		Ultraschalllaufzeit [μ s]					
5. Messung		Messung					
σ D/fc =	0,7	1	2	3	4	5	Mittelwert
Oberseite	1. Diagonale	35,7	35,6	35,6	35,6	35,6	35,6
	2. Diagonale	34,4	34,5	34,5	34,4	34,5	34,5
Unterseite	1. Diagonale	32,3	32,4	32,6	32,7	32,4	32,5
	2. Diagonale	33,2	33,2	33,2	33,2	33,2	33,2
Gesamt							33,9
rel. E_{dyn} =							92,0

Tabelle D 6: Ultraschalllaufzeiten der gezielten Vorschädigung des Probekörpers V6

Messzeitpunkt: Nullmessung		Ultraschalllaufzeit [μs]					
$\sigma_D/f_c =$		Messung					Mittelwert
		1	2	3	4	5	
Oberseite	1. Diagonale	35,1	35,2	35,1	35,1	35,2	35,1
	2. Diagonale	35,2	35,2	35,2	35,3	35,3	35,2
Unterseite	1. Diagonale	31,4	31,4	31,4	31,4	31,3	31,4
	2. Diagonale	31,4	31,6	31,6	31,6	31,5	31,5
		Gesamt					33,3
Messzeitpunkt: 1. Messung		Ultraschalllaufzeit [μs]					
$\sigma_D/f_c = 0,8$		Messung					Mittelwert
		1	2	3	4	5	
Oberseite	1. Diagonale	36,2	36,2	36,2	36,3	36,2	36,2
	2. Diagonale	36,7	36,8	36,7	36,7	36,8	36,7
Unterseite	1. Diagonale	32,1	32,1	32,2	32,2	32	32,1
	2. Diagonale	32,4	32,4	32,4	32,4	32,4	32,4
		Gesamt					34,4
Messzeitpunkt: 2. Messung		Ultraschalllaufzeit [μs]					
$\sigma_D/f_c = 0,7$		Messung					Mittelwert
		1	2	3	4	5	
Oberseite	1. Diagonale	36,6	36,6	36,6	36,6	36,6	36,6
	2. Diagonale	37,2	37,4	37,3	37,2	37,3	37,3
Unterseite	1. Diagonale	32,5	32,6	32,4	32,4	32,6	32,5
	2. Diagonale	32,5	32,5	32,6	32,6	32,6	32,6
		Gesamt					34,7
Messzeitpunkt: 3. Messung		Ultraschalllaufzeit [μs]					
$\sigma_D/f_c = 0,7$		Messung					Mittelwert
		1	2	3	4	5	
Oberseite	1. Diagonale	36,9	36,8	36,8	36,9	36,9	36,9
	2. Diagonale	37,5	37,5	37,5	37,5	37,6	37,5
Unterseite	1. Diagonale	32,2	32,3	32,3	32,4	32,3	32,3
	2. Diagonale	32,7	32,6	32,6	32,5	32,5	32,6
		Gesamt					34,8
		rel. E_{dyn} =					91,6

Tabelle D 7: Ultraschalllaufzeiten der gezielten Vorschädigung des Probekörpers V7

Messzeitpunkt: Nullmessung		Ultraschalllaufzeit [μs]					Mittelwert
$\sigma_D/\dot{f}_c =$		Messung					
		1	2	3	4	5	
Oberseite	1. Diagonale	33,2	33	32,9	33	33	33,0
	2. Diagonale	34,2	34,1	34,1	34,2	34,1	34,1
Unterseite	1. Diagonale	32,4	32,6	32,5	32,4	32,3	32,4
	2. Diagonale	31,4	31,4	31,4	31,4	31,5	31,4
Gesamt						32,8	
Messzeitpunkt: 1. Messung		Ultraschalllaufzeit [μs]					Mittelwert
$\sigma_D/\dot{f}_c =$	0,8	Messung					
		1	2	3	4	5	
Oberseite	1. Diagonale	35	34,9	34,9	34,9	34,9	34,9
	2. Diagonale	36,1	36,1	36	36,1	36,1	36,1
Unterseite	1. Diagonale	32,7	32,6	32,6	32,7	32,7	32,7
	2. Diagonale	31,6	31,7	31,6	31,7	31,8	31,7
Gesamt						33,8	
Messzeitpunkt: 2. Messung		Ultraschalllaufzeit [μs]					Mittelwert
$\sigma_D/\dot{f}_c =$	0,8	Messung					
		1	2	3	4	5	
Oberseite	1. Diagonale	35,1	35,1	34,9	35	35,2	35,1
	2. Diagonale	36,5	36,2	36,4	36,3	36,3	36,3
Unterseite	1. Diagonale	33,1	33,2	33,3	33,2	33,3	33,2
	2. Diagonale	32,1	32,3	32,2	32,1	32,2	32,2
Gesamt						34,2	
Messzeitpunkt: 3. Messung		Ultraschalllaufzeit [μs]					Mittelwert
$\sigma_D/\dot{f}_c =$	0,7	Messung					
		1	2	3	4	5	
Oberseite	1. Diagonale	35,3	35,3	35,3	35,3	35,3	35,3
	2. Diagonale	36,8	36,8	36,8	36,8	36,8	36,8
Unterseite	1. Diagonale	33,5	33,4	33,5	33,4	33,4	33,4
	2. Diagonale	32,2	32,4	32,4	32,4	32,3	32,3
Gesamt						34,5	
rel. E_{dyn} =						90,3	

Tabelle D 8: Ultraschalllaufzeiten der gezielten Vorschädigung des Probekörpers V8

Messzeitpunkt: Nullmessung		Ultraschalllaufzeit [μs]					
$\sigma_D/\bar{f}_c =$		Messung					Mittelwert
		1	2	3	4	5	
Oberseite	1. Diagonale	33,5	33,5	33,5	33,5	33,6	33,5
	2. Diagonale	33,7	33,6	33,6	33,6	33,7	33,6
Unterseite	1. Diagonale	33,1	33,1	33,2	33,1	33,2	33,1
	2. Diagonale	32,7	32,7	32,7	32,7	32,7	32,7
						Gesamt	33,3
Messzeitpunkt: 1. Messung		Ultraschalllaufzeit [μs]					
$\sigma_D/\bar{f}_c = 0,8$		Messung					Mittelwert
		1	2	3	4	5	
Oberseite	1. Diagonale	35,3	35,4	35,4	35,3	35,4	35,4
	2. Diagonale	35,3	35,2	35,2	35,3	35,3	35,3
Unterseite	1. Diagonale	34,7	34,8	34,7	34,7	34,7	34,7
	2. Diagonale	35,8	35,8	35,8	35,8	35,8	35,8
						Gesamt	35,3
						rel. E_{dyn} =	88,8

Tabelle D 9: Ultraschalllaufzeiten der gezielten Vorschädigung des Probekörpers V9

Messzeitpunkt: Nullmessung		Ultraschalllaufzeit [μs]					
$\sigma_D/\bar{f}_C =$		Messung					
		1	2	3	4	5	Mittelwert
Oberseite	1. Diagonale	34,7	34,8	34,8	34,8	34,8	34,8
	2. Diagonale	35,9	35,9	35,8	35,8	35,8	35,8
Unterseite	1. Diagonale	33,3	33,2	33,2	33,3	33,3	33,3
	2. Diagonale	33,5	33,4	33,6	33,4	33,5	33,5
		Gesamt					34,3
Messzeitpunkt: 1. Messung		Ultraschalllaufzeit [μs]					
$\sigma_D/\bar{f}_C = 0,8$		Messung					
		1	2	3	4	5	Mittelwert
Oberseite	1. Diagonale	35,6	35,7	35,7	35,6	35,6	35,6
	2. Diagonale	37,8	37,9	37,8	37,8	37,8	37,8
Unterseite	1. Diagonale	33,4	33,3	33,4	33,4	33,4	33,4
	2. Diagonale	33,8	33,9	33,8	33,8	33,8	33,8
		Gesamt					35,2
Messzeitpunkt: 2. Messung		Ultraschalllaufzeit [μs]					
$\sigma_D/\bar{f}_C = 0,7$		Messung					
		1	2	3	4	5	Mittelwert
Oberseite	1. Diagonale	36,4	36,3	36,4	36,3	36,4	36,4
	2. Diagonale	39,2	39	39	39	39	39,0
Unterseite	1. Diagonale	34	34	34	34,1	34,1	34,0
	2. Diagonale	34,1	34	34,2	34,1	34,1	34,1
		Gesamt					35,9
Messzeitpunkt: 3. Messung		Ultraschalllaufzeit [μs]					
$\sigma_D/\bar{f}_C = 0,8$		Messung					
		1	2	3	4	5	Mittelwert
Oberseite	1. Diagonale	37	37	37	37	37	37,0
	2. Diagonale	40,1	40,2	40,1	40,2	40,1	40,1
Unterseite	1. Diagonale	34,4	34,4	34,4	34,3	34,4	34,4
	2. Diagonale	34,4	34,5	34,3	34,4	34,5	34,4
		Gesamt					36,5
Messzeitpunkt: 4. Messung		Ultraschalllaufzeit [μs]					
$\sigma_D/\bar{f}_C = 0,7$		Messung					
		1	2	3	4	5	Mittelwert
Oberseite	1. Diagonale	37,3	37,3	37,4	37,3	37,3	37,3
	2. Diagonale	40,7	40,7	40,7	40,7	40,8	40,7
Unterseite	1. Diagonale	34,4	34,4	34,4	34,4	34,4	34,4
	2. Diagonale	34,5	34,4	34,4	34,3	34,4	34,4
		Gesamt					36,7
Messzeitpunkt: 5. Messung		Ultraschalllaufzeit [μs]					
$\sigma_D/\bar{f}_C = 0,7$		Messung					
		1	2	3	4	5	Mittelwert
Oberseite	1. Diagonale	37,4	37,4	37,4	37,4	37,4	37,4
	2. Diagonale	40,6	40,5	40,6	40,6	40,5	40,6
Unterseite	1. Diagonale	34,4	34,4	34,4	34,4	34,5	34,4
	2. Diagonale	34,4	34,5	34,5	34,5	34,5	34,5
		Gesamt					36,7
		rel. E_{dyn} =					87,5

Tabelle D 10: Ultraschalllaufzeiten der gezielten Vorschädigung des Probekörpers V10

Messzeitpunkt: Nullmessung		Ultraschalllaufzeit [μs]					
$\sigma_D/\bar{f}_C =$		Messung					
		1	2	3	4	5	Mittelwert
Oberseite	1. Diagonale	39,3	39,2	39,3	39,2	39,2	39,2
	2. Diagonale	39,9	39,8	39,8	39,8	39,8	39,8
Unterseite	1. Diagonale	32,2	32,2	32,2	32,3	32,2	32,2
	2. Diagonale	32,8	32,9	32,9	32,9	32,8	32,9
						Gesamt	36,0
Messzeitpunkt: 1. Messung		Ultraschalllaufzeit [μs]					
$\sigma_D/\bar{f}_C = 0,85$		Messung					
		1	2	3	4	5	Mittelwert
Oberseite	1. Diagonale	47,3	47,1	47,4	47,2	47,4	47,3
	2. Diagonale	43,6	43,7	43,6	43,5	43,6	43,6
Unterseite	1. Diagonale	32,5	32,6	32,6	32,6	32,6	32,6
	2. Diagonale	33	33	32,9	32,9	33	33,0
						Gesamt	39,1
						rel. E_{dyn} =	84,6

Tabelle D 11: Ultraschalllaufzeiten der gezielten Vorschädigung des Probekörpers V11

Messzeitpunkt:		Ultraschalllaufzeit [μs]					
Nullmessung		Messung					
$\sigma_D/\hat{f}_C =$		1	2	3	4	5	Mittelwert
Oberseite	1. Diagonale	33,8	33,8	33,7	33,8	33,9	33,8
	2. Diagonale	33	33	33,1	33	33	33,0
Unterseite	1. Diagonale	33,1	33,1	33	33,1	33	33,1
	2. Diagonale	31,7	31,8	31,7	31,8	31,8	31,8
Gesamt							32,9
Messzeitpunkt:		Ultraschalllaufzeit [μs]					
1. Messung		Messung					
$\sigma_D/\hat{f}_C =$	0,7	1	2	3	4	5	Mittelwert
Oberseite	1. Diagonale	35,2	35,2	35,2	35,2	35,1	35,2
	2. Diagonale	35,3	35,3	35,2	35,2	35,3	35,3
Unterseite	1. Diagonale	33,9	33,8	33,8	33,8	33,8	33,8
	2. Diagonale	32,4	32,4	32,4	32,4	32,4	32,4
Gesamt							34,2
Messzeitpunkt:		Ultraschalllaufzeit [μs]					
2. Messung		Messung					
$\sigma_D/\hat{f}_C =$	0,7	1	2	3	4	5	Mittelwert
Oberseite	1. Diagonale	35,8	35,8	35,8	35,8	35,8	35,8
	2. Diagonale	36,8	36,8	36,8	36,8	36,8	36,8
Unterseite	1. Diagonale	34,6	34,6	34,6	34,7	34,7	34,6
	2. Diagonale	32,9	32,8	32,8	32,9	32,7	32,8
Gesamt							35,0
Messzeitpunkt:		Ultraschalllaufzeit [μs]					
3. Messung		Messung					
$\sigma_D/\hat{f}_C =$	0,7	1	2	3	4	5	Mittelwert
Oberseite	1. Diagonale	36,6	36,5	36,6	36,6	36,5	36,6
	2. Diagonale	38,5	38,5	38,6	38,5	38,5	38,5
Unterseite	1. Diagonale	36,1	36,1	36,1	36,1	36,1	36,1
	2. Diagonale	33,5	33,5	33,5	33,5	33,5	33,5
Gesamt							36,2
rel. E_{dyn} =							82,8

Tabelle D 12: Ultraschalllaufzeiten der gezielten Vorschädigung des Probekörpers V12

Messzeitpunkt: Nullmessung		Ultraschalllaufzeit [μs]					
$\sigma_D/\bar{f}_c =$		Messung					
		1	2	3	4	5	Mittelwert
Oberseite	1. Diagonale	37,8	37,6	37,6	37,6	37,5	37,6
	2. Diagonale	38,1	38,2	38,1	38,2	38,1	38,1
Unterseite	1. Diagonale	35,5	35,6	35,5	35,5	35,6	35,5
	2. Diagonale	35,7	35,6	35,7	35,8	35,8	35,7
						Gesamt	36,8
Messzeitpunkt: 1. Messung		Ultraschalllaufzeit [μs]					
$\sigma_D/\bar{f}_c = 0,85$		Messung					
		1	2	3	4	5	Mittelwert
Oberseite	1. Diagonale	46,5	46	46,2	46,1	46	46,2
	2. Diagonale	43,3	43,6	43,4	43,5	43,3	43,4
Unterseite	1. Diagonale	36,1	36,4	36,2	36,1	36,1	36,2
	2. Diagonale	36,1	36,1	35,9	36	36,1	36,0
						Gesamt	40,5
						rel. $E_{\text{dyn}} =$	82,6

Tabelle D 13: Ultraschalllaufzeiten der gezielten Vorschädigung des Probekörpers V13

Messzeitpunkt: Nullmessung		Ultraschalllaufzeit [μs]					
$\sigma_D/f_c =$		Messung					Mittelwert
		1	2	3	4	5	
Oberseite	1. Diagonale	35,4	35,5	35,4	35,5	35,4	35,4
	2. Diagonale	36,2	36,3	36,2	36,2	36,3	36,2
Unterseite	1. Diagonale	31,9	31,9	31,8	31,8	31,9	31,9
	2. Diagonale	32	32	32,1	32,1	32,1	32,1
		Gesamt					33,9
Messzeitpunkt: 1. Messung		Ultraschalllaufzeit [μs]					
$\sigma_D/f_c = 0,85$		Messung					Mittelwert
		1	2	3	4	5	
Oberseite	1. Diagonale	40,4	40,5	40,5	40,5	40,5	40,5
	2. Diagonale	38,7	38,7	38,7	38,6	38,7	38,7
Unterseite	1. Diagonale	32,2	32,2	32,3	32,2	32,2	32,2
	2. Diagonale	32	32,1	32,1	32,3	32,2	32,1
		Gesamt					35,9
Messzeitpunkt: 2. Messung		Ultraschalllaufzeit [μs]					
$\sigma_D/f_c = 0,85$		Messung					Mittelwert
		1	2	3	4	5	
Oberseite	1. Diagonale	41,7	41,7	41,9	41,7	41,8	41,8
	2. Diagonale	41	40,8	40,9	40,9	40,8	40,9
Unterseite	1. Diagonale	32,7	32,6	32,6	32,7	32,6	32,6
	2. Diagonale	32,5	32,4	32,6	32,5	32,5	32,5
		Gesamt					36,9
Messzeitpunkt: 3. Messung		Ultraschalllaufzeit [μs]					
$\sigma_D/f_c = 0,8$		Messung					Mittelwert
		1	2	3	4	5	
Oberseite	1. Diagonale	42,3	42,2	42,4	42,2	42,1	42,2
	2. Diagonale	41	41	41	41,1	40,9	41,0
Unterseite	1. Diagonale	33,1	33,3	33,2	33,3	33,3	33,2
	2. Diagonale	32,7	32,9	32,7	32,9	32,7	32,8
		Gesamt					37,3
Messzeitpunkt: 4. Messung		Ultraschalllaufzeit [μs]					
$\sigma_D/f_c = 0,75$		Messung					Mittelwert
		1	2	3	4	5	
Oberseite	1. Diagonale	43,2	43,1	43	43	43,3	43,1
	2. Diagonale	41,4	41,5	41,4	41,5	41,4	41,4
Unterseite	1. Diagonale	33,3	33,3	33,4	33,2	33,4	33,3
	2. Diagonale	33	33,1	32,9	33,2	33	33,0
		Gesamt					37,7
		rel. E_{dyn} =					81,0

Tabelle D 14: Ultraschalllaufzeiten der gezielten Vorschädigung des Probekörpers V14

Messzeitpunkt:		Ultraschalllaufzeit [μs]					
Nullmessung		Messung					
$\sigma_D/f_c =$		1	2	3	4	5	Mittelwert
Oberseite	1. Diagonale	32,7	32,8	32,8	32,7	32,8	32,8
	2. Diagonale	33,1	33,2	33,2	33,2	33,2	33,2
Unterseite	1. Diagonale	32,4	32,4	32,4	32,4	32,3	32,4
	2. Diagonale	33,4	33,2	33,2	33	33,1	33,2
						Gesamt	32,9
Messzeitpunkt:		Ultraschalllaufzeit [μs]					
1. Messung		Messung					
$\sigma_D/f_c =$	0,9	1	2	3	4	5	Mittelwert
Oberseite	1. Diagonale	40,2	40,3	40,5	40,5	40,5	40,4
	2. Diagonale	39	39	39	38,9	38,8	38,9
Unterseite	1. Diagonale	33,2	33,3	33	33,4	33,2	33,2
	2. Diagonale	33,1	33,1	33	33,2	33	33,1
						Gesamt	36,4
Messzeitpunkt:		Ultraschalllaufzeit [μs]					
2. Messung		Messung					
$\sigma_D/f_c =$	0,8	1	2	3	4	5	Mittelwert
Oberseite	1. Diagonale	40,2	40,1	40,5	40,4	40,5	40,3
	2. Diagonale	40	40	40	39,9	40	40,0
Unterseite	1. Diagonale	33,6	33,6	33,6	33,6	33,5	33,6
	2. Diagonale	33,4	33,2	33,3	33,3	33,2	33,3
						Gesamt	36,8
						rel. E_{dyn} =	79,8

Tabelle D 15: Ultraschalllaufzeiten der gezielten Vorschädigung des Probekörpers V15

Messzeitpunkt: Nullmessung		Ultraschalllaufzeit [μs]					
$\sigma_D/f_c =$		Messung					Mittelwert
		1	2	3	4	5	
Oberseite	1. Diagonale	32,6	32,5	32,6	32,6	32,6	32,6
	2. Diagonale	33,4	33,5	33,5	33,5	33,5	33,5
Unterseite	1. Diagonale	32	32	32	32,1	32,1	32,0
	2. Diagonale	32,3	32,3	32,3	32,4	32,4	32,3
		Gesamt					32,6
Messzeitpunkt: 1. Messung		Ultraschalllaufzeit [μs]					
$\sigma_D/f_c = 0,9$		Messung					Mittelwert
		1	2	3	4	5	
Oberseite	1. Diagonale	34,1	34,2	34,1	34,3	34,2	34,2
	2. Diagonale	36,5	36,5	36,5	36,5	36,6	36,5
Unterseite	1. Diagonale	32,4	32,4	32,4	32,5	32,5	32,4
	2. Diagonale	33,4	33,3	33,5	33,5	33,4	33,4
		Gesamt					34,1
Messzeitpunkt: 2. Messung		Ultraschalllaufzeit [μs]					
$\sigma_D/f_c = 0,8$		Messung					Mittelwert
		1	2	3	4	5	
Oberseite	1. Diagonale	34,6	34,7	34,7	34,7	34,8	34,7
	2. Diagonale	37,4	37,3	37,5	37,3	37,4	37,4
Unterseite	1. Diagonale	32,7	32,6	32,6	32,7	32,7	32,7
	2. Diagonale	33,4	33,4	33,4	33,3	33,4	33,4
		Gesamt					34,5
Messzeitpunkt: 3. Messung		Ultraschalllaufzeit [μs]					
$\sigma_D/f_c = 0,8$		Messung					Mittelwert
		1	2	3	4	5	
Oberseite	1. Diagonale	35,5	35,6	35,5	35,5	35,6	35,5
	2. Diagonale	38,8	38,7	38,8	38,7	38,7	38,7
Unterseite	1. Diagonale	32,7	32,8	32,8	32,9	32,9	32,8
	2. Diagonale	33,9	33,9	33,7	33,8	33,8	33,8
		Gesamt					35,2
Messzeitpunkt: 4. Messung		Ultraschalllaufzeit [μs]					
$\sigma_D/f_c = 0,8$		Messung					Mittelwert
		1	2	3	4	5	
Oberseite	1. Diagonale	36,6	36,7	36,6	36,7	36,6	36,6
	2. Diagonale	40,6	40,5	40,5	40,5	40,5	40,5
Unterseite	1. Diagonale	33	33	33,1	33	33,1	33,0
	2. Diagonale	33,6	33,5	33,5	33,6	33,5	33,5
		Gesamt					35,9
Messzeitpunkt: 5. Messung		Ultraschalllaufzeit [μs]					
$\sigma_D/f_c = 0,8$		Messung					Mittelwert
		1	2	3	4	5	
Oberseite	1. Diagonale	37,3	37,2	37,2	37,2	37,2	37,2
	2. Diagonale	41,3	41,4	41,4	41,4	41,4	41,4
Unterseite	1. Diagonale	33,4	33,4	33,5	33,4	33,5	33,4
	2. Diagonale	33,9	34	33,9	34,1	34	34,0
		Gesamt					36,5
		rel. E_{dyn} =					79,8

Tabelle D 16: Ultraschalllaufzeiten der gezielten Vorschädigung des Probekörpers V16

Messzeitpunkt: Nullmessung		Ultraschalllaufzeit [μs]					
$\sigma_D/\bar{f}_c =$		Messung					
		1	2	3	4	5	Mittelwert
Oberseite	1. Diagonale	32,7	32,7	32,6	32,6	32,7	32,7
	2. Diagonale	32,5	32,5	32,6	32,6	32,4	32,5
Unterseite	1. Diagonale	33,4	33,5	33,5	33,4	33,5	33,5
	2. Diagonale	32,6	32,6	32,5	32,8	32,7	32,6
Gesamt						32,8	
Messzeitpunkt: 1. Messung		Ultraschalllaufzeit [μs]					
$\sigma_D/\bar{f}_c = 0,9$		Messung					
		1	2	3	4	5	Mittelwert
Oberseite	1. Diagonale	41,6	41,9	42	41,7	41,7	41,8
	2. Diagonale	37,7	37,7	37,7	37,6	37,8	37,7
Unterseite	1. Diagonale	34,6	34,6	34,6	34,6	34,6	34,6
	2. Diagonale	34,2	34,2	34,1	34,1	34,3	34,2
Gesamt						37,1	
rel. $E_{\text{dyn}} =$						78,4	

Tabelle D 17: Ultraschalllaufzeiten der gezielten Vorschädigung des Probekörpers V17

Messzeitpunkt: Nullmessung		Ultraschalllaufzeit [μs]					
$\sigma_D/f_c =$		Messung					
		1	2	3	4	5	Mittelwert
Oberseite	1. Diagonale	34,3	34,4	34,4	34,4	34,4	34,4
	2. Diagonale	34,4	34,3	34,4	34,4	34,4	34,4
Unterseite	1. Diagonale	31,3	31,2	31,1	31	31,1	31,1
	2. Diagonale	30,7	30,8	30,8	30,9	30,9	30,8
						Gesamt	32,7
Messzeitpunkt: 1. Messung		Ultraschalllaufzeit [μs]					
$\sigma_D/f_c = 0,9$		Messung					
		1	2	3	4	5	Mittelwert
Oberseite	1. Diagonale	38	38	38	38	38	38,0
	2. Diagonale	36,6	36,5	36,5	36,5	36,6	36,5
Unterseite	1. Diagonale	31,9	32	31,9	31,9	31,9	31,9
	2. Diagonale	31,3	31,3	31,3	31,3	31,3	31,3
						Gesamt	34,4
Messzeitpunkt: 2. Messung		Ultraschalllaufzeit [μs]					
$\sigma_D/f_c = 0,85$		Messung					
		1	2	3	4	5	Mittelwert
Oberseite	1. Diagonale	40,7	40,7	40,5	40,5	40,5	40,6
	2. Diagonale	38,3	38,3	38,3	38,3	38,3	38,3
Unterseite	1. Diagonale	32,1	31,9	31,8	32	31,9	31,9
	2. Diagonale	31,6	31,6	31,6	31,5	31,5	31,6
						Gesamt	35,6
Messzeitpunkt: 3. Messung		Ultraschalllaufzeit [μs]					
$\sigma_D/f_c = 0,85$		Messung					
		1	2	3	4	5	Mittelwert
Oberseite	1. Diagonale	41,4	41,4	41,4	41,5	41,6	41,5
	2. Diagonale	38,9	38,9	39	39,1	38,9	39,0
Unterseite	1. Diagonale	32,5	32,3	32,3	32,3	32,4	32,4
	2. Diagonale	32,1	32,1	32,1	32	32,1	32,1
						Gesamt	36,2
Messzeitpunkt: 4. Messung		Ultraschalllaufzeit [μs]					
$\sigma_D/f_c = 0,85$		Messung					
		1	2	3	4	5	Mittelwert
Oberseite	1. Diagonale	42,9	43	43,1	43	43	43,0
	2. Diagonale	38,4	38,4	38,4	38,4	38,4	38,4
Unterseite	1. Diagonale	32,8	32,6	32,7	32,6	32,7	32,7
	2. Diagonale	32,4	32,4	32,3	32,3	32,4	32,4
						Gesamt	36,6
Messzeitpunkt: 5. Messung		Ultraschalllaufzeit [μs]					
$\sigma_D/f_c = 0,8$		Messung					
		1	2	3	4	5	Mittelwert
Oberseite	1. Diagonale	43,9	43,9	43,9	43,8	43,6	43,8
	2. Diagonale	39,1	39,2	39,1	39,2	39,2	39,2
Unterseite	1. Diagonale	32,8	32,9	32,8	32,8	32,9	32,8
	2. Diagonale	32,4	32,3	32,2	32,3	32,3	32,3
						Gesamt	37,0
						rel. E_{dyn} =	77,9

Tabelle D 18: Ultraschalllaufzeiten der gezielten Vorschädigung des Probekörpers V18

Messzeitpunkt: Nullmessung		Ultraschalllaufzeit [μs]					
$\sigma_D/f_c =$		Messung					Mittelwert
		1	2	3	4	5	
Oberseite	1. Diagonale	36,1	36	36	36	36	36,0
	2. Diagonale	35,4	35,3	35,4	35,4	35,4	35,4
Unterseite	1. Diagonale	33,3	33,3	33,3	33,3	33,4	33,3
	2. Diagonale	32,4	32,4	32,4	32,4	32,4	32,4
		Gesamt					34,3
Messzeitpunkt: 1. Messung		Ultraschalllaufzeit [μs]					
$\sigma_D/f_c = 0,9$		Messung					Mittelwert
		1	2	3	4	5	
Oberseite	1. Diagonale	43,5	43,3	43,3	43,2	43,2	43,3
	2. Diagonale	38,4	38,4	38,3	38,3	38,3	38,3
Unterseite	1. Diagonale	33,9	33,8	33,7	33,8	33,7	33,8
	2. Diagonale	32,8	32,9	32,9	33	32,9	32,9
		Gesamt					37,1
Messzeitpunkt: 2. Messung		Ultraschalllaufzeit [μs]					
$\sigma_D/f_c = 0,9$		Messung					Mittelwert
		1	2	3	4	5	
Oberseite	1. Diagonale	46,4	46,6	46,4	46,3	46,5	46,4
	2. Diagonale	39	39,1	39	39	39	39,0
Unterseite	1. Diagonale	33,8	33,9	34	33,9	34	33,9
	2. Diagonale	33,2	33,2	33,1	33,3	33,2	33,2
		Gesamt					38,1
Messzeitpunkt: 3. Messung		Ultraschalllaufzeit [μs]					
$\sigma_D/f_c = 0,8$		Messung					Mittelwert
		1	2	3	4	5	
Oberseite	1. Diagonale	47,6	47,8	47,7	47,6	47,7	47,7
	2. Diagonale	39,7	39,7	39,7	39,7	39,7	39,7
Unterseite	1. Diagonale	34,1	34,1	34	34,1	34	34,1
	2. Diagonale	33,1	33,1	33,1	33,1	33,2	33,1
		Gesamt					38,6
Messzeitpunkt: 4. Messung		Ultraschalllaufzeit [μs]					
$\sigma_D/f_c = 0,9$		Messung					Mittelwert
		1	2	3	4	5	
Oberseite	1. Diagonale	50,2	50,5	50,1	50	49,8	50,1
	2. Diagonale	40,5	40,5	40,4	40,4	40,5	40,5
Unterseite	1. Diagonale	34	34,1	34,1	34	34,1	34,1
	2. Diagonale	33,1	33,1	33,1	33,2	33,1	33,1
		Gesamt					39,4
		rel. E_{dyn} =					75,5

Tabelle D 19: Ultraschalllaufzeiten der gezielten Vorschädigung des Probekörpers V19

Messzeitpunkt:		Ultraschalllaufzeit [μs]					
Nullmessung		Messung					
$\sigma_D/f_c =$		1	2	3	4	5	Mittelwert
Oberseite	1. Diagonale	33,3	33,2	33,2	33,2	33,2	33,2
	2. Diagonale	32,4	32,3	32,4	32,4	32,3	32,4
Unterseite	1. Diagonale	31,7	31,7	31,8	31,7	31,7	31,7
	2. Diagonale	32,7	32,8	32,8	32,9	32,8	32,8
						Gesamt	32,5
Messzeitpunkt:		Ultraschalllaufzeit [μs]					
1. Messung		Messung					
$\sigma_D/f_c =$	0,95	1	2	3	4	5	Mittelwert
Oberseite	1. Diagonale	34	34,1	34,1	34,1	33,9	34,0
	2. Diagonale	34,9	34,6	34,8	34,6	34,7	34,7
Unterseite	1. Diagonale	65,1	65,1	65,2	65,3	65,2	65,2
	2. Diagonale	34,9	34,9	34,9	34,9	34,9	34,9
						Gesamt	42,2
						rel. E_{dyn} =	59,4

Tabelle D 20: Ultraschalllaufzeiten der gezielten Vorschädigung des Probekörpers V20

Messzeitpunkt:		Ultraschalllaufzeit [μs]					
Nullmessung		Messung					
$\sigma_D/f_c =$		1	2	3	4	5	Mittelwert
Oberseite	1. Diagonale	42,8	43	42,8	42,9	43	42,9
	2. Diagonale	40,5	40,5	40,5	40,5	40,5	40,5
Unterseite	1. Diagonale	32,3	32,2	32,3	32,3	32,3	32,3
	2. Diagonale	32,2	32,1	32,1	32,2	32,2	32,2
						Gesamt	37,0
Messzeitpunkt:		Ultraschalllaufzeit [μs]					
1. Messung		Messung					
$\sigma_D/f_c =$	0,95	1	2	3	4	5	Mittelwert
Oberseite	1. Diagonale	58,4	58,4	58,3	58,4	58,4	58,4
	2. Diagonale	75,3	75,5	75,4	75,4	75,4	75,4
Unterseite	1. Diagonale	33,5	33,5	33,5	33,5	33,5	33,5
	2. Diagonale	33,4	33,4	33,3	33,1	33,4	33,3
						Gesamt	50,2
						rel. E_{dyn} =	54,3

Tabelle D 21: Ultraschalllaufzeiten der gezielten Vorschädigung des Probekörpers V21

Messzeitpunkt: Nullmessung		Ultraschalllaufzeit [μs]					
$\sigma_D/f_c =$		Messung					
		1	2	3	4	5	Mittelwert
Oberseite	1. Diagonale	36,4	36,3	36,3	36,3	36,4	36,3
	2. Diagonale	37,2	37,3	37,3	37,4	37,3	37,3
Unterseite	1. Diagonale	31,6	31,6	31,6	31,7	31,6	31,6
	2. Diagonale	32,3	32,3	32,3	32,4	32,3	32,3
						Gesamt	34,4
Messzeitpunkt: 1. Messung		Ultraschalllaufzeit [μs]					
$\sigma_D/f_c = 0,95$		Messung					
		1	2	3	4	5	Mittelwert
Oberseite	1. Diagonale	46,3	46,1	46	46,2	46,1	46,1
	2. Diagonale	84,1	83,8	84,1	84,2	84	84,0
Unterseite	1. Diagonale	32	32	32	32	32	32,0
	2. Diagonale	32,3	32,4	32,4	32,2	32,4	32,3
						Gesamt	48,6
						rel. E_{dyn} =	50,0

Tabelle D 22: Ultraschalllaufzeiten der gezielten Vorschädigung des Probekörpers V22

Messzeitpunkt: Nullmessung		Ultraschalllaufzeit [μs]					
$\sigma_D/f_c =$		Messung					
		1	2	3	4	5	Mittelwert
Oberseite	1. Diagonale	36,5	36,5	36,5	36,5	36,4	36,5
	2. Diagonale	35,6	35,6	35,6	35,6	35,5	35,6
Unterseite	1. Diagonale	33,5	33,6	33,6	33,6	33,7	33,6
	2. Diagonale	33,6	33,5	33,8	33,6	33,8	33,7
						Gesamt	34,8
Messzeitpunkt: 1. Messung		Ultraschalllaufzeit [μs]					
$\sigma_D/f_c = 0,95$		Messung					
		1	2	3	4	5	Mittelwert
Oberseite	1. Diagonale	43,6	43,8	43,7	43,6	43,5	43,6
	2. Diagonale	42,4	42,3	42,3	42,3	42,3	42,3
Unterseite	1. Diagonale	50,7	50,6	50,6	50,7	50,7	50,7
	2. Diagonale	66,3	66,2	66,2	66,3	66,3	66,3
						Gesamt	50,7
						rel. E_{dyn} =	47,2

Tabelle D 23: Ultraschalllaufzeiten der gezielten Vorschädigung des Probekörpers V23

Messzeitpunkt: Nullmessung		Ultraschalllaufzeit [μs]					
$\sigma_D/f_c =$		Messung					Mittelwert
		1	2	3	4	5	
Oberseite	1. Diagonale	38,5	38,3	38,4	38,3	38,4	38,4
	2. Diagonale	38,1	38,3	38,2	38,3	38,2	38,2
Unterseite	1. Diagonale	33,2	33,1	33,3	33,2	33,2	33,2
	2. Diagonale	33,1	33,1	33	33	33	33,0
Gesamt						35,7	
Messzeitpunkt: 1. Messung		Ultraschalllaufzeit [μs]					
$\sigma_D/f_c = 0,95$		Messung					Mittelwert
		1	2	3	4	5	
Oberseite	1. Diagonale	71	71	71	71	71	71,0
	2. Diagonale	78,1	78,1	78,1	78,1	78,1	78,1
Unterseite	1. Diagonale	34,9	35	34,9	35	35	35,0
	2. Diagonale	33,6	33,7	33,7	33,7	33,7	33,7
Gesamt						54,4	
rel. E_{dyn} =						43,0	

Anhang E Frischbetonkennwerte

Tabelle E 1: Maßgebende Frischbetonkennwerte der Betonmischungen für die Herstellung der großformatigen Balken (B1 bis B24)

Balken	Lage	Frischbetontemperatur [°C]	Verdichtungsmaß c [-]	Konsistenzklasse [-]	Luftporengehalt [Vol.-%]	Frischbetonrohddichte [kg/dm ³]
B1	unten	22,0	1,39	C1	4,6	2,38
	oben	21,3	1,39	C1	4,6	2,35
B2	unten	20,7	1,36	C1	4,4	2,38
	oben	21	1,24	C2	5,0	2,35
B3	unten	23,2	1,40	C1	4,5	2,39
	oben	21,2	1,29	C2	4,3	2,36
B4	unten	25,8	1,25	C1	4,0	2,35
	oben	25,7	1,25	C1	4,5	2,32
B5	unten	26,9	1,30	C2	5,2	2,30
	oben	26,7	1,31	C2	4,7	2,34
B6	unten	25,4	1,29	C2	4,8	2,32
	oben	25,3	1,27	C2	4,0	2,38
B7	unten	25,0	1,38	C1	3,9	2,43
	oben	24,8	1,17	C2	5,0	2,32
B8	unten	25,0	1,23	C2	4,9	2,35
	oben	24,8	1,17	C2	4,5	2,35
B9	unten	25,1	1,19	C2	4,3	2,35
	oben	25,0	1,15	C2	5,2	2,37
B10	unten	24,8	1,39	C1	4,2	2,34
	oben	24,6	1,35	C1	4,6	2,34
B11	unten	24,1	1,33	C1	4,8	2,34
	oben	24,0	1,32	C1	5,3	2,34
B12	unten	25,0	1,39	C1	4,5	2,35
	oben	24,4	1,26	C1	4,7	2,33
B13	unten	24,8	1,23	C2	4,9	2,35
	oben	25,0	1,17	C2	4,5	2,35
B14	unten	23,1	1,21	C1	4,3	2,35
	oben	23,4	1,20	C1	4,3	2,39
B15	unten	24,9	1,30	C1	4,8	2,34
	oben	24,9	1,28	C1	5,3	2,32
B16	unten	25,5	1,33	C1	4,4	2,36
	oben	24,3	1,25	C2	5,5	2,34
B17	unten	22,8	1,27	C1	4,6	2,35
	oben	23,4	1,20	C2	4,6	2,31
B18	unten	23,5	1,21	C2	4,6	2,33
	oben	24,0	1,29	C1	4,0	2,35
B19	unten	25,8	1,39	C1	4,1	2,39
	oben	25,2	1,37	C1	4,2	2,36
B20	unten	24,5	1,25	C2	5,5	2,32
	oben	24,5	1,31	C1	4,3	2,36
B21	unten	25,8	1,31	C1	4,3	2,36
	oben	25,3	1,31	C1	4,4	2,36
B22	unten	28,1	1,36	C1	4,5	2,39
	oben	28,1	1,35	C1	4,8	2,38
B23	unten	27,5	1,36	C1	4,1	2,43
	oben	27,5	1,29	C1	4,9	2,35
B24	unten	27,9	1,35	C1	4,4	2,39
	oben	27,5	1,27	C1	4,5	2,38

Tabelle E 2: Maßgebende Frischbetonkennwerte der Betonmischungen für die Herstellung der großformatigen Balken (B25 bis B47)

Balken	Lage	Frischbetontemperatur [°C]	Verdichtungsmaß c [-]	Konsistenzklasse [-]	Luftporenhalt [Vol.-%]	Frischbetonrohddichte [kg/dm ³]
B25	unten	21,8	1,30	C1	4,5	2,35
	oben	22,0	1,18	C2	4,7	2,33
B26	unten	21,0	1,34	C1	4,1	2,35
	oben	20,8	1,14	C2	4,6	2,27
B27	unten	22,0	1,21	C2	4,4	2,32
	oben	20,4	1,18	C2	4,9	2,30
B28	unten	26,9	1,29	C1	4,0	2,38
	oben	26,8	1,29	C1	4,0	2,37
B29	unten	26,5	1,20	C2	3,9	2,35
	oben	26,4	1,20	C2	3,9	2,39
B30	unten	25,7	1,19	C2	4,1	2,38
	oben	26,5	1,14	C2	4,2	2,37
B31	unten	23,6	1,32	C1	4,6	2,32
	oben	24,2	1,15	C2	4,2	2,35
B32	unten	23,4	1,21	C2	3,9	2,38
	oben	24,8	1,24	C2	4,2	2,39
B33	unten	22,4	1,19	C2	3,9	2,39
	oben	24,6	1,18	C2	3,6	2,38
B34	unten	27,1	1,39	C1	4,1	2,32
	oben	26,7	1,37	C1	4,1	2,36
B35	unten	26,6	1,37	C1	4,0	2,36
	oben	26,4	1,27	C1	4,7	2,36
B36	unten	26,8	1,31	C1	4,2	2,40
	oben	25,7	1,33	C1	4,3	2,40
B37	unten	26,2	1,19	C2	4,3	2,35
	oben	25,7	1,21	C2	4,5	2,34
B38	unten	25,6	1,24	C2	4,6	2,32
	oben	25,8	1,27	C1	4,6	2,33
B39	unten	25,5	1,26	C1	4,8	2,32
	oben	25,6	1,25	C2	4,3	2,34
B40	unten	27,9	1,26	C1	3,8	2,38
	oben	26,2	1,18	C2	5,0	2,31
B41	unten	26,8	1,31	C1	4,4	2,34
	oben	26,7	1,13	C2	4,7	2,32
B42	unten	26,4	1,26	C1	5,0	2,33
	oben	26,2	1,18	C2	4,0	2,38
B43	unten	26,4	1,32	C1	4,2	2,40
	oben	24,8	1,26	C1	4,4	2,39
B44	unten	23,4	1,14	C2	4,2	2,38
	oben	24,5	1,23	C2	4,3	2,39
B45	unten	24,3	1,17	C2	4,2	2,37
	oben	24,2	1,19	C2	4,3	2,37
B46	unten	23,4	1,15	C2	4,5	2,33
	oben	23,9	1,13	C2	4,6	2,35
B47	unten	23,6	1,12	C2	4,6	2,36
	oben	23,9	1,12	C2	4,2	2,40

Anhang F Festbetonkennwerte

Tabelle F 1: Maßgebende Festbetonkennwerte der Betonmischungen für die Herstellung der großformatigen Balken (B1 bis B24)

Balken	Lage	Festbetonrohddichte	Druckfestigkeit	Biegezugfestigkeit
		D [kg/dm ³]	f _c [N/mm ²]	f _{ct,fl} [N/mm ²]
B1	unten	2,38	49,3	4,93
	oben	2,36	47,1	4,67
B2	unten	2,36	54,1	4,70
	oben	2,37	52,5	4,54
B3	unten	2,37	53,1	4,49
	oben	2,37	50,1	4,51
B4	unten	2,34	46,8	4,56
	oben	2,34	47,9	4,76
B5	unten	2,36	48,0	4,26
	oben	2,39	50,4	4,05
B6	unten	2,38	49,5	4,95
	oben	2,37	54,8	4,78
B7	unten	2,37	44,2	4,62
	oben	2,36	47,2	4,48
B8	unten	2,34	41,2	4,25
	oben	2,34	39,9	4,35
B9	unten	2,34	41,5	4,14
	oben	2,31	40,5	4,38
B10	unten	2,36	45,9	5,08
	oben	2,35	43,9	4,58
B11	unten	2,34	40,5	4,71
	oben	2,34	41,1	4,68
B12	unten	2,34	42,7	4,98
	oben	2,34	41,2	4,45
B13	unten	2,34	41,2	4,62
	oben	2,35	39,4	4,53
B14	unten	2,37	51,1	4,36
	oben	2,36	55,4	4,87
B15	unten	2,34	43,2	4,59
	oben	2,32	42,7	4,58
B16	unten	2,37	46,4	4,82
	oben	2,34	45,9	4,61
B17	unten	2,32	38,9	4,21
	oben	2,34	39,0	4,48
B18	unten	2,34	40,0	4,43
	oben	2,34	39,0	4,73
B19	unten	2,36	54,8	4,66
	oben	2,34	54,7	4,31
B20	unten	2,32	45,8	3,91
	oben	2,34	43,5	4,32
B21	unten	2,34	51,7	4,36
	oben	2,35	48,6	4,35
B22	unten	2,35	49,3	3,80
	oben	2,36	50,6	4,05
B23	unten	2,37	50,9	4,44
	oben	2,34	51,6	4,68
B24	unten	2,36	51,0	4,49
	oben	2,35	51,9	4,52

Tabelle F 2: Maßgebende Festbetonkennwerte der Betonmischungen für die Herstellung der großformatigen Balken (B1 bis B24)

Balken	Lage	Festbetonrohddichte	Druckfestigkeit	Biegezugfestigkeit
		D [kg/dm ³]	f _c [N/mm ²]	f _{ct,fl} [N/mm ²]
B25	unten	2,35	52,7	5,06
	oben	2,33	52,6	5,10
B26	unten	2,31	40,3	3,99
	oben	2,32	40,5	4,12
B27	unten	2,33	45,3	4,67
	oben	2,33	47,6	4,43
B28	unten	2,35	44,2	4,79
	oben	2,35	46,9	5,03
B29	unten	2,33	41,3	5,02
	oben	2,34	43,4	4,66
B30	unten	2,35	45,2	4,64
	oben	2,32	45,8	4,67
B31	unten	2,30	38,0	3,96
	oben	2,35	38,3	4,23
B32	unten	2,39	64,1	5,51
	oben	2,35	64,7	4,97
B33	unten	2,40	63,7	5,38
	oben	2,37	64,1	5,19
B34	unten	2,31	45,9	4,10
	oben	2,34	44,3	4,60
B35	unten	2,35	51,6	4,25
	oben	2,35	53,4	4,39
B36	unten	2,39	58,5	4,73
	oben	2,39	60,6	4,46
B37	unten	2,32	43,2	4,46
	oben	2,31	43,5	4,28
B38	unten	2,31	47,9	4,29
	oben	2,32	50,4	4,25
B39	unten	2,34	47,1	4,18
	oben	2,35	47,4	4,30
B40	unten	2,34	47,7	4,39
	oben	2,34	46,6	4,56
B41	unten	2,31	49,2	4,03
	oben	2,33	48,7	4,32
B42	unten	2,32	41,5	4,19
	oben	2,34	44,2	4,32
B43	unten	2,35	52,0	4,29
	oben	2,36	50,2	4,39
B44	unten	2,34	52,4	4,39
	oben	2,34	50,7	4,51
B45	unten	2,33	51,2	4,43
	oben	2,35	49,1	4,37
B46	unten	2,36	41,3	4,22
	oben	2,36	40,5	4,63
B47	unten	2,36	49,0	3,65
	oben	2,36	39,8	4,35

Anhang G Biegezugfestigkeit großformatiger Probekörper

Tabelle G 1: Maßgebende Frischbetonkennwerte des Transportbetons für die Herstellung der Probekörper zur Bestimmung der Biegezugfestigkeit

Herstell- datum	Frischbet- ontemperatur [°C]	Verdichtungsmaß c [-]	Kon- sistenzklasse [-]	Luftporenge- halt [Vol.-%]	Frischbet- onrohddichte [kg/dm ³]
17.02.2014	13,3	1,17	C2	6,0	2,30

Tabelle G 2: Biegezugfestigkeiten der kleinformatischen Probekörper der Serien K1 bis K5

Serie	Probekörper	Prüfalter	Biegezugfestigkeit	Mittelwert d. Biegezugfestigkeit
		[d]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
K1	K1a	28	5,55	5,71
	K1b	28	5,94	
	K1c	28	5,65	
K2	K2a	28	5,72	5,65
	K2b	28	5,97	
	K2c	28	5,26	
K3	K3a	28	5,67	5,53
	K3b	28	5,67	
	K3c	28	5,26	
K4	K4a	28	4,85	4,63
	K4b	28	5,19	
	K4c	28	3,86	
K5	K5a	28	3,23	3,55
	K5b	28	3,75	
	K5c	28	3,68	

Tabelle G 3: Biegezugfestigkeiten der großformatigen Probekörper der Serien G1 bis G3

Serie	Probekörper	Prüfalter	Biegezugfestigkeit	Mittelwert d.
		[d]	[N/mm ²]	Biegezugfestigkeit [N/mm ²]
G1	G1a	28	3,87	3,82
	G1b	28	3,68	
	G1c	28	3,91	
G2	G2a	28	4,49	4,56
	G2b	28	4,41	
	G2c	28	4,77	
G3	G3a	28	2,46	2,83
	G3b	28	2,70	
	G3c	28	3,33	

Anhang H Porenradienverteilung

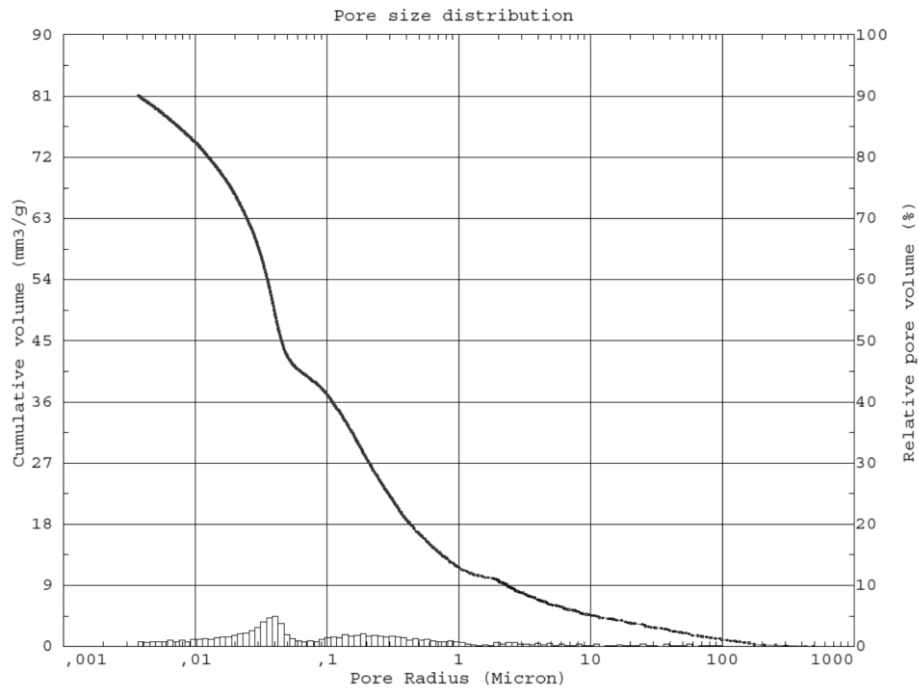


Abbildung H 1: Porenradienverteilung der untersuchten Teilprobe aus Balken 1

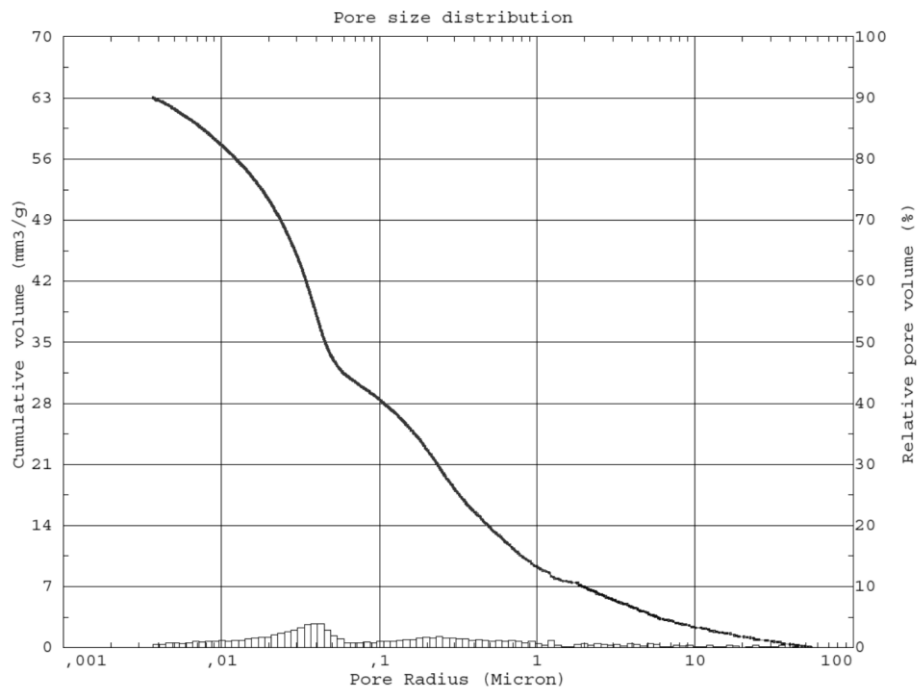


Abbildung H 2: Porenradienverteilung der untersuchten Teilprobe aus Balken 14

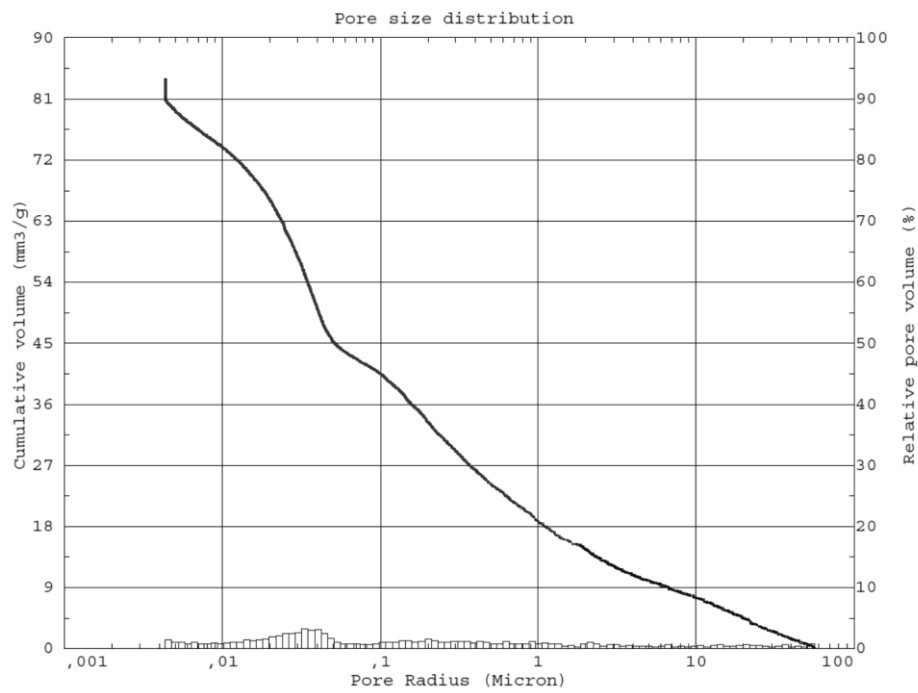


Abbildung H 3: Porenradienverteilung der untersuchten Teilprobe aus Balken 19

Anhang I Luftporenkennwerte

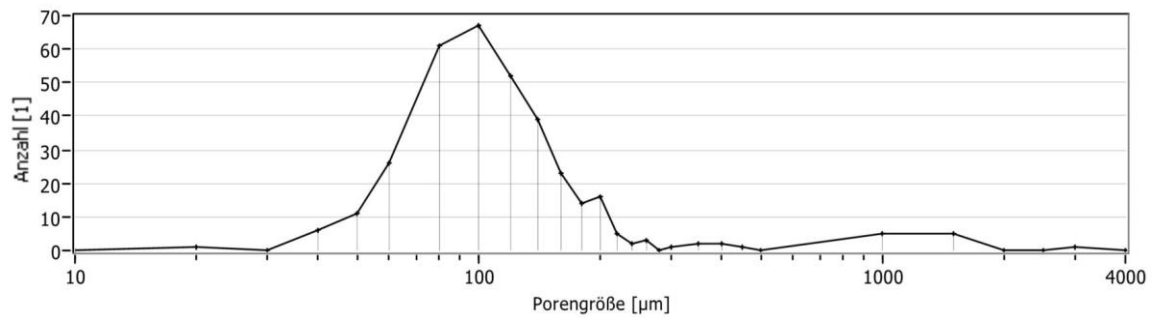


Abbildung I 1: Verteilung der Luftporen nach DIN EN 480-11 [202]- Teilprobe aus Balken 1

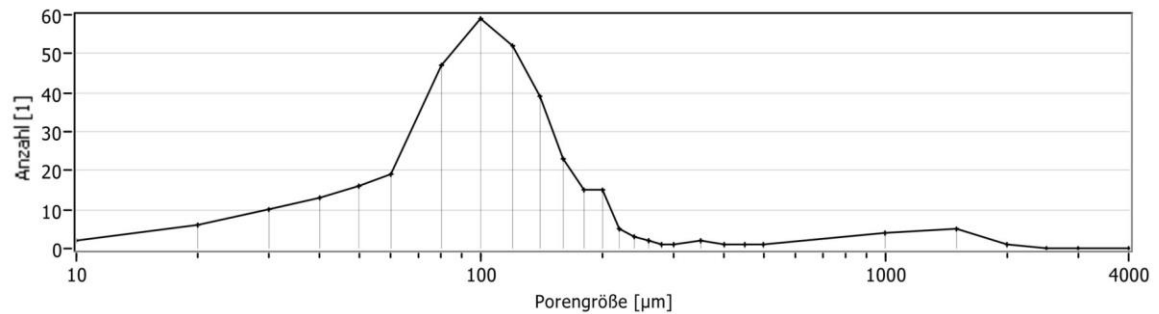


Abbildung I 2: Verteilung der Luftporen nach DIN EN 480-11 [202]- Teilprobe aus Balken 14

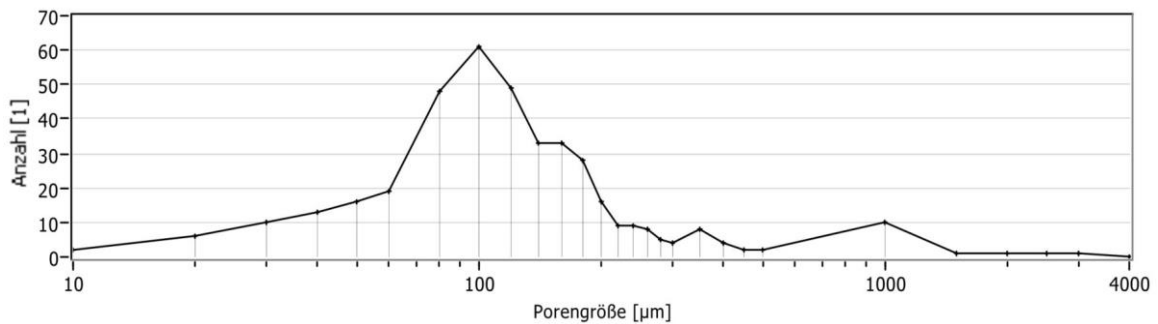


Abbildung I 3: Verteilung der Luftporen nach DIN EN 480-11 [202]- Teilprobe aus Balken 19

Anhang J Ultraschalllaufzeiten begleitend zur Biegeschwellbelastung

I. Einstufige zyklische Belastung

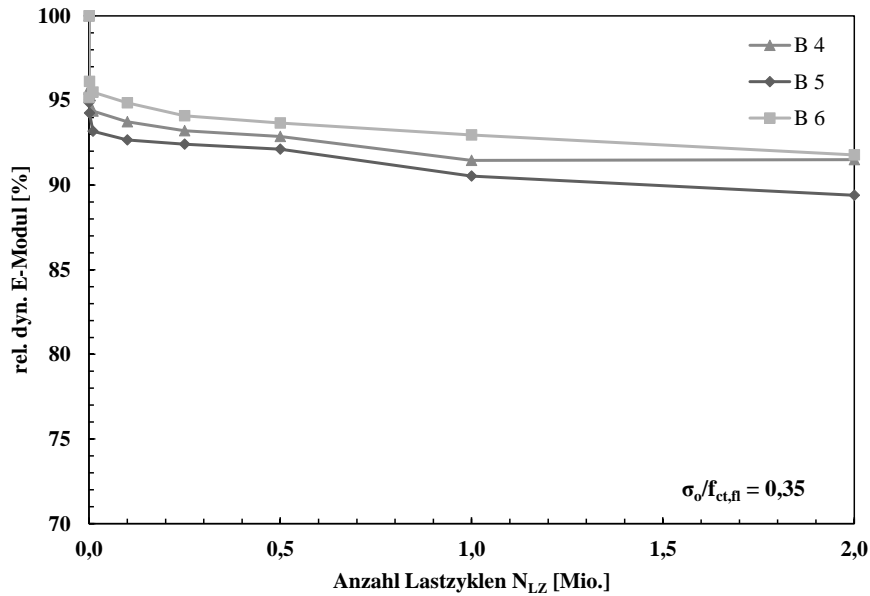


Abbildung J 1: Abfall des relativen dynamischen E-Moduls unter einstufiger zyklischer Biegeschwellbelastung mit einem Spannungsniveau von $\sigma_0/f_{ct,fl} = 0,35$ für 2 Millionen Lastzyklen

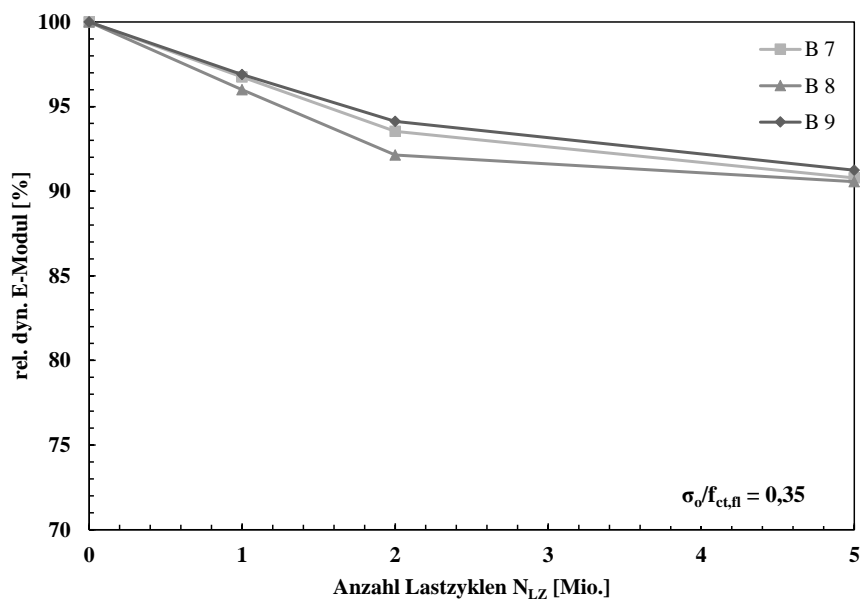


Abbildung J 2: Abfall des relativen dynamischen E-Moduls unter einstufiger zyklischer Biegeschwellbelastung mit einem Spannungsniveau von $\sigma_0/f_{ct,fl} = 0,35$ für 5 Millionen Lastzyklen

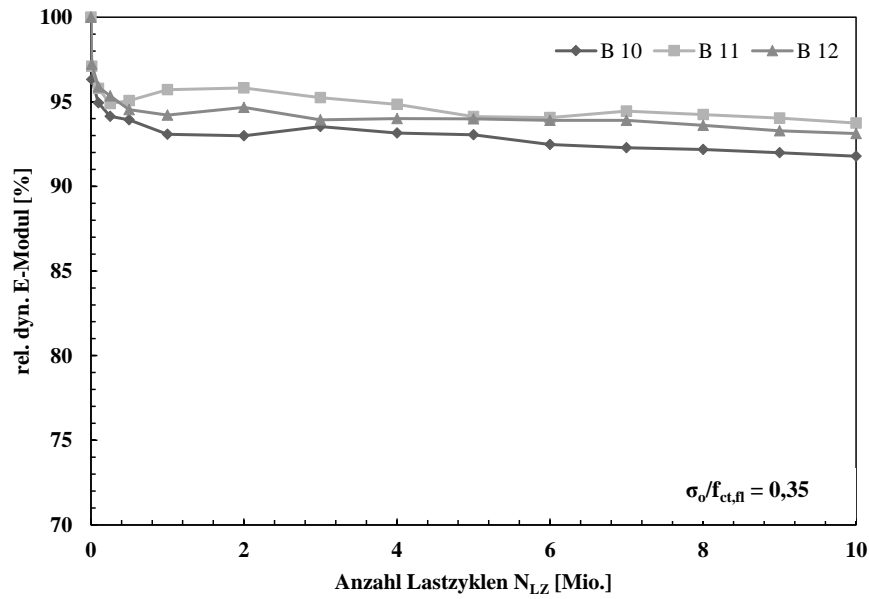


Abbildung J 3: Abfall des relativen dynamischen E-Moduls unter einstufiger zyklischer Biegeschwellbelastung mit einem Spannungsniveau von $\sigma_o/f_{ct,fl} = 0,35$ für 10 Millionen Lastzyklen

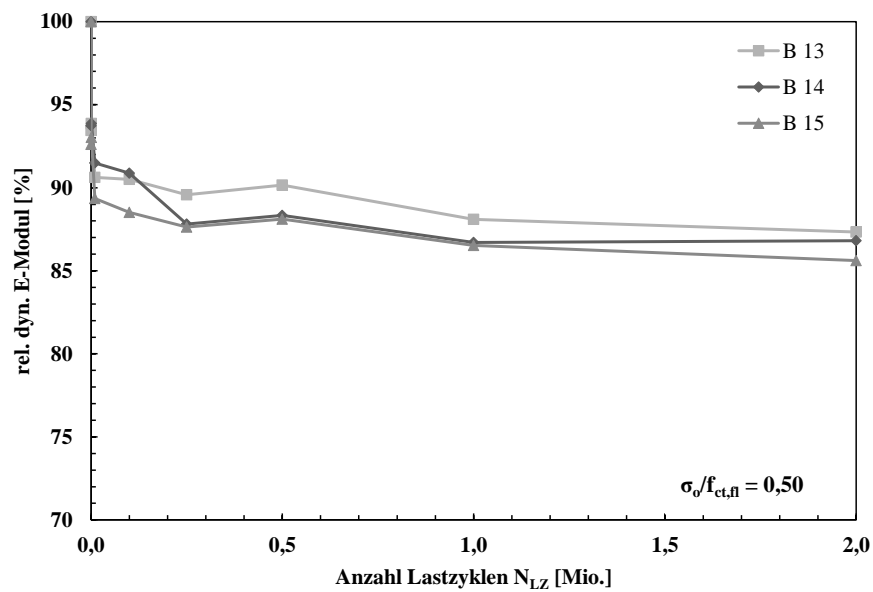


Abbildung J 4: Abfall des relativen dynamischen E-Moduls unter einstufiger zyklischer Biegeschwellbelastung mit einem Spannungsniveau von $\sigma_o/f_{ct,fl} = 0,50$ für 2 Millionen Lastzyklen

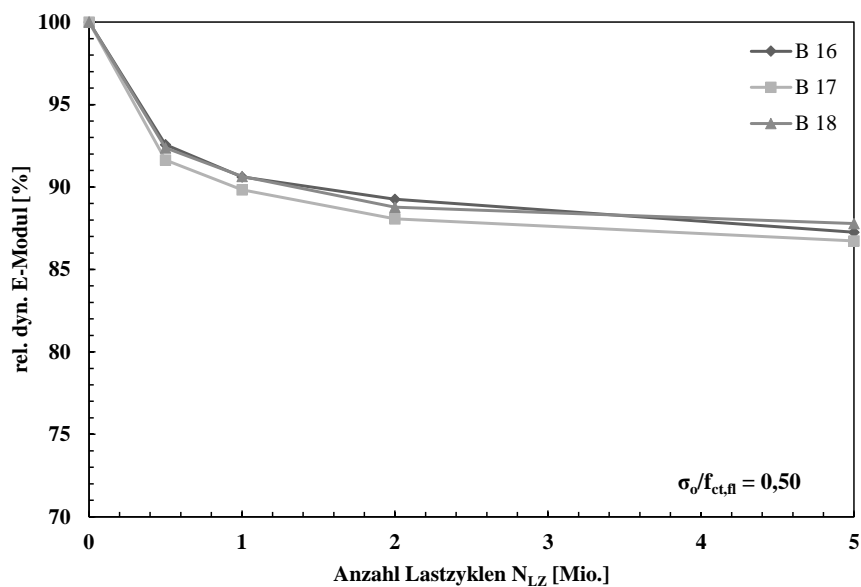


Abbildung J 5: Abfall des relativen dynamischen E-Moduls unter einstufiger zyklischer Biegeschwellbelastung mit einem Spannungsniveau von $\sigma_0/f_{ct,fl} = 0,50$ für 5 Millionen Lastzyklen

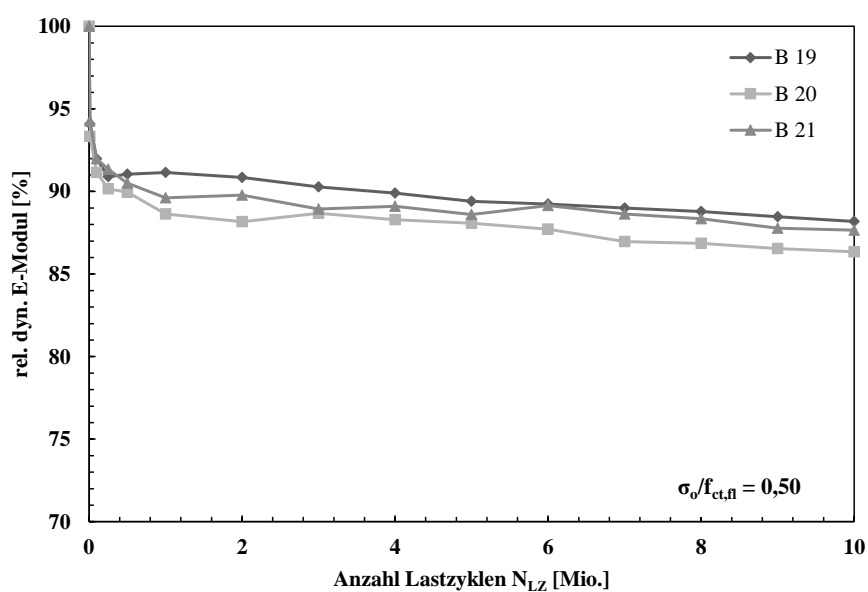


Abbildung J 6: Abfall des relativen dynamischen E-Moduls unter einstufiger zyklischer Biegeschwellbelastung mit einem Spannungsniveau von $\sigma_0/f_{ct,fl} = 0,50$ für 10 Millionen Lastzyklen

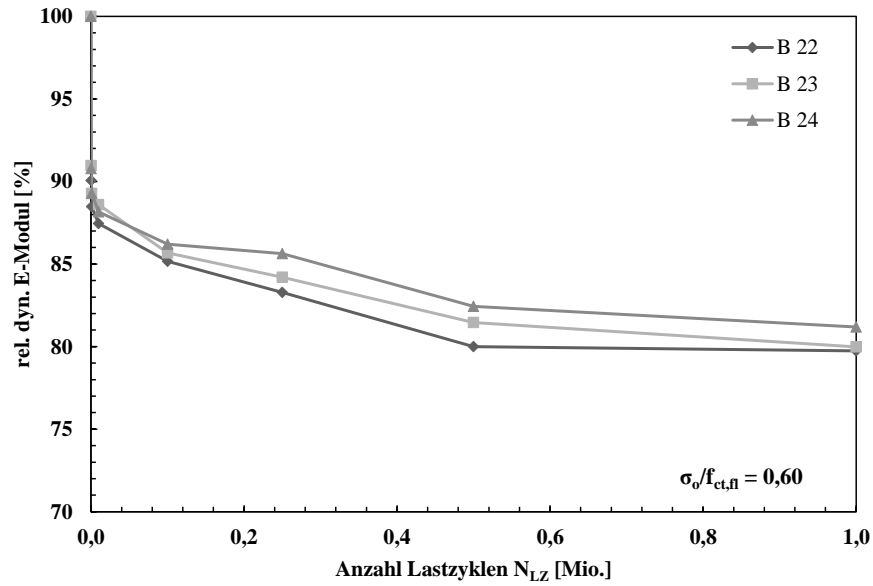


Abbildung J 7: Abfall des relativen dynamischen E-Moduls unter einstufiger zyklischer Biegeschwellbelastung mit einem Spannungsniveau von $\sigma_0/f_{ct,fl} = 0,60$ für 1 Million Lastzyklen

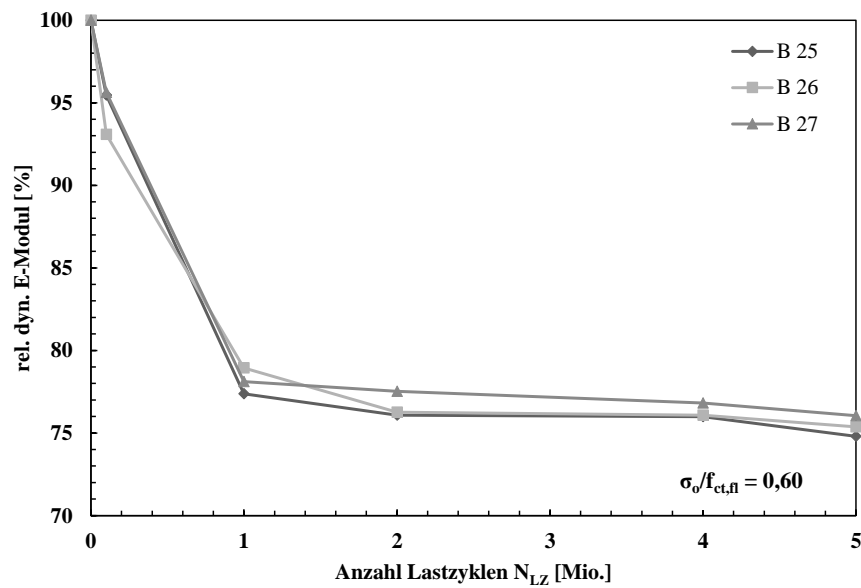


Abbildung J 8: Abfall des relativen dynamischen E-Moduls unter einstufiger zyklischer Biegeschwellbelastung mit einem Spannungsniveau von $\sigma_0/f_{ct,fl} = 0,60$ für 5 Millionen Lastzyklen

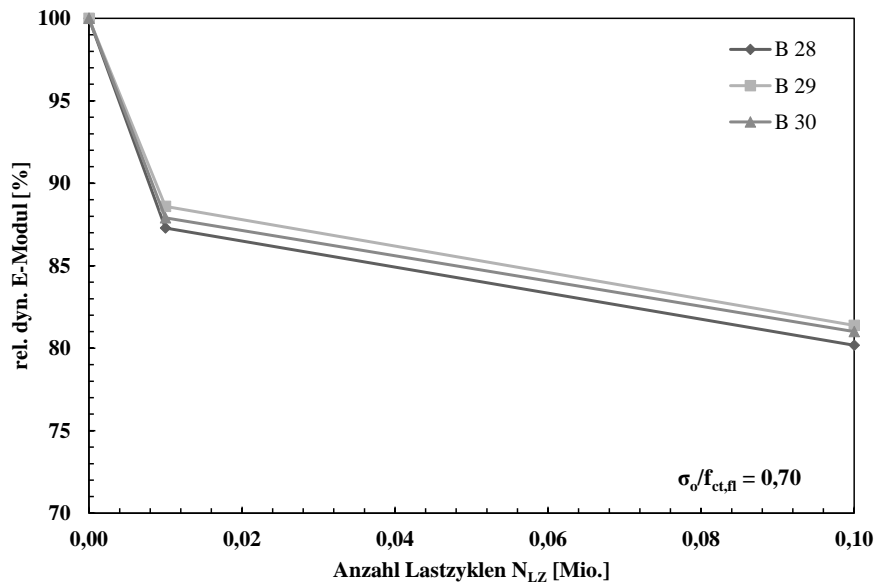


Abbildung J 9: Abfall des relativen dynamischen E-Moduls unter einstufiger zyklischer Biegeschwellbelastung mit einem Spannungsniveau von $\sigma_0/f_{ct,fl} = 0,70$ für 0,1 Millionen Lastzyklen

II. Mehrstufige zyklische Belastung

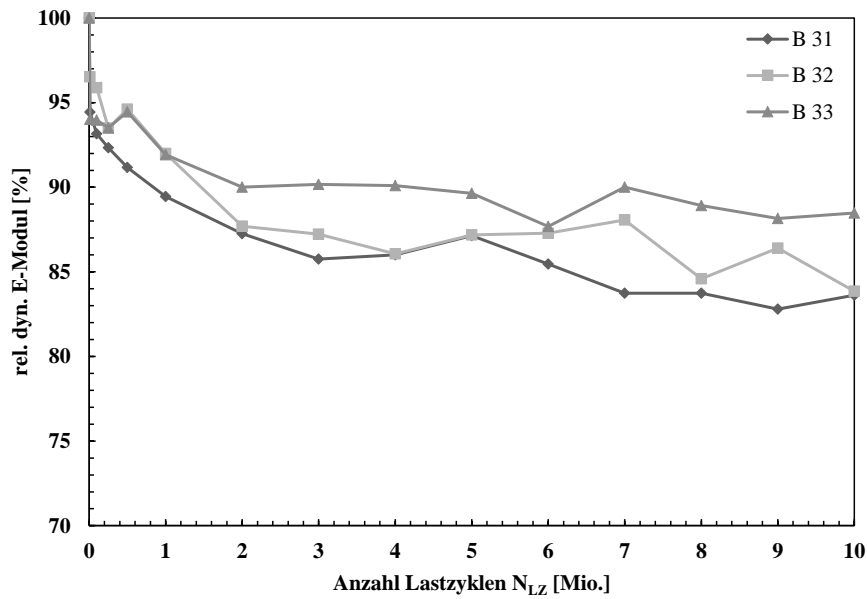


Abbildung J 10: Abfall des relativen dynamischen E-Moduls für Lastkollektiv 1

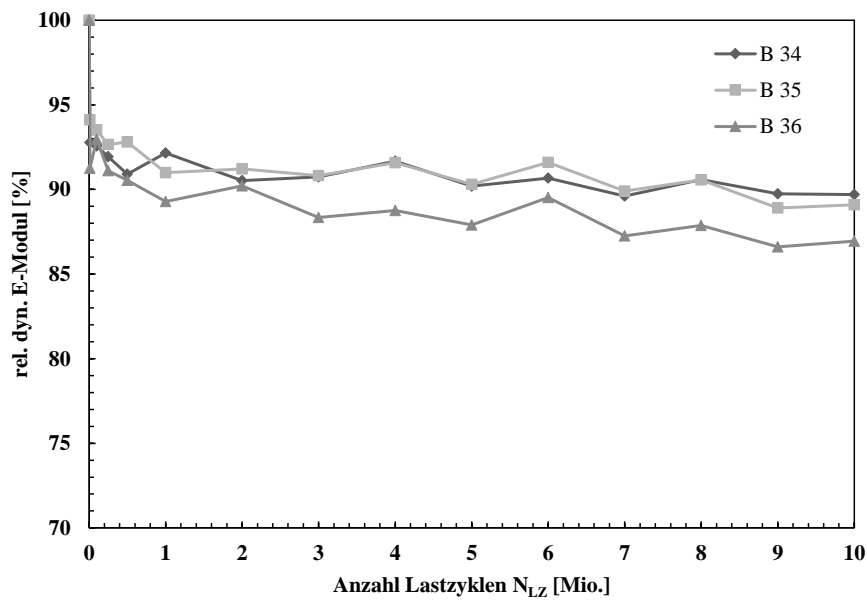


Abbildung J 11: Abfall des relativen dynamischen E-Moduls für Lastkollektiv 2

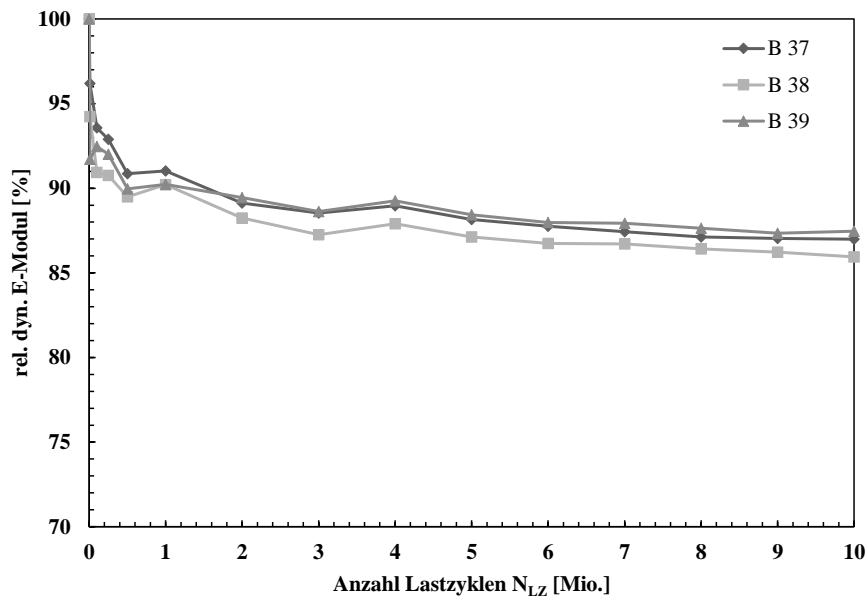


Abbildung J 12: Abfall des relativen dynamischen E-Moduls für Lastkollektiv 3

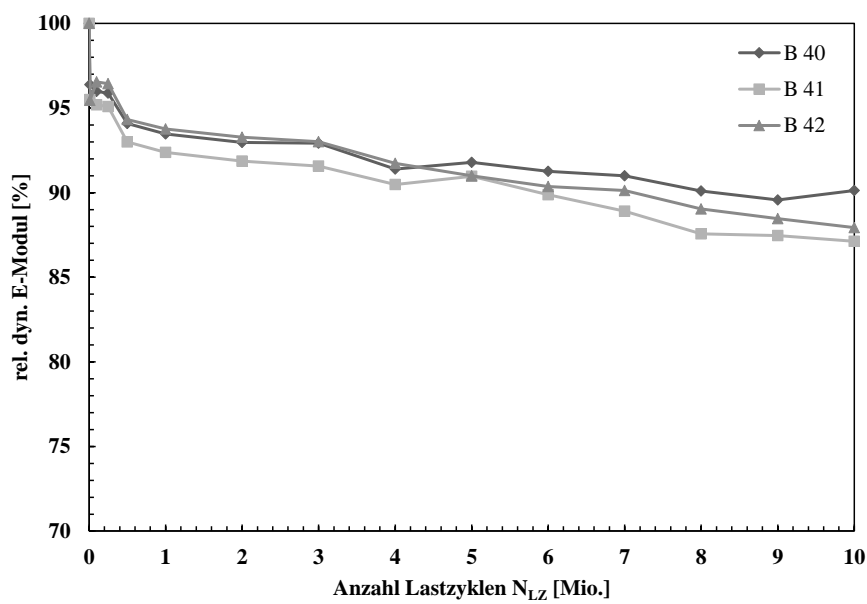


Abbildung J 13: Abfall des relativen dynamischen E-Moduls für Lastkollektiv 4

Anhang K Eindringverhalten flüssiger Medien

I. Kapillares Saugen

Tabelle K 1: Wasseraufnahme der einzelnen Bohrkernre nach 1-dimensionalem kapillarem Saugen für 72 Stunden

rel. E _{dyn} [%]	Probe	trockene Masse der Probe [g]	Masse der Probe nach 72 h [g]	absolute Wasseraufnahme nach 72 h [g]	mittlere Wasseraufnahme je Schädigung [g]	mittlere Wasseraufnahme je Schädigung [kg/m ²]
100	1	2.487,1	2.497,0	9,9	10,3	1,33
	2	2.489,7	2.500,1	10,4		
	3	2.492,4	2.502,9	10,5		
92,9	1	2.740,8	2.758,8	18,0	18,8	2,22
	2	2.744,3	2.761,7	17,4		
	3	2.763,2	2.784,3	21,1		
92,9	1	2.742,1	2.765,3	23,2	23,5	2,75
	2	2.745,5	2.768,3	22,8		
	3	2.673,3	2.697,8	24,5		
91,7	1	2.474,0	2.500,8	26,8	26,1	3,37
	2	2.491,2	2.516,2	25,0		
	3	2.465,2	2.491,6	26,4		
91,7	1	2.432,4	2.456,6	24,2	24,2	3,12
	2	2.477,3	2.501,1	23,8		
	3	2.462,0	2.486,5	24,5		
88,6	1	2.428,6	2.466,9	38,3	35,3	4,57
	2	2.454,4	2.491,4	37,0		
	3	2.448,8	2.479,4	30,6		
88,6	1	2.440,4	2.463,6	23,2	23,8	3,10
	2	2.477,7	2.503,8	26,1		
	3	2.466,2	2.488,4	22,2		
85,2	1	2.344,2	2.383,6	39,4	40,2	4,41
	2	2.384,4	2.425,6	41,2		
	3	2.343,4	2.383,4	40,0		
85,2	1	2.358,1	2.411,6	53,5	51,4	4,65
	2	2.379,0	2.432,4	53,4		
	3	2.362,9	2.410,2	47,3		
80,2	1	2.468,7	2.499,1	30,4	35,0	4,72
	2	2.451,6	2.490,2	38,6		
	3	2.474,6	2.510,7	36,1		
75,2	1	2.698,0	2.737,3	39,3	38,4	5,13
	2	2.690,6	2.721,1	30,5		
	3	2.675,8	2.721,2	45,4		
75,2	1	2.405,1	2.447,1	42,0	44,6	5,76
	2	2.418,3	2.463,2	44,9		
	3	2.382,9	2.429,7	46,8		

Tabelle K 2: Eindringtiefe der einzelnen Bohrkernhälften nach 1-dimensionalem kapillarem Saugen für 72 Stunden mit unterschiedlichem Schädigungsgrad

		rel. E _{dyn} [%]																		
		100						92,9						92,9						
		Probe						Probe						Probe						
		1		2		3		1		2		3		1	2		3			
		Hälfte		Hälfte		Hälfte		Hälfte		Hälfte		Hälfte		Hälfte	Hälfte		Hälfte			
		a	b	a	b	a	b	a	b	a	b	a	b	a	b	a	b			
Eindringtiefe je Messstelle [mm]	Abstand der Messstelle zum Rand [cm]	0	50	49	42	43	32	40	55	52	34	36	47	45	42	45	47	45	46	48
		0,5	50	50	42	44	33	39	54	54	36	38	47	45	44	45	50	47	47	49
		1	50	51	42	44	34	37	53	55	37	39	49	55	46	46	51	48	48	51
		1,5	49	50	40	41	34	37	52	56	39	41	60	60	45	45	51	49	50	52
		2	48	49	39	37	35	38	53	56	39	41	60	58	41	44	51	49	51	52
		2,5	48	48	38	32	38	38	54	55	38	40	56	58	42	44	49	50	53	51
		3	46	48	36	29	41	37	57	55	38	39	56	56	44	43	47	50	53	52
		3,5	43	48	31	25	41	34	61	54	37	39	58	50	47	49	48	48	52	49
		4	43	47	27	24	40	33	62	51	37	39	58	52	48	50	48	48	53	46
		4,5	42	47	24	24	38	37	63	53	37	38	57	53	47	49	47	48	55	40
		5	42	48	24	25	36	38	64	57	38	37	56	51	47	48	46	47	48	37
		5,5	42	46	26	29	35	39	64	59	37	37	56	48	45	46	44	47	49	36
		6	40	44	28	41	33	38	65	58	36	39	57	46	45	44	44	46	50	48
		6,5	39	43	30	43	32	38	68	58	37	39	58	45	45	45	45	45	51	48
		7	37	41	34	45	35	38	68	58	37	40	62	44	45	46	45	46	53	48
		7,5	37	41	36	50	37	38	65	57	36	40	64	44	45	48	43	47	54	52
		8	38	44	41	54	40	38	63	58	34	39	63	43	45	48	42	45	54	51
8,5	41	47	44	56	41	37	62	58	33	40	61	43	45	48	43	44	55	49		
9	44	48	48	56	42	38	62	53	33	39	58	43	47	51	46	45	55	48		
9,5	45	48	53	56	42	39	63	52	32	38	55	43	48	52	47	45	55	49		
10	45	48	57	57	43	39	61	54	30	36	55	43	46	50	45	45	55	51		
Mittelwert je Hälfte [mm]		43,8	46,9	37,2	40,7	37,2	37,6	60,4	55,4	36,0	38,8	56,8	48,8	45,2	47,0	46,6	46,9	51,8	48,0	
Mittelwert je Probe [mm]		45,3		39,0		37,4		57,9		37,4		52,8		46,1		46,7		49,9		
Mittelwert je Schädigungsgrad [mm]		40,6				49,4				47,6										

Tabelle K 3: Eindringtiefe der einzelnen Bohrkernhälften nach 1-dimensionalem kapillarem Saugen für 72 Stunden mit unterschiedlichem Schädigungsgrad

		rel. E _{dyn} [%]																		
		91,7						91,7						88,6						
		Probe						Probe						Probe						
		1		2		3		1		2		3		1		2		3		
		Hälfte		Hälfte		Hälfte		Hälfte		Hälfte		Hälfte		Hälfte		Hälfte		Hälfte		
		a	b	a	b	a	b	a	b	a	b	a	b	a	b	a	b	a	b	
Eindringtiefe je Messstelle [mm]	Abstand der Messstelle zum Rand [cm]	0	64	68	64	70	66	63	65	64	62	63	47	54	98	97	83	82	84	79
		0,5	66	70	64	71	66	64	65	66	63	61	57	58	98	97	83	83	86	82
		1	67	72	65	71	67	68	66	68	64	59	69	66	96	98	87	85	88	83
		1,5	69	73	65	71	69	70	67	70	65	60	67	67	96	98	88	85	88	83
		2	70	72	65	70	70	71	69	71	66	60	66	66	98	99	87	83	86	80
		2,5	71	72	65	69	71	71	69	71	67	61	62	67	98	99	86	80	86	80
		3	73	76	65	68	72	71	69	71	70	61	60	68	96	99	85	81	86	81
		3,5	75	80	65	68	72	72	70	68	69	63	58	55	96	98	88	82	86	81
		4	77	80	65	68	72	72	69	67	69	64	58	54	94	97	90	85	87	80
		4,5	77	79	65	66	72	73	67	69	68	67	57	55	94	97	90	90	88	80
		5	77	74	64	66	75	75	64	70	68	68	54	55	96	97	91	92	87	79
		5,5	74	70	62	66	75	75	64	70	73	67	50	58	96	98	91	91	87	79
		6	73	69	62	66	76	76	67	70	75	62	52	58	96	94	91	90	81	75
		6,5	71	69	62	65	76	76	68	70	75	60	53	56	96	93	91	90	80	73
		7	71	68	62	66	73	73	69	70	75	59	53	57	94	93	91	92	80	73
		7,5	70	69	63	67	73	73	71	73	71	60	53	64	89	93	91	92	80	73
		8	70	69	63	68	73	73	71	73	72	60	53	65	88	93	88	90	80	73
8,5	67	70	63	68	74	74	70	72	73	61	50	65	88	92	87	88	80	73		
9	67	71	64	66	74	74	70	71	74	60	46	58	94	91	88	92	79	74		
9,5	67	70	64	66	74	74	68	70	74	58	42	57	94	91	91	94	78	74		
10	67	70	64	65	75	75	67	69	74	57	41	57	94	91	91	94	75	74		
Mittelwert je Hälfte [mm]		70,6	72,0	63,9	67,7	72,1	72,0	67,9	69,7	69,9	61,5	54,7	60,0	94,7	95,5	88,5	87,7	83,4	77,6	
Mittelwert je Probe [mm]		71,3		65,8		72,1		68,8		65,7		57,3		95,1		88,1		80,5		
Mittelwert je Schädigungsgrad [mm]		69,7						63,9						87,9						

Tabelle K 4: Eindringtiefe der einzelnen Bohrkernhälften nach 1-dimensionalem kapillarem Saugen für 72 Stunden mit unterschiedlichem Schädigungsgrad

		rel. E _{dyn} [%]																	
		88,6						85,2						85,2					
		Probe						Probe						Probe					
		1		2		3		1		2		3		1		2		3	
Eindringtiefe je Messstelle [mm]		Hälfte		Hälfte		Hälfte		Hälfte		Hälfte		Hälfte		Hälfte		Hälfte			
		a	b	a	b	a	b	a	b	a	b	a	b	a	b	a	b		
Abstand der Messstelle zum Rand [cm]	0	68	67	63	64	57	53	86	88	81	84	85	84	89	90	93	94	92	92
	0,5	68	66	65	64	57	54	86	88	80	85	87	84	89	90	93	94	92	92
	1	68	65	66	65	56	57	86	88	79	85	89	83	92	94	93	92	92	92
	1,5	68	65	67	67	56	60	84	86	79	86	90	83	98	97	94	93	91	92
	2	68	65	69	65	57	61	81	84	79	86	91	82	94	95	94	93	92	93
	2,5	68	64	69	65	59	61	80	82	80	86	91	81	94	94	94	93	93	93
	3	67	63	69	66	63	60	80	83	81	86	90	84	95	94	93	93	93	91
	3,5	65	63	69	67	63	60	80	84	82	86	89	85	94	93	93	93	93	91
	4	65	63	69	69	62	62	79	84	82	84	88	85	93	90	94	91	93	91
	4,5	65	63	69	69	62	65	80	80	81	84	85	85	92	90	89	89	95	91
	5	65	63	69	68	62	64	80	76	82	83	84	85	89	88	89	88	95	91
	5,5	66	63	69	67	62	62	80	76	83	82	84	85	87	88	91	87	94	91
	6	66	62	69	64	62	61	76	76	83	82	84	86	87	88	92	87	88	94
	6,5	66	62	69	62	65	61	74	73	83	82	84	86	87	87	92	91	95	94
	7	66	62	68	62	65	60	79	73	81	78	84	88	88	87	93	91	94	92
	7,5	66	62	68	62	65	61	82	74	79	78	85	89	89	87	93	91	93	85
	8	66	62	64	63	63	63	83	85	78	77	85	91	90	89	91	91	93	88
8,5	66	62	64	62	63	63	84	85	77	77	85	91	91	89	91	91	92	90	
9	66	61	64	62	60	60	82	83	74	76	85	90	90	88	92	93	92	93	
9,5	67	61	64	62	59	59	81	81	73	76	81	86	88	86	93	94	93	96	
10	67	63	65	61	60	60	81	80	73	76	80	83	87	86	93	94	97	97	
Mittelwert je Hälfte [mm]	66,5	63,2	67,0	64,6	60,9	60,3	81,1	81,4	79,5	81,9	86,0	85,5	90,6	90,0	92,4	91,6	93,0	91,9	
Mittelwert je Probe [mm]	64,9		65,8		60,6		81,3		80,7		85,8		90,3		92,0		92,4		
Mittelwert je Schädigungsgrad [mm]	63,8				82,6				91,6										

Tabelle K 5: Eindringtiefe der einzelnen Bohrkernhälften nach 1-dimensionalem kapillarem Saugen für 72 Stunden mit unterschiedlichem Schädigungsgrad

		rel. E _{dyn} [%]																		
		80,2						75,2						75,2						
		Probe						Probe						Probe						
		1		2		3		1		2		3		1		2		3		
		Hälfte		Hälfte		Hälfte		Hälfte		Hälfte		Hälfte		Hälfte		Hälfte		Hälfte		
		a	b	a	b	a	b	a	b	a	b	a	b	a	b	a	b	a	b	
Eindringtiefe je Messstelle [mm]	Abstand der Messstelle zum Rand [cm]	0	103	103	107	99	93	89	104	104	107	106	102	102	105	103	109	107	104	108
		0,5	104	101	104	99	93	90	107	105	108	106	103	103	106	103	108	106	105	107
		1	105	100	101	98	92	91	108	108	108	106	107	104	105	103	106	105	108	107
		1,5	104	100	100	96	94	89	109	108	109	107	107	107	107	105	105	105	108	107
		2	101	101	97	94	94	88	106	107	107	109	108	108	108	107	104	103	107	107
		2,5	100	104	96	93	95	85	107	106	108	110	109	108	104	107	103	102	106	106
		3	100	104	95	93	94	80	109	105	110	110	110	106	103	103	103	102	105	106
		3,5	101	104	95	93	93	78	110	104	110	110	112	107	104	103	104	103	104	106
		4	103	103	94	92	92	81	110	104	111	111	110	109	105	104	104	103	104	107
		4,5	103	102	94	92	88	84	108	105	111	110	110	109	102	106	104	103	105	111
		5	102	104	96	93	87	85	107	105	111	112	109	108	103	107	104	102	105	114
		5,5	102	105	98	92	86	86	107	105	109	110	110	105	105	107	104	103	105	112
		6	102	104	98	91	87	88	110	107	108	108	103	103	103	106	103	105	107	108
		6,5	103	104	98	90	88	90	111	110	107	106	106	107	102	106	103	106	110	107
		7	102	102	96	90	90	92	111	112	104	105	106	108	102	110	104	106	112	107
		7,5	100	98	95	92	91	91	110	110	101	108	105	107	103	109	106	105	110	107
		8	98	98	94	93	91	90	109	105	100	108	106	107	104	107	106	105	105	105
8,5	97	100	93	93	91	87	109	102	107	109	106	108	101	105	105	105	102	105		
9	98	102	93	93	89	86	108	98	109	111	105	109	100	105	104	103	101	105		
9,5	99	103	95	93	87	86	103	96	111	112	105	107	101	106	104	103	100	108		
10	102	104	96	94	88	85	98	94	110	111	104	105	101	104	105	105	101	108		
Mittelwert je Hälfte [mm]		101,4	102,2	96,9	93,5	90,6	86,7	107,7	104,8	107,9	108,8	106,8	106,5	103,5	105,5	104,7	104,1	105,4	107,5	
Mittelwert je Probe [mm]		101,8	95,2	88,7	106,2	108,4	106,7	104,5	104,4	106,5										
Mittelwert je Schädigungsgrad [mm]			95,2				107,1							105,1						

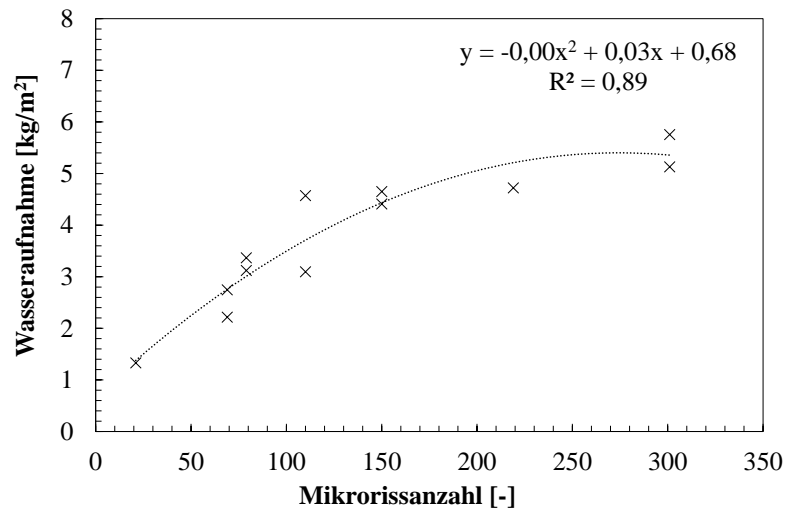


Abbildung K 1: Wasseraufnahme infolge kapillaren Saugens an Bohrkernen mit gesperrten Seitenflächen in Abhängigkeit der interpolierten Mikrorissanzahl in dem untersuchten Bereich von $5 \times 5 \text{ cm}^2$

II. Permeation

Tabelle K 6: Eindringtiefe der gespaltenen Probekörperhälften nach 0,5; 1; 2 und 4 Stunden Beanspruchung mit hydraulischem Druck

		Dauer der Beanspruchung [h]															
		0,5				1				2				4			
		Probe		Probe		Probe		Probe		Probe		Probe		Probe			
		1	2	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2		
Messstelle	Probekörper- hälfte		Probekörper- hälfte		Probekörper- hälfte		Probekörper- hälfte		Probekörper- hälfte		Probekörper- hälfte		Probekörper- hälfte		Probekörper- hälfte		
	a	b	a	b	a	b	a	b	a	b	a	b	a	b	a	b	
Eindringtiefe je Messstelle [mm]	1	9	17	9	15	19	16	20	16	16	24	21	23	15	18	12	22
	2	9	19	8	17	19	16	20	16	18	27	22	24	17	20	10	21
	3	13	18	12	17	19	15	19	15	19	27	19	24	17	22	15	22
	4	11	13	11	12	19	14	18	14	20	28	18	21	18	21	21	22
	5	13	13	12	12	21	13	17	13	18	27	17	21	18	20	22	21
	6	12	14	11	13	20	14	16	12	15	23	16	18	17	19	23	22
	7	12	17	11	16	21	17	17	13	14	18	16	18	16	22	21	23
	8	12	18	15	17	21	18	22	18	17	18	15	19	16	28	19	24
	9	13	20	13	19	20	15	21	22	20	18	15	19	18	30	21	25
	10	14	23	12	22	17	15	20	21	21	20	15	20	17	30	22	23
	11	13	22	10	21	14	17	21	22	22	20	19	21	16	29	23	20
	12	10	19	9	18	18	16	22	18	18	18	20	12	15	29	26	21
	13	12	17	11	16	21	16	19	15	21	18	22	13	16	26	24	24
	14	13	19	12	17	19	17	18	14	23	18	23	13	18	22	20	22
	15	13	18	12	17	21	18	19	15	26	19	21	13	19	21	21	22
	16	12	17	11	16	21	19	22	18	29	17	20	14	19	21	20	19
	17	12	19	11	17	22	21	22	18	28	16	25	14	17	21	21	18
	18	12	17	12	16	22	14	18	14	29	15	23	13	12	20	20	19
	19	15	16	14	15	19	13	18	14	29	15	23	13	12	17	16	19
	20	15	13	14	12	18	12	19	15	26	17	25	15	17	16	18	18
	21	14	14	13	13	18	8	19	15	11	14	24	13	20	19	17	17
MW	12,3	17,4	11,6	16,0	19,4	15,5	19,3	16,0	20,9	19,8	19,9	17,3	16,8	22,4	19,6	21,1	
MW	14,4				16,4				18,4				19,5				
MAX	15	23	15	22	22	21	22	22	29	28	25	24	20	30	26	25	
MW	18,9				21,5				25,3				28,0				
Max	18,9				21,5				25,3				28,0				

Tabelle K 7: Eindringtiefe der gespaltenen Probekörperhälften nach 8, 24, 48 und 72 Stunden Beanspruchung mit hydraulischem Druck

		Dauer der Beanspruchung [h]															
		8				24				48				72			
		Probe		Probe		Probe		Probe		Probe		Probe		Probe			
		1	2	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2				
Messstelle	Probekörper- hälfte		Probekörper- hälfte		Probekörper- hälfte		Probekörper- hälfte		Probekörper- hälfte		Probekörper- hälfte		Probekörper- hälfte				
	a	b	a	b	a	b	a	b	a	b	a	b	a	b			
Eindringtiefe je Messstelle [mm]	1	27	20	18	19	29	14	26	35	19	24	21	22	24	30	19	17
	2	23	19	13	19	28	15	29	36	23	28	24	27	29	30	21	19
	3	17	22	11	22	27	15	29	32	27	29	28	27	34	32	24	21
	4	17	21	9	25	24	18	29	23	31	31	32	29	33	31	27	25
	5	17	18	9	27	22	22	28	23	32	31	33	29	32	27	30	25
	6	15	22	9	27	19	25	27	26	33	33	35	31	26	25	35	28
	7	14	24	9	26	23	27	27	31	33	35	34	34	25	22	37	30
	8	15	24	12	24	24	28	30	34	31	34	32	33	26	17	35	30
	9	15	23	14	21	25	25	30	32	26	28	27	26	24	18	35	33
	10	12	19	17	23	24	24	31	33	29	24	30	22	25	17	35	35
	11	12	21	18	24	19	23	33	33	29	23	30	22	26	17	34	32
	12	18	18	18	22	17	22	34	31	24	23	25	22	23	20	35	27
	13	21	16	18	26	19	21	35	30	23	22	24	20	22	26	35	30
	14	17	16	19	29	21	21	36	29	23	20	24	18	20	30	34	32
	15	18	14	21	26	24	21	37	28	24	18	25	16	19	33	33	33
	16	20	21	22	18	23	24	34	24	25	20	26	18	23	33	34	31
	17	21	23	25	14	22	26	31	17	26	28	27	26	23	32	33	27
	18	19	29	25	15	24	26	29	20	24	32	25	30	23	33	29	25
	19	21	27	26	20	20	23	29	22	22	29	23	27	25	35	26	22
	20	24	21	25	18	17	20	32	24	18	25	20	23	29	35	23	20
	21	27	19	23	17	16	21	33	22	18	24	20	22	32	31	20	19
MW	18,7	20,7	17,0	22,0	22,3	21,9	30,9	27,9	25,7	26,7	26,9	24,9	25,8	27,2	30,2	26,7	
MW	19,9		23,3		24,8		26,8										
MAX	27	29	26	29	29	28	37	36	33	35	35	34	34	35	37	35	
MW	28,0		30,8		34,5		35,8										
Max	28,0		30,8		34,5		35,8										

Tabella K 8: Eindringtiefe der gespaltenen Probekörperhälften nach 72 Stunden Beanspruchung mit 1 bar hydraulischem Druck in Abhängigkeit der Vorschädigung

		rel. E _{dyn} [%]																	
		100		100		100		94,5		94,5		94,5		91,7		91,7		91,7	
		Probekörper- hälfte		Probekörper- hälfte		Probekörper- hälfte		Probekörper- hälfte		Probekörper- hälfte		Probekörper- hälfte		Probekörper- hälfte		Probekörper- hälfte		Probekörper- hälfte	
		a	b	a	b	a	b	a	b	a	b	a	b	a	b	a	b	a	b
Eindringtiefe je Messstelle [mm]	0	11	9	13	18	11	13	45	48	72	72	70	64	55	55	60	60	55	52
	0,5	10	9	14	19	11	12	45	48	72	70	75	66	55	55	60	60	55	50
	1	10	10	13	20	12	12	48	46	70	68	75	71	55	55	60	61	55	51
	1,5	9	10	12	21	12	11	47	45	68	64	72	68	56	55	62	61	55	54
	2	10	11	11	21	13	12	50	45	65	64	69	67	58	56	62	62	67	55
	2,5	11	13	13	22	15	13	55	45	65	65	68	65	60	61	61	60	67	55
	3	12	15	15	23	17	14	50	47	65	65	68	63	60	64	60	58	66	55
	3,5	12	16	16	24	18	14	47	48	70	68	68	61	62	60	60	58	67	55
	4	12	16	17	23	18	14	46	50	70	70	70	65	64	60	64	58	60	56
	4,5	11	15	13	22	17	13	49	45	67	70	72	65	62	60	64	60	60	58
	5	12	14	13	20	16	14	50	44	70	72	72	68	65	65	62	60	63	58
	5,5	12	15	12	18	17	14	52	44	72	77	64	65	65	71	62	60	58	58
	6	12	13	11	16	15	14	52	42	75	78	64	66	63	74	62	62	58	58
	6,5	13	11	12	15	13	15	50	40	76	80	66	66	63	74	62	59	55	59
	7	13	10	13	15	12	15	50	40	76	80	68	66	62	74	62	61	55	59
	7,5	14	9	14	15	11	16	50	42	76	75	68	63	61	66	62	64	64	60
	8	13	9	15	16	11	15	45	42	75	75	68	63	60	65	60	66	62	61
	8,5	12	9	16	17	11	14	47	45	70	65	64	70	60	63	60	67	62	61
	9	12	10	16	18	12	14	50	45	67	60	64	71	60	60	62	64	60	49
	9,5	11	12	14	19	14	13	50	46	64	56	52	74	60	60	60	62	60	46
10	10	13	13	18	15	12	50	50	60	56	54	71	60	64	61	64	58	48	
10,5	10	12	12	18	14	12	50	46	60	57	59	69	60	65	62	65	59	48	
11	9	11	11	16	13	11	50	42	63	58	61	68	60	65	60	66	60	49	
11,5	9	11	10	14	13	11	50	42	64	65	63	67	60	65	61	66	61	50	
12	8	12	9	13	14	10	50	44	70	71	63	71	60	65	61	65	60	50	
12,5	9	13	8	12	15	11	50	44	75	75	64	69	55	64	61	63	62	50	
13	10	14	13	12	16	12	50	42	75	75	68	71	51	63	56	63	59	51	
13,5	11	15	12	13	17	13	55	40	76	75	70	64	49	62	54	63	56	50	
14	12	15	13	14	17	14	55	40	75	75	70	67	49	55	52	63	54	50	
14,5	11	15	14	15	17	13	57	40	75	75	70	75	50	55	57	62	53	50	
15	10	16	15	16	18	12	57	40	75	75	64	75	50	55	58	60	52	50	
Mittelwert je Hälfte [mm]		11,0	12,4	13,0	17,5	14,4	13,0	50,1	44,1	70,1	69,4	66,5	67,5	58,4	62,3	60,3	62,0	59,3	53,4
Mittelwert je Probe [mm]		11,7		15,3		13,7		47,1		69,7		67,0		60,3		61,2		56,4	
Mittelwert je Schädigung [mm]		13,6				61,3				59,3									

Tabelle K 10: Eindringtiefe der gespaltenen Probekörperhälften nach 72 Stunden Beanspruchung mit 3 bar hydraulischem Druck in Abhängigkeit der Vorschädigung

		rel. E _{dyn} [%]																	
		100		100		100		94,5		94,5		94,5		91,7		91,7		91,7	
		Probekörper- hälfte a	Probekörper- hälfte b	Probekörper- hälfte a	Probekörper- hälfte b	Probekörper- hälfte a	Probekörper- hälfte b	Probekörper- hälfte a	Probekörper- hälfte b	Probekörper- hälfte a	Probekörper- hälfte b	Probekörper- hälfte a	Probekörper- hälfte b	Probekörper- hälfte a	Probekörper- hälfte b	Probekörper- hälfte a	Probekörper- hälfte b	Probekörper- hälfte a	Probekörper- hälfte b
0		25	23	25	30	18	20	26	24	35	37	35	30	61	60	55	54	58	55
0,5		24	23	26	31	18	19	26	25	30	37	30	30	61	60	54	54	58	55
1		24	24	25	32	19	19	28	25	30	36	32	32	61	60	54	54	58	55
1,5		23	24	24	33	19	18	28	25	30	36	34	34	62	60	51	54	61	55
2		24	25	23	33	20	19	30	25	32	35	35	35	65	61	51	55	62	55
2,5		25	27	25	34	22	20	30	26	37	35	35	35	67	62	50	56	63	56
3		26	29	27	35	24	21	35	26	35	35	34	35	66	65	50	57	63	56
3,5		26	30	28	36	25	21	35	26	35	35	33	35	67	65	50	60	65	56
4		26	30	29	35	25	21	35	25	30	35	35	35	66	65	54	61	68	57
4,5		25	29	25	34	24	20	35	25	25	37	35	35	66	66	56	64	70	57
5		26	28	25	32	23	21	31	26	25	38	35	34	67	67	60	65	70	60
5,5		26	29	24	30	24	21	31	27	25	38	35	34	67	67	65	65	70	62
6		26	27	23	28	22	21	32	30	26	41	35	34	67	65	65	65	71	65
6,5		27	25	24	27	20	22	32	30	30	44	36	33	68	63	62	65	75	67
7		27	24	25	27	19	22	30	30	34	46	35	33	70	65	65	64	75	69
7,5		28	23	26	27	18	23	29	27	35	48	35	33	70	65	65	64	75	70
8		27	23	27	28	18	22	28	27	36	50	35	35	70	66	65	64	75	69
8,5		26	23	28	29	18	21	30	27	37	50	37	35	71	67	65	61	75	67
9		26	24	28	30	19	21	30	25	37	52	37	35	71	67	64	60	73	67
9,5		25	26	26	31	21	20	25	25	39	50	39	38	70	70	63	58	73	66
10		24	27	25	30	22	19	26	26	42	50	42	40	66	70	63	59	70	66
10,5		24	26	24	30	21	19	28	27	42	52	41	42	65	70	63	61	66	65
11		23	25	23	28	20	18	28	28	41	55	40	43	65	70	63	61	65	65
11,5		23	25	22	26	20	18	30	40	37	37	28	35	62	70	64	60	64	65
12		22	26	21	25	21	17	35	40	40	37	30	35	62	68	61	60	61	64
12,5		23	27	20	24	22	18	30	30	40	36	30	34	60	68	60	60	60	61
13		24	28	25	24	23	19	28	25	40	36	30	34	60	68	60	58	60	58
13,5		25	29	24	25	24	20	28	25	40	37	33	32	60	66	56	55	58	55
14		26	29	25	26	24	21	25	24	40	37	35	32	60	65	56	51	56	53
14,5		25	29	26	27	24	20	25	24	37	37	35	31	60	64	55	51	53	51
15		24	30	27	28	25	19	25	24	35	37	35	30	60	64	55	51	52	48
Mittelwert je Hälfte [mm]		24,7	26,1	25,2	29,7	21,6	20,2	29,5	27,1	34,7	40,8	34,7	34,5	64,9	65,5	58,7	58,9	65,3	60,3
Mittelwert je Probe [mm]		25,4	27,5	20,9	28,3	37,8	34,6	65,2	58,8	62,8									
Mittelwert je Schädigung [mm]			24,6					33,6						62,3					

Tabelle K 11: Eindringtiefe der gespaltenen Probekörperhälften nach 72 Stunden Beanspruchung mit 3 bar hydraulischem Druck in Abhängigkeit der Vorschädigung

		rel. E _{dyn} [%]																	
		91,7		91,7		91,7		88,6		88,6		88,6		88,6		88,6			
		Probekörper- hälfte		Probekörper- hälfte		Probekörper- hälfte		Probekörper- hälfte		Probekörper- hälfte		Probekörper- hälfte		Probekörper- hälfte		Probekörper- hälfte			
		a	b	a	b	a	b	a	b	a	b	a	b	a	b	a	b		
Eindringtiefe je Messstelle [mm]	0	58	65	58	55	55	60	79	80	81	76	74	73	92	95	82	62	69	76
	0,5	59	65	58	55	55	60	78	81	82	78	74	73	92	95	82	69	69	77
	1	60	65	59	55	55	58	75	84	85	82	75	74	92	93	82	70	72	78
	1,5	60	66	60	56	55	56	75	85	86	80	75	76	88	92	83	75	75	78
	2	63	66	62	56	55	58	75	85	87	91	80	76	87	93	85	75	79	78
	2,5	69	66	62	57	55	61	77	85	87	91	82	76	87	91	83	75	79	80
	3	70	66	63	57	56	65	80	84	85	87	85	76	87	89	85	75	79	80
	3,5	72	66	63	56	57	67	78	82	84	85	85	76	87	85	85	75	80	82
	4	73	67	64	57	60	69	81	84	80	85	85	77	87	85	86	76	80	81
	4,5	74	70	65	55	62	70	84	84	80	82	85	78	87	85	85	77	82	82
	5	74	80	65	55	62	68	85	84	80	82	84	80	87	84	85	77	84	82
	5,5	75	80	65	58	65	70	85	85	80	82	84	84	89	85	83	80	85	84
	6	75	80	65	58	65	70	85	85	78	84	82	84	89	85	84	81	85	84
	6,5	77	80	61	60	68	72	87	85	80	83	82	84	87	86	82	84	85	84
	7	81	81	60	61	70	73	87	86	80	84	82	83	89	88	81	84	85	83
	7,5	82	80	59	62	70	72	84	85	80	84	80	83	90	88	81	82	85	85
8	80	80	60	65	72	71	83	85	81	85	80	80	91	90	82	81	85	85	
8,5	80	80	60	65	72	71	83	82	81	85	82	80	90	90	84	84	85	85	
9	80	80	61	66	71	70	81	82	82	86	83	80	90	90	84	84	84	85	
9,5	76	74	62	67	70	70	82	82	80	87	85	80	89	85	84	84	84	85	
10	70	73	64	70	69	69	82	80	82	85	88	82	90	85	84	85	83	82	
10,5	66	73	65	70	69	66	82	79	80	86	88	80	90	83	83	85	81	83	
11	66	75	69	70	66	65	78	78	80	87	87	79	91	81	80	85	80	81	
11,5	66	74	70	70	65	60	78	75	80	88	87	79	91	80	80	85	76	80	
12	65	71	70	70	63	60	75	74	81	85	88	80	92	80	80	84	76	78	
12,5	65	70	70	70	60	60	75	72	81	82	84	80	95	80	82	84	74	76	
13	65	68	70	70	58	60	70	72	81	80	84	79	95	80	82	84	73	75	
13,5	65	65	70	60	56	60	68	72	75	79	81	77	91	80	82	85	71	71	
14	65	60	60	55	55	57	65	72	75	74	79	77	95	79	80	85	71	70	
14,5	66	56	60	54	55	56	64	70	70	70	74	75	93	78	80	85	72	67	
15	66	56	60	54	55	56	63	70	65	65	72	73	90	78	80	85	74	65	
Mittelwert je Hälfte [mm]		69,8	70,9	63,2	60,9	62,0	64,5	78,2	80,3	80,3	82,6	81,8	78,5	90,0	85,7	82,6	80,1	78,8	79,4
Mittelwert je Probe [mm]		70,3		62,1		63,2		79,2		81,4		80,2		87,9		81,3		79,1	
Mittelwert je Schädigung [mm]		65,2						81,5											

Tabelle K 12: Eindringtiefe der gespaltenen Probekörperhälften nach 72 Stunden Beanspruchung mit 3 bar hydraulischem Druck in Abhängigkeit der Vorschädigung

		rel. E _{dyn} [%]																	
		85,2		85,2		75,2		75,2		75,2		75,2		75,2		75,2			
		Probekörper- hälfte		Probekörper- hälfte		Probekörper- hälfte		Probekörper- hälfte		Probekörper- hälfte		Probekörper- hälfte		Probekörper- hälfte		Probekörper- hälfte			
		a	b	a	b	a	b	a	b	a	b	a	b	a	b	a	b		
Eindringtiefe je Messstelle [mm]	0	114	117	120	120	150	150	125	134	100	110	105	105	112	115	135	117		
	0,5	110	117	120	121	150	150	128	135	102	110	128	132	114	119	135	118		
	1	116	116	121	121	150	150	130	138	105	115	137	140	115	119	138	119		
	1,5	119	114	123	120	150	150	130	136	105	115	144	146	115	117	140	119		
	2	119	115	127	120	150	150	134	135	110	115	148	149	116	116	138	121		
	2,5	117	116	121	120	150	150	133	135	110	114	150	150	117	112	136	121		
	3	115	105	120	127	150	150	133	133	110	115	150	150	118	112	135	122		
	3,5	114	103	124	128	150	150	130	130	112	115	150	150	118	112	135	123		
	4	112	104	125	134	150	150	130	126	113	115	150	150	117	112	133	122		
	4,5	110	105	125	134	150	150	134	122	113	115	150	150	116	110	131	121		
	5	112	108	126	129	150	150	131	122	115	116	150	150	115	109	128	119		
	5,5	114	112	125	129	150	146	131	122	115	116	150	150	115	110	123	118		
	6	114	112	130	131	150	145	133	124	113	115	150	150	116	109	120	117		
	6,5	112	113	127	133	150	145	126	124	112	115	150	150	116	112	122	116		
	7	109	109	126	132	141	135	133	124	112	115	150	150	117	113	122	116		
	7,5	110	109	126	131	135	132	133	124	116	115	150	150	117	123	122	114		
8	112	108	126	133	125	130	130	125	116	115	150	150	117	113	122	114			
8,5	112	110	125	130	120	128	130	126	117	115	150	150	117	114	120	116			
9	113	111	125	126	117	125	130	126	119	116	150	150	120	117	119	116			
9,5	111	113	123	127	116	125	130	126	120	116	150	150	121	117	116	118			
10	111	112	126	126	115	122	131	126	120	116	150	150	122	119	125	116			
10,5	109	112	126	125	110	120	134	125	118	116	150	150	122	120	124	113			
11	106	111	129	127	108	118	131	124	117	116	150	150	120	124	119	114			
11,5	106	110	132	130	106	114	126	124	117	118	150	150	120	123	117	118			
12	105	107	127	129	105	112	125	124	116	118	150	150	121	123	116	120			
12,5	104	104	129	127	105	111	123	123	116	118	150	150	118	122	113	121			
13	103	104	125	129	102	112	118	121	115	116	150	150	118	122	112	120			
13,5	104	105	129	125	102	110	120	120	112	115	150	150	120	122	113	119			
14	103	102	127	125	105	108	120	118	112	115	150	150	120	124	118	117			
14,5	103	96	127	124	110	102	115	118	114	115	150	150	121	122	118	115			
15	102	93	127	124	110	103	114	120	115	115	150	150	123	120	113	109			
Mittelwert je Hälfte [mm]		110,4	108,8	125,5	127,0	130,1	132,0	128,1	126,1	113,1	115,2	147,2	147,5	117,9	116,8	124,5	117,7		
Mittelwert je Probe [mm]		109,6		126,2		131,0		127,1		114,2		147,3		117,4		121,1			
Mittelwert je Schädigung [mm]		117,9						126,4											

Tabelle K 14: Eindringtiefe der gespaltenen Probekörperhälften nach 72 Stunden Beanspruchung mit 5 bar hydraulischem Druck in Abhängigkeit der Vorschädigung

		rel. E _{dyn} [%]							
		85,2		75,2		75,2		75,2	
		Probekörper- hälfte		Probekörper- hälfte		Probekörper- hälfte		Probekörper- hälfte	
		a	b	a	b	a	b	a	b
Eindringtiefe je Messstelle [mm]	0	131	130	135	135	135	128	130	125
	0,5	132	130	137	135	135	125	133	125
	1	135	131	138	135	134	126	133	125
	1,5	135	132	140	135	134	131	133	126
	2	134	130	136	137	134	131	130	126
	2,5	134	125	137	138	132	133	132	129
	3	134	125	137	138	131	135	138	135
	3,5	132	125	138	138	128	129	135	136
	4	130	128	139	137	126	129	135	138
	4,5	134	134	140	136	135	131	137	135
	5	136	134	135	136	136	134	135	135
	5,5	142	147	130	137	142	135	131	135
	6	145	139	125	130	140	138	131	136
	6,5	150	139	130	129	140	139	132	134
	7	150	140	132	131	140	139	130	140
	7,5	150	144	135	134	138	138	128	142
	8	150	145	135	135	137	139	128	141
	8,5	150	145	136	136	137	141	132	141
	9	150	145	136	136	125	144	132	141
	9,5	150	150	138	136	124	129	132	138
10	150	150	139	135	124	129	131	140	
10,5	150	150	139	135	133	134	133	140	
11	150	150	139	135	134	135	133	140	
11,5	150	150	139	135	139	139	131	138	
12	150	150	139	135	139	140	131	136	
12,5	150	150	139	133	139	135	130	136	
13	150	150	139	132	137	134	130	134	
13,5	150	150	139	131	139	133	129	134	
14	150	150	140	131	139	132	125	137	
14,5	150	150	140	131	140	130	125	138	
15	150	150	140	131	140	130	125	139	
Mittelwert je Hälfte [mm]		143,7	140,9	136,8	134,5	135,0	133,7	131,3	135,3
Mittelwert je Probe [mm]		142,3		135,6		134,4		133,3	
Mittelwert je Schädigung [mm]		142,3				134,4			

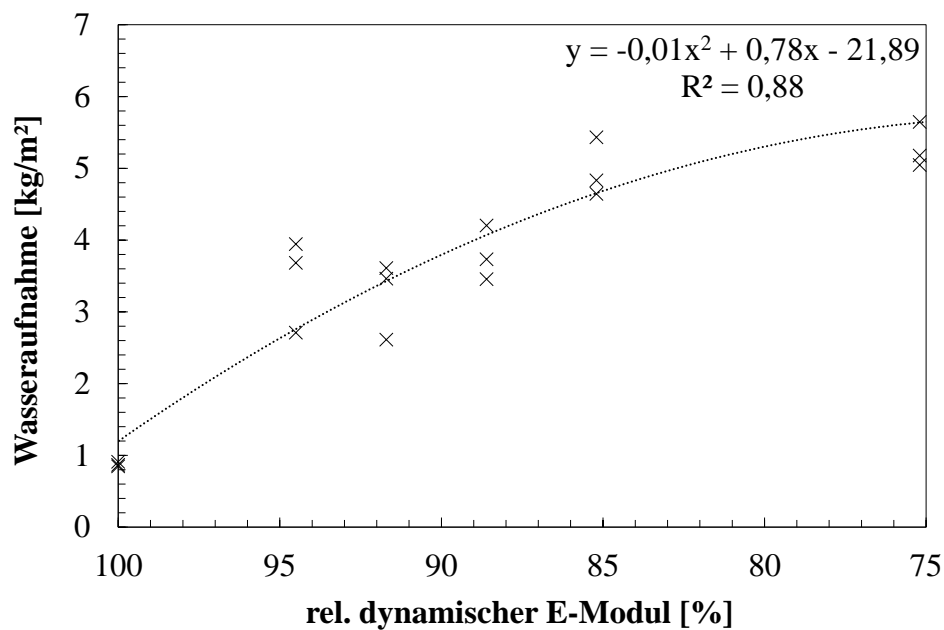


Abbildung K 2: Wasseraufnahme in Abhängigkeit der Vorschädigung (rel. E_{dyn}) nach 72 h bei 1 bar hydraulischem Druck an Bohrkernen aus großformatigen Probekörpern nach zyklischer Biegeschwellbelastung

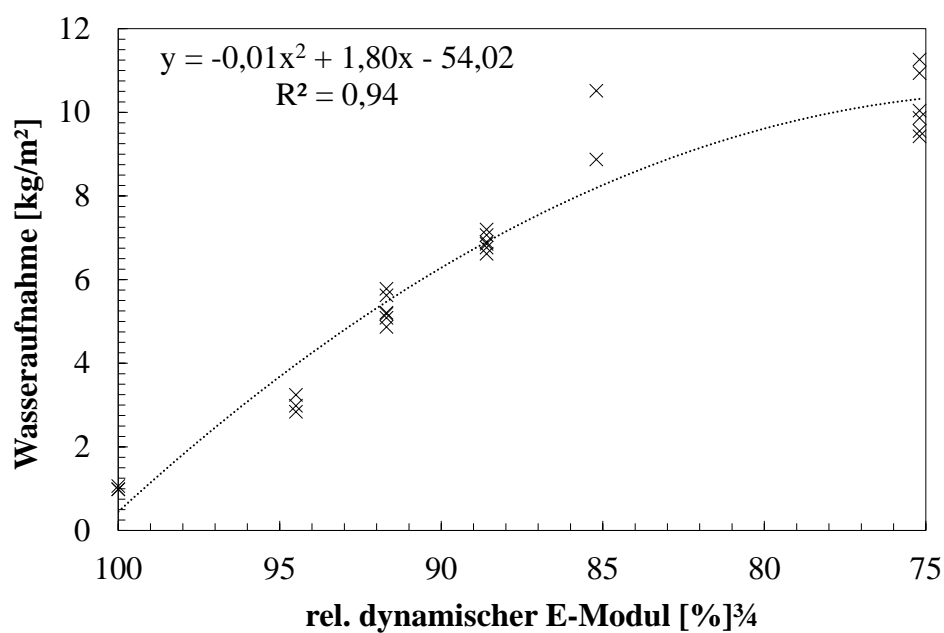


Abbildung K 3: Wasseraufnahme in Abhängigkeit der Vorschädigung (rel. E_{dyn}) nach 72 h bei 3 bar hydraulischem Druck an Bohrkernen aus großformatigen Probekörpern nach zyklischer Biegeschwellbelastung

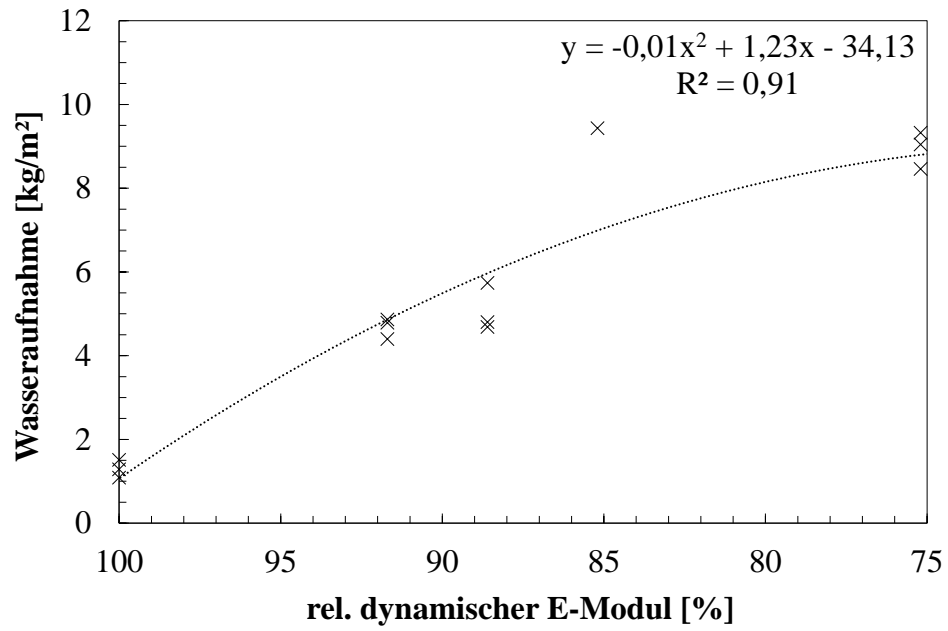


Abbildung K 4: Wasseraufnahme in Abhängigkeit der Vorschädigung (rel. E_{dyn}) nach 72 h bei 5 bar hydraulischem Druck an Bohrkernen aus großformatigen Probekörpern nach zyklischer Biegeschwellbelastung

Tabelle K 15: Einzelwerte der Wasseraufnahme nach 72 h bei 1 bar hydraulischem Druck an Bohrkernen aus großformatigen Probekörpern nach zyklischer Biegeschwellbelastung

rel. E_{dyn} [%]	Probe	trockene Masse der Probe [g]	Masse der Probe nach 72 h [g]	absolute Wasseraufnahme nach 72 h [g]	mittlere absolute Wasseraufnahme [g]	Wasseraufnahme [kg/m ²]	mittlere Wasseraufnahme [kg/m ²]
100	1	6.427,5	6.442,8	15,3		0,87	
	2	6.497,1	6.513,2	16,1	15,5	0,91	0,88
	3	6.542,2	6.557,2	15,0		0,85	
94,5	1	6.558,7	6.623,8	65,1		2,71	
	2	6.554,8	6.624,5	69,7	60,9	3,94	3,53
	3	6.371,1	6.419,0	47,9		3,94	
91,7	1	6.354,3	6.415,5	61,2		3,46	
	2	6.416,2	6.480,0	63,8	57,1	3,61	3,23
	3	6.428,9	6.475,1	46,2		2,61	
88,6	1	6.426,0	6.492,0	66,0		3,73	
	2	6.253,0	6.314,1	61,1	67,1	3,46	3,80
	3	6.356,4	6.430,7	74,3		4,20	
85,2	1	6.393,3	6.478,7	85,4		4,83	
	2	6.310,6	6.406,6	96,0	87,8	5,43	4,97
	3	6.298,3	6.380,4	82,1		4,65	
75,2	1	6.278,1	6.369,6	91,5		5,18	
	2	6.197,0	6.286,2	89,2	93,5	5,05	5,29
	3	6.278,9	6.378,7	99,8		5,65	

Tabelle K 16: Einzelwerte der Wasseraufnahme nach 72 h bei 3 bar hydraulischem Druck an Bohrkernen aus großformatigen Probekörpern nach zyklischer Biegeschwellbelastung

rel. E_{dyn} [%]	Probe	trockene Masse der Probe [g]	Masse der Probe nach 72 h [g]	absolute Wasseraufnahme nach 72 h [g]	mittlere absolute Wasseraufnahme [g]	Wasseraufnahme [kg/m ²]	mittlere Wasseraufnahme [kg/m ²]
100	1	6.536,7	6.555,5	18,8	17,9	1,06	1,01
	2	6.427,7	6.445,2	17,5		0,99	
	3	6.518,6	6.536,0	17,4		0,98	
94,5	1	6.086,1	6.121,2	35,1	35,8	2,99	3,03
	2	6.513,0	6.545,5	32,5		2,84	
	3	6.199,1	6.238,8	39,7		3,25	
91,7	1	6.251,4	6.308,1	56,7	55,8	5,21	5,16
	2	6.353,3	6.407,9	54,6		5,09	
	3	6.287,6	6.343,8	56,2		5,18	
91,7	1	6.267,9	6.332,0	64,1	53,5	5,63	5,43
	2	6.464,4	6.515,1	50,7		4,87	
	3	6.317,7	6.363,5	45,8		5,78	
88,6	1	6.315,5	6.380,1	64,6	67,9	6,86	7,04
	2	6.304,2	6.374,9	70,7		7,20	
	3	6.344,5	6.412,8	68,3		7,06	
88,6	1	6.279,9	6.342,9	63,0	62,9	6,77	6,76
	2	6.394,1	6.459,5	65,4		6,90	
	3	6.349,1	6.409,5	60,4		6,62	
85,2	1	6.154,7	6.269,9	115,2	118,4	10,52	9,70
	2	6.119,1	6.240,6	121,5		8,88	
75,2	1	6.467,2	6.595,6	128,4	113,0	11,27	10,39
	2	6.466,1	6.572,9	106,8		10,04	
	3	6.512,2	6.615,9	103,7		9,87	
75,2	1	6.452,5	6.575,1	122,6	105,6	10,94	9,98
	2	6.596,5	6.694,7	98,2		9,56	
	3	6.635,8	6.731,7	95,9		9,43	

Tabelle K 17: Einzelwerte der Wasseraufnahme nach 72 h bei 5 bar hydraulischem Druck an Bohrkernen aus großformatigen Probekörpern nach zyklischer Biegeschwellbelastung

rel. E_{dyn} [%]	Probe	trockene Masse der Probe [g]	Masse der Probe nach 72 h [g]	absolute Wasseraufnahme nach 72 h [g]	mittlere Wasseraufnahme [g]	Wasseraufnahme [kg/m ²]	mittlere Wasseraufnahme [kg/m ²]
100	1	6.379,0	6.398,2	19,2	22,9	1,09	1,29
	2	6.364,6	6.387,3	22,7		1,28	
	3	6.417,4	6.444,1	26,7		1,51	
91,7	1	6.169,5	6.255,5	86,0	82,8	4,87	4,69
	2	6.312,9	6.390,6	77,7		4,40	
	3	6.256,1	6.340,7	84,6		4,79	
88,6	1	6.417,4	6.502,3	84,9	89,7	4,80	5,08
	2	6.380,8	6.463,6	82,8		4,69	
	3	6.319,8	6.421,2	101,4		5,74	
85,2	1	6.326,1	6.492,8	166,7	166,7	9,43	9,43
75,2	1	6.099,2	6.248,7	149,5	158,0	8,46	8,94
	2	6.229,0	6.393,8	164,8		9,33	
	3	6.080,5	6.240,3	159,8		9,04	

Tabelle K 20: Eindringtiefe der gespaltenen Probekörperhälften nach 72 Stunden Beanspruchung mit 3 bar hydraulischem Druck in Abhängigkeit der zuvor induzierten gezielten Vorschädigung

		rel. E _{dyn} [%]													
		75,5		65		59,4		54,3		50,0		47,2		43	
		Probekörper -hälfte		Probekörper -hälfte		Probekörper -hälfte		Probekörper -hälfte		Probekörper -hälfte		Probekörper -hälfte		Probekörper -hälfte	
Eindringtiefe je Messstelle [mm]	Abstand der Messstelle zum Rand [cm]	a	b	a	b	a	b	a	b	a	b	a	b	a	b
		0		91	87	118	109	123	120	170	170	145	138	124	115
0,5		90	87	119	109	120	120	170	170	145	138	125	115	165	165
1		93	87	119	109	118	120	170	170	145	139	125	115	165	165
1,5		94	88	117	111	115	120	170	170	143	140	123	117	165	165
2		94	91	114	112	113	124	170	170	142	141	120	118	165	165
2,5		94	92	110	124	108	124	170	170	142	142	116	130	165	165
3		95	95	111	126	108	124	170	170	140	144	117	132	165	165
3,5		95	97	114	129	106	125	170	170	140	144	120	135	165	165
4		100	104	123	131	105	129	170	170	145	144	129	137	165	165
4,5		101	105	126	134	105	125	170	170	147	143	132	140	165	165
5		102	106	134	141	105	118	170	170	148	141	140	147	165	165
5,5		103	107	144	144	101	114	170	170	150	140	150	150	165	165
6		108	114	169	149	105	102	170	170	153	142	175	155	165	165
6,5		110	116	169	159	106	106	170	170	154	146	175	165	165	165
7		112	117	169	169	110	110	170	170	150	143	175	175	165	165
7,5		122	118	169	169	112	110	170	170	150	140	175	175	165	165
8		123	123	169	169	112	110	170	170	150	140	175	175	165	165
8,5		122	127	169	169	113	110	170	170	150	141	175	175	165	165
9		120	128	169	169	115	114	170	170	148	138	175	175	165	165
9,5		130	131	169	169	115	116	170	170	147	138	175	175	165	165
10		131	135	169	169	115	118	170	170	148	135	175	175	165	165
10,5		135	138	169	169	120	118	170	170	145	136	175	175	165	165
11		133	140	169	169	129	119	170	170	143	136	175	175	165	165
11,5		131	140	169	169	130	122	170	170	142	136	175	175	165	165
12		133	140	169	169	135	126	170	170	145	134	175	175	165	165
12,5		135	136	169	169	135	128	170	170	145	132	175	175	165	165
13		135	135	169	169	137	126	170	170	146	138	175	175	165	165
13,5		137	135	169	169	139	128	170	170	144	138	175	175	165	165
14		139	136	169	169	140	130	170	170	145	138	175	175	165	165
14,5		139	137	169	169	140	134	170	170	145	138	175	175	165	165
15		136	139	154	169	142	135	170	170	145	135	160	175	165	165
15,5		136	137	142	169	142	136	170	170	148	138	148	175	165	165
16		133	136	128	154	147	138	170	170	141	130	134	160	165	165
16,5		133	135	124	149	150	145	170	170	142	128	130	155	165	165
17		131	135	124	144	157	155	170	170	144	131	130	150	165	165
17,5		130	135	124	138	164	160	170	170	142	135	130	144	165	165
18		130	135	119	134	170	170	170	170	135	135	125	140	165	165
18,5		130	135	114	129	170	170	170	170	140	135	120	135	165	165
19		130	135	114	124	170	170	170	170	138	135	120	130	165	165
19,5		130	135	114	122	170	170	170	170	140	137	120	128	165	165
20		130	135	114	114	170	170	170	170	144	140	120	120	165	165
Mittelwert je Hälfte [mm]		115,6	117,1	149,6	150,1	118,6	120,2	170,0	170,0	146,0	178,4	155,8	156,3	165,0	165,0
Mittelwert je Probe [mm]		116,4		149,9		119,4		170,0		162,2		156,1		165,0	

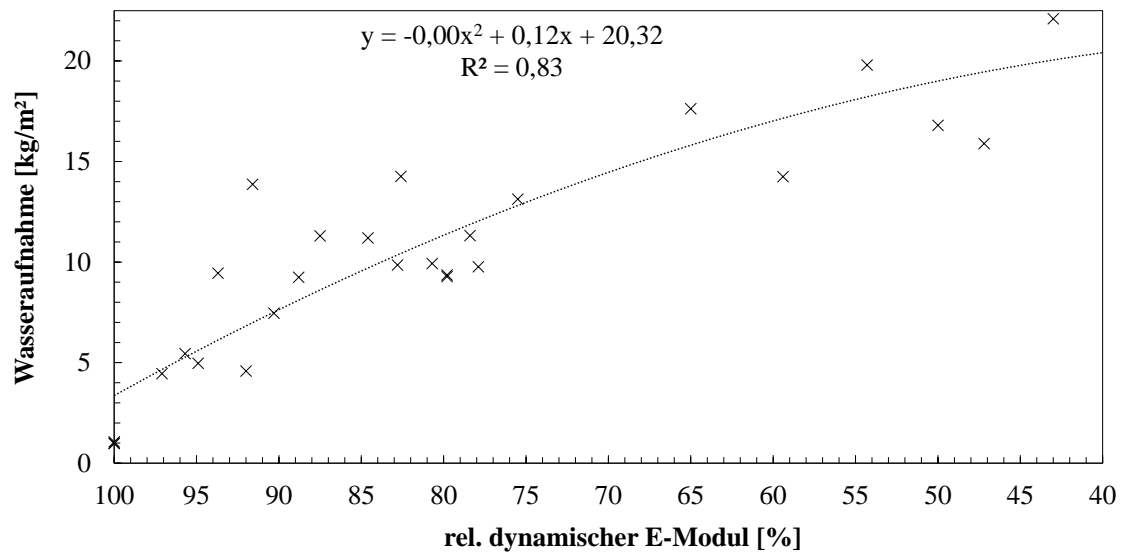


Abbildung K 5: Wasseraufnahme in Abhängigkeit der Schädigung (rel. E_{dyn}) nach 72 h bei 3 bar hydraulischem Druck an Bohrkernen mit gezielter Vorschädigung nach Druckschwellbelastung

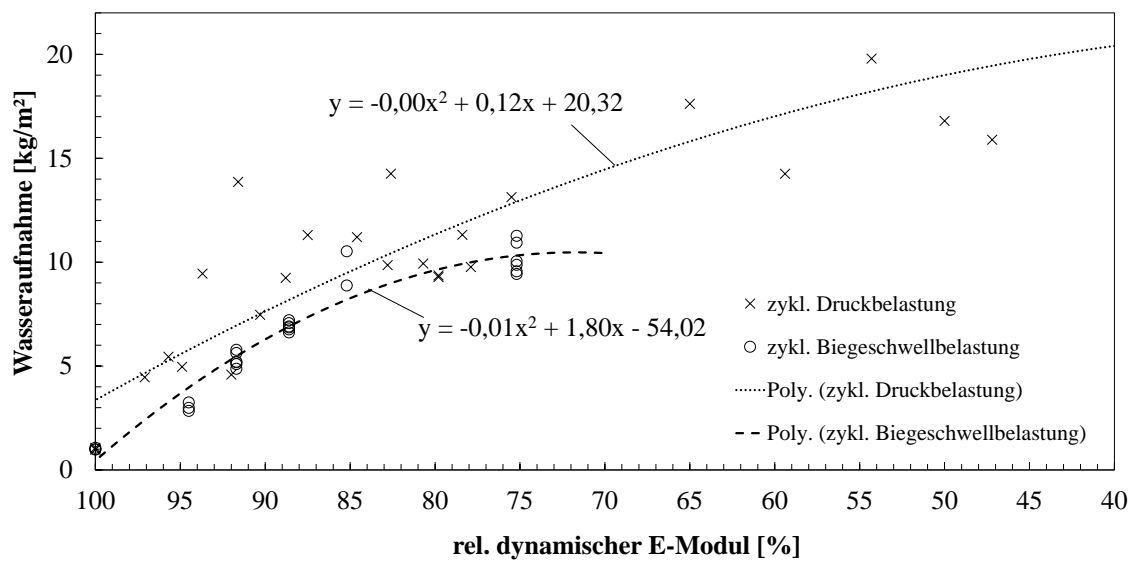


Abbildung K 6: Gegenüberstellung der Wasseraufnahme in Abhängigkeit der Schädigung für zyklisch druckbelastete und biegeschwellbelastete Probekörper nach 72 Stunden und 3 bar hydraulischem Druck

*Tabelle K 21: Einzelwerte der Wasseraufnahme nach 72 h bei 3 bar hydraulischem Druck an Bohrker-
nen nach gezielter Vorschädigung*

rel. E_{dyn} [%]	trockene Masse der Probe [g]	Masse der Probe nach 72 h [g]	absolute Wasserauf- nahme nach 72 h [g]	Wasseraufnahme [kg/m²]
97,1	11.717,1	11.752,1	35,0	4,46
95,7	11.307,9	11.350,7	42,8	5,45
94,9	11.548,3	11.587,3	39,0	4,97
93,7	11.565,5	11.639,7	74,2	9,45
92	11.548,8	11.584,8	36,0	4,58
91,6	11.667,2	11.776,1	108,9	13,87
90,3	11.636,0	11.694,6	58,6	7,46
88,5	11.490,5	11.563,1	72,6	9,24
87,5	11.350,4	11.439,2	88,8	11,31
84,6	11.115,1	11.306,5	191,4	11,20
82,8	11.681,2	11.758,6	77,4	9,85
82,6	11.434,7	11.612,3	177,6	14,26
80,7	11.796,9	11.874,9	78,0	9,93
79,8	11.606,3	11.679,8	73,5	9,36
79,8	11.558,7	11.631,6	72,9	9,28
78,4	11.709,0	11.797,9	88,9	11,32
77,9	11.608,7	11.685,4	76,7	9,77
75,5	11.508,3	11.686,5	178,2	13,13
65	11.831,6	12.143,1	311,5	17,6
59,4	11.696,0	11.881,7	185,7	14,25
54,3	11.029,3	11.239,3	210,0	16,8
50	11.869,6	12.089,2	219,6	17,4
47,2	11.688,6	11.873,4	184,8	15,89
43	10.740,0	11.115,1	375,1	22,1

Anhang L Chlorid-Eindringtiefen infolge des Einwalkens

Tabelle L 1: Einzelwerte der Chlorid-Eindringtiefe an Teilproben nach 0,5 Millionen Überrollungen in der Rundlaufanlage mit einem rel. $E_{dyn} = 100,0\%$

		rel. E_{dyn} [%]												
		100,0												
		Anzahl der Überrollungen $N_{\dot{u}}$ [Mio.]												
		0,5												
		Einwalken												
		mit						ohne						
		Probekörper- häfte		Probekörper- häfte		Probekörper- häfte		Probekörper- häfte		Probekörper- häfte		Probekörper- häfte		
		a	b	a	b	a	b	a	b	a	b	a	b	
Eindringtiefe je Messstelle [mm]	Abstand der Messstelle zum Rand [cm]	0	20	19	17	20	28	29	18	29	25	35	27	29
	1	19	18	20	22	30	29	18	27	26	33	26	25	
	2	21	23	24	21	27	26	20	29	28	28	23	27	
	3	22	21	20	17	24	22	21	24	28	30	22	25	
	4	23	14	17	23	24	23	23	19	28	29	28	27	
	5	26	11	19	24	24	24	16	22	31	32	31	29	
	6	17	18	18	23	23	24	19	26	30	27	26	27	
	7	24	21	21	24	21	21	15	23	31	29	30	30	
	8	24	24	23	22	23	19	21	29	34	28	31	32	
	9	21	20	21	23	21	17	21	23	29	27	33	31	
	10	19	21	26	19	19	15	22	23	26	26	31	32	
	11	19	23	21	22	22	13	22	24	28	27	30	31	
	12	14	25	24	23	24	15	25	23	26	31	26	29	
	13	16	28	20	20	29	17	26	25	26	30	30	30	
	14	18	25	15	19	24	18	25	25	25	30	30	23	
	15	19	20	14	14	20	19	27	25	25	27	29	31	
	16	21	16	23	21	19	23	28	26	27	32	27	27	
	17	23	20	21	19	17	20	33	28	25	26	26	30	
	18	21	26	20	19	20	20	34	31	20	21	25	25	
	19	18	22	22	18	20	19	33	24	22	25	23	26	
	20	20	18	21	23	16	16	31	23	28	26	24	30	
Mittelwert je Hälfte [mm]		20,2	20,6	20,2	20,6	22,6	20,5	23,7	25,1	27,1	28,5	27,5	28,4	
Mittelwert je Probe [mm]		20,4		20,4		21,6		24,4		27,8		27,9		
Mittelwert je Schädigung [mm]		20,8				26,7								

Tabelle L 2: Einzelwerte der Chlorid-Eindringtiefe an Teilproben nach 0,5 Millionen Überrollungen in der Rundlaufanlage mit einem rel. $E_{dyn} = 93,3 \%$

		rel. $E_{dyn} [\%]$											
		93,3											
		Anzahl der Überrollungen $N_{\ddot{u}}$ [Mio.]											
		0,5											
		Einwalken											
		mit						ohne					
Eindringtiefe je Messstelle [mm]	Abstand der Messstelle zum Rand [cm]	Probekörperhäfte		Probekörperhäfte		Probekörperhäfte		Probekörperhäfte		Probekörperhäfte		Probekörperhäfte	
		a	b	a	b	a	b	a	b	a	b	a	b
	0	14	27	24	22	20	15	26	32	26	23	24	25
	1	17	23	25	21	19	13	26	30	24	30	23	29
	2	18	23	35	20	26	16	27	29	29	26	24	27
	3	20	20	28	23	28	18	31	30	25	25	20	27
	4	19	19	23	22	28	22	29	30	26	23	22	24
	5	18	22	26	21	17	20	29	33	25	23	27	29
	6	15	21	27	24	16	18	32	29	26	26	22	26
	7	18	17	25	24	18	18	31	29	24	25	21	29
	8	21	16	21	25	20	20	26	30	22	23	20	25
	9	25	24	21	18	18	29	28	30	25	21	23	26
	10	19	20	26	20	17	30	24	28	25	22	26	28
	11	24	23	25	18	20	24	20	35	21	22	33	19
	12	22	26	22	20	11	23	23	33	24	20	21	23
	13	22	20	21	22	10	32	22	28	22	21	24	23
	14	19	19	22	21	12	23	21	26	22	22	24	27
	15	23	23	26	17	15	29	23	23	25	21	25	25
	16	20	24	24	19	16	20	22	22	29	27	24	28
	17	19	24	25	17	15	23	21	22	34	28	26	24
	18	12	17	25	20	14	20	22	21	32	38	26	29
	19	22	20	20	23	12	21	23	25	31	33	25	26
	20	30	19	22	22	24	21	25	28	32	35	24	28
Mittelwert je Hälfte [mm]		19,8	21,2	24,5	21,0	17,9	21,6	25,3	28,2	26,2	25,4	24,1	26,1
Mittelwert je Probe [mm]		20,5		22,7		19,8		26,7		25,8		25,1	
Mittelwert je Schädigung [mm]		21,0				25,9							

Tabelle L 3: Einzelwerte der Chlorid-Eindringtiefe an Teilproben nach 0,5 Millionen Überrollungen in der Rundlaufanlage mit einem rel. $E_{dyn} = 87,6 \%$

		rel. $E_{dyn} [\%]$												
		87,6												
		Anzahl der Überrollungen $N_{\ddot{u}}$ [Mio.]												
		0,5												
		Einwalken												
		mit						ohne						
		Probekörper- hälfte		Probekörper- hälfte		Probekörper- hälfte		Probekörper- hälfte		Probekörper- hälfte		Probekörper- hälfte		
		a	b	a	b	a	b	a	b	a	b	a	b	
Eindringtiefe je Messstelle [mm]	Abstand der Messstelle zum Rand [cm]	0	24	24	18	29	16	24	25	26	29	35	16	28
		1	26	25	18	27	12	22	24	22	29	33	23	35
		2	23	22	20	29	15	17	20	25	30	32	16	31
		3	19	18	21	24	17	19	19	23	34	33	24	30
		4	20	19	23	19	17	18	26	25	32	33	27	27
		5	19	20	16	22	20	21	29	26	32	36	30	28
		6	18	20	19	26	20	16	23	25	35	32	30	30
		7	27	24	15	23	21	20	27	28	34	32	29	29
		8	31	28	21	29	24	22	28	29	29	33	26	27
		9	27	24	21	23	18	23	31	28	31	33	30	26
		10	25	25	22	23	16	23	29	30	27	31	29	27
		11	17	20	22	24	17	20	27	29	23	38	25	26
		12	20	27	25	23	15	21	24	26	26	36	28	24
		13	24	26	26	25	16	20	27	28	25	31	27	25
		14	20	32	25	25	14	20	28	21	24	29	27	27
		15	15	17	27	25	14	16	27	28	26	26	30	25
		16	14	18	28	26	17	21	24	25	25	25	34	31
		17	13	15	33	28	14	15	23	27	24	25	39	32
		18	16	16	34	31	10	11	22	23	25	24	37	42
		19	15	15	33	24	12	27	21	24	26	28	36	37
		20	11	12	31	23	14	24	22	27	28	31	37	39
Mittelwert je Hälfte [mm]		20,2	21,2	23,7	25,1	16,1	20,0	25,0	25,9	28,3	31,2	28,5	29,9	
Mittelwert je Probe [mm]		20,7		24,4		18,1		25,4		29,7		29,2		
Mittelwert je Schädigung [mm]		21,1				28,1								

Tabelle L 4: Einzelwerte der Chlorid-Eindringtiefe an Teilproben nach 0,5 Millionen Überrollungen in der Rundlaufanlage mit einem rel. $E_{dyn} = 80,2\%$

		rel. E_{dyn} [%]											
		80,2											
		Anzahl der Überrollungen $N_{\ddot{u}}$ [Mio.]											
		0,5											
		Einwalken											
		mit				ohne							
Eindringtiefe je Messstelle [mm]	Abstand der Messstelle zum Rand [cm]	Probekörper-		Probekörper-		Probekörper-		Probekörper-		Probekörper-		Probekörper-	
		häfte		häfte		häfte		häfte		häfte		häfte	
		a	b	a	b	a	b	a	b	a	b	a	b
	0	18	27	27	27	21	31	21	33	30	32	34	40
	1	15	25	29	27	21	29	28	40	29	27	34	38
	2	18	20	26	24	23	32	21	36	25	30	35	37
	3	20	22	22	20	24	26	30	35	24	28	39	38
	4	20	21	22	21	25	22	32	33	31	30	37	38
	5	23	24	22	22	18	24	35	33	34	31	37	41
	6	22	19	21	22	22	28	36	35	28	30	40	37
	7	23	23	29	27	18	25	34	34	32	33	39	38
	8	27	25	34	30	24	31	31	32	33	34	35	38
	9	21	26	30	27	24	26	35	31	36	33	36	38
	10	18	26	28	27	25	26	34	32	34	35	32	36
	11	20	23	20	23	25	27	31	31	32	34	28	43
	12	18	23	23	30	28	26	33	29	29	31	31	41
	13	18	22	27	29	29	28	32	30	32	33	30	36
	14	17	22	23	35	28	27	32	32	33	26	29	34
	15	17	19	18	20	29	27	35	30	32	33	31	31
	16	19	24	17	21	30	29	39	36	29	30	30	30
	17	17	18	16	18	36	31	44	38	28	32	29	30
	18	12	14	19	18	36	34	42	47	27	28	30	29
	19	14	29	18	18	35	27	41	42	26	29	31	33
	20	17	27	14	15	34	26	42	45	27	32	33	36
Mittelwert je Hälfte [mm]		18,8	22,7	22,9	23,9	26,4	27,8	33,6	35,0	30,1	31,0	33,4	36,3
Mittelwert je Probe [mm]		20,8		23,4		27,1		34,3		30,5		34,8	
Mittelwert je Schädigung [mm]		23,8				33,2							

Tabelle L 5: Einzelwerte der Chlorid-Eindringtiefe an Teilproben nach 1,0 Millionen Überrollungen in der Rundlaufanlage mit einem rel. $E_{dyn} = 100,0\%$

		rel. E_{dyn} [%]												
		100,0												
		Anzahl der Überrollungen $N_{\bar{u}}$ [Mio.]												
		1,0												
		Einwalken												
		mit						ohne						
		Probekörper- häfte		Probekörper- häfte		Probekörper- häfte		Probekörper- häfte		Probekörper- häfte		Probekörper- häfte		
		a	b	a	b	a	b	a	b	a	b	a	b	
Eindringtiefe je Messstelle [mm]	Abstand der Messstelle zum Rand [cm]	0	25	26	27	35	22	37	33	21	26	30	33	43
		1	21	25	26	39	22	33	23	19	24	29	30	41
		2	22	26	19	28	18	30	24	20	21	22	27	33
		3	23	23	19	20	18	28	24	22	26	22	21	29
		4	27	20	16	19	20	26	25	21	26	23	27	30
		5	30	21	16	21	21	21	31	24	22	24	29	17
		6	25	21	12	17	21	20	30	24	23	25	28	24
		7	22	23	19	24	28	23	29	28	25	23	29	26
		8	20	18	24	21	25	26	32	31	30	24	25	24
		9	21	21	22	19	29	29	35	29	23	24	22	24
		10	18	20	20	20	29	30	31	34	30	28	24	20
		11	18	20	16	16	35	36	36	32	30	24	22	19
		12	16	15	18	19	35	35	38	37	29	27	19	20
		13	23	14	21	21	26	31	36	31	27	26	25	22
		14	22	21	20	21	27	29	35	28	29	26	23	21
		15	17	24	16	17	25	30	33	30	28	30	26	25
		16	14	24	16	18	25	27	33	30	30	28	26	27
		17	21	21	21	17	32	23	35	25	34	15	27	26
		18	25	20	25	20	36	25	41	30	25	19	27	25
		19	29	19	27	16	38	24	36	39	27	13	25	21
		20	28	25	25	21	39	23	40	41	23	15	40	19
Mittelwert je Hälfte [mm]		22,1	21,3	20,3	21,4	27,3	27,9	32,3	28,3	26,6	23,6	26,4	25,5	
Mittelwert je Probe [mm]		21,7		20,9		27,6		30,3		25,1		26,0		
Mittelwert je Schädigung [mm]		23,4				27,1								

Tabelle L 6: Einzelwerte der Chlorid-Eindringtiefe an Teilproben nach 1,0 Millionen Überrollungen in der Rundlaufanlage mit einem rel. $E_{dyn} = 93,3 \%$

		rel. $E_{dyn} [\%]$												
		93,3												
		Anzahl der Überrollungen $N_{\ddot{u}}$ [Mio.]												
		1,0												
		Einwalken												
		mit						ohne						
		Probekörper- häfte		Probekörper- häfte		Probekörper- häfte		Probekörper- häfte		Probekörper- häfte		Probekörper- häfte		
		a	b	a	b	a	b	a	b	a	b	a	b	
Eindringtiefe je Messstelle [mm]	Abstand der Messstelle zum Rand [cm]	0	54	45	36	35	10	26	50	37	31	40	39	13
		1	42	35	35	36	5	24	47	38	27	35	34	12
		2	32	25	36	40	6	21	47	36	31	24	23	12
		3	30	24	30	29	10	18	23	27	22	28	20	8
		4	16	27	24	23	7	17	22	28	16	28	19	12
		5	20	28	26	25	12	25	27	30	19	32	20	14
		6	21	29	25	21	20	13	27	32	18	28	24	21
		7	20	30	26	18	24	21	32	36	18	32	23	33
		8	20	26	25	17	21	18	26	33	18	34	24	40
		9	22	19	29	17	16	16	24	31	16	34	26	37
		10	23	31	27	23	25	16	21	19	19	24	26	34
		11	15	27	30	17	29	18	24	27	16	29	24	34
		12	17	28	30	15	32	14	30	32	19	24	28	37
		13	18	29	27	15	20	18	25	20	16	22	30	32
		14	17	20	22	16	18	22	28	21	15	16	29	36
		15	16	15	27	16	17	18	23	23	17	27	25	42
		16	13	20	23	20	16	22	21	21	16	22	23	35
		17	15	28	20	20	21	23	30	28	17	22	20	33
		18	10	27	20	24	36	28	36	22	20	25	16	32
		19	13	27	19	29	28	21	37	34	20	28	35	23
		20	13	28	20	29	35	25	34	32	18	28	42	34
Mittelwert je Hälfte [mm]		21,3	27,0	26,5	23,0	19,4	20,1	30,2	29,0	19,5	27,7	26,2	27,3	
Mittelwert je Probe [mm]		24,1		24,8		19,8		29,6		23,6		26,8		
Mittelwert je Schädigung [mm]		22,9				26,7								

Tabelle L 7: Einzelwerte der Chlorid-Eindringtiefe an Teilproben nach 1,0 Millionen Überrollungen in der Rundlaufanlage mit einem rel. $E_{dyn} = 87,6 \%$

		rel. $E_{dyn} [\%]$												
		87,6												
		Anzahl der Überrollungen $N_{\ddot{u}}$ [Mio.]												
		1,0												
		Einwalken												
		mit						ohne						
		Probekörper-		Probekörper-		Probekörper-		Probekörper-		Probekörper-		Probekörper-		
		häfte	häfte	häfte	häfte	häfte	häfte	häfte	häfte	häfte	häfte	häfte	häfte	
		a	b	a	b	a	b	a	b	a	b	a	b	
Eindringtiefe je Messstelle [mm]	Abstand der Messstelle zum Rand [cm]	0	38	37	12	27	55	46	44	19	56	43	37	45
	1	37	38	6	26	43	36	39	18	53	44	33	40	
	2	38	42	7	22	33	26	28	17	52	41	36	29	
	3	31	30	11	19	32	25	25	13	28	33	28	33	
	4	26	25	8	18	18	28	25	17	27	33	21	33	
	5	27	26	14	27	22	30	25	19	32	36	24	38	
	6	27	22	21	14	23	31	29	26	33	38	23	34	
	7	27	20	26	23	22	32	29	38	37	42	24	37	
	8	26	18	23	19	21	27	30	45	31	39	24	39	
	9	30	19	17	17	24	20	31	43	30	36	22	39	
	10	29	24	26	17	24	33	32	39	26	25	25	29	
	11	31	18	31	20	17	28	29	39	30	32	21	35	
	12	31	16	33	16	18	30	33	43	36	38	24	29	
	13	29	16	21	19	19	30	35	37	31	26	22	28	
	14	23	17	19	24	19	21	35	41	34	27	20	21	
	15	28	17	18	19	17	16	31	47	28	28	23	32	
	16	24	21	18	23	15	21	29	41	26	27	21	28	
	17	21	21	22	25	16	29	25	38	35	33	22	28	
	18	21	25	37	29	12	28	21	37	42	27	26	31	
	19	20	31	30	22	14	29	40	28	42	39	26	34	
	20	22	31	37	26	15	29	47	40	39	38	23	34	
Mittelwert je Hälfte [mm]		27,9	24,4	20,8	21,5	22,7	28,4	31,6	32,7	35,6	34,4	24,9	33,1	
Mittelwert je Probe [mm]		26,2		21,2		25,5		32,2		35,0		29,0		
Mittelwert je Schädigung [mm]		23,9				29,8								

Tabelle L 8: Einzelwerte der Chlorid-Eindringtiefe an Teilproben nach 1,0 Millionen Überrollungen in der Rundlaufanlage mit einem rel. $E_{dyn} = 80,2 \%$

		rel. $E_{dyn} [\%]$												
		80,2												
		Anzahl der Überrollungen $N_{\ddot{u}}$ [Mio.]												
		1,0												
		Einwalken												
		mit						ohne						
		Probekörper- häfte		Probekörper- häfte		Probekörper- häfte		Probekörper- häfte		Probekörper- häfte		Probekörper- häfte		
		a	b	a	b	a	b	a	b	a	b	a	b	
Eindringtiefe je Messstelle [mm]	Abstand der Messstelle zum Rand [cm]	0	29	36	23	38	26	28	37	48	38	26	37	26
		1	28	41	23	34	23	26	35	46	28	24	28	24
		2	21	29	20	31	23	28	32	38	29	25	28	24
		3	20	21	19	29	24	24	26	34	29	27	28	26
		4	17	21	22	28	28	21	32	35	30	26	30	25
		5	17	22	23	23	31	22	34	22	36	29	35	28
		6	13	19	22	21	27	22	33	29	35	29	34	28
		7	20	25	29	24	23	25	34	31	34	33	33	32
		8	26	22	27	27	21	19	30	29	37	35	36	35
		9	24	21	31	30	22	23	27	29	40	34	39	33
		10	22	22	31	32	19	22	29	25	36	39	35	38
		11	18	18	36	38	19	22	27	24	41	37	40	37
		12	20	21	37	36	17	16	24	25	43	41	42	41
		13	22	22	28	33	24	16	30	26	41	36	40	36
		14	21	22	29	31	24	22	28	26	40	33	39	32
		15	18	18	26	31	19	26	31	30	38	35	37	34
		16	17	19	27	28	15	25	31	32	38	35	38	34
		17	22	19	34	24	22	22	31	31	40	30	39	29
		18	26	22	37	26	26	21	32	30	45	35	45	34
		19	29	17	40	26	30	21	30	26	41	44	40	43
		20	27	23	40	25	29	26	45	23	45	46	44	45
Mittelwert je Hälfte [mm]		21,7	22,8	28,7	29,3	23,5	22,7	31,3	30,4	37,2	33,2	36,5	32,5	
Mittelwert je Probe [mm]		22,3		29,0		23,1		30,9		35,2		34,5		
Mittelwert je Schädigung [mm]		24,8				33,5								

Tabelle L 9: Einzelwerte der Chlorid-Eindringtiefe an Teilproben nach 2,0 Millionen Überrollungen in der Rundlaufanlage mit einem rel. $E_{dyn} = 100,0\%$

		rel. E_{dyn} [%]												
		100,0												
		Anzahl der Überrollungen $N_{\dot{U}}$ [Mio.]												
		2,0												
		Einwalken												
		mit						ohne						
		Probekörper- häfte		Probekörper- häfte		Probekörper- häfte		Probekörper- häfte		Probekörper- häfte		Probekörper- häfte		
		a	b	a	b	a	b	a	b	a	b	a	b	
Eindringtiefe je Messstelle [mm]	Abstand der Messstelle zum Rand [cm]	0	47	34	28	37	36	10	59	50	41	40	15	31
		1	44	35	24	32	30	9	47	40	40	41	10	29
		2	43	33	28	21	20	9	37	30	41	45	11	26
		3	20	24	19	25	17	4	35	28	34	34	15	22
		4	18	25	13	25	16	9	21	32	29	28	12	22
		5	24	27	16	29	17	11	25	33	31	29	17	30
		6	24	29	15	25	21	18	26	34	30	26	25	18
		7	29	33	15	28	20	30	25	35	31	23	29	26
		8	23	30	15	30	21	37	25	31	30	21	26	22
		9	21	28	13	31	23	34	27	24	34	22	21	21
		10	18	16	16	21	23	31	27	36	32	27	30	20
		11	21	24	13	26	21	31	20	32	35	21	34	23
		12	27	29	16	21	25	34	22	33	35	20	37	19
		13	22	17	13	19	27	29	23	33	32	20	25	23
		14	25	18	12	13	26	32	22	25	27	21	23	27
		15	20	20	14	24	22	39	20	20	32	20	22	22
		16	18	18	13	19	20	32	18	25	28	25	21	27
		17	27	25	14	19	17	30	20	33	25	25	25	28
		18	33	19	17	22	13	29	15	32	25	29	41	33
		19	34	31	17	25	31	20	17	32	24	34	33	26
		20	31	29	15	25	39	31	18	33	25	34	40	30
Mittelwert je Hälfte [mm]		27,1	25,9	16,4	24,6	23,1	24,2	26,2	31,9	31,4	27,9	24,3	25,0	
Mittelwert je Probe [mm]		26,5		20,5		23,7		29,0		29,7		24,7		
Mittelwert je Schädigung [mm]		23,6				27,8								

Tabelle L 10: Einzelwerte der Chlorid-Eindringtiefe an Teilproben nach 2,0 Millionen Überrollungen in der Rundlaufanlage mit einem rel. $E_{dyn} = 93,3 \%$

		rel. $E_{dyn} [\%]$ 93,3												
		Anzahl der Überrollungen $N_{\ddot{u}}$ [Mio.] 2,0												
		Einwalken												
		mit				ohne								
		Probekörper- häfte		Probekörper- häfte		Probekörper- häfte		Probekörper- häfte		Probekörper- häfte		Probekörper- häfte		
		a	b	a	b	a	b	a	b	a	b	a	b	
Eindringtiefe je Messstelle [mm]	Abstand der Messstelle zum Rand [cm]	0	20	22	24	30	11	23	30	31	24	35	22	30
		1	19	18	25	28	19	30	32	31	24	33	18	28
		2	16	20	25	27	11	26	29	28	26	35	21	23
		3	15	18	29	28	20	25	26	24	27	30	23	25
		4	21	20	27	29	22	23	26	25	29	25	23	24
		5	24	21	27	31	25	23	26	26	22	28	26	27
		6	19	20	30	27	26	26	24	26	26	32	26	22
		7	23	23	30	28	24	24	33	30	21	29	27	26
		8	23	24	25	29	22	23	37	34	27	35	30	28
		9	26	24	27	28	25	21	33	31	27	29	25	30
		10	24	25	22	26	24	22	31	31	28	29	22	29
		11	23	24	18	33	21	21	23	26	29	30	24	26
		12	19	22	21	32	24	20	26	33	31	29	21	27
		13	22	23	20	26	22	20	30	32	32	31	22	26
		14	23	16	19	24	22	22	26	38	31	31	20	26
		15	22	23	22	22	25	21	21	24	33	31	20	22
		16	20	20	20	20	29	26	20	25	34	32	23	27
		17	18	23	20	20	34	28	19	21	39	34	21	21
		18	18	18	20	20	32	38	22	22	40	37	16	17
		19	16	19	21	23	31	32	21	21	39	31	18	33
		20	17	22	23	26	32	35	17	18	38	29	20	30
Mittelwert je Hälfte [mm]		20,3	21,2	23,6	26,5	23,8	25,2	26,3	27,3	29,8	31,2	22,2	26,1	
Mittelwert je Probe [mm]		20,7		25,0		24,5		26,8		30,5		24,2		
Mittelwert je Schädigung [mm]		23,4				27,2								

Tabelle L 11: Einzelwerte der Chlorid-Eindringtiefe an Teilproben nach 2,0 Millionen Überrollungen in der Rundlaufanlage mit einem rel. $E_{dyn} = 87,6\%$

		rel. E_{dyn} [%]												
		87,6												
		Anzahl der Überrollungen $N_{\bar{u}}$ [Mio.]												
		2,0												
		Einwalken												
		mit						ohne						
		Probekörper- häfte		Probekörper- häfte		Probekörper- häfte		Probekörper- häfte		Probekörper- häfte		Probekörper- häfte		
		a	b	a	b	a	b	a	b	a	b	a	b	
Eindringtiefe je Messstelle [mm]	Abstand der Messstelle zum Rand [cm]	0	16	26	23	32	25	27	31	30	28	31	40	40
		1	16	24	24	30	24	22	30	29	31	34	42	41
		2	18	27	26	25	20	25	32	34	35	32	39	37
		3	19	21	26	27	19	23	33	32	31	28	35	34
		4	20	17	25	26	26	25	35	25	29	34	35	35
		5	13	19	28	29	29	26	37	22	30	36	35	35
		6	17	23	28	25	23	25	29	29	29	34	34	35
		7	13	20	29	27	27	28	35	32	32	35	32	32
		8	19	26	32	26	28	29	35	35	35	33	34	30
		9	19	21	27	25	31	28	33	31	33	34	32	28
		10	20	21	24	24	29	30	30	32	38	30	30	26
		11	20	22	26	25	27	29	30	34	32	33	33	24
		12	23	21	23	29	24	26	25	37	35	34	36	26
		13	24	23	24	28	27	28	27	40	31	31	40	28
		14	23	22	22	28	28	21	29	36	26	30	36	29
		15	24	22	22	24	27	28	30	31	25	25	31	30
		16	25	24	25	29	24	25	32	28	34	33	30	34
		17	31	26	23	24	23	27	35	31	32	31	29	31
		18	31	29	18	19	22	23	32	37	31	30	32	31
		19	30	22	20	23	21	24	29	33	34	29	31	31
		20	29	21	26	24	22	27	31	29	32	34	27	28
Mittelwert je Hälfte [mm]		21,3	22,7	24,7	26,1	25,1	26,0	31,5	31,9	31,5	31,9	33,9	31,8	
Mittelwert je Probe [mm]		22,0		25,4		25,5		31,7		31,7		32,9		
Mittelwert je Schädigung [mm]		24,3				32,1								

Tabelle L 12: Einzelwerte der Chlorid-Eindringtiefe an Teilproben nach 2,0 Millionen Überrollungen in der Rundlaufanlage mit einem rel. $E_{dyn} = 80,2\%$

		rel. $E_{dyn} [\%]$ 80,2												
		Anzahl der Überrollungen $N_{\ddot{u}}$ [Mio.] 2,0												
		Einwalken												
		mit				ohne								
		Probekörper- häfte		Probekörper- häfte		Probekörper- häfte		Probekörper- häfte		Probekörper- häfte		Probekörper- häfte		
		a	b	a	b	a	b	a	b	a	b	a	b	
Eindringtiefe je Messstelle [mm]	Abstand der Messstelle zum Rand [cm]	0	35	23	28	31	34	44	37	38	39	47	34	49
		1	25	21	25	30	31	42	33	37	38	51	34	45
		2	25	21	23	24	28	35	34	38	31	40	30	42
		3	25	24	28	23	23	30	35	35	31	32	30	40
		4	27	22	27	24	28	31	39	32	28	31	32	38
		5	32	25	24	25	30	18	42	33	28	33	33	33
		6	31	25	24	27	29	25	37	33	24	29	33	32
		7	30	29	26	24	31	27	34	35	31	36	40	35
		8	33	32	31	25	26	26	32	30	36	33	37	38
		9	37	31	25	26	24	25	33	33	34	31	41	41
		10	32	35	31	29	25	21	30	32	32	32	41	42
		11	37	34	32	25	23	20	30	32	28	28	47	48
		12	39	38	30	29	21	21	28	27	30	31	47	47
		13	37	33	29	27	26	23	35	26	33	33	38	43
		14	36	29	30	27	25	22	34	33	32	33	39	41
		15	34	31	30	31	27	26	29	36	28	29	37	42
		16	35	31	31	29	28	28	26	36	28	30	37	39
		17	36	27	35	16	28	28	33	33	33	29	44	35
		18	42	31	26	20	28	26	37	32	37	32	48	37
		19	37	40	28	15	26	22	41	31	39	28	50	36
		20	41	42	24	16	42	20	40	37	37	33	51	35
Mittelwert je Hälfte [mm]		33,6	29,6	27,9	24,9	27,7	26,8	34,1	33,3	32,3	33,4	39,3	39,9	
Mittelwert je Probe [mm]		31,6		26,4		27,3		33,7		32,9		39,6		
Mittelwert je Schädigung [mm]		28,4				35,4								

Anhang M Permeationsdruck infolge hydraulischer Belastung

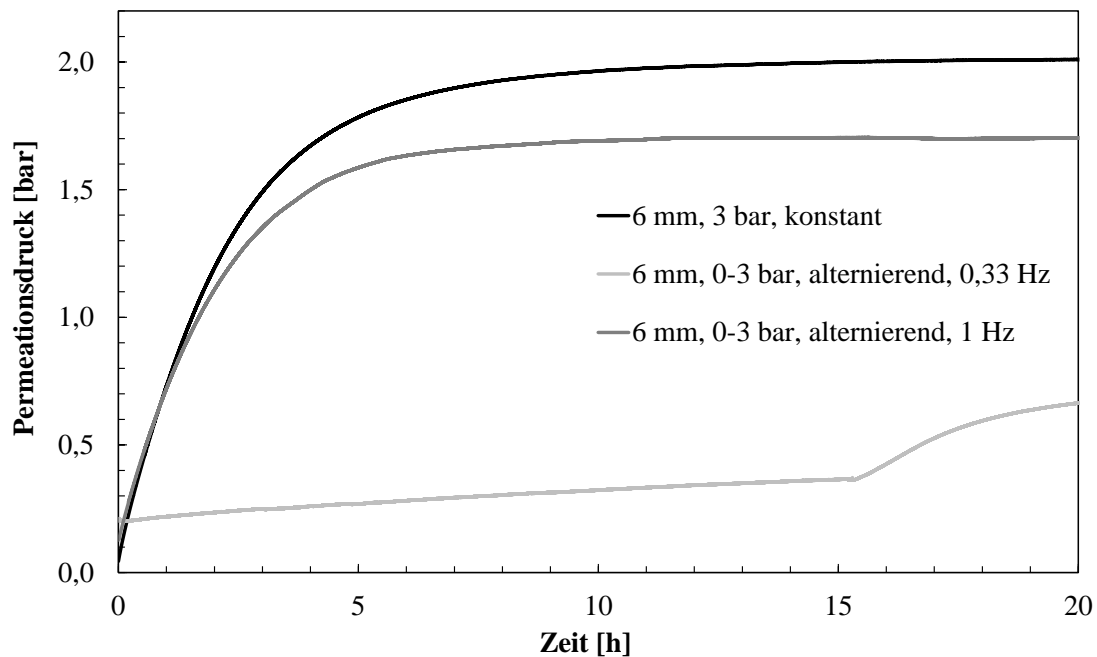


Abbildung M 1: Permeationsdruck in Abhängigkeit der Frequenz der alternierenden Beanspruchung in 6 mm Tiefe

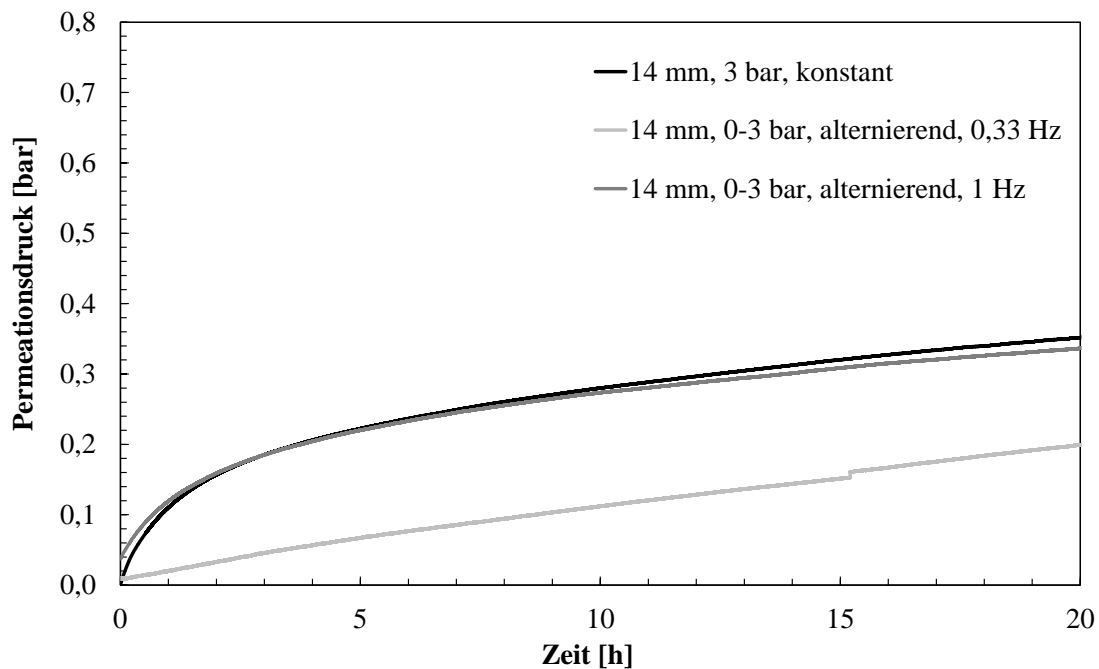


Abbildung M 2: Permeationsdruck in Abhängigkeit der Frequenz der alternierenden Beanspruchung in 14 mm Tiefe

Anhang N Permeationsdruck infolge zyklischer mechanischer Belastung

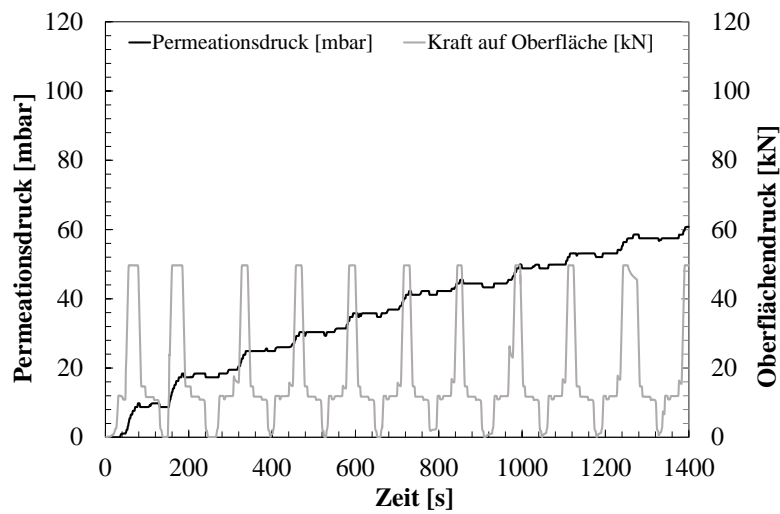


Abbildung N 1: Permeationsdruck in 5 mm Tiefe unter konstanter statischer Be- und Entlastung mit 50 kN

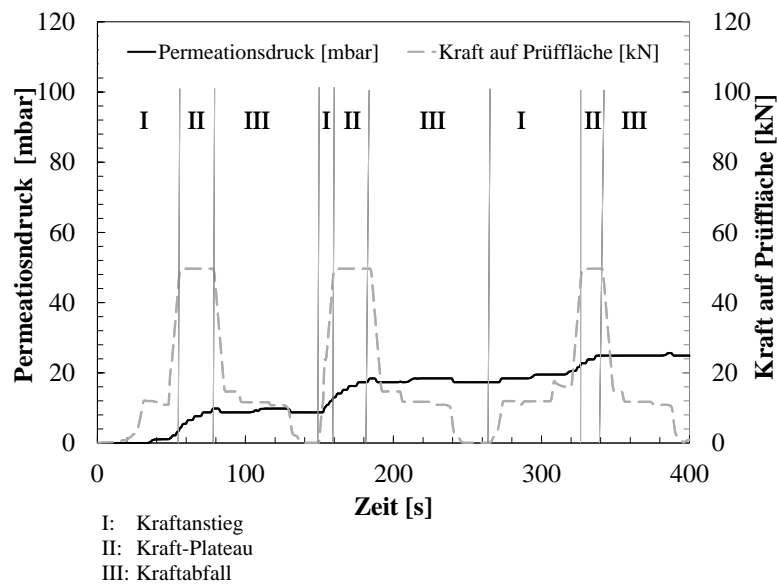


Abbildung N 2: Detail des Permeationsdrucks unter konstanter statischer Be- und Entlastung bei 50 kN

Lebenslauf

Persönliche Daten

Name **Robin Przondziona**
 Geburtsdatum/ -ort 03.12.1986 / Hattingen
 Staatsangehörigkeit Deutsch

Berufserfahrung

seit 09/2013 **Wissenschaftlicher Mitarbeiter**
 Lehrstuhl für Baustofftechnik, Prof. Dr.-Ing. Rolf Breitenbücher,
 Ruhr-Universität Bochum, 44801 Bochum

07/2009 – 08/2013 **Studentischer Mitarbeiter**
 hlm Ingenieure, 48163 Münster

Ausbildung

04/2016 – 06/2021 **Promotionsstudium**
 Ruhr-Universität Bochum, 44801 Bochum
 Promotionsthema „Auswirkungen ermüdungsbedingter Betondegradation auf das Eindringverhalten flüssiger Medien“

10/2010 – 08/2013 **Studium des Bauingenieurwesens (M.Sc.)**
 Fachhochschule Münster, 48149 Münster
 Masterarbeitsthema „Failure Behaviour of Lightweight concrete under different States of Biaxial Stresses“
 Vertiefungsrichtung Konstruktiver Ingenieurbau

03/2007 – 09/2010 **Studium des Bauingenieurwesens (B.Eng.)**
 Fachhochschule Münster, 48149 Münster
 Bachelorarbeitsthema „Straßenbrücke nach DIN-Fachberichten“

08/1997 – 07/2006 **Abitur, Allgemeine Hochschulreife**
 Gymnasium Holthausen, 45527 Hattingen

Auslandsaufenthalt

08/2003 – 06/2004 **W. Charles Akins High School, Austin, Texas, USA**
 Austauschschüler

05/2012 – 12/2012 **Research Scholar, Florida State University, Florida, USA**
 FAMU-FSU College of Engineering

Weiterbildung

07/2011 **Abschluss der Ausbildung der Ausbilder**
 IHK Nord Westfalen, Münster