

Berichte aus dem Institut für Baustoffe

Julian Hümme

**Ermüdungsverhalten von
hochfestem Beton unter
Wasser**



Ermüdungsverhalten von hochfestem Beton unter Wasser

Von der Fakultät für Bauingenieurwesen und Geodäsie
der Gottfried Wilhelm Leibniz Universität Hannover

zur

Erlangung des Grades
Doktor-Ingenieur
(Dr.-Ing.)

genehmigte
Dissertation

von

Dipl.-Ing. Julian Hümme

2018

Referent: Univ.-Prof. Dr.-Ing. Ludger Lohaus
Gottfried Wilhelm Leibniz Universität Hannover

Korreferent: Univ.-Prof. Dr.-Ing. Steffen Marx
Gottfried Wilhelm Leibniz Universität Hannover

Tag der Promotion: 19.04.2018

Impressum

Autor: Dipl.-Ing. Julian Hümme
Titel: Ermüdungsverhalten von hochfestem Beton unter Wasser
Schriftenreihe: Berichte aus dem Institut für Baustoffe, Heft 18
Herausgeber: Univ.-Prof. Dr.-Ing. Ludger Lohaus
Institut für Baustoffe
Gottfried Wilhelm Leibniz Universität Hannover
Appelstraße 9a
30167 Hannover
Tel.: 0511 / 762-3722
Fax: 0511 / 762-4736
<http://www.baustoff.uni-hannover.de>

ISBN: 978-3-936634-21-1

Vorwort

Diese Dissertation entstand während meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter am Institut für Baustoffe.

Mein besonderer Dank gilt Herrn Prof. Dr.-Ing. Ludger Lohaus für die wissenschaftliche Betreuung, die wertvollen Diskussionen und Anregungen und die Erstberichterstattung. Das mir entgegengebrachte Vertrauen sowie die mir eingeräumten Handlungs- und Entscheidungsfreiräume haben dazu beigetragen, dass ich viel Freude an der wissenschaftlichen Arbeit hatte.

Herrn Prof. Dr.-Ing. Steffen Marx danke ich für die Übernahme des Korreferats und Herrn Prof. Dr.-Ing. Peter Schaumann ich für die Übernahme des Vorsitzes der Promotionskommission.

Meine wissenschaftliche Arbeit ist im Rahmen eines gemeinsamen Forschungsprojekts mit dem Institut für Massivbau der Gottfried Wilhelm Leibniz Universität Hannover entstanden. Das Forschungsprojekt "Entwicklung und versuchstechnische Erprobung von ermüdungsfesten Gründungskonstruktionen aus Beton für Offshore-Windenergieanlagen" kurz „ProBeton“ wurde vom Bundesministerium für Wirtschaft und Energie (BMWi) gefördert. Mein Dank gilt auch dem Fördermittelgeber.

Meinen Kolleginnen und Kollegen am Institut für Baustoffe danke ich für die hervorragende und vertrauensvolle Zusammenarbeit. Speziell bedanke ich mich bei Nadja Oneschkow und den Mitarbeitern der Arbeitsgruppe Betonermüdung für die Unterstützung, die Übernahme von Aufgaben des Institutsalltags und die stete Diskussionsbereitschaft. Mein besonderer Dank gilt Kerstin Elsmeier für die tolle Bürogemeinschaft und die freundschaftliche Zusammenarbeit. Auch bedanke ich mich bei den Kolleginnen und Kollegen des Instituts für Massivbau für die hervorragende und vertrauensvolle Zusammenarbeit.

Des Weiteren bedanke ich mich bei den Laborantinnen und Laboranten für ihre Unterstützung bei der Herstellung und Vorbereitung der Proben, bei der Durchführung der experimentellen Untersuchungen, für den Bau der Versuchsstände und die technische Unterstützung.

Meiner Familie und Kollegen danke ich für das Korrekturlesen dieser Arbeit. Mein größter Dank gilt meiner Frau, meiner Tochter und meiner Familie für die Unterstützung und das mir entgegengebrachte Verständnis.

Julian Hümme

Kurzfassung

Das Ermüdungsverhalten von Beton ist sehr komplex, auch nach mehr als 100 Jahren Ermüdungsforschung existieren Wissenslücken, die eine sichere Beurteilung des Ermüdungswiderstands erschweren. Eine solche Wissenslücke stellt der Einfluss des Wassers auf den Ermüdungswiderstand von Beton dar. Bekannt ist nur, dass der Ermüdungswiderstand unter Wasser niedriger ausfällt als in trockener Umgebung. Welche Mechanismen dafür verantwortlich sind, ist unbekannt. Das Ziel dieser Dissertation ist die Charakterisierung des Ermüdungsverhaltens von hochfestem Beton unter Wasser. Darüber hinaus sollen in der Literatur genannte Hypothesen zum Wassereinfluss überprüft und ein Modellansatz zur Beschreibung und quantitativen Abschätzung des Wassereinflusses auf das Ermüdungsverhalten im Rahmen dieser Arbeit entwickelt werden. Das Ermüdungsverhalten wird systematisch für druck-schwellbeanspruchten hochfesten Beton mit konsequent unter Wasser gelagerten und geprüften zylindrischen Proben im Vergleich zu trocken gelagerten und geprüften untersucht. Betrachtet wird der Wassereinfluss für unterschiedliche bezogene Oberspannungen und Probengrößen sowie zusätzlich für einen verhinderten Wasserzutritt von außen während der zyklischen Beanspruchung. Die Auswertungen der Ermüdungsuntersuchungen fokussieren sich neben den Bruchlastwechselzahlen auf die Dehnungs- und Steifigkeitsentwicklung und die dissipierte Energie. Für die Dehnung, die sich infolge der zyklischen Belastung im Ermüdungsversuch ergibt, wird angenommen, dass sie aus mechanischen, hygrischen, thermischen, elastischen, viskosen, und plastischen Anteilen besteht. Diese Dehnungsanteile werden auf den Einfluss der Wasserlagerung und Prüfung unter Wasser untersucht. Hierfür werden ergänzende Kriechversuche und Trocknungsschwindversuche durchgeführt. Der Wassereinfluss wird anhand der Dehnungs- und Steifigkeitsentwicklung und der dissipierten Energie deutlich. Die Ergebnisse zeigen, dass ein erhöhter Wassergehalt im Betongefüge infolge der Lagerung und Prüfung unter Wasser und einer verminderten Austrocknungsgeschwindigkeit in trockener Umgebung zu einem beschleunigten Schädigungsfortschritt führt. Die ermittelten mittleren Bruchlastwechselzahlen werden im Zusammenhang mit Wöhlerlinien in vorhandenen Regelwerken für die Ermüdungsbemessung ausgewertet. Für hochfeste Betone wird der Ermüdungswiderstand unter Wasser durch die in den Regelwerken etablierten Wöhlerlinien nur unzureichend beschrieben. Zur Berücksichtigung des Wassereinflusses in Regelwerken wird ein Vorschlag auf Basis der eigenen und der in der Literatur dokumentierten Versuche entwickelt.

Schlagworte:

Hochfester Beton, Ermüdungswiderstand unter Wasser, Dehnungs- und Steifigkeitsentwicklung, Kriechen, Energiedissipation

Abstract

The fatigue behaviour of concrete is very complex, even after more than 100 years of fatigue research there are gaps in knowledge that prevent a reliable assessment of fatigue resistance. The influence of water to the fatigue resistance of high-strength concrete represents such a knowledge gap. It is only known that the fatigue resistance under water is sometimes significantly lower than in a dry environment. It is unknown which mechanisms are responsible for this.

The aim of this dissertation is to determine fundamental insights into the fatigue behaviour of high-strength concrete under water and thus to gain a better understanding of the mechanisms taking place in the concrete structure. In this work the fatigue behaviour is investigated for high-strength concrete specimens stored and tested under water compared to dry stored and tested specimens.

The influence of water is considered for different related compressive stress levels and sample sizes as well as an additional prevented water entry during cyclic loading. Fatigue analysis evaluations focussed on strain and stiffness development and the dissipated energy. It is assumed that the strain which is accumulated while fatigue loading is composed of elastic, viscous, thermal, hygric and plastic components. These components are examined for the influence of water storage and testing under water. For this additional creep tests and drying shrinkage tests are necessary.

The influence of the water is shown by the strain and stiffness development as well as the dissipated energy. The results show that increased water content in the concrete structure because of underwater storage, testing and reduced drying rate in a dry environment resulted in accelerated damage progression.

The average numbers of cycles to failure is evaluated in connection with SN curves in existing regulations for fatigue design. The fatigue resistance of the high-strength concrete under water is insufficiently described by the SN curves in established standards. Based on own results as well as results documented in literature a recommendation is developed on how the water influence can be considered in existing regulations. Furthermore a damage model is developed for the quantitative assessment of the influence of water on the fatigue resistance of the high-strength concrete.

Keywords:

High-strength concrete, fatigue resistance under water, strain and stiffness development, creep behaviour, dissipation of energy

Inhaltsverzeichnis

Kurzfassung	I
Inhaltsverzeichnis	V
Formelzeichen	VIII
Kapitel 1 Einleitung	1
1.1 Motivation	1
1.2 Zielsetzung	3
1.3 Gliederung der Arbeit	5
Kapitel 2 Stand der Forschung	7
2.1 Materialverhalten unter monoton steigender Beanspruchung	7
2.1.1 Druckfestigkeit unter monoton steigender Beanspruchung	7
2.1.2 Statischer Elastizitätsmodul	9
2.1.3 Dynamischer Elastizitätsmodul	10
2.2 Kriechen	12
2.3 Materialverhalten unter zyklischer Druckschwellbeanspruchung	13
2.3.1 Einfluss der Betonart und Betondruckfestigkeit auf den Ermüdungswiderstand	15
2.3.2 Einfluss der Probengröße	23
2.3.3 Einfluss der Beanspruchungsfrequenz	25
2.3.4 Einfluss des Spannungsverhältnisses zwischen bezogener Ober- und Unterspannung	28
2.3.5 Einfluss der Prüflösung	29
2.3.6 Schädigungsverhalten, visuelle Beobachtungen	31
2.3.7 Dehnungsentwicklung	37
2.4 Modellvorstellungen zur Ermüdungsschädigung auf Basis der inneren Dämpfung und der energetischen Betrachtung	42
2.5 Arbeitsbereiche und abgeleitete Hypothesen	51
Kapitel 3 Experimentelle Untersuchungen	53
3.1 Konzeptionelle Überlegungen	53
3.2 Verwendeter Beton, Probenherstellung und Probenvorbereitung	53
3.3 Umgebungsbedingungen für die Probenlagerung und Prüfung der zylindrischen Proben	56
3.3.1 Unter Wasser	56
3.3.2 Trocken	57
3.4 Probenvorbereitung	57
3.4.1 Zusätzliche Messungen im Rahmen der Probenvorbereitung	57

3.5	Versuchsprogramm	60
3.5.1	Versuche unter monoton steigender Beanspruchung	61
3.5.2	Versuche bei quasi statischer Beanspruchung	62
3.5.3	Versuche unter Druckschwellbeanspruchung	64
3.5.4	Bestimmung des Trocknungsschwindmaßes bei erhöhter Temperatur	65
3.6	Verwendete Maschinenteknik	66
3.7	Entwickelte Versuchsaufbauten	68
3.8	Verwendete Messtechnik	71
3.9	Auswertung der Messdaten	73
3.9.1	Bruchlastwechselzahlen	73
3.9.2	Dehnungsentwicklung	74
3.9.3	Steifigkeitsentwicklung	77
Kapitel 4	Dynamischer Elastizitätsmodul, Versuche unter monoton steigender Beanspruchung	78
4.1	Einleitung	78
4.2	Dynamischer Elastizitätsmodul	78
4.3	Statischer Elastizitätsmodul	82
4.4	Druckfestigkeit unter monoton steigender Beanspruchung	84
4.5	Zusammenfassung und Fazit	89
Kapitel 5	Versuche unter quasi statischer Beanspruchung	92
5.1	Einleitung	92
5.2	Erstes Kriechniveau	93
5.3	Zweites Kriechniveau	94
5.4	Drittes Kriechniveau	96
5.5	Viertes Kriechniveau	97
5.6	Restelastizitätsmodul, Restdruckfestigkeit	100
5.7	Zusammenfassung und Fazit	102
Kapitel 6	Ermüdungsversuche	104
6.1	Bruchlastwechselzahlen	104
6.1.1	Einleitung	104
6.1.2	Einfluss der bezogenen Oberspannung	104
6.1.3	Einfluss der Probengröße	109
6.1.4	Elastizitätsmodul und Druckfestigkeit der Durchläuferproben	117
6.1.5	Bestimmung des Trocknungsschwindmaßes bei erhöhter Temperatur	118
6.1.6	Einfluss eines verhinderten Wasserzutritts während der zyklischen Beanspruchung unter Wasser	120

6.1.7 Zusammenfassung und Fazit	124
6.2 Beurteilung der Bruchlastwechselzahlen unter Wasser im Zusammenhang mit Wöhlerlinien aktueller Regelwerke für die Ermüdungsbemessung und Wöhlerlinienanpassung	126
6.3 Versagensverhalten unter Wasser gelagerter und geprüfter Proben	130
6.4 Dehnungsentwicklung	137
6.4.1 Absolutwerte der Dehnung	140
6.4.2 Zusammenfassung und Fazit	148
6.4.3 Phasenübergänge und logarithmierte Steigung der Oberdehnung in Phase II	149
6.4.4 Zusammenfassung und Fazit	157
6.5 Steifigkeitsentwicklung	158
6.5.1 Zusammenfassung und Fazit	164
6.6 Exemplarische Auswertung des schädigungsindizierten Dehnungsanteils	164
6.6.1 Zusammenfassung und Fazit	170
6.7 Zyklische Spannungs-Dehnungsbeziehung	170
6.7.1 Lastwechselzahlabhängige Entwicklung der Hysteresisschleife	170
6.7.2 Dissipierte Energie je Lastwechsel	176
6.7.3 Zusammenfassung und Fazit	182
6.8 Exemplarische Auswertung der Energiedichte	183
Kapitel 7 Beurteilung von Hypothesen, Modell zur Quantifizierung des Wassereinflusses	188
7.1 Beurteilung der Hypothesen	188
7.2 Modellvorstellung zum Wassereinfluss	192
7.3 Schädigungsmodell zur Quantifizierung des Wassereinflusses	194
Kapitel 8 Zusammenfassung und Ausblick	204
8.1 Zusammenfassung	204
8.2 Ausblick	209
Literaturverzeichnis	211
Abbildungsverzeichnis	219
Tabellenverzeichnis	225
Anhang	227

Formelzeichen

Lateinische Buchstaben

$a_1 - a_4$	Koeffizienten
A	Probenalter
D	Durchmesser
$D_{\text{ges.}}$	Gesamtschädigung
D_M	Schädigungsanteil infolge äußerer mechanischer Beanspruchung
D_W	Wasserinduzierter Schädigungsanteil
H	Höhe
d	Tage
E_D	dissipierte Energie
E_{dyn}	dynamischer Elastizitätsmodul
E_{stat}	statischer Elastizitätsmodul
E_s	Sekantenmodul
f_c	Betondruckfestigkeit
f_{cm}	mittlere Betondruckfestigkeit, Referenzdruckfestigkeit
$f_{\text{cm,cube100,dry}}$	mittlere Würfelfestigkeit vom Beton, Würfel mit 100 mm Kantenlänge, trocken gelagert
$f_{\text{cm,cube100,water}}$	mittlere Würfelfestigkeit von Beton, Würfel mit 100 mm Kantenlänge, unter Wasser gelagert
F_A	Kraftamplitude
F_M	mittlere Prüfkraft
F_O	obere Prüfkraft
F_U	untere Prüfkraft
f_P	Beanspruchungsfrequenz
K	Korrekturfaktor der Longitudinalschwingungsform unter Berücksichtigung des Durchmessers/Längenverhältnisses, der Querkontraktionszahl usw.
K_L	Kompressionsmodul Luft
K_W	Kompressionsmodul Wasser

L	Länge
l_0	Länge zu Beginn des Ermüdungsversuchs
l_t	Länge zum Zeitpunkt t
$\log m^{\parallel}_O$	logarithmierte Steigung der Oberspannung in Phase II
$\log m_{ED}$	logarithmierte Steigung der dissipierten Energie je Lastwechsel
m	Masse
n	Anzahl der berücksichtigten Ergebnisse
N	Lastwechselzahl
N^0	erster Lastwechsel nach dem Einschwingen
N^B	Letzter vollständiger Lastwechsel vor dem Ermüdungsbruch
N_f	erreichte Bruchlastwechselzahl im Wöhlerversuch
NK	Normklima (20°C, 65% r.F.)
N_m	mittlere Bruchlastwechselzahl
R	Spannungsverhältnis
r^2	Bestimmtheitsmaß
S_{cr}	kriechaffines Beanspruchungsniveau
$S_k = \sigma_k/f_{cm}$	bezogene Kriechspannung
$S_O = \sigma_o/f_c$	bezogene Oberspannung
$S_U = \sigma_u/f_c$	bezogene Unterspannung
S_M	bezogene Mittelspannung
t	Zeit
T	Raumklima
T_1	Korrekturfaktor der Biegeschwingsform unter Berücksichtigung des Durchmessers, der Querkontraktionszahl usw.
V	luft- und wasserundurchlässig versiegelt
W	Gesamtenergie
W_{cr}	dissipierte Energie (durch reversibles Kriechen)
W_d	dissipierte Strukturveränderungsenergie
W_{el}	elastisch gespeicherte Energie
$w_{f,d}$	Gesamtenergiedichte

$w_{f,d1}$	Gesamtenergie, Anteil
$w_{f,d2}$	Anteil der Energiedichte durch Änderung der zyklischen Spannungs-Dehnung-Beziehung

Griechische Buchstaben

α_T	Temperaturausdehnungskoeffizient
α_w	Abminderungsterm für die Steigung der Wöhlerlinie
Δ	Differenz
$\Delta \varepsilon_A$	Differenz der Dehnungsamplitude
ΔT	Temperaturanstieg
$\Delta \varepsilon_{O,m}^I$	Dehnungszuwachs Oberdehnung, Phase I
$\Delta \varepsilon_{U,m}^I$	Dehnungszuwachs Unterdehnung, Phase I
ε	Dehnung
$\dot{\varepsilon}$	Dehnungsgeschwindigkeit
$\varepsilon_{O,U,m}^0$	Mittlere Ober-/Unterdehnung im ersten Lastwechsel nach dem Einschwingen
ε_A^0	Dehnungsamplitude zwischen ε_O^0 und ε_U^0 im ersten Lastwechsel nach dem Einschwingen
ε_A^B	Dehnungsamplitude zwischen ε_O^B und ε_U^B im ersten Lastwechsel im letzten vollständigen Lastwechsel
$\varepsilon_{O/U,m}^B$	Mittlere Ober-/Unterdehnung im letzten vollständigen Lastwechsel vor dem Ermüdungsbruch
ε_c	Bruchdehnung
ε_{cm}	mittlere Bruchdehnung
ε_{cr}	viskoser Dehnungsanteil
ε_d	schädigungsinduzierten Dehnungsanteil
ε_d^B	schädigungsinduzierten Dehnungsanteil im letzten vollständigen Lastwechsel vor dem Ermüdungsbruch
ε_{el}	elastischer Dehnungsanteil
$\varepsilon_{el,t0}$	elastische Verformung bei Kriechspannung
ε_{el}^0	elastischer Dehnungsanteil im ersten Lastwechsel nach dem Einschwingen
ε_{el}^B	elastischer Dehnungsanteil im letzten vollständigen Lastwechsel

ϵ_{fat}	gesamte Ermüdungsdehnung
ϵ_O^F	Dehnung bei Eintritt des Ermüdungsbruches
$\epsilon_{ges,t}$	Gesamtkriechverformung
$\epsilon_{k,t}$	Kriechdehnung
ϵ_{max}	maximale Dehnung im Kriechversuch
ϵ_O	Oberdehnung
ϵ_O^0	Oberdehnung im ersten Lastwechsel nach dem Einschwingen
ϵ_O^B	Oberdehnung im letzten vollständigen Lastwechsel
$\epsilon_{s,t}$	Schwindmaß
$\epsilon_{s,t,\Delta T}$	Trocknungsschwindmaß infolge erhöhter Temperatur
ϵ_{S0}	Dehnung im entlasteten Zustand
ϵ_U	Unterdehnung
ϵ_U^0	Unterdehnung im ersten Lastwechsel nach dem Einschwingen
ϵ_U^B	Unterdehnung im letzten vollständigen Lastwechsel
ϵ_{v-el}	viskoelastische Dehnung
ϵ_{v-pl}	viskoplastische Dehnung
$\epsilon_{\Delta T}$	Temperaturdehnung
$\epsilon_{O,U}^{I/II,II/III}$	Ober-, Unterdehnung an den Phasenübergängen, Phase I/II und Phase II/III
Λ	logarithmisches Dekrement
μ	Querdehnzahl des Betons
ρ	Festbetondichte
σ	Standardabweichung
σ_k	Kriechspannung
σ_O	Oberspannung (Ermüdungsversuch)
σ_U	Unterspannung (Ermüdungsversuch)
$\dot{\sigma}$	Spannungsgeschwindigkeit
φ_w	Wassersättigungsgrad

Abkürzungen

A/V	Oberfläche-zu-Volumen-Verhältnis
BK	Bohrkern
Ch.	Betoncharge
DMS	Dehnungsmessstreifen
H/D	Höhe-zu-Durchmesser-Verhältnis
HPC	High Performance Concrete - hochfester Beton
HRC	Rockwell-Härte, Skala C
KG-Rohr	Kanalgrundrohr
LB	Leichtbeton
NB	Normalbeton
PVC	Polyvinylchlorid
qty	Anzahl
r. F.	relative Luftfeuchte
SW	Meerwasser/Salzwasser
TR	trocken
Umg.	Umgebungsbedingung
UW	unter Wasser gelagert
w/z-Wert	Wasser-Zementwert

Indizes

m	Mittelwert (mean)
O	oben
TR	Trocken gelagerten und geprüft
U	unten
UW	unter Wasser gelagert und geprüft

Kapitel 1

Einleitung

1.1 Motivation

Das Ermüdungsverhalten von Beton ist seit mehr als 100 Jahren Gegenstand der Forschung. Nicht zuletzt durch die Entwicklung der Betontechnologie in den letzten Jahrzehnten hin zu Betonen mit immer höheren Druckfestigkeiten bei gleichzeitig stark verbesserten Verarbeitungseigenschaften wird die Betonbauweise zunehmend attraktiv für schlanke und filigrane Konstruktionen mit niedrigem Eigengewicht. Bei solchen Konstruktionen kommt den veränderlichen Lasten eine besondere Bedeutung zu, und nicht selten wird der Nachweis gegen Ermüdung des Betons maßgebend. Nach wie vor bestehen Wissenslücken zu den im Betongefüge infolge der zyklischen Beanspruchung ablaufenden Schädigungsmechanismen. Das unterscheidet Beton beispielsweise von Stahl, dessen Ermüdungsverhalten und die dabei im Gefüge ablaufenden Prozesse heute weitestgehend erforscht sind. Neue Einsatzgebiete der Betonbauweise sind Türme und Gründungskonstruktionen von Offshore-Windenergieanlagen, wie sie in Abbildung 1.1 zu sehen sind, die bis heute überwiegend der Stahlbauweise vorbehalten waren.

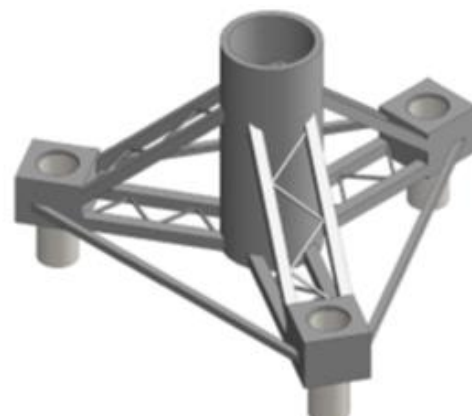


Abbildung 1.1: Entwurf eines Schwerkraftfundaments (links) aus [1] und einer aufgelösten Fachwerkstruktur (rechts) aus hochfestem Beton aus [2]

Für solche Konstruktionen eignet sich hochfester Beton durch seine gegenüber Normalbeton gesteigerte Festigkeit von mehr als 80 MPa. Durch die gesteigerte Festigkeit können Querschnittsabmessungen verringert werden. Das führt zu einer deutlichen Reduktion des Eigengewichts der Konstruktion und erleichtert u. a. den gesamten Logistikprozess von der Herstellung über den Transport bis hin zur Aufstellung der Konstruktion. Das im Vergleich zu herkömmlichen Betonbauteilen niedrige Eigengewicht führt zu Konstruktionen, bei denen das Verhältnis aus ständigen Lasten zu zyklischen Lasten deutlich kleiner ist als bei bisher üblichen Konstruktionen. In Bezug auf die Bemessung gewinnen daher zyklische Beanspruchungen und der Ermüdungswiderstand des Betons stark an Bedeutung. Konstruktionen für Offshore-Windenergieanlagen sind hohen zyklischen Lasten infolge Wind-, Wellen- und Rotorbewegung sowie Eigenschwingungen der Anlage innerhalb ihrer Nutzungsdauer von mindestens $2,5 \times 10^8$ Lastwechseln [3] ausgesetzt. Daher wird der Nachweis gegen Ermüdung des Betons häufig bemessungsrelevant. Dabei ist zu beachten, dass der Beton in den genannten Offshore-Konstruktionen zusätzlich durch das die Konstruktion umgebende Wasser beansprucht wird. Die im Betongefüge ermüdungsbeanspruchter hochfester Betone unter Wasser ablaufenden Schädigungsmechanismen sind noch weitestgehend unerforscht. Die Beurteilung des Ermüdungswiderstands ist daher schwierig und die Ermüdungsbemessung nur mit sehr großen Sicherheitsabschlägen möglich. Bemessungsmodelle basieren immer auf Ergebnissen experimenteller Laboruntersuchungen. In der Literatur dokumentierte Ergebnisse zum Ermüdungsverhalten unter Wasser gelagerter und geprüfter Betonproben zeigen, dass der Ermüdungswiderstand bis zu 100-fach kleiner als für trocken gelagerte und geprüfte Proben ist. Bei den bisher durchgeführten Untersuchungen lag der Fokus primär auf der Ermittlung von Bruchlastwechselzahlen und nicht auf der systematischen Untersuchung der im Betongefüge ablaufenden Mechanismen, die für die Reduktion des Ermüdungswiderstands verantwortlich sind. In diesem Zusammenhang wird das Vorhandensein von zusätzlich wirkenden Schädigungsmechanismen diskutiert. Zu diesen gehören:

- ein möglicher Porenwasserüberdruck [4] und [5], der zusätzliche Zugspannungen induziert,
- eine mögliche rissaufkeilende Wirkung des Wassers [6], [7], [8] und [9],
- eine die innere Reibung reduzierende Wirkung des Wassers [10],
- und eine die Grenzflächenenergie zwischen den im Beton vorhandenen Bestandteilen (Zementstein, Sand, Gesteinskorn und Zusatzstoffe) herabsetzende Wirkung des Wasser [11].

In Summe sollen diese zusätzlichen Mechanismen zu einem beschleunigten Mikrorisswachstum und damit zu einem früheren Versagen führen.

Neben einer zusätzlichen Wasserbeanspruchung während der zyklischen Beanspruchung gibt es in der Literatur Hinweise darauf, dass der Ermüdungswiderstand von Beton im Ermüdungsversuch wesentlich von der Lagerung im Vorfeld der Ermüdungsuntersuchung beeinflusst wird. In verschiedenen Versuchsreihen zeigte sich, dass unter Wasser gelagerte Proben aus normalfestem bis hochfestem Beton bei Ermüdungsbeanspruchung deutlich niedrigere Bruchlastwechselzahlen erreichten als trocken gelagerte Proben [10].

Es ist bis jetzt nicht gelungen, die maßgebenden Mechanismen und Phänomene zu identifizieren, die zu dem niedrigeren Ermüdungswiderstand von Beton unter Wasser führen. In diesem Zusammenhang fehlt es an systematischen Untersuchungen, da der Einfluss des Wassers innerhalb der Versuchsserien meist als einer von mehreren Einflussparametern auf das Ermüdungsverhalten untersucht wurde. Es fehlt auch eine klare Differenzierung nach dem Ursprung eines erhöhten Wassergehaltes im Betongefüge, der zu der Reduktion des Ermüdungswiderstands von Beton unter Wasser führt. Möglich ist, dass der Einfluss des Wasser auf den Ermüdungswiderstand aus dem Wasser, das sich bereits vor der Prüfung im Betongefüge befindet, basiert oder auf dem Wasser, das während der Ermüdungsprüfung in das Betongefüge gelangt.

Das Verformungs-, Steifigkeits- und Schädigungsverhalten während der zyklischen Beanspruchung sowie das zeitabhängige Verhalten als mögliche Erklärungsansätze für den niedrigeren Ermüdungswiderstand unter Wasser gelagerter und geprüfter Betone werden bisher noch nicht ausreichend berücksichtigt.

1.2 Zielsetzung

Das Ziel dieser Arbeit ist es zunächst die möglichen Ursachen dafür zu identifizieren, dass unter Wasser gelagerte und geprüfte Proben aus hochfestem Beton im Vergleich zu trocken gelagerten und geprüften einen verringerten Ermüdungswiderstand aufweisen. Da die Schädigungsprozesse im Ermüdungsversuch auf sehr kleinen Skalen ablaufen und während des Versuchs nicht direkt beobachtet werden können, sollen Indizien für solche Schädigungen aus einer vertieften Betrachtung der einzelnen relevanten Dehnungsanteile, die im Ermüdungsversuch auftreten, vorgenommen werden. Betrachtet werden dabei, die durch die mechanische Ermüdungsbeanspruchung unmittelbar induzierten Dehnungsanteile:

- die elastische Dehnung,
- die viskose Dehnung,
- die plastische Dehnung

und die sich infolge der Ermüdungsbeanspruchung zusätzlich aber sekundär und indirekt ergebenden Dehnungsanteile:

- die Temperaturdehnung,
- die hygri-sche Dehnung.

Nicht jeder der genannten Dehnungsanteile kann unmittelbar aus der im Ermüdungsversuch gemessenen Gesamtdehnung abgeleitet werden. Daher sind zusätzliche Untersuchungen erforderlich. Die viskosen Dehnungsanteile werden durch Kriechversuche abgeschätzt und die temperaturabhängigen und hygri-schen Dehnungsanteile durch Temperaturmessungen und Trocknungsschwindversuche.

Als weiteres Ziel dieser Arbeit sollen in der Literatur vorhandene und aus den vorge-nannten Beobachtungen abgeleitete Hypothesen überprüft werden und ein Modell-ansatz zur Beschreibung und quantitativen Abschätzung des Wassereinflusses auf das Ermüdungsverhalten entwickelt werden.

Besondere Aufmerksamkeit soll dabei der Überprüfung der bereits in der Literatur benannten Hypothese gewidmet werden, dass ein erhöhter Porenwasserdruck im Zementstein zu einer zusätzlichen Ermüdungsschädigung führt. Auch hierfür ist die vertiefte Betrachtung der einzelnen Dehnungsanteile erforderlich.

Des Weiteren soll der Einfluss des Wassers auf den Ermüdungswiderstand, das sich bereits vor der Prüfung im Betongefüge befindet, von dem Einfluss des Wassers, das während der Ermüdungsprüfung in das Betongefüge gelangt, unterschieden werden.

Mit diesen Untersuchungen sollen vorhandene Wissenslücken in Bezug auf den Wassereinfluss auf den Ermüdungswiderstand von Beton geschlossen werden, so-dass ein tieferes Verständnis der im Gefüge von ermüdungsbeanspruchtem hoch-festen Beton ablaufenden Degradationsprozesse erreicht werden soll. Auf Basis der vorge-nannten Untersuchungen soll schließlich ein analytisches Modell entwickelt werden, mit dem der Wassereinfluss auf den Ermüdungswiderstand von hochfestem Beton beschreibbar gemacht werden kann. Die vorliegende Arbeit soll damit eine Basis für eine bessere Beurteilung des Ermüdungswiderstands von hochfestem Be-ton unter Wasser liefern.

1.3 Gliederung der Arbeit

Im Anschluss an die Einleitung wird in Abschnitt 2 der Stand der Forschung zum Einfluss des Wassers auf die Druckfestigkeit unter monoton steigender Beanspruchung, den Elastizitätsmodul (statisch, dynamisch), das Kriechverhalten und das Verhalten bei Druckschwellbeanspruchung vorgestellt. Dieser Abschnitt schließt mit einer Vorstellung von verschiedenen Hypothesen zum Ermüdungsverhalten unter Wasser sowie vielversprechender neuer Erklärungsansätze für die Ermüdungsschädigung auf Basis der dissipierten Energie.

Abschnitt 3 definiert Arbeitsbereiche und stellt Hypothesen auf, die sich aus dem Stand der Forschung ergeben haben und die mit Hilfe der experimentellen Untersuchungen überprüft und beurteilt werden sollen.

In Abschnitt 4 werden die gewählten Versuchstechniken erläutert. Die Lagerungs- und Prüfumgebungen „unter Wasser“ und „trocken“ werden ebenfalls in diesem Abschnitt definiert. Der Abschnitt 4 schließt mit der Vorstellung entwickelter Versuchsaufbauten und der verwendeten Maschinen- und Messtechnik.

In den Abschnitten 5 bis 7 werden die Ergebnisse der experimentellen Untersuchungen vorgestellt und ausgewertet. Die Ergebnisse des statischen und dynamischen Elastizitätsmoduls, des logarithmischen Dekrements Λ , aus dem sich die innere Dämpfung ableiten lässt, und der Druckfestigkeit unter monoton steigender Beanspruchung werden in Abhängigkeit der Lagerungs- und Prüfumgebung in Abschnitt 5 vorgestellt. Abschnitt 6 zeigt die Ergebnisse der Versuche bei quasi statischer Beanspruchung (Kriechen) für vier unterschiedliche Spannungsniveaus. Die Ergebnisse der Ermüdungsversuche werden in Abschnitt 7 gezeigt. Die Vorstellung der Ergebnisse erfolgt getrennt für die Bruchlastwechselzahlen, die Dehnungsentwicklung, die Steifigkeitsentwicklung anhand des Sekantenmoduls und die zyklische Spannungs-Dehnungsbeziehung. Aus letztgenannter ergibt sich der Verlauf der dissipierten Energie je Lastwechsel. Die erreichten Bruchlastwechselzahlen unter Wasser werden im Kontext von vorhandenen Wöhlerlinien in Regelwerken für die Ermüdungsbemessung beurteilt. Die Messung, Auswertung und Beurteilung der Oberflächentemperatur in trockener Umgebung sowie des Trocknungsschwindens bei erhöhter Temperatur sind Teil des Abschnitts genauso wie die Ergebnisse von Videoaufzeichnungen des Schädigungsverhaltens unter Wasser.

In Abschnitt 8 erfolgt die Beurteilung der in Abschnitt 3 aufgestellten Hypothesen auf Basis der Erkenntnisse der experimentellen Untersuchungen. Eine vorhandene Modellvorstellung zur Schädigungsentwicklung von druckschwellbeanspruchtem Beton in trockener Umgebung wird in Abschnitt 8 um einen wasserinduzierten Schädi-

gungsanteil erweitert, sodass dieses Modell auch auf druckschwellbeanspruchten Beton unter Wasser übertragbar ist. Die Modellvorstellung wird in einen analytischen Modellansatz zur Beschreibung und quantitativen Abschätzung des Wassereinflusses auf das Ermüdungsverhalten überführt. Der analytische Modellansatz wird mit Ergebnissen von Ermüdungsversuchen in trockener Umgebung und unter Wasser mit Proben aus einem höherfesten Normalbeton überprüft. Die Arbeit endet mit einer Zusammenfassung und einem Ausblick.

Kapitel 2

Stand der Forschung

2.1 Materialverhalten unter monoton steigender Beanspruchung

2.1.1 Druckfestigkeit unter monoton steigender Beanspruchung

Im Allgemeinen gilt, dass die Druckfestigkeit von feuchtem Beton gleicher Zusammensetzung und gleichen Alters bei niedrigen Beanspruchungsgeschwindigkeiten (im Bereich von 0,5 MPa/s) im spannungsgeregelten Versuch kleiner ist als im trockenen Zustand [12, 13]. Die Festigkeitszunahme infolge Austrocknung wird in Abhängigkeit der Betonzusammensetzung zwischen 10 % bis 40 % angegeben [12]. Der die Druckfestigkeit reduzierende Einfluss des Feuchtegehaltes nimmt für Betone mit einem niedrigen Wasserzementwert und einer höheren Festigkeit ab [13]. Mit sinkendem Wasserzementwert sinkt der Anteil von freiem Wasser zwischen den Zementkörnern, das als „Schmierfilm“ wirken kann. Zusätzlich steigt nach [14] mit sinkendem Wasserzementwert die Anzahl von Bindungen zwischen den sehr kleinen Zementgelteilchen. Für den Bruchvorgang im Zementstein müssen diese Bindungen gelöst werden. Es wird mehr Energie benötigt, um diese Bindungen zu lösen und Brüche zu erzeugen, wodurch die Festigkeit steigt. Dahms [13] gibt auf Basis seiner Untersuchungen einen groben Zusammenhang zwischen der Feuchteänderung und der resultierenden Änderung der Druckfestigkeit an. Eine durch den Wasserverlust induzierte 1-prozentige Massenänderung führt danach im Mittel zu einer 10-prozentigen Steigerung der Druckfestigkeit.

In der überarbeiteten Fassung der DIN EN 12390-2/A20:2015-12 [15] werden zwei unterschiedliche Formen der Probenlagerung angegeben. Hiernach können die Probekörper nach dem Ausschalen bis zum Prüfbeginn im Wasserbad oder in einer Feuchtekammer gelagert werden. Alternativ ist es möglich, die Proben nach dem Ausschalen für 6 Tage im Wasserbad und anschließend bis zur Prüfung im Klimaraum zu lagern. Die beiden genannten Formen der Lagerung können mit Hilfe von Umrechnungsfaktoren für die Druckfestigkeit von Würfeln mit einer Kantenlänge von 150 mm umgerechnet werden. Danach ist die Druckfestigkeit ausschließlich wassergelagerter Proben für normalfeste Betone um 8 % und die für hochfeste Betone um

5 % kleiner als von 6 Tagen im Wasserbad und 21 Tagen im Klimaraum gelagerten Proben.

Als mögliche Gründe für die Steigerung der Festigkeit infolge des Austrocknens des Betons wird eine Erhöhung der inneren Reibung im Zementsteingefüge genannt. Nach [16] erscheint es auch möglich, dass es infolge der Austrocknung der Randzone zu Schwindspannungen kommt, die eine Art Umschnürungswirkung hervorrufen, die die Druckfestigkeit erhöht. Auch die Verringerung von Adhäsionskräften, hervorgerufen durch einen Spaltdruck des Wassers, erscheint nach [12] möglich.

Wird der Einfluss des Wassers auf die Druckfestigkeit von normalfestem Beton im verformungsgeregelten Versuch betrachtet, so führt ein erhöhter Feuchtegehalt tendenziell bei Dehnraten im Bereich von $10^2/s$ zu einer Druckfestigkeitssteigerung, wie in Abbildung 2.1 dargestellt ist [17]. Es ist jedoch zu beachten, dass die Versuche in trockener Umgebung und unter Wasser nicht mit denselben Dehnraten durchgeführt wurden. Daher ist es möglich, dass die Unterschiede der Steigung der Mittelwerte auch kleiner ausfallen könnten. Im Vergleich ist im Ermüdungsversuch in Abhängigkeit der Beanspruchungshöhe bei 1 Hz Beanspruchungsfrequenz mit Dehnraten im Bereich von $10^{-3}/s$ zu rechnen.

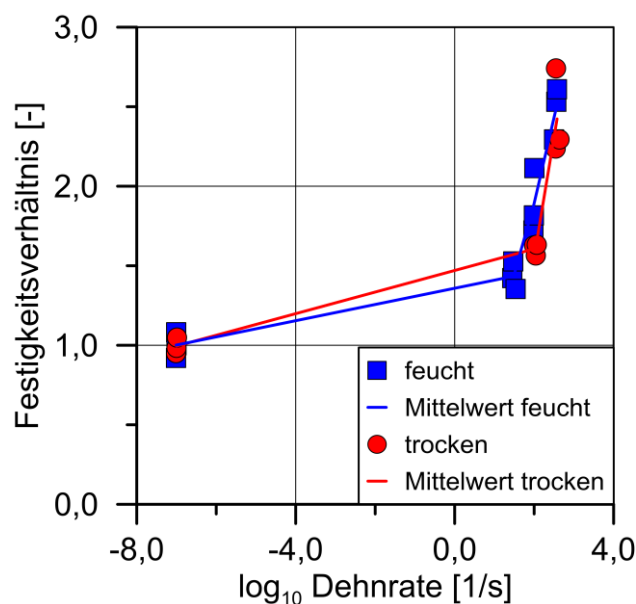


Abbildung 2.1: Druckfestigkeit in Abhängigkeit der Betonfeuchte und der Dehnrates [17]

Der Druckfestigkeitszuwachs kann nach [18] auf die viskosen Widerstandskräfte des in den Poren befindlichen Wassers zurückgeführt werden. Im Vergleich zu luftgefüllten Poren entsteht in wassergefüllten Poren darüber hinaus ein Widerstand, der auf den deutlich höheren Kompressionsmodul von Wasser ($K_W \approx 2 \cdot 10^3$ MPa), im Ver-

gleich zu Luft ($K_L \approx 0,1 \text{ MPa}$) zurückgeführt werden kann. Der Festigkeitszuwachs bei Druckbeanspruchung ist deutlich kleiner als bei Zugbeanspruchung. Die Festigkeits-erhöhung bei Zugbeanspruchung wird häufig mit dem Stefan-Effekt [19] begründet, der auf der scheinbaren Adhäsion beruht. Die scheinbare Adhäsion bezeichnet die Erscheinung, dass zwei aufeinander liegende Glasplatten, die durch einen Wasserfilm bestimmter Dicke voneinander separiert sind, nur mit einer bestimmten Kraft getrennt werden können. Die dafür benötigte Kraft steigt mit abnehmender Wasserfilm-dicke.

2.1.2 Statischer Elastizitätsmodul

Der statische Elastizitätsmodul (E_{stat}) von Beton ist ebenfalls von dessen Feuchtegehalt infolge der Lagerungsbedingungen, speziell der relativen Luftfeuchte am Lagerungsort [20], abhängig. Zusätzlich wird E_{stat} maßgeblich durch den statischen Elastizitätsmodul der Gesteinskörnung, den Anteil des Zementsteins und den Anteil der Gesteinskörnung bestimmt [14]. Bei Normaltemperatur ist der Elastizitätsmodul wassergelagerter Betonproben im Vergleich zu klimagelagerten Proben nach Budelmann [21] höher. Budelmann begründet den größeren Elastizitätsmodul von unter Wasser gelagerten Proben im Vergleich zu trocken gelagerten Proben mit einer verringerten Mikrorissbildung durch thermische und hygrische Inkompatibilitäten zwischen Gesteinskörnung und Zementstein. Auch die Veränderung der Oberflächenenergie des Zementsteins wird als eine mögliche Begründung für die Verringerung der mechanischen Eigenschaften in Abhängigkeit der Betonfeuchte von Budelmann [21] genannt. Nach Wesche und Krause [14] übt die Lagerungsart einen wesentlichen Einfluss auf den statischen Elastizitätsmodul von reinem Zementstein aus. Die Wasserlagerung führt bei reinem Zementstein zu einer Erhöhung von E_{stat} im Bereich von 10 % bis 25 % verglichen mit dem statischen Elastizitätsmodul nach Luftlagerung [14]. Der Einfluss des Wassers beruht dabei auf seiner Inkompressibilität [14]. Bei kleinen Wasserzementwerten befindet sich das Wasser nach Wesche und Krause [14] in kleinen Gelporen des Zementsteins, aus denen es nur bei sehr niedriger Beanspruchungsgeschwindigkeit ($\dot{\sigma} < 5 \cdot 10^{-4} \text{ MPa/s}$) herausgepresst werden kann. Bei einem hohen Wasserzementwert kann es einfacher die größeren Kapillarporen verlassen, wodurch der Verformung weniger Widerstand entgegengesetzt wird [14]. Für Normalbeton ist der Einfluss der Lagerung auf den statischen Elastizitätsmodul nach Wesche und Krause jedoch klein. Dies liegt vor allem am hohen Anteil der Gesteinskörnung im Vergleich zum Zementsteinanteil und dem deutlich höheren Elastizitätsmodul der Gesteinskörnung im Vergleich zum Zementstein. Winkler [22] geht hingegen von einer Erhöhung des Elastizitätsmoduls von wassergelagertem Normalbeton im Vergleich zu trocken gelagertem Normalbeton im Bereich von 12 % bis 30 % aus. Die Steigerung des Elastizitätsmoduls wassergelagerter Betonproben führt

er ebenfalls auf eine sehr niedrige Kompressibilität des Wassers in wassergefüllten Poren des Betons zurück. Auch geht er davon aus, dass dieses Wasser infolge der kurzzeitigen Beanspruchung gar nicht bzw. nur zeitlich stark verzögert aus den Poren entweichen kann.

2.1.3 Dynamischer Elastizitätsmodul

Der dynamische Elastizitätsmodul beschreibt den Verformungswiderstand gegenüber einer stoßartigen Beanspruchung. Er stellt eine Materialkonstante dar, deren Bestimmung nur auf Basis elastischer Verformungen erfolgt. Als wesentliche Einflussfaktoren auf E_{dyn} nennt Erfurt [23] die Art der Gesteinskörnung, die Art des Zementes, das Alter des Betons, die Porosität und den Feuchtegehalt. Der dynamische Elastizitätsmodul (E_{dyn}) ist nicht gleichzusetzen mit dem statischen Elastizitätsmodul (E_{stat}). Im Versuch zur Bestimmung von E_{stat} kommt es nach Erfurt [23] und Schwiete et al. [24] aufgrund der höheren Beanspruchung und der um mehrere Zehnerpotenzen kleineren Beanspruchungsfrequenz/-geschwindigkeit zu plastisch/viskosen Verformungsanteilen und Wasserumlagerungen. Die Bestimmung des dynamischen Elastizitätsmoduls kann entweder mit dem Impulsverfahren oder mit der Resonanzmethode erfolgen, wobei hierzu noch die Rohdichte des Probekörpers benötigt wird. Nachfolgend wird nur die Resonanzmethode erläutert, die für die eigenen experimentellen Untersuchungen angewendet wurde. Hierbei wird die Probe durch eine kleine mechanische Anregung (Anschlag mit einer Kugel) hochfrequent in Schwingung versetzt. Je nach Anregungsart (longitudinal, flexural) werden für Mörtel bzw. Beton Resonanzfrequenzen im Bereich von 4 kHz bis 12 kHz erreicht. Aufgrund von elastischen und viskosen Verformungseigenschaften von Beton kommt es zu einer Verringerung, einem Abklingen dieser Schwingungsamplitude, d. h. die mechanische Energie der Schwingung wird infolge innerer Reibung z. B. in Wärmeenergie umgewandelt. In Abbildung 2.2 (links) ist ein Abklingen einer Schwingungsamplitude exemplarisch dargestellt.

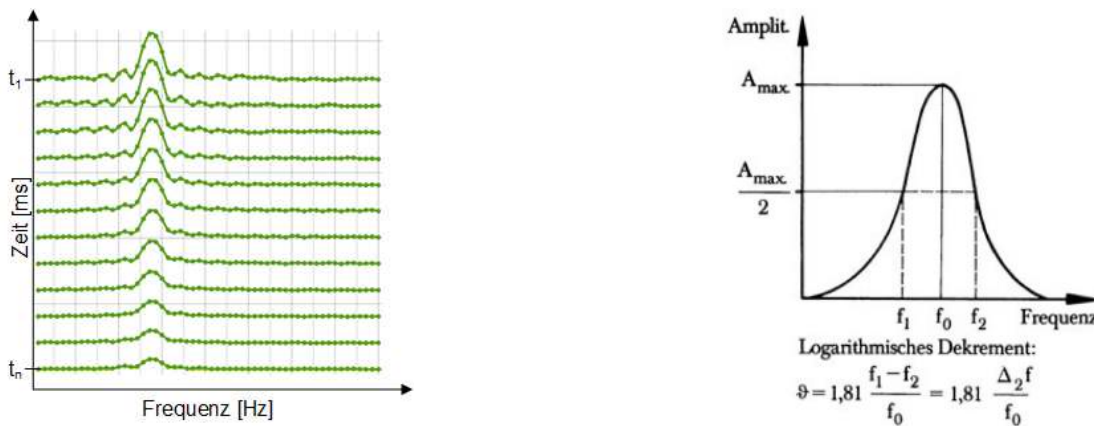


Abbildung 2.2: Schematische Darstellung des Abklingens der Resonanzschwingung [25] (links), Grundlage für die Berechnung des logarithmischen Dekrements Λ aus [24] (rechts)

Die innere Reibung kann in verschiedene Anteile aufgesplittet werden, wobei der flüssigen Reibung nach Dieterle [26] ein bedeutender Anteil zugesprochen wird. Bei flüssiger Reibung kommt es durch molekulare Diffusion des in der Gelphase des Zementsteins adsorbierten Wassers zur Dissipation von Schwingungsenergie [26]. Molekulare Diffusion ist ein Stoffübergang aufgrund von Konzentrationsunterschieden der durch Wärmebewegungen der einzelnen Wassermoleküle hervorgerufen wird. Dieser Vorgang wird auch als innere Dämpfung (Materialdämpfung) bezeichnet. Für Zementmörtelproben gilt nach [26], dass die innere Dämpfung mit zunehmendem Wassergehalt steigt. Dies kann im Wesentlichen auch auf Beton übertragen werden. Jedoch ist die innere Dämpfung im Vergleich kleiner, da durch die Zugabe der Gesteinskörnung der Anteil von wassergefüllten Poren pro Volumeneinheit sinkt. Zur Bestimmung der Dämpfungseigenschaften aus experimentellen Untersuchungen eignet sich nach Teichen [27] das logarithmische Dekrement Λ . Es handelt sich dabei um den natürlichen Logarithmus aus dem Quotienten von zwei aufeinander folgenden Maxima der Schwingungsfunktion, der aus dem Versuch zur Bestimmung von E_{dyn} berechnet werden kann. Nach [24] kann Λ aus der maximalen Amplitude (vgl. Abbildung 2.2 rechts) nach Gleichung 2.1 berechnet werden.

$$\Lambda = 1,81 \cdot (f_1 - f_2) / f_0 \quad 2.1$$

Die Untersuchungen von Schwieta et al. [24] an in Wasser gelagerten Mörtelprismen zeigen für das logarithmische Dekrement Λ und die Resonanzfrequenz, dass sie von der Dauer der Wasserlagerung, der Lagerungstemperatur und der Zementart abhängig sind.

2.2 Kriechen

Die für das Kriechen von Beton ursächlichen Mechanismen, sind bis heute noch nicht abschließend geklärt. Als wahrscheinlich hauptursächlich für das Kriechen werden Wasserbewegungen zwischen den Zementgelteilchen vermutet. Nach [21] kommt es zu viskosen Fließvorgängen des Zementgels, die durch Abschervorgänge und Gleitvorgänge von Gelpartikeln hervorgerufen werden, wobei adsorbierte Wasserfilme als „Schmiermittel“ dienen. Weiterhin soll es nach Budelmann [21] zu einer Verdichtung des Gelgerüsts durch Platzwechsel von Wassermolekülen des Zwischenschichtenwasser kommen. Es kommt zu Bewegungen der Wassermoleküle in adsorbierten Wasserfilmen des Zementgels. Die äußere Beanspruchung soll nach Wesche [20] zu einer erhöhten Beweglichkeit bzw. schnelleren Bewegung der Wassermoleküle führen und damit die Diffusion des Wassers aus dem Zementstein beschleunigen. Anders [28] geht davon aus, dass sich der Abstand zwischen Zementsteinpartikeln infolge der äußeren Beanspruchung verändert und dadurch adsorbierte Wassermoleküle zusätzlichen lastabhängigen Spannungen ausgesetzt werden. Für die Wiederherstellung des thermodynamischen Gleichgewichts diffundieren diese Wassermoleküle in Bereiche niedrigerer Spannung, wodurch es zu einer Annäherung der Gelpartikel kommt [28].

Das Kriechen besitzt demnach eine Abhängigkeit vom Wassergehalt des Gels. Nach Wesche [20] sind bei ausgetrocknetem Zementstein praktisch keine Kriechverformungen zu erwarten.

Der Stand der Forschung zum Einfluss der Umgebungsbedingungen auf das Kriechverhalten von Beton wurde von Müller und Pristl in [29] zusammengetragen. Müller und Pristl [29] analysieren in der Literatur dokumentierte Untersuchungen zum Kriech- und Schwindverhalten von Beton bei veränderlichen Feuchtebedingungen. Trotz der schwierigen Vergleichbarkeit der Ergebnisse in der Literatur, ging daraus hervor, dass die Kriechverformungen von Beton bei veränderlichen Feuchtebedingungen (abwechselnd Austrocknung und Wasseraufnahme) deutlich größer (Faktor 7) ausfielen als bei konstanten Feuchtebedingungen. Müller und Pristl führten ergänzende Untersuchungen zum Einfluss variierender Feuchtebedingungen in Abhängigkeit der Probengröße und der Kriechspannung an zylindrischen Normalbetonproben ($D = 50 \text{ mm}, 100 \text{ mm}$) im Alter von 8 Tagen durch. Während des 98 Tage andauernden Kriechversuchs passten sie die relative Luftfeuchte ($r. F.$) im Prüfraum mehrmals an und verglichen die Ergebnisse mit Proben, die im konstanten Klima geprüft wurden. Die Umgebungsfeuchte betrug zu Beginn der Kriechuntersuchungen bei variabler Feuchte $90 \% r. F.$. Nach sieben Tagen wurde diese auf $40 \% r. F.$ reduziert und alternierte im weiteren Verlauf alle sieben Tage zwischen diesen Werten. Durch die

Veränderungen der relativen Feuchte kam es im Betongefüge abwechselnd zu einer Feuchteabgabe bzw. Feuchteaufnahme. Die Versuche zeigten, dass die Kriechverformungen der Proben, die im konstanten Klima geprüft wurden, um 20 % kleiner waren als die Kriechverformungen der Proben, die bei variabler Feuchte beansprucht wurden. Darüber hinaus fanden Müller und Pristl in ihren Untersuchungen einen Zusammenhang zwischen der Feuchte, der Höhe der Kriechspannung und der Größe der Proben. So verstärkten hohe Kriechspannungen den Einfluss variierender Feuchte auf das Kriechen. Die Änderung der Umgebungsfeuchte führte zu einer Verstärkung des Probengrößeneffekts, die Proben mit 50 mm Durchmesser erreichten größere Kriechverformungen als die Proben mit 100 mm Durchmesser. Auf Basis ihrer Untersuchungen gehen Müller und Pristl [29] davon aus, dass der Anfangszustand der Feuchte des Betons, also der Füllgrad der im Beton vorhandenen Poren mit Wasser, eine wesentliche Rolle in Bezug auf das Kriechen spielt.

2.3 Materialverhalten unter zyklischer Druckschwellbeanspruchung¹

Das Ermüdungsverhalten von Beton unter Wasser wird seit Beginn der 1970er Jahre untersucht. Anfänglich war die Kenntnis des kombinierten Materialverhaltens aus Ermüdungsbeanspruchung und gleichzeitiger Wassersättigung des Betons vor allem für offshore Öl- und Gasplattformen von Bedeutung. Nicht zuletzt durch den Ausbau der erneuerbaren Energien auf See, in Form von Offshore-Windenergieanlagen, ist die Fragestellung der Betonermüdung unter Wasser aktueller denn je.

In Tabelle 2.1 ist ein Überblick über die in der Literatur dokumentierten Ermüdungsuntersuchungen an druckschwellbeanspruchtem Beton mit erhöhtem Feuchtegehalt entweder durch die Wasserlagerung und oder die Prüfung unter Wasser gegeben. Ein unmittelbarer Vergleich der einzelnen Ergebnisse fällt schwer, da unter anderem die Lagerungs- und Prüfbedingungen sehr stark differierten, bzw. nicht eindeutig definiert waren. Des Weiteren wurden die Versuche mit unterschiedlicher Zielsetzung durchgeführt. Je nach Zielsetzung wurden unterschiedliche Betonarten und Betondruckfestigkeiten, Probengrößen, Beanspruchungsfrequenzen und Beanspruchungshöhen untersucht.

¹ Auszüge dieses Abschnittes wurden in [30] veröffentlicht.

Tabelle 2.1: Untersuchungen zum Feuchteinfluss auf den Ermüdungswiderstand

Quelle	Beton	Größtkorn [mm]	Probekörper		Festigkeitsklasse	Versuchparameter		Umgebung	
			Art	H/D [mm]		f_p [Hz]	S_o/S_u	Lagerung	Prüfung
Nygard [10]	NB	16	BK	150/50	C50/60	1	0,70/0,05	SW, NK, V	SW, T, V
				300/100					
	HPC		BK	150/50	C70/85	1			
				300/100					
	LB		S	1350/450	C50/60	0,5		SW, T, V	SW, T, V
				BK					
			300/100						
			S	150/50					
Van Leeuwen et al. [31]	NB	32	k.A.	450/150	C45/55 C30/37	6	$S_o = 0,45-0,95, R = 0 - 0,8$	NK, W	K, W
Nishiyama et al. [7]	HPC	20	S	150/75	C80/95	1	0,70-0,96/0,05	T, W	T, W
Muguruma [8]	NB	20	S	200/100	C50/60	1-10	0,65-0,90/0,05	T, T, W, W	T, W, T, W
Muguruma et al. [9]	HPC	20	S	150/75	C60/75	1-10	0,70-0,93/0,05	W/T, W/W, W/T/W	T, W, T, W, T
					C80/95	1-10			
Hohberg [32]	NB	16	S	300/100	C20/25	5, 10, 20	0,62-0,84/0,07	W, 7 d W/NK	T, T
		16	S	300/100	C35/45	1, 5, 10	0,54-0,84/0,05		
	HPC	16	S	300/100	C80/95	10	0,66-0,84/0,02		
Onoue et al. [11]	NB	20	S	150/75	C20/25	5	0,45-0,65/0,10	F	F
							0,50-0,65/0,10		
Brosge [4]	HPC	16	S	300/100	C90/105	2	0,75/0,25	W, T, V, W	T, T, V, V
Hümme et al. [33]	NB	16	S	300/100	C50/60	1, 10	0,60-0,80/0,05	W, NK	W, T
	HPC	8	S	180/60	C80/95	1, 10	0,60-0,80/0,05		
				300/100			0,55-0,80/0,05		
Beton: NB = Normalbeton HPC = hochfester Beton LB = Leichtbeton		Probekörper/Art: BK = Bohrkern S = Schalung			Umgebungsbedingungen: W = Wasser SW = Meerwasser/Salzwasser NK = Klima (20 °C, 65 % r. F.) T = Raumklima V = luft- und wasserundurchlässig versiegelt F = Flüssigkeiten mit verschiedenen Oberflächenspannung				

2.3.1 Einfluss der Betonart und Betondruckfestigkeit auf den Ermüdungswiderstand

Muguruma [8] führte vergleichende Ermüdungsuntersuchungen an Normalbetonproben durch, die unterschiedlich konditioniert wurden. Zunächst lagerten sämtliche Proben für 10 Wochen unter Wasser. Ein Teil wurde anschließend der Wasserlagerung entnommen und bis zum Beginn der Ermüdungsuntersuchungen trocken gelagert. Die restlichen Proben verblieben im Wasserbad. Die Ermüdungsuntersuchungen fanden ebenfalls entweder in trockener Umgebung oder unter Wasser statt. Die Druckfestigkeit wurde vor Beginn der Ermüdungsversuche im Alter zwischen 100 und 140 Tagen bestimmt. Die reine Wasserlagerung führte zu einer um 25 % kleineren Druckfestigkeit im Vergleich zu den Proben, die nach 10 Wochen im Wasserbad trocken gelagert wurden. Die Reduktion der Druckfestigkeit infolge der Wasserlagerung fällt ungewöhnlich hoch aus. Es gibt in [8] keine Hinweise darauf, dass dies auf eine Veränderung der Betonzusammensetzung oder Störungen des Herstellprozesses der Proben zurückgeführt werden kann. Die Bruchlastwechselzahlen in Abhängigkeit der Lagerungs- und Prüfumgebung sind in Abbildung 2.3 dargestellt. Diese Abbildung enthält außerdem noch die Regressionsgeraden für beide Extremwerte der Umgebungsbedingungen, d. h. für die Proben, die trocken gelagert und auch trocken geprüft wurden und für die Proben, die unter Wasser gelagert und auch unter Wasser geprüft wurden. Die Betrachtung der Bruchlastwechselzahlen für diese beiden Umgebungsbedingungen zeigt einen Einfluss der Lagerungs- und Prüfumgebung. Die unter Wasser gelagerten und geprüften Proben erreichen einen um zwei Zehnerpotenzen niedrigeren Ermüdungswiderstand als die trocken gelagerten und geprüften Proben. Darüber hinaus ist in Abbildung 2.3 zu erkennen, dass die Proben, die bis unmittelbar vor Prüfbeginn wassergelagert wurden und dann trocken geprüft wurden, ähnliche Bruchlastwechselzahlen erreichen, wie die Proben, die unter Wasser gelagert und auch unter Wasser geprüft wurden. Die Prüfung in trockener Umgebung von wassergelagerten Proben führt im Vergleich dazu tendenziell zu einem etwas höheren Ermüdungswiderstand, der aber immer noch deutlich kleiner ausfällt als bei den trocken gelagerten und geprüften Proben.

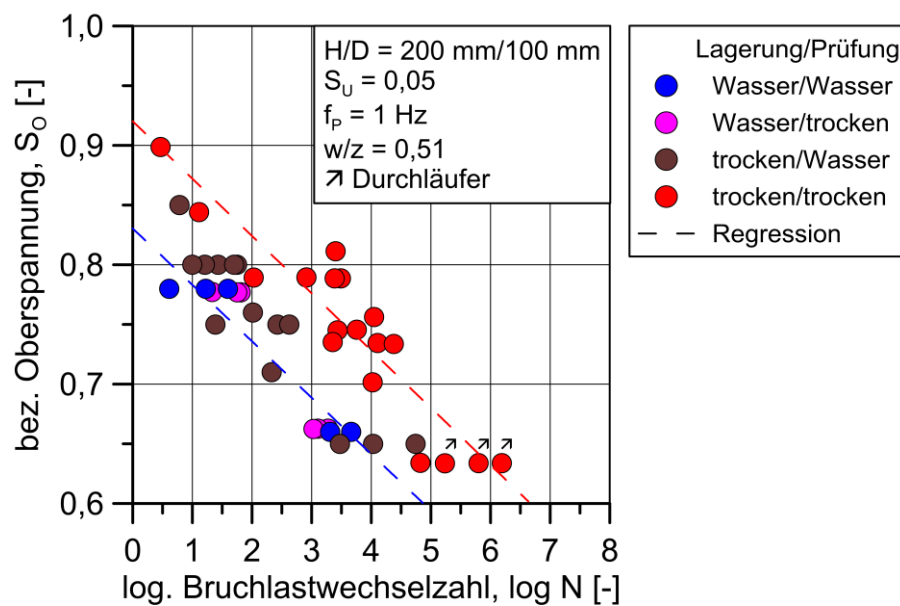


Abbildung 2.3: Ermüdungswiderstand von Normalbeton in Abhängigkeit des Feuchtezustands [8]

Weiterhin untersuchten Muguruma und Watanabe [9] das Ermüdungsverhalten von einem hochfesten Beton, in Abhängigkeit des Feuchtezustands. Sie variierten für diese Untersuchungen zusätzlich den Wasserzementwert (w/z -Wert) der hochfesten Betonzusammensetzung. Der w/z -Wert wurde zu 0,26 bzw. 0,40 gewählt. Die Erhöhung des Wassergehaltes führte zu einer Erhöhung des Porenvolumens und einer verringerten Dichteit des Betongefüges. Die Proben wurden zunächst für eine Dauer von acht Wochen unter Wasser gelagert. Im Anschluss wurden die Proben aufgeteilt und, wie in [8] beschrieben, konditioniert. Die mittlere Druckfestigkeit vor Prüfbeginn im Alter von 12 Wochen betrug für die trocken gelagerten Proben mit einem w/z -Wert von $w/z = 0,26$ im Mittel $f_{cm} = 117 \text{ MPa}$ und für die Proben mit $w/z = 0,40$ $f_{cm} = 77 \text{ MPa}$. Durch die Erhöhung des Wasserzementwertes ergab sich bei sonst gleichen Ausgangsbedingungen eine 30 % niedrigere Festigkeit. Die unter Wasser gelagerten Proben erreichten jeweils eine um etwa 10 % niedrigere Druckfestigkeit im Vergleich zu den trocken gelagerten Proben. Die Bruchlastwechselzahlen sind in Abbildung 2.4 zusammen mit den Regressionsgeraden für die trocken gelagerten und geprüften Proben und die unter Wasser gelagerten und geprüften Proben zu sehen.

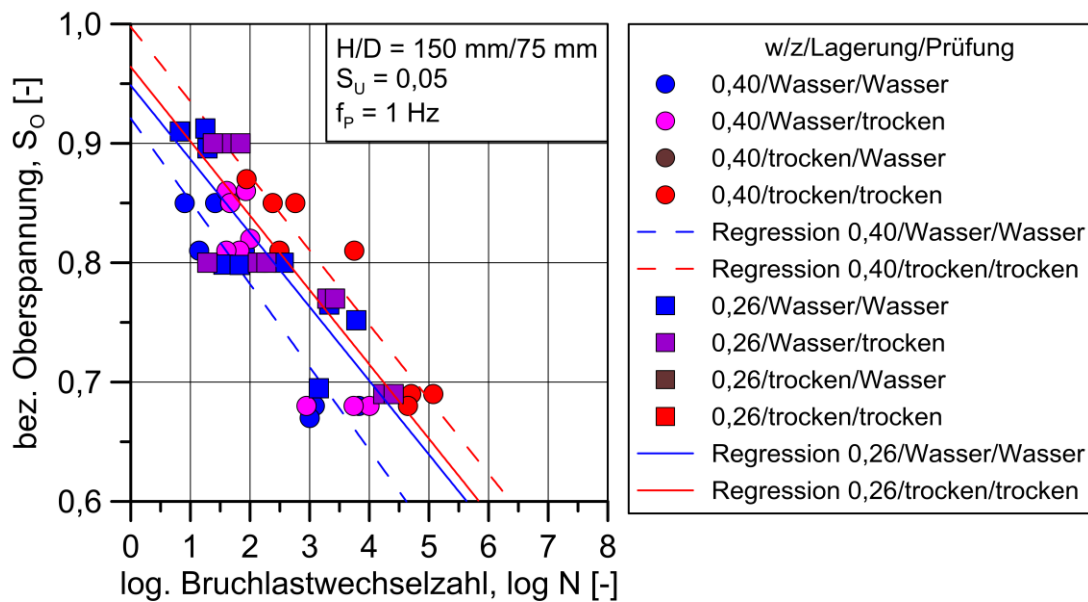


Abbildung 2.4: Ermüdungswiderstand von hochfestem Beton in Abhängigkeit des w/z-Werts und des Feuchtezustands [9]

Abbildung 2.4 zeigt, dass die trocken gelagerten und geprüften Proben den höchsten Ermüdungswiderstand erreichen. Diese Proben erreichen in Abhängigkeit der bezogenen Oberspannung fast zwei Zehnerpotenzen höhere Bruchlastwechselzahlen als die Proben, die unter Wasser gelagert und geprüft wurden. Der Einfluss der Lagerungs- und Prüfumgebung auf den Ermüdungswiderstand des hochfesten Betons mit einem w/z-Wert von 0,40 ist für diese beiden Serien somit ähnlich groß, wie für den normalfesten Beton (vgl. Abbildung 2.3). Bei bezogenen Oberspannungen $S_0 > 0,80$ ist das Ermüdungsverhalten der trocken gelagerten und unter Wasser geprüften Proben sehr ähnlich zu dem der unter Wasser gelagerten und geprüften Proben. Im Bereich von $S_0 < 0,80$ erreichen die trocken gelagerten und unter Wasser geprüften Proben dagegen tendenziell höhere Bruchlastwechselzahlen. Die Proben, die bis zum Prüfbeginn unter Wasser gelagert und trocken geprüft wurden, erreichen bei $S_0 > 0,80$ im Vergleich zu denen, die unter Wasser gelagert und geprüften wurden und denen, die trocken gelagert und unter Wasser geprüft wurden, höhere Bruchlastwechselzahlen. Muguruma und Watanabe [9] leiten daraus ab, dass das Ermüdungsverhalten stark mit der vom Beton adsorbierten Wassermenge zusammenhängt.

Durch die Reduktion des Wasserzementwertes auf $w/z = 0,26$ sinkt der Einfluss der Umgebungsbedingungen deutlich, sodass ähnliche Tendenzen wie bei den zuvor dargestellten Ergebnissen nicht mehr vorhanden sind. Dies wird auch durch die Betrachtung der Regressionsgeraden deutlich, deren Abstand in Bezug auf $\log N$ nur noch klein ausfällt. Darüber hinaus streuen die Ergebnisse erheblich und in Abhängigkeit von der bezogenen Oberspannung erreichen sowohl die trocken gelagerten

und geprüften Proben den höchsten Ermüdungswiderstand als auch die unter Wasser gelagerten und geprüften Proben. Muguruma und Watanabe [9] kommen zu dem Fazit, dass bei einem w/z-Wert von 0,26 die Reduktion des Ermüdungswiderstands im Vergleich zu den Ergebnissen der Proben mit einem w/z-Wert von 0,4 sehr klein ausfällt.

Zur Ergänzung der Ermüdungsversuche wurde die Wasseradsorptionsrate des hochfesten Betons in Abhängigkeit des w/z-Wertes bestimmt. Der hochfeste Beton mit einem w/z-Wert von 0,26 nahm innerhalb von 24 Stunden 0,77 % an Wassermasse zu. Der hochfeste Beton mit einem w/z-Wert von 0,4 nahm innerhalb dieser Zeit fast die doppelte Wassermasse von 1,26 % auf. Die kleinen Unterschiede im Ermüdungswiderstand des hochfesten Betons mit einem w/z-Wert von 0,26 führen die Autoren daher auf die deutlich niedrigere Wasseradsorptionsfähigkeit dieses Betons zurück. Bei der Beurteilung dieser Ergebnisse [9] ist zu beachten, dass die Beanspruchungsfrequenz während der zyklischen Beanspruchung von 1 Hz auf bis zu 10 Hz erhöht wurde, um die Versuchslaufzeiten zu verkürzen. Bei welchem Spannungsniveau die Frequenz erhöht wurde ist ebenso unbekannt wie auch die Lastwechselzahl bei der die Erhöhung erfolgte. Es ist zu vermuten, dass die Frequenzerhöhung im Laufe der Ermüdungsversuche mit einer bezogenen Oberspannung von $S_0 \leq 0,70$ vorgenommen wurde. Infolge der zyklischen Beanspruchung mit hoher Beanspruchungsfrequenz kann es nach [33] bei hochfesten Betonen mit niedrigen w/z-Werten zu einer starken Erwärmung der Proben kommen, die den Ermüdungswiderstand reduziert. Inwieweit es während der Versuche von [9] zu einer starken Erwärmung der Proben bei 10 Hz Beanspruchungsfrequenz kam, ist nicht bekannt.

Der Einfluss der Betondruckfestigkeit auf den Ermüdungswiderstand bei unterschiedlichen Umgebungsbedingung war unter anderem Gegenstand der Untersuchungen von Nygard et al. [10]. Für ihre Untersuchungen wurden drei unterschiedliche Betonzusammensetzungen gewählt: ein höherfester Normalbeton (NB), ein hochfester Beton (HPC) und ein hochfester Leichtbeton (LB). Nach der Herstellung der zylindrischen Proben wurden sämtliche Probekörper für eine Woche versiegelt gelagert. Versiegelt heißt, dass die Proben mit einer feuchtigkeitsdichten Beschichtung versehen wurden, um den Einfluss schlechter Hydratationsbedingungen an der Oberfläche durch Austrocknung innerhalb der ersten Woche zu unterbinden. Danach wurde der Gesamtumfang in drei Teile bzw. Lagerungs- und Prüfumgebungen aufgeteilt. Neben trocken gelagerten und geprüften Proben sowie unter Wasser gelagerten und geprüften Proben, wurde das Ermüdungsverhalten von versiegelten Proben mit einem „natürlichen Feuchtegehalt“ untersucht.

Für die Untersuchungen unter Wasser lagerten die Proben in Meerwasser. Über die Dauer der Lagerung bis zu Beginn der zyklischen Untersuchungen wurden für alle Proben die Wasseraufnahme bzw. -abgabe bestimmt. Die versiegelten Proben hatten im Vergleich zu den trocken gelagerten Proben einen zwischen $8,5 \text{ kg/m}^3$ bis $9,5 \text{ kg/m}^3$ höheren Wassergehalt. Die Wasserlagerung führte zu einem zwischen $3,3 \text{ kg/m}^3$ bis $28,7 \text{ kg/m}^3$ höheren Wassergehalt als die Versiegelung der Proben. Es zeigte sich, dass die Erhöhung des Wassergehaltes eine Reduzierung der Druckfestigkeit zur Folge hatte (maximal 7 %). In Abbildung 2.5 sind die erreichten mittleren logarithmierten Bruchlastwechselzahlen getrennt für die drei untersuchten Betone in Abhängigkeit der Lagerungs- und Prüfumgebung dargestellt.

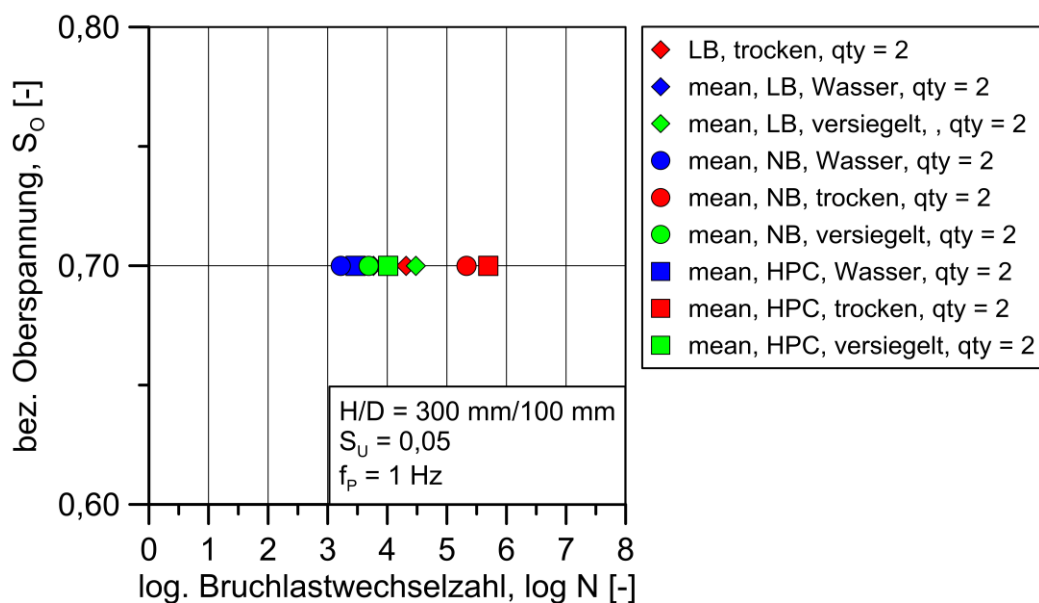


Abbildung 2.5: Mittlere Bruchlastwechselzahlen in Abhängigkeit der Betonart und der Konditionierungsart [10]

Ein Einfluss der Lagerungs- und Prüfumgebung auf den Ermüdungswiderstand ist unabhängig von der Betondruckfestigkeit und Betonart sichtbar. Die in trockener Umgebung gelagerten und geprüften Proben erreichen bis zu zwei Zehnerpotenzen höhere mittlere Bruchlastwechselzahlen. Die trocken gelagerten und geprüften Proben aus dem hochfesten Beton (HPC) haben den höchsten Ermüdungswiderstand der untersuchten Betone, gefolgt von den Proben aus dem höherfesten Normalbeton (NB) und denen aus dem hochfesten Leichtbeton (LB). Für die trocken gelagerten und geprüften Proben ist ein Einfluss der Betonzusammensetzung gut zu erkennen, hier liegt mehr als eine Zehnerpotenz zwischen der mittleren Bruchlastwechselzahl der normal zusammengesetzten Betone und dem hochfesten Leichtbeton. Der im Vergleich zur Lagerung und Prüfung in trockener Umgebung erhöhte Feuchtegehalt der versiegelten Proben führt zu einer Reduzierung des Ermüdungswiderstands, wobei dieser für die hochfesten Leichtbetonproben am höchsten ist und für den höher-

festen Normalbeton am kleinsten. Der Ermüdungswiderstand der Proben mit normaler Betonzusammensetzung ist für die unter Wasser gelagerten und geprüften Proben im Vergleich zu den restlichen Lagerungsbedingungen am geringsten. Der härteste Normalbeton erreicht in dieser Umgebung die geringste und der hochfeste Leichtbeton die höchste mittlere Bruchlastwechselzahl. Die Ergebnisse des hochfesten Betons liegen zwischen den genannten Werten.

Generell ist bei der Bewertung dieser Ergebnisse zu beachten, dass es sich bei den Proben um Bohrkerne handelte. Ob es infolge des Bohrprozesses zu einer Vorschädigung der Proben kam, die den Ermüdungswiderstand beeinflusst hat, ist nicht bekannt. Des Weiteren wurden je Variation der Lagerung planmäßig nur zwei Ermüdungsversuche durchgeführt. Dies ist gerade vor dem Hintergrund der bei Ermüdungsversuchen üblichen Streuungen ein sehr kleiner Probenumfang. Dennoch können aus diesen Ergebnissen Tendenzen abgeleitet werden. Der Ermüdungswiderstand der untersuchten Betone ist vom Wassergehalt im Betongefüge und von der Probengröße abhängig.

Hohberg [32] untersuchte unter anderem den Einfluss der Wasserlagerung auf den Ermüdungswiderstand von zwei normalfesten Betonen unterschiedlicher Festigkeit (B25 vergleichbar C20/25, B45 vergleichbar C35/45) und einem hochfesten Beton (B95 vergleichbar C80/95). Hierfür verwendete er zylindrische Proben mit einem Durchmesser von 100 mm und einer Höhe von 300 mm. Nach dem Ausschalen lagerte er sämtliche Proben zunächst für 7 Tage in einem Wasserbad, bevor er einen Teil der Proben in einen Klimaraum umlagerte. Die restlichen Proben verblieben bis zur Prüfung im Wasserbad. Der Ermüdungswiderstand aller Proben wurde im Raumklima bestimmt, d. h. die wassergelagerten Proben konnten während des Ermüdungsversuchs trocknen. Er wählte bezogene Oberspannungen im Bereich zwischen 0,54 bis 0,87, eine konstante Unterspannung von 2 MPa und Beanspruchungsfrequenzen f_p von 0,1 Hz, 5 Hz, 10 Hz und 20 Hz. Den größten Anteil des gesamten Versuchsumfanges machten Ermüdungsversuche mit einer Beanspruchungsfrequenz von $f_p = 10$ Hz aus. In Abbildung 2.6 sind die erreichten Bruchlastwechselzahlen dieser Versuche dargestellt.

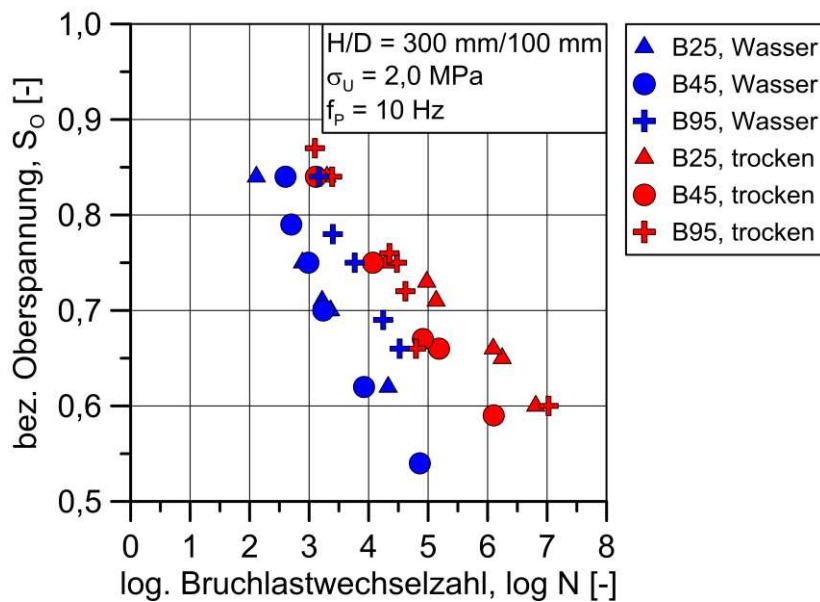


Abbildung 2.6: Bruchlastwechselzahlen in Abhängigkeit der Betondruckfestigkeit und der Probenlagerung (trocken, unter Wasser) [32]

Je Variation (Betonart/-festigkeit, Lagerungsart und Oberspannung) wurde nur ein Versuch durchgeführt. Trotz dieses kleinen Probenumfangs und der zu vermutenden Streuungen, zeigte sich ein Einfluss der Betonart bzw. -druckfestigkeit auf den Ermüdungswiderstand zwischen im Klimaraum gelagerten Proben und den wassergelagerten Proben. Die unter Wasser gelagerten Proben aus normalfestem Beton der Festigkeitsklasse C20/25 (B25) und C35/45 (B45) erreichen bei den untersuchten bezogenen Oberspannungsniveaus die niedrigsten Bruchlastwechselzahlen. Ein Einfluss der Betondruckfestigkeit ist bei den unter Wasser gelagerten Proben aus B25 und B45 nicht zu erkennen. Die unter Wasser gelagerten Proben aus dem hochfesten Beton der Festigkeitsklasse C80/95 (B95) erreichen bei allen bezogenen Oberspannungsniveaus höhere Bruchlastwechselzahlen als die Proben aus normalfestem Beton. Im Bereich von $S_0 = 0,70$ ist der Unterschied der logarithmierten Bruchlastwechselzahlen in Abhängigkeit der Betondruckfestigkeit, mit einer Zehnerpotenz, maximal ($\log N_{f,B25,UW} = 3,36$, $\log N_{f,B45,UW} = 3,24$, $\log N_{f,B95,UW} = 4,24$). Der Einfluss der Wasserlagerung auf den Ermüdungswiderstand des Betons sinkt tendenziell mit steigender Betondruckfestigkeit, dies widerspricht den Ergebnissen von [10]. Hohberg führt diesen Effekt auf eine mit steigender Druckfestigkeit kleiner werdende Porosität des Betons zurück. Werden die Ergebnisse der wassergelagerten Proben mit den dazugehörigen trocken gelagerten Proben verglichen, so folgt daraus, dass der Einfluss des Wassers auf den Ermüdungswiderstand im Bereich der bezogenen Oberspannung $S_0 \leq 0,70$ steigt.

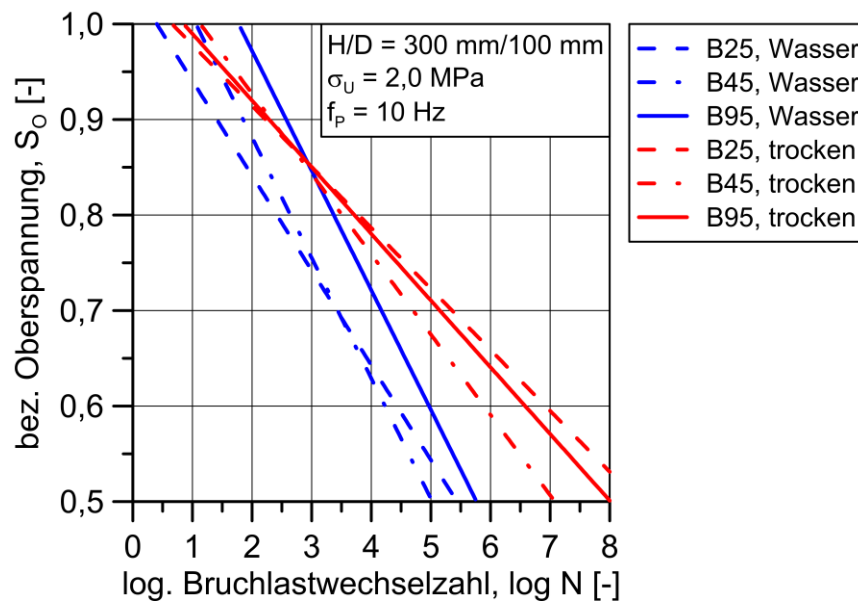


Abbildung 2.7: Regressionsgeraden auf Basis der logarithmierten Bruchlastwechselzahlen von Hohberg [32]

Die Darstellung der Ergebnisse von Hohberg in Form von extrapolierten Regressionsgeraden in Abbildung 2.7 deutet anhand der zunehmenden Spreizung der Regressionsgerade an, dass der Unterschied des Ermüdungswiderstands zwischen den wassergelagerten Proben im Vergleich zu den trocken gelagerten Proben mit sinkender bezogener Oberspannung zunimmt. Für die Untersuchungen von Hohberg [32] gilt, dass der Einfluss der Wasserlagerung auf den Ermüdungswiderstand der untersuchten Betone einerseits eine Abhängigkeit von der Druckfestigkeit besitzt, aber auch eine Abhängigkeit von der bezogenen Oberspannung.

Hümme et al. [33] führten Ermüdungsversuche mit wassergelagerten und unter Wasser geprüften Proben eines höherfesten Normalbetons ($H/D = 300 \text{ mm}/100 \text{ mm}$) und eines hochfesten Betons ($H/D = 180 \text{ mm}/60 \text{ mm}$) durch und verglichen die Ergebnisse mit Versuchen klimaraumgelagerter und im Raumklima geprüfter Proben. Die Proben wurden für die Versuche unter Wasser unmittelbar nach dem Ausschalen (im Alter von zwei Tagen) bis zum Beginn der Ermüdungsuntersuchungen (frühestens nach 28 Tagen) unter Wasser (Leitungswasser) gelagert. Die trockenen Proben lagerten hingegen im Klimaraum bei $20 \text{ }^\circ\text{C}$ und einer relativen Luftfeuchte von 65 %. Die Ermüdungsversuche erfolgten entweder unter Wasser (Leitungswasser) oder in trockener Umgebung (Raumklima). Die Beanspruchungsfrequenz f_P in diesen Untersuchungen betrug 1 Hz oder 10 Hz, die bezogene Oberspannung S_0 wurde zu 0,80, 0,70 und 0,60 und die bezogene Unterspannung S_U zu 0,05 gewählt. Abbildung 2.8 zeigt die Mittelwerte der logarithmierten Bruchlastwechselzahlen.

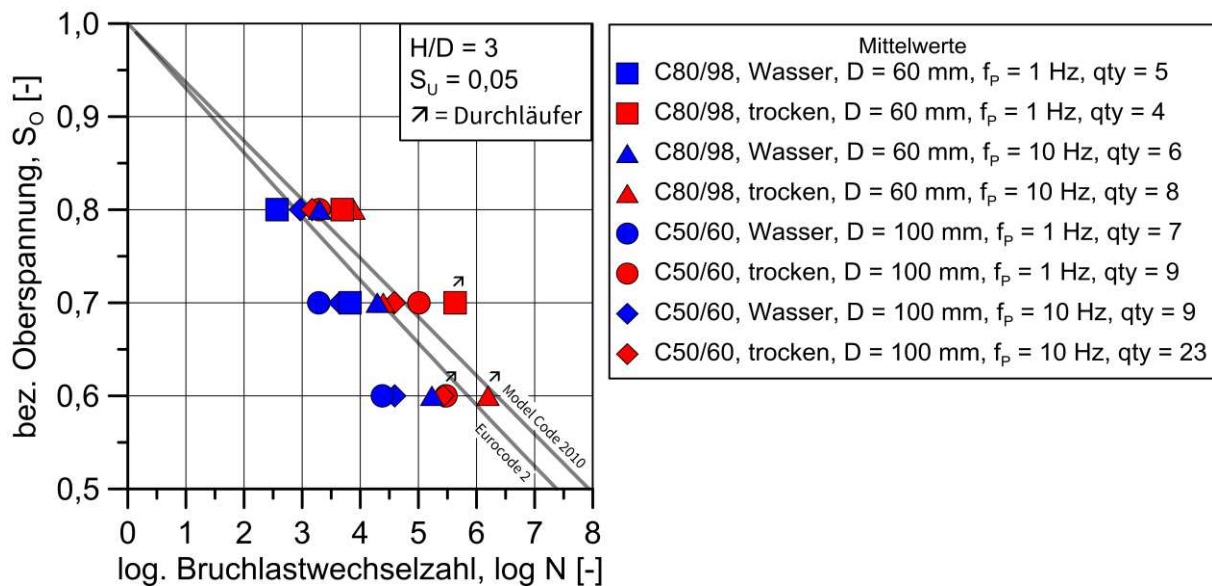


Abbildung 2.8: Mittlere Bruchlastwechselzahlen eines höherfesten Normalbetons und eines hochfesten Betons [33]

Die Proben, die unter Wasser gelagert und geprüft wurden, erreichten unabhängig von dem untersuchten Beton, den Beanspruchungsniveaus und der Beanspruchungsfrequenz kleinere Bruchlastwechselzahlen als die Proben, die trocken gelagert und geprüft wurden. Der Ermüdungswiderstand der trockenen Probekörper bezogen auf die absolute Bruchlastwechselzahl N_f war bis zu 73-fach größer. Weiterhin zeigten die Ergebnisse, in Übereinstimmung mit denen Hohbergs, dass mit abnehmender bezogener Oberspannung der Einfluss des Wassers auf den Ermüdungswiderstand zunahm. In Summe ergaben die Ermüdungsuntersuchungen unter Wasser, im Gegensatz zu den Ergebnissen von Hohberg [32], dass auch bei höherfesten Betonen eine deutliche Reduzierung des Ermüdungswiderstands infolge einer Wasserlagerung zu erwarten ist. Hümme et al. [33] vergleichen abschließend ihre Ergebnisse mit den Wöhlerlinien aus dem fib-Model Code 2010 [34] und dem Eurocode 2 [35] (vgl. Abbildung 2.8). Der Vergleich zeigt, dass das Ermüdungsverhalten der unter Wasser gelagerten und getprüften Betone nur unzureichend durch die in den Regelwerken angegebenen Wöhlerlinien abgebildet wird.

2.3.2 Einfluss der Probengröße

Zum Einfluss der Probengröße auf den Ermüdungswiderstand unter Wasser existieren lediglich die Untersuchungen von Nygard et al. [10]. Darin wurde der Einfluss der Probengröße ($H/D = 150 \text{ mm}/50 \text{ mm}$, $300 \text{ mm}/100 \text{ mm}$ und $450 \text{ mm}/150 \text{ mm}$) auf den Ermüdungswiderstand von Beton in unterschiedlichen Umgebungen untersucht. In Abbildung 2.9 sind die erreichten mittleren Bruchlastwechselzahlen für die drei Umgebungsbedingungen (trocken, versiegelt, unter Wasser) der Proben aus hoch-

festem Beton dargestellt, auf die Darstellung der Ergebnisse der anderen Betone (Normalbeton, Leichtbeton) wurde hier verzichtet.

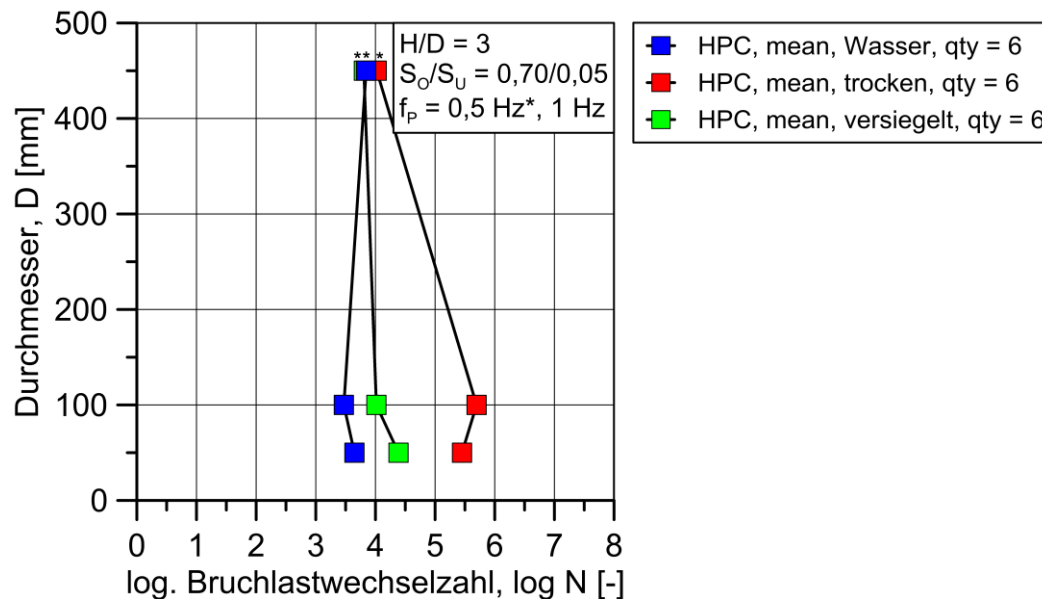


Abbildung 2.9: Mittlere Bruchlastwechselzahlen eines hochfesten Betons in Abhängigkeit der Konditionierungsart und der Probengröße [10]

Werden zunächst nur die Ergebnisse der Proben mit einem Durchmesser von 50 mm und 100 mm in Abbildung 2.9 betrachtet, ist ein Einfluss des Feuchtegehaltes auf den Ermüdungswiderstand des hochfesten Betons zu erkennen. Der Ermüdungswiderstand der hochfesten Betonproben, die einen erhöhten Wassergehalt aufwiesen (Wasser, versiegelt), nimmt mit steigender Probengröße, von 50 mm auf 100 mm, ab. Nygard et al. weisen darauf hin, dass speziell die Probekörper mit einem Durchmesser von 50 mm ein Größtkorn zu Probekörperdurchmesser-Verhältnis von 1:3 besaßen. Dieses Verhältnis ist ihrer Auffassung nach akzeptabel für statische Beanspruchungen, kann sich jedoch im Falle einer zyklischen Druckschwellbeanspruchung als unglücklich erweisen, wenn sich mehrere größere Gesteinskörner zufällig in einem ähnlichen Bereich innerhalb des Probenvolumens sammeln. Abbildung 2.9 zeigt weiterhin, dass die Proben mit einem Durchmesser von 450 mm unabhängig von der Lagerungs- und Prüfumgebung sehr ähnliche Bruchlastwechselzahlen erreichten. Demzufolge scheint sich der Einfluss des Wassers bei großformatigen Proben zu reduzieren. Nygard et al. [10] weisen jedoch darauf hin, dass die großformatigen Proben eine nicht ausreichende Parallelität der Druckfläche besaßen und mit einer Beanspruchungsfrequenz $f_p = 0,5$ Hz anstelle von 1 Hz, wie bei den kleinformatigen Versuchsreihen, beansprucht wurden. Wie groß der Einfluss der ungenügenden Parallelität der Druckflächen und der niedrigeren Beanspruchungsfrequenz auf den Ermüdungswiderstand ist, ist unbekannt. Generell unterliegen die Ergebnisse dieser Untersuchungen zum Teil großen Streuungen. Nygard et al. [10] vermuten

trotzdem, dass es sich bei dem Wassereinfluss auf den Ermüdungswiderstand der untersuchten Betone um ein Oberflächenphänomen handelt, dessen Einfluss mit steigendem Durchmesser der Proben sinkt. Diese Vermutung begründen sie durch eine visuelle Bewertung der Wassereindringfront nach den Ermüdungsversuchen. Sie betrug für die normal zusammengesetzten Betonproben unabhängig von der Probengröße ca. 10 mm.

2.3.3 Einfluss der Beanspruchungsfrequenz

Van Leeuwen und Siemens [31] führten umfangreiche Ermüdungsuntersuchungen mit zylindrischen Normalbetonproben der Festigkeitsklasse C35/45 durch. Sie untersuchten den Einfluss des Spannungsverhältnisses R aus bezogener Unterspannung S_U und bezogener Oberspannung S_O in Abhängigkeit der Lagerungs- und Prüfumgebung. Sie lagerten die Proben einerseits unter Wasser und prüften sie auch unter Wasser oder lagerten und prüften sie klimatisiert bei 20 °C und 50 – 65 % r. F. Sie ergänzten diese Versuche um eine Versuchsreihe zum Einfluss der Beanspruchungsfrequenz unter Wasser. Hierfür beanspruchten sie die Proben mit $f_p = 0,7$ Hz anstelle von $f_p = 6$ Hz. In Abbildung 2.10 sind die Bruchlastwechselzahlen der Serien A und F, für eine bezogene Unterspannung $S_U = 0,00$, dargestellt. Bei den Ergebnissen handelt es sich, mit Ausnahme derer bei $S_O = 0,50$, um Mittelwerte.

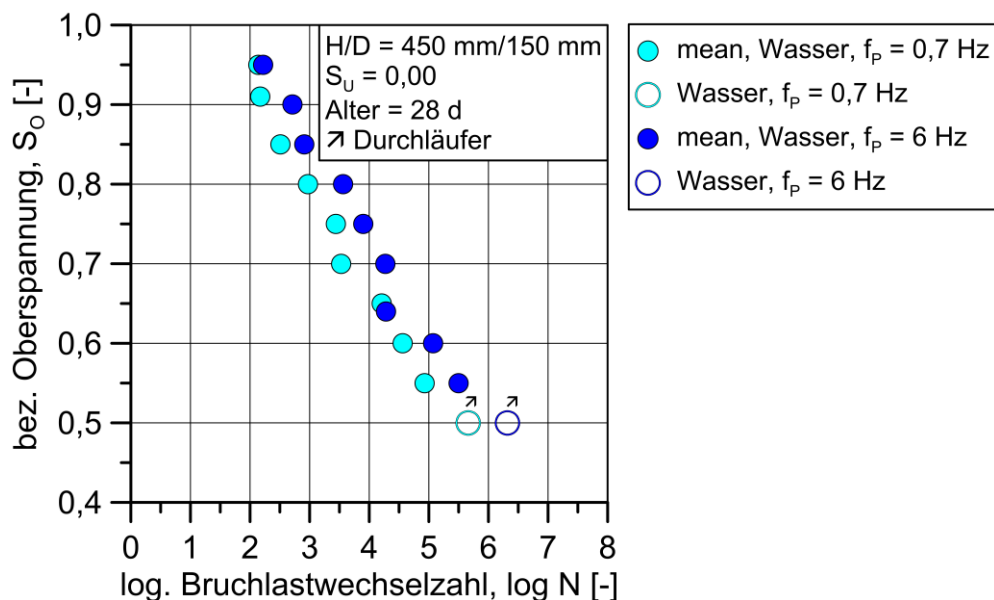


Abbildung 2.10: Bruchlastwechselzahlen unter Wasser gelagerter und geprüfter Normalbetonproben in Abhängigkeit der Beanspruchungsfrequenz f_p [31]

Die in Abbildung 2.10 dargestellten Mittelwerte der Bruchlastwechselzahlen zeigen eine Abhängigkeit des Ermüdungswiderstands des untersuchten Betons von der Beanspruchungsfrequenz. So haben die Proben, die lediglich mit $f_p = 0,7$ Hz zyklisch

beansprucht wurden, einen kleineren Ermüdungswiderstand als die Proben, die mit $f_P = 6$ Hz geprüft wurden. Die Reduktion des Ermüdungswiderstands bezogen auf $\log N$ infolge der kleineren Beanspruchungsfrequenz fällt relativ gleichmäßig aus und kann im Mittel mit 15 % angegeben werden. Bei den bezogenen Oberspannungen von $S_O = 0,95$ und $0,65$ ist nur ein sehr geringer Einfluss der Beanspruchungsfrequenz zu erkennen. Die mittleren Bruchlastwechselzahlen unterscheiden sich hier um weniger als Faktor 1,04 bezogen auf $\log N$. Zusammenfassend bleibt festzuhalten, dass die vorgestellten Ergebnisse von van Leeuwen und Siemens den Erkenntnissen zum Einfluss der Beanspruchungsfrequenz auf den Ermüdungswiderstand von Beton in trockener Umgebung entsprechen. Unter der Voraussetzung, dass es in trockener Umgebung nicht zu einer starken Erwärmung der Proben infolge der zyklischen Beanspruchung kommt und somit keine zusätzlichen Temperaturspannungen wirken, gilt, dass der Ermüdungswiderstand von Beton mit zunehmender Beanspruchungsdauer, d. h. kleinerer Beanspruchungsfrequenz, kleiner wird. Es verhält sich dabei ähnlich zum Dauerstandverhalten, vgl. hierzu auch [36] und [37]. Für die Druckfestigkeit bei monoton steigender Beanspruchung gilt, dass sie mit abnehmender Beanspruchungsgeschwindigkeit ebenfalls kleiner wird. Bei der bezogenen Ober- und Unterspannung (S_O, S_U) handelt es sich um auf die Druckfestigkeit unter monoton steigender Beanspruchung bezogene Größen. Da im Ermüdungsversuch, selbst bei niedrigen Beanspruchungsfrequenzen, die zyklische Belastung mit einem mehrfachen der Beanspruchungsgeschwindigkeit zur Bestimmung der Druckfestigkeit unter monoton steigender Beanspruchung ($\dot{\sigma} = 0,5$ MPa/s) zwischen S_O und S_U alterniert, ist davon auszugehen, dass mit steigender Beanspruchungsfrequenz f_P die bezogene Beanspruchung im Ermüdungsversuch sinkt. Eine höhere Beanspruchungsfrequenz f_P sollte folglich in einem höheren Ermüdungswiderstand münden.

Hohberg [32] führte Versuche mit Proben aus Normalbeton C20/25 (B25) und C35/45 (B45) mit $f_P = 1$ Hz, 5 Hz, 10 Hz und 20 Hz Beanspruchungsfrequenz durch. Die Ergebnisse in Abhängigkeit der Betondruckfestigkeit, der Beanspruchungsfrequenz und der Lagerungsart vor Prüfbeginn, zeigt Abbildung 2.11.

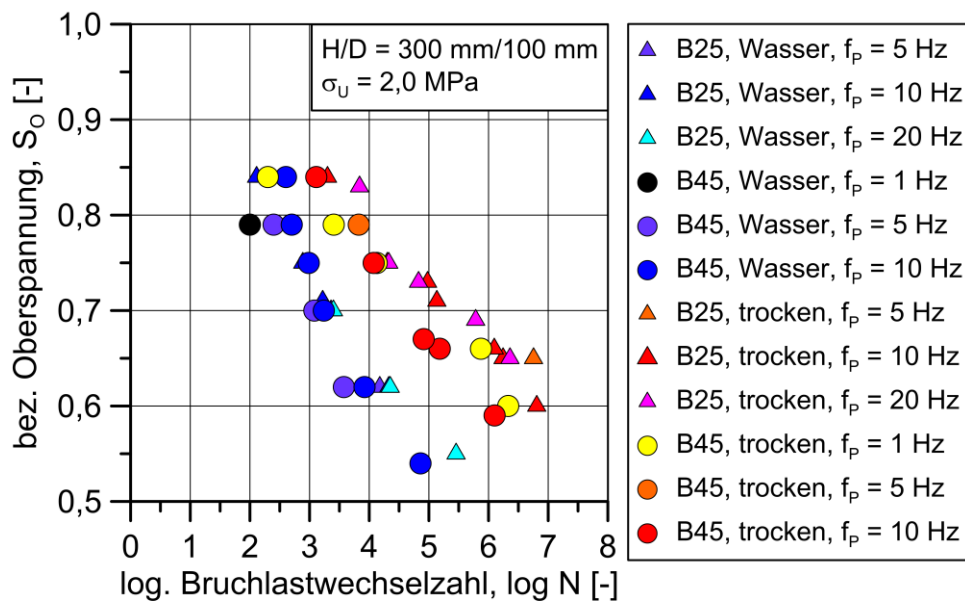


Abbildung 2.11: Bruchlastwechselzahlen in Abhängigkeit der Betondruckfestigkeit, der Beanspruchungsfrequenz und der Lagerungsart [32]

Für die unter Wasser gelagerten Proben führt die niedrigste Beanspruchungsfrequenz immer auch zu der kleinsten Bruchlastwechselzahl. Für die trocken gelagerten Proben gilt bis zu einer bezogenen Oberspannung von größer 0,75, dass eine Erhöhung der Beanspruchungsfrequenz auch eine Erhöhung der Bruchlastwechselzahl zur Folge hat. Für niedrigere bezogene Oberspannung S_O kehrt sich der Einfluss der Frequenz um. Hier kommt es zu einer Erhöhung des Ermüdungswiderstands durch die Verringerung der Beanspruchungsfrequenz. Dieses Verhalten widerspricht den zuvor vorgestellten Erkenntnissen, eine Begründung findet sich allerdings nicht.

Hümme et al. [33] führten ihre Versuche entweder mit einer Beanspruchungsfrequenz $f_p = 1 \text{ Hz}$ oder 10 Hz durch. Auffällig bei den in Abbildung 2.8 dargestellten Ergebnissen ist der Einfluss der Beanspruchungsfrequenz auf die Bruchlastwechselzahlen im Bereich von $S_O \leq 0,7$. Unter Wasser führt die hohe Beanspruchungsfrequenz zu den höheren Bruchlastwechselzahlen und in trockener Umgebung ist es umgekehrt. Das deckt sich mit den Ergebnissen von Hohberg. Der Frequenzeinfluss in trockener Umgebung wird in [33] mit einer starken Erwärmung der Proben bei 10 Hz Beanspruchungsfrequenz und einer damit einhergehenden Ausbildung von Temperaturgradienten über den Probenquerschnitt und einer Entwicklung von Temperaturspannungen, die den Ermüdungswiderstand reduzieren sollen, begründet. Unter Wasser stellten Hümme et al. einen solchen Temperatureffekt nicht fest und begründen dies mit einer Kühlwirkung des die Probe umgebenden Wassers. Eventuell lässt sich der von Hohberg festgestellte Einfluss der Betondruckfestigkeit auf eine mögliche Austrocknung der unter Wasser gelagerten Proben während des Ermüdungsversuchs in trockener Umgebung und zusätzliche durch die Beanspruchungs-

frequenz induzierte Temperatureffekte bei den Versuchen mit $f_p = 10$ Hz zurückführen.

2.3.4 Einfluss des Spannungsverhältnisses zwischen bezogener Ober- und Unterspannung

Nachfolgend werden die Ergebnisse der Untersuchungen von [31] in Bezug auf den Einfluss des Spannungsverhältnisses ($R = S_U/S_O$) und der Umgebungsbedingungen auf den Ermüdungswiderstand des untersuchten Betons vorgestellt und diskutiert. Es wurden Versuche mit 11 verschiedenen bezogenen Oberspannungsniveaus von $S_O = 0,45 - 0,95$ und 5 Spannungsverhältnisse zwischen $R = 0,0 - 0,8$ untersucht. Die Beanspruchungsfrequenz betrug $f_p = 6$ Hz und das Probenalter 28 Tage. In Abbildung 2.12 sind die Bruchlastwechselzahlen der Versuche dargestellt. Es handelt sich dabei um Mittelwerte, wobei unter Wasser 60 Versuche und in trockener Umgebung 38 Versuche durchgeführt wurden. Für die untersuchten Spannungsverhältnisse gilt global betrachtet, dass der Ermüdungswiderstand der unter Wasser gelagerten und geprüften Proben kleiner ist als in trockener Umgebung. Darüber hinaus zeichnet sich bei den Versuchen mit $R = 0,00$ und $0,20$ ein mit abnehmender bezogener Oberspannung (ab $S_O \leq 0,75$) zunehmender Einfluss der Wassersättigung ab. Für $S_O > 0,75$ erreichen die wassergelagerten und unter Wasser geprüften Proben maximal um eine Zehnerpotenz niedrigere Bruchlastwechselzahlen als die trocken gelagerten und geprüften. Unterhalb davon beträgt die Differenz mehrere Zehnerpotenzen. Der genaue Wert ist unbekannt, da es sich bei den Werten der Versuche mit trocken gelagerten und geprüften Proben um sogenannte „Durchläuferversuche“ handelt. Diese wurden abgebrochen, nachdem sie ein vorher definiertes Lastwechsellniveau überschritten hatten.

Wie in Tabelle 2.1 zu sehen ist, wurden die meisten Ermüdungsuntersuchungen, bei denen auch der Einfluss eines erhöhten Wassergehaltes im Betongefüge durch die Lagerung und/oder Prüfung unter Wasser untersucht wurde, mit bezogenen Unterspannungen bis $S_U = 0,05$ durchgeführt. Gerade im Bereich von $R = 0,00$ zeigen die Untersuchungen von Van Leeuwen und Siemens [31] den größten Einfluss des Wassers auf den Ermüdungswiderstand des untersuchten Betons, wie abschließend zusammengefasst werden kann.

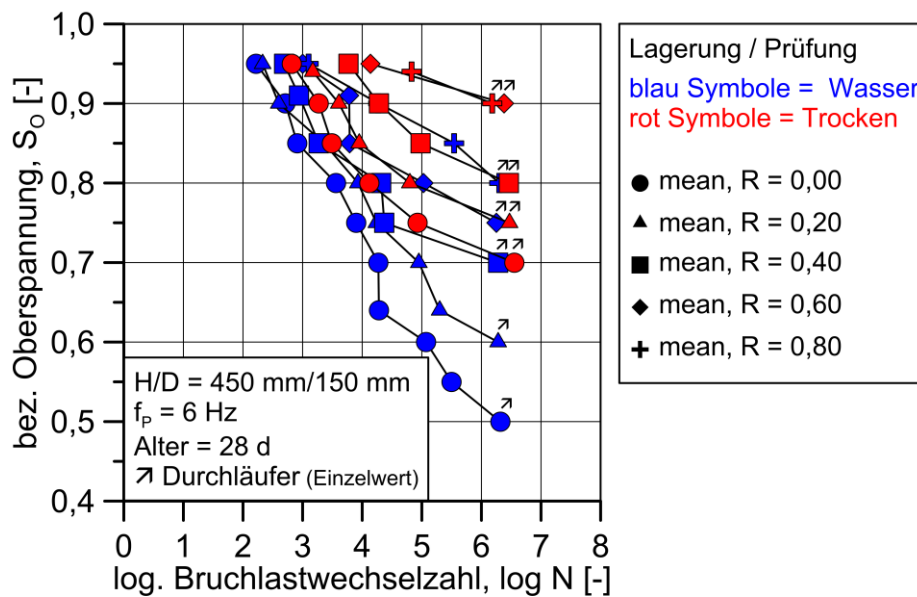


Abbildung 2.12: Mittlere Bruchlastwechselzahlen in Abhängigkeit des Spannungsverhältnisses R [31]

2.3.5 Einfluss der Prüflösung

Aus Zusammenstellung von König und Danielewicz [38] kann abgeleitet werden, dass druckschwellbeanspruchte Betonproben, die wassergelagert wurden, zwar schneller versagten als trocken gelagerte Proben, jedoch spielte es keine Rolle, ob die Lagerung in Süß- oder Salzwasser erfolgte. Die Untersuchungen von Onoue und Matsushita [11] befassen sich mit dem Einfluss der Oberflächenspannung der Prüflösung auf den Ermüdungswiderstand von Beton. Das heißt, dass entgegen zu den bisher vorgestellten Untersuchungen nicht der Einfluss des umgebenden Wassers auf den Ermüdungswiderstand im Vergleich zu trockenen Bedingungen untersucht wurde, sondern der Einfluss verschiedener in das Betongefüge eindringender Flüssigkeiten, die unterschiedliche Oberflächenspannungen besitzen. Die Oberflächenspannung des eindringenden Fluides beeinflusst die Grenzflächenenergie zwischen Fluid und Festkörper [11]. Für die Untersuchungen wurden zylindrische Proben aus normalfestem Beton unter Zugabe eines Luftporenbildners hergestellt. Nach dem Ausschalen lagerten die Proben zunächst für drei Monate in einem Feuchtraum bei 95 % relativer Luftfeuchte. Nachfolgend wurden die Proben systematisch getrocknet. Zunächst bei 20 °C (3 Tage), dann bei 60 °C (3 Tage) und letztlich bei 90 °C (7 Tage) bis die Massekonstanz erreicht war. Nach der Probenvorbereitung wurden sie mindestens 14 Tage bis zur vollständigen Sättigung in unterschiedlichen Flüssigkeiten gelagert. Die gesättigten Proben wurden dann in einem speziellen Versuchsaufbau, der ebenfalls mit der jeweiligen Flüssigkeit gefüllt war, untersucht (Druckfestigkeit, Ermüdungswiderstand). Bei den Flüssigkeiten handelte es sich um eine Ten-

sidlösung (Oberflächenspannung 0,0630 N/m), destilliertes Wasser (Oberflächenspannung 0,0728 N/m) und eine konzentrierte Salzlösung (Oberflächenspannung 0,0901 N/m). Abbildung 2.13 zeigt die mittleren Druckfestigkeiten unter monoton steigender Beanspruchung und zusätzlich die dazugehörige Streuung.

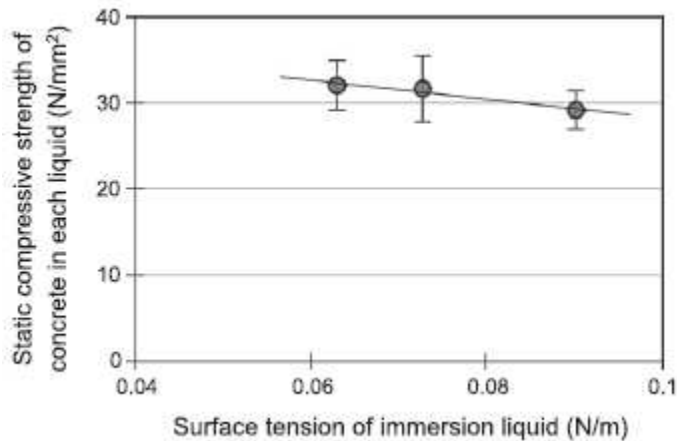


Abbildung 2.13: Druckfestigkeit unter monoton steigender Beanspruchung in Abhängigkeit der Oberflächenspannung der eindringenden Flüssigkeit aus [11]

Wie Abbildung 2.13 zeigt, erreichten die Proben, die mit der konzentrierten Salzlösung gesättigt wurden, die niedrigste Druckfestigkeit, gefolgt von den mit destilliertem Wasser gesättigten. Die größte Streuung der Druckfestigkeit liegt bei den mit destilliertem Wasser gesättigten Proben vor. Die mit der Tensidlösung, die die niedrigste Oberflächenspannung besitzt, gesättigten Proben erreichten die höchste Druckfestigkeit. Die Ergebnisse in Abbildung 2.13 bestätigen die Erkenntnisse von Ohgishi et al. [39]. Die Autoren ([11] und [39]) kommen zu dem Ergebnis, dass Flüssigkeiten mit hoher Oberflächenspannung die Grenzflächenenergie zwischen Festkörper und Flüssigkeit herabsetzen und die Druckfestigkeit unter monoton steigender Beanspruchung reduzieren.

Onoue und Matsushita [11] führten weiterhin Ermüdungsversuche mit verschiedenen bezogenen Oberspannungen S_0 durch. Die Ergebnisse sind in Abbildung 2.14, in Form von Wöhlerlinien der mittleren Ermüdungslebensdauer als 50 %-Quantil-Wert von $\log N$, dargestellt. Des Weiteren enthält diese Abbildung auch eine Wöhlerlinie für die Ermüdungslebensdauer in trockener Umgebung und eine für in Leitungswasser geprüfte Proben (Oberflächenspannung im Bereich von 0,0725 N/m).

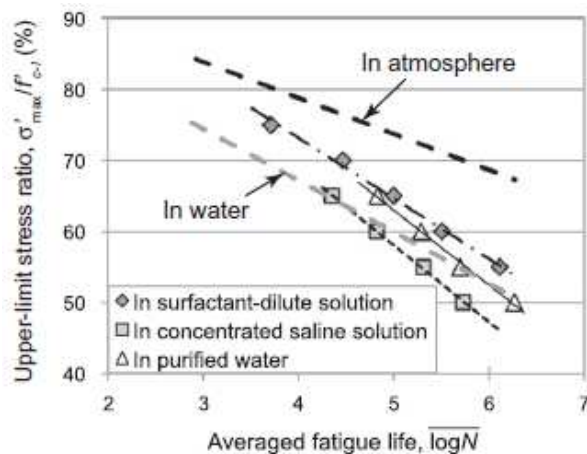


Abbildung 2.14: Regressionsgeraden der logarithmierten Bruchlastwechselzahlen in Abhängigkeit der Oberflächenspannung des Prüfmediums aus [11]

Äquivalent zu den Ergebnissen der Druckfestigkeitsuntersuchungen unter monoton steigender Beanspruchung, ergaben sich Unterschiede bei den Bruchlastwechselzahlen in Abhängigkeit der Flüssigkeit, mit der der Beton gesättigt wurde. Der Ermüdungswiderstand der in konzentrierter Salzlösung gelagerten und geprüften Proben war am kleinsten, gefolgt von denen in destilliertem Wasser und der Tensidlösung. Zusammenfassend bleibt festzuhalten, dass mit steigender Oberflächenspannung der Flüssigkeit, in der die Proben gelagert und geprüft wurden, der Ermüdungswiderstand sinkt. Onoue und Matsushita gehen davon aus, dass die Oberflächenspannung der Flüssigkeit die Grenzflächenenergie, die für die Mikrorissbildung überschritten werden muss, reduziert, und somit bei gleicher bezogener Beanspruchung mehr Schädigung erzeugt wird.

2.3.6 Schädigungsverhalten, visuelle Beobachtungen

In den vorangegangenen Abschnitten wurde gezeigt, dass der Ermüdungswiderstand von Beton durch die Lagerung und/oder die Prüfung unter Wasser im Vergleich zur trockenen Lagerung und Prüfung kleiner ist. Die Hintergründe, die zu dem abweichenden Ermüdungsverhalten führen, sind komplex und bis heute nicht abschließend geklärt. Nachfolgend werden daher mögliche Erklärungsansätze vorgestellt. Der Ausgangspunkt der Diskussion ist dabei immer ein erhöhter Wassergehalt im Betongefüge, unabhängig davon, ob es zu diesem durch die Lagerung vor der Ermüdungsprüfung oder die zyklische Beanspruchung unter Wasser kommt.

Modellvorstellung zum Porenwasserüberdruck

Die Theorie des sich entwickelnden Porenwasserüberdrucks stellt dabei die populärste Theorie dar. Infolge der zyklischen Beanspruchung soll der Porenwasserüberdruck Zugspannungen in der Zementsteinmatrix hervorrufen, die den Beton zusätz-

lich schädigen und den Ermüdungswiderstand verringern. Einen Beweis für einen solchen Porenwasserüberdruck im Betongefüge infolge einer zyklischen Druckschwellbeanspruchung gibt es nicht. Ein Modell, wie ein Porenwasserüberdruck im Betongefüge wirken könnte, ist in der Arbeit von Pesch [40] enthalten. Diese beschäftigt sich zwar mit dem zeitabhängigen Verhalten von hochfestem Beton, eine Übertragung der Ansätze auf druckschwellbeanspruchten Beton scheint jedoch möglich, da sich das Ermüdungsverhalten von Beton nach [36] aus zeitlichen Effekten, wie dem Kriechen, und zyklischen Effekten zusammensetzt. Pesch leitet sein Modell von der Konsolidierung von bindigen Böden ab. Er geht davon aus, dass es im Betongefüge in wassergefüllten, geschlossenen Poren infolge einer äußeren Beanspruchung zu einem Porenwasserdruck kommen kann, äquivalent wie es in bindigen Böden der Fall ist. In bindigem Böden baut sich ein Porenwasserüberdruck auf, da Wasser infolge einer äußeren Beanspruchung nicht sofort, sondern nur zeitlich verzögert aus der geschlossenen Pore herausgepresst werden kann. Dies deckt sich mit der Modellvorstellung von Wesche und Krause [14]. Durch den Wassertransport kommt es zu Spannungsumlagerungen und Setzungen des Bodens. Pesch geht davon aus, dass beim Kriechen des Betons das freie Wasser in einer ähnlichen Art und Weise umgelagert wird. Die Entwicklung eines Porenwasserüberdrucks ist auch infolge der zyklischen Beanspruchung vorstellbar. Die zyklische Beanspruchung ist durch immer wiederkehrende Be- und Entlastungen mit hohen Spannungsamplituden gekennzeichnet. Im Vergleich zu den Versuchen zur Bestimmung der Druckfestigkeit unter monoton steigender Beanspruchung und des statischen Elastizitätsmoduls ist die Beanspruchungsgeschwindigkeit viel größer. Es ist daher fraglich, ob innerhalb eines einzelnen Belastungszyklus mit einer Wasserumlagerung zu rechnen ist. Sehr wohl besteht die Ermüdungsdehnung auch aus einem viskosen Dehnungsanteil infolge Kriechen.

Die Modellvorstellung eines Porenwasserüberdrucks infolge zyklischer Effekte nach Brosge [4] zeigt Abbildung 2.15.

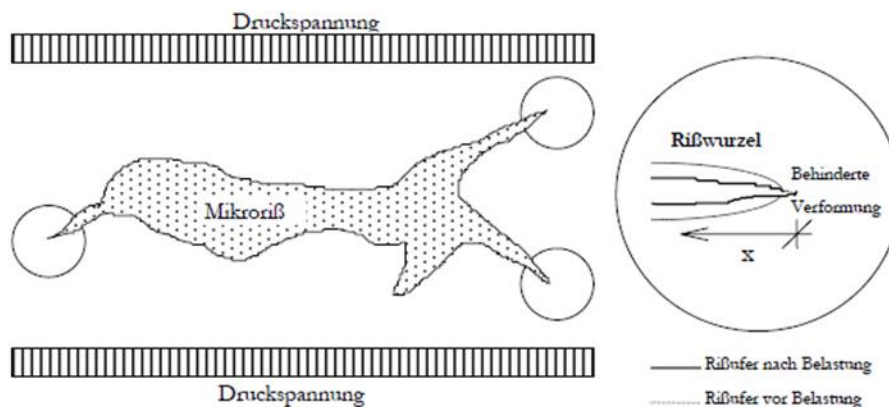


Abbildung 2.15: Porenwasserdruckmodell für zyklisch belasteten Beton aus [4]

Brosge [4] vermutet, dass Gefügestörungen (in Form von Mikrorissen oder Poren) durch die Lagerung oder Prüfung unter Wasser mit Wasser gefüllt sein können. Er geht davon aus, dass in dem eingeschlossenen Wasservolumen infolge der äußeren Druckspannung ein Druck entsteht, der Zugspannungen im Betongefüge hervorruft. Dabei können sich nach seinem Porenwasserüberdruckmodell in Abbildung 2.15 Spannungen mit steigendem Abstand „ x “ von der Risswurzel durch die Verformung der Rissufer abbauen. Im Bereich der Risswurzel ist dies aber nicht möglich. Infolge der zyklischen Beanspruchung (hohe Spannungsamplitude und hohe Beanspruchungsgeschwindigkeit) kann dieser Porenwasserüberdruck kurzzeitig so groß werden, dass die im Beton erzeugten Zugspannungen die Zugfestigkeit des Betons überschreiten. Das Resultat sind Schädigungen des Betongefüges bzw. Risse, die entstehen oder sich weiter ausbreiten. Das Risswachstum kommt zum Stillstand, wenn das Gleichgewicht zwischen Porenwasserüberdruck und aufnehmbarer Zugspannung des Betons wieder hergestellt ist.

Sørensen et al. [5] führen die deutlich kleineren Bruchlastwechselzahlen unter Wasser in ihren Ermüdungsuntersuchungen mit hochfesten Vergussmörtelproben ebenfalls auf einen solchen schädigenden Porenwasserüberdruck zurück.

Bei der Theorie des Porenwasserüberdrucks ist zu beachten, dass es bisher keinen konkreten Beweis für das Vorhandensein eines solchen Porenwasserdruckes gibt.

Modellvorstellung zum Wasserpumpen, zur Verminderung der inneren Reibung, zum abweichenden Versagensverhalten und zur Reduktion der Grenzflächenenergie

In [41–44] wird für druckschwellbeanspruchten Beton und biegebeanspruchte Stahlbetonbauteile von einem Wasserpumpen in Rissen durch die zyklische Beanspruchung unter Wasser berichtet. Dieses Wasserpumpen idealisiert Waagaard [42] wie Abbildung 2.16 zeigt.

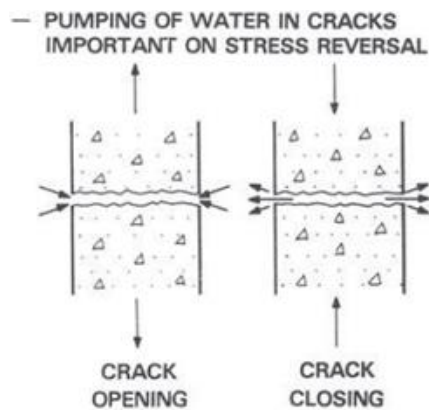


Abbildung 2.16: Wassertransport im Riss infolge Öffnen und Schließen des Risses aus [42]

Infolge der Rissöffnung entsteht eine Wasserbewegung in den Riss hinein. Durch das Schließen des Risses wird das Wasser wieder aus dem Riss verdrängt. Dabei kann das Wasser lose Partikel, nach Gerwick et al. [6] möglicherweise Bestandteile des Sandes oder Zementpartikel, die an den Rissflanken haften, lösen und ausspülen. Der Wassertransport an der Probenoberfläche wird durch diesen Partikeltransport sichtbar. Dieser sichtbare Effekt ist nach Sørensen et al. [5] gleichbedeutend mit einer das Gefüge schwächenden Erosion. Waagaard [42] geht davon aus, dass der Wassertransport, wie er in Abbildung 2.16 gezeigt wird, nur bei einem externen Wasserdruck vorkommt. In Hümme [45] und Hümme und Lohaus [46] wird von einem Wasserpumpen infolge der zyklischen Druckschwellbeanspruchung in Rissen berichtet. Hier wurden die Proben ohne einen externen Wasserdruck unter Wasser gelagert und geprüft. Während der Ermüdungsuntersuchungen unter Wasser wird hier von Auswaschungserscheinungen aus Rissen in Form von sichtbaren „Nebelschwaden“ berichtet. In Abbildung 2.17 sind diese „Nebelschwaden“ dargestellt.



Abbildung 2.17: „Nebelschwaden“ infolge eines Partikeltransports, hervorgerufen durch Wasserströmungen in Rissen bei zyklischer Beanspruchung aus [45]

Diese sichtbaren Auswaschungen in Abbildung 2.17 können nach [45] über einen längeren Zeitraum bzw. eine gewisse Lastwechselzahl beobachtet werden und führen zu einer zunehmenden Trübung des die Probe umgebenden Wassers im Versuchsbehälter.

Ein Wassertransport im Betongefüge zeigt sich nach Nygard et al. [10] auch durch aufsteigende Luftblasen an der Probenoberfläche. Hier wird vermutet, dass das Umgebungswasser kapillar in das Betongefüge eindringt und dadurch die Luft in Porenräumen verdrängt.

Muguruma et al. [9] gehen davon aus, dass der Wassertransport, wie er beispielsweise in Abbildung 2.17 zu sehen ist, in Mikrorissen oder Luftporen zu einer aufkeilenden Wirkung führt. Muguruma et al. gehen davon aus, dass nicht das gesamte Wasservolumen, das infolge der Rissöffnung in das Betongefüge eingedrungen ist, durch das Schließen des Risses wieder verdrängt werden kann. Das verbleibende Wasser würde somit einen Wasserdruck erzeugen, durch den ein Rissfortschritt beschleunigt werden würde. Die Keilwirkung des eingeschlossenen Wassers kann nach [9] zu Abplatzungen an der Betonoberfläche führen. Abplatzungen an der Betonoberfläche bis hin zu großflächigen Ausbrüchen wurden auch während der Ermüdungsversuche von Hümme [45] beobachtet. In Abbildung 2.18 sind verschiedene Arten von Abplatzungen dargestellt. In trockener Umgebung wurden in [45] solche Abplatzungen nicht beobachtet.

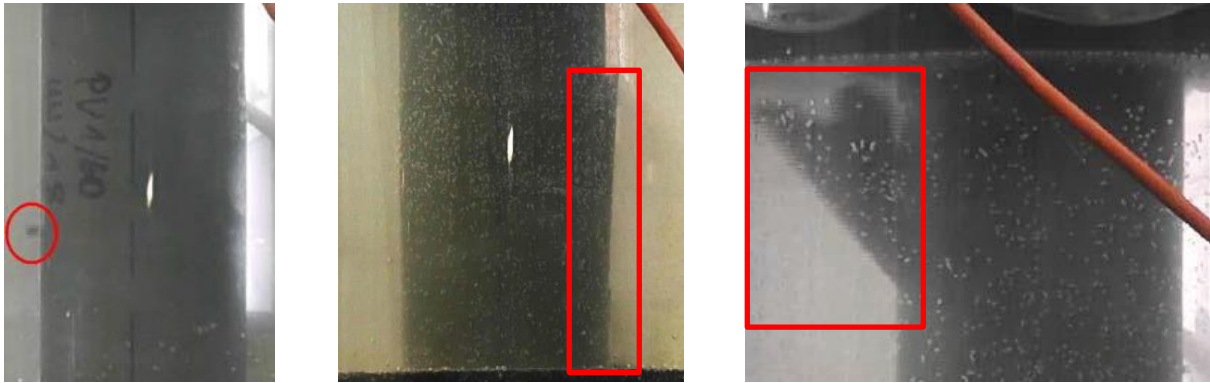


Abbildung 2.18: Abplatzung eines Feinmörtelplättchens nach ca. 30 % (links) und großflächige Ausbrüche nach ca. 95 % der Bruchlastwechselzahl am Probenrand (H/D = 180 mm/60 mm) (Mitte und rechts) aus [45]

Die Rissreibung bzw. innere Reibung verringernde Schmiereffekte des Wassers könnten nach [45] zu den Abplatzungen und Ausbrüchen führen. Nygard et al. [10] haben die Wassereindringfront infolge der zyklischen Beanspruchung an ihren Normalbetonproben visuell bestimmt. Es zeigte sich eine radiale Wassereindringfront bis zu 10 mm Tiefe. Die festgestellte Tiefe war dabei unabhängig vom Probendurchmesser. Basierend auf diesen Erkenntnissen wird in [10] davon ausgegangen, dass es sich bei Wirkung des Wasser auf den Ermüdungswiderstand von Beton um einen Randzoneneffekt handelt, der mit steigendem Durchmesser der Proben immer kleiner wird.

Nygard et al. [10] stellten in ihren Untersuchungen fest, dass sich die Versagensart bei den Ermüdungsversuchen unter Wasser von der in trockener Umgebung abwich. In trockener Umgebung war die Versagensart durch eine fortschreitende Entwicklung von vertikalen Rissen geprägt. Bei den wassergelagerten und unter Wasser geprüften Proben waren die Risse horizontal ausgerichtet und stärker verzahnt. Auch die Zeitspanne von der Rissinitiierung bis zum Versagen der Proben war unter Wasser kürzer. Mor et al. [3] finden in Bezug auf die Rissbildung Parallelen zum Ermüdungsverhalten wassergesättigter Steine, bei denen es infolge des Wassereintrittes zu einem zwei- bis dreimal schnelleren Risswachstum kommt.

Onoue und Matsushita [11] kommen in ihren Untersuchungen zu dem Ergebnis, dass die Sättigung des Betongefüges mit Flüssigkeiten, die eine hohe Oberflächenspannung besitzen, die Grenzflächenenergie zwischen Festkörper und Flüssigkeit herabsetzen. Dadurch wird weniger Energie benötigt, um Schädigung im Betongefüge zu erzeugen. Es kommt im Gegensatz zu trockenen Proben zu einem beschleunigten Schädigungsfortschritt. Dies müsste unabhängig von der Probengröße gelten, was den Vermutungen von [10] widerspricht.

2.3.7 Dehnungsentwicklung

Neben dem Ermüdungswiderstand, in Form von Bruchlastwechselzahlen, wurde bei den in der Literatur dokumentierten Untersuchungen zum Ermüdungsverhalten von Beton unter Wasser vereinzelt auch die Entwicklung der Probenstauchung aufgezeichnet. Diese wird im Allgemeinen als Dehnungsentwicklung bezeichnet.

In [8] werden die Dehnungsentwicklungen von trocken gelagerten und trocken geprüften Proben eines höherfesten Normalbetons (im Bereich vom C45/55) denen von trocken gelagerten und unter Wasser geprüften Proben gegenübergestellt (Abbildung 2.19). Es zeigt sich, dass die Dehnungsverläufe, unabhängig von der Prüfumgebung, einen typischen dreiphasigen Verlauf haben.

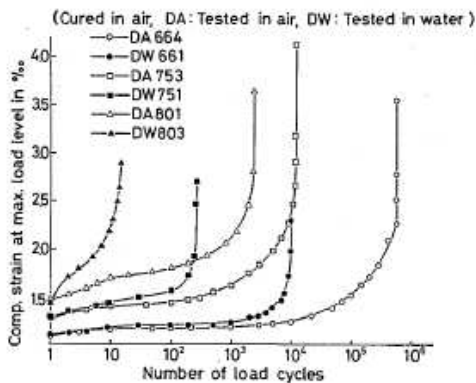


Abbildung 2.19: Dehnungsentwicklung eines normalfesten Betons in trockener Umgebung und unter Wasser aus [8]

Da die Streuungen der Bruchlastwechselzahl ungewöhnlich hoch sind, ist es zu bezweifeln, dass die dargestellten Versuche mit demselben Beanspruchungsniveau durchgeführt wurden. Weitere Erkenntnisse zum Wassereinfluss auf die Dehnungsentwicklung können daher aus Abbildung 2.19 nicht gezogen werden. Die Spannungs-Dehnungsbeziehungen von Ermüdungsversuchen für trocken gelagerte Proben aus normalfestem Beton, die mit einer bezogenen Oberspannung von $S_0 = 0,76$, entweder unter Wasser oder in trockener Umgebung geprüft wurden, sind vergleichend in Abbildung 2.20 dargestellt. Es zeigt sich, dass beide Proben unabhängig von der Prüfumgebung, im ersten Lastwechsel eine vergleichbare Oberdehnung erreichen, nachfolgend der Dehnungszuwachs je Lastwechsel für den unter Wasser geprüften Probekörper schneller voranschreitet. Trotzdem ist die Oberdehnung im letzten Lastwechsel des unter Wasser geprüften Probekörpers nur um ca. 0,3 ‰ kleiner als die des drittletzten Lastwechsels des trockenen Versuchs und das obwohl die Bruchlastwechselzahl deutlich kleiner ist. Die Bruchlastwechselzahlen der beiden Versuche unterschieden sich um den Faktor 27,5 ($N_{\text{Trocken}}/N_{\text{Wasser}} = 2.778/101$).

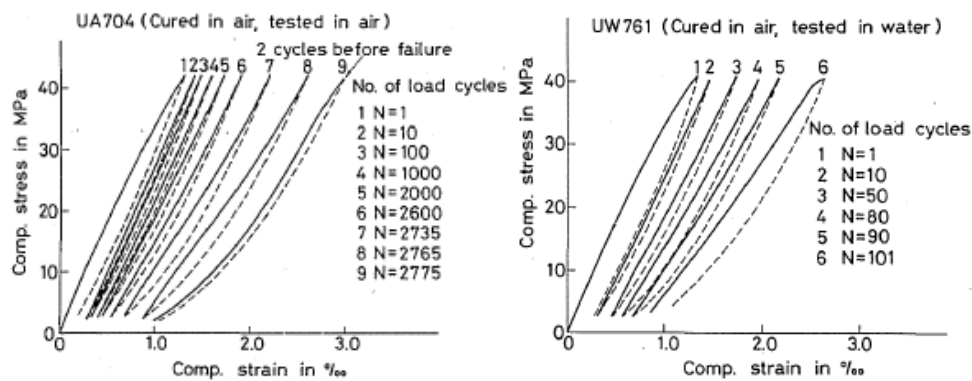


Abbildung 2.20: Spannungs-Dehnungsbeziehung eines normalfesten Betons im Ermüdungsversuch in trockener Umgebung (links) und unter Wasser (rechts) aus [8]

Die Spannungs-Dehnungsbeziehung für druckschwellbeanspruchte hochfeste Betonproben mit einem Wasserzementwert $w/z = 0,35$ bei einer bezogenen Oberspannung $S_O = 0,80$ wurden in [9] ausgewertet. Muguruma und Watanabe [9] stellten keinen Einfluss der Lagerungsart fest. Die Spannungs-Dehnungsbeziehungen im Ermüdungsversuch wurde für zwei Proben exemplarisch ausgewertet (Abbildung 2.21). Die Oberdehnung der beiden Proben nach 100 Lastwechseln beträgt nach Abbildung 2.21 $\epsilon_0 = 3,0 \text{‰}$. Die Oberdehnungen im letzten Lastwechsel unterscheiden sich jedoch, im Gegensatz zu den in Abbildung 2.20 dargestellten Ergebnissen, deutlich. Die Bruchdehnung der unter Wasser geprüften Probe beträgt $\epsilon_F = 4,0 \text{‰}$ (Abbildung 2.21, rechts) und die der trocken geprüften Probe fast $\epsilon_F = 5,0 \text{‰}$ (Abbildung 2.21, links). Der Unterschied in der absoluten Bruchlastwechselzahl kann mit Faktor 3,3 angegeben werden.

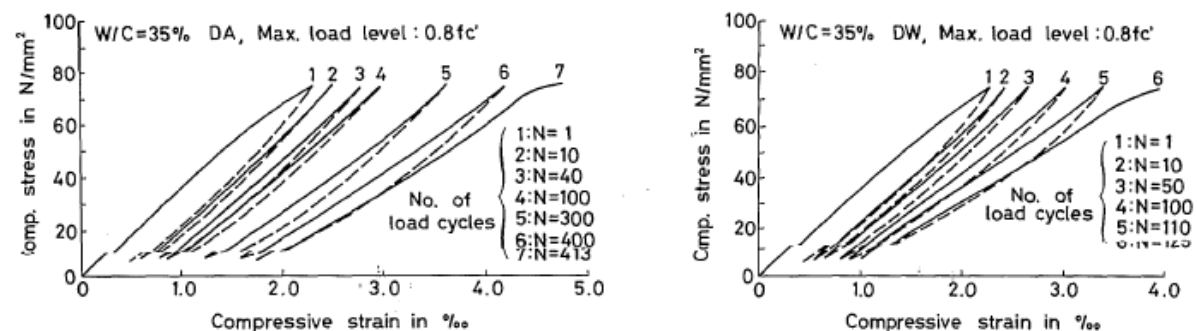


Abbildung 2.21: Spannungs-Dehnungsbeziehung für hochfesten Beton im Ermüdungsversuch in trockener Umgebung (links) und unter Wasser (rechts) aus [9]

Zusätzlich setzten Muguruma und Watanabe [9] während ihrer Ermüdungsversuche ein Gerät für die Schallemissionsanalyse ein. In Abbildung 2.22 sind die Ergebnisse der Dehnungsmessung und der Schallemissionsanalyse dargestellt. Muguruma und Watanabe [9] sind auf Basis ihrer Versuche der Auffassung, dass es durch eine aufkeilende Wirkung des Wassers infolge von Wasserpumpen in die Risse hinein zu

einer beschleunigten Rissausbreitung kommt, die sie als Hauptgrund für den kleineren Ermüdungswiderstand unter Wasser des untersuchten hochfesten Betons mit den verschiedenen w/z-Werten sehen. Die Ergebnisse der Schallemissionsanalyse sollen das nach [9] bestätigen, da der Anstieg der Summe der Schallereignisse für den Beton mit $w/z = 0,40$ für die unter Wasser geprüfte Probe (DW) fast doppelt so hoch war wie für die trocken geprüfte Probe (DA). Nach [9] zeige sich daran, dass die Mikrorissausbreitung infolge der zyklischen Beanspruchung unter Wasser beschleunigt sei. Dabei setzen die Autoren voraus, dass das Auftreten eines Schallsignals mit einem Schädigungsereignis gleichzusetzen ist.

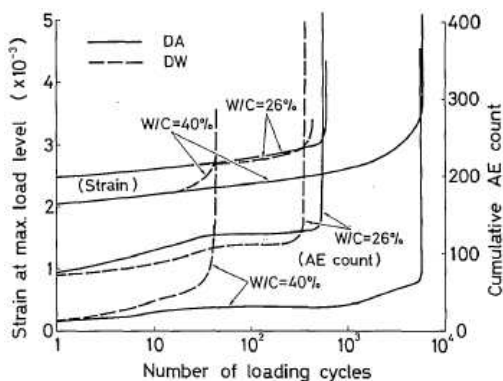


Abbildung 2.22: Ergebnisse einer Schallemissionsanalyse aus [9]

Nishiyama et al. [7] stellen ebenfalls Ergebnisse von Schallemissionsmessungen an zylindrischen Proben aus hochfestem Beton vor. Sie vergleichen dabei zwei Messungen, eine von einer trocken gelagerten und geprüften Probe und eine von einer trocken gelagerten und unter Wasser geprüften Probe. Bei der trocken gelagerten und geprüften Probe kam es innerhalb der 5.372 Lastwechsel bis zum Ermüdungsbruch zu einer Erhöhung der Oberdehnung um 2,1 ‰ und bei der trocken gelagerten und unter Wasser geprüften Probe zu einer Erhöhung der Oberdehnung um 0,9 ‰ innerhalb der 199 Lastwechsel bis zum Ermüdungsbruch. Für die Schallemissionsmessungen verwendeten sie vier Messsensoren, von denen zwei in der oberen und zwei in der unteren Druckplatte integriert wurden. Die Sensoren wurden an die Druckflächen der Probekörper angekoppelt. Die obere Reihe der Messsensoren war um 90 ° zu der unteren Reihe gedreht angeordnet. Über diese Anordnung war es mit Hilfe einer numerischen Berechnung möglich, den Ursprung des Schallereignisses zu lokalisieren. Auf Basis der unterschiedlichen Ankunftszeit des Schallereignisses bei den vier Messsensoren, kann die Position des Ursprungs im Nachhinein berechnet werden. Der Vergleich der Messergebnisse zeigt einen Unterschied im Versagensprozess, der nach Auffassung der Autoren mit der Umgebungsbedingung im Ermüdungsversuch verknüpft ist. Die Summe der Schallereignisse der trocken gelagerten und geprüften Probe war mit $q_{ty} = 1.516$ Ereignissen fast doppelt so hoch wie

die der trocken gelagerten und unter Wasser geprüften Probe mit $q_{ty} = 827$ Ereignissen. Die trocken gelagerte und geprüfte Probe versagte nachdem sich lokale Schädigungen im Verlauf des Ermüdungsversuchs über die gesamte Probe ausgebreitet hatten. Im Gegensatz dazu kam es zu einer Lokalisierung von Mikrorissen im oberflächennahen Bereich des Probekörpers der trocken gelagert und unter Wasser geprüft wurde. Diese Probe versagte, bevor die Mikrorisse sich in das Probeninnere ausgebreitet hatten. Den kleineren Ermüdungswiderstand führen die Autoren auf dieses Phänomen zurück, das auch für einen Randzoneneffekt des Wassereinflusses spricht.

Die Dehnungsentwicklung (Längs-/Querdehnung) infolge der zyklischen Druckschwellbeanspruchung unterschiedlich gelagerter und geprüfter Proben wurde von Nygard et al. [10] für Proben aus hochfestem Beton mit einem Durchmesser von 450 mm und einer Höhe von 1.350 mm bestimmt. Hierfür verwendeten sie je Probe 10 Dehnungsmessstreifen mit einer Länge von 120 mm, die sie auf der Mantelfläche in der Mittelsektion längs und quer zur Belastungsrichtung an den zylindrischen Proben anbrachten. Nygard et al. weisen darauf hin, dass nicht klar ist, ob mit dieser Anordnung der Dehnungsmessstreifen die letztendliche Schädigungszone messtechnisch abgedeckt ist. In Abbildung 2.23 sind die Dehnungsentwicklung bei Ober- und Unterspannung in Längsrichtung (longitudinal) und in Querrichtung (transversal) für je eine trocken gelagerte und geprüfte, eine versiegelte und eine unter Wasser gelagerte und geprüfte Probe dargestellt.

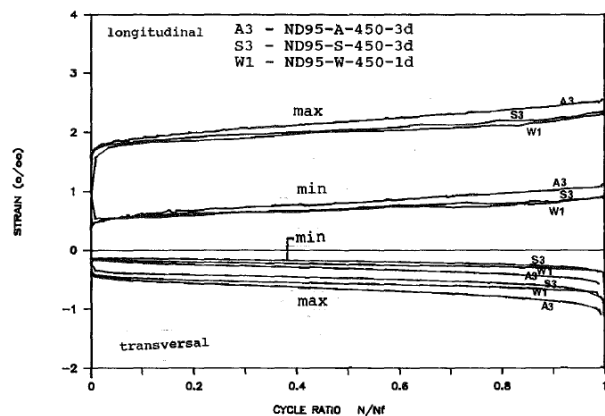


Abbildung 2.23: Entwicklung der Längs- (longitudinal) und Querdehnung (transversal) in Abhängigkeit der Lagerungs- und Prüfumgebung aus [10]

Die Dehnungsmessung zu Beginn des Versuchs ist nicht direkt vergleichbar, da die korrekte Beanspruchung innerhalb unterschiedlich vieler Lastwechsel aufgespannt wurde. Dennoch zeigen alle Dehnungsverläufe den für Ermüdungsversuche typischen dreiphasigen Verlauf. Für die Phase II, in der die Dehnung linear ansteigt, finden die Autoren keinen Hinweis auf einen Einfluss der Lagerungs- und Prüfumge-

bung. In Bezug auf die absoluten Dehnungswerte erreicht die unter Wasser gelagerte und geprüfte Probe in Krafrichtung und quer dazu die niedrigste Dehnung (Abbildung 2.23). Dies ist auch die Probe mit dem niedrigsten Ermüdungswiderstand. Wird die Volumendehnung im linearen Bereich der Dehnungsentwicklung betrachtet, so ist der Betrag der Verkürzung je Lastwechsel in Längsrichtung doppelt so groß wie der Betrag der Verlängerung in Querrichtung. Das Probenvolumen aller Proben wird infolge der Druckschwellbeanspruchung zunächst kleiner. Mit einem überproportionalen Anstieg der Dehnung in Phase III kommt es auch zu einer Zunahme des Probenvolumens bis zum Bruch. Es gibt keine Hinweise auf Unterschiede im Dehnungsverhalten, die sich durch die Lagerung und Prüfung unter Wasser begründen lassen. Innerhalb der einzelnen Prüfserien erreichen die Proben mit der niedrigsten Bruchlastwechselzahl immer die höchsten Beträge der Dehnung. Das deutet nach Nygard et al. [10] darauf hin, dass die Dehnungsmessung wahrscheinlich als eine Art der Messung der kumulierten Ermüdungsschädigung zu interpretieren ist, und daher bei gleichen Beanspruchungszuständen auch ungefähr die gleichen Grenzdehnungen beim Eintritt des Versagens zu erwarten sind.

Weiterhin wurde der Sekantenmodul ausgewertet. Dieser war zu Beginn der zyklischen Versuche ca. 20 % höher als im Versuch unter monoton steigender Beanspruchung, wo er für den Bereich bis 40 % der Druckfestigkeit bestimmt wurde. Der erhöhte Sekantenmodul zu Beginn des Ermüdungsversuchs ist vermutlich auf die höhere Belastungsgeschwindigkeit im Vergleich zum Versuch zur Bestimmung der Druckfestigkeit unter monoton steigender Beanspruchung zurückzuführen. Vor dem Versagen der zyklisch belasteten Proben erreichte der Sekantenmodul die Größenordnung von dem im Versuch unter monoton steigender Beanspruchung. Unterschiede, die auf die Lagerungs- und Prüfumgebung zurückgeführt werden könnten, wurden von Nygard et al. nicht festgestellt. Gleiches gilt auch für die Spannungs-Dehnungsbeziehung zu verschiedenen Lastwechseln.

Onoue und Matsushita [11] werten die Dehnraten der gemessenen Dehnungsentwicklungen während der Ermüdungsuntersuchungen mit hochfesten Betonproben, die in verschiedenen Prüflösungen gelagert und geprüft wurden, aus. Die Dehnraten werden im Allgemeinen als die Änderung der Dehnung über die Zeit verstanden. Im Zusammenhang mit der Betonermüdung ist die Dehnraten die Änderung der Dehnung pro Lastwechsel. Nach Sparks und Menzies [47] gibt es eine negative Korrelation zwischen der Dehnraten ($d\varepsilon/dN$) in der zweiten Phase (linearer Bereich) der Dehnungsentwicklung und dem Ermüdungswiderstand von Beton, wenn diese im doppelt logarithmischen Maßstab aufgetragen wird. Die Besonderheit bei diesen Untersuchungen war, dass die zylindrischen Proben mit Flüssigkeiten unterschiedlicher Oberflächenspannung gesättigt waren (vgl. Abschnitt 2.3.5). Onoue und Matsushita

bestätigen mit ihren Untersuchungen, dass mit steigender Oberspannung der Betrag der Dehnrates steigt und die Bruchlastwechselzahl sinkt (Abbildung 2.24). Daraus folgern sie, dass die Dehnrates ein Indikator für den Ermüdungswiderstand ist. Für den druckschwellbeanspruchten hochfesten Beton in [11] wird die Phase II zwischen einer bezogenen Lastwechselzahl N/N_f von 0,1 bis 0,8 angegeben. Für diesen Bereich finden die Autoren eine negative Korrelation, unabhängig von der Flüssigkeit, mit der die Proben gesättigt waren. In Abbildung 2.24 ist die Beziehung der Dehnrates in Phase II zum Ermüdungswiderstand für sämtliche Beanspruchungsniveaus dargestellt. Ein Vergleich zeigt, dass die Proben, die die höchste Dehnrates hatten, die niedrigste Bruchlastwechselzahl erreichten. Diese Proben waren mit der konzentrierten Salzlösung, die die höchste Oberflächenspannung besaß, gesättigt.

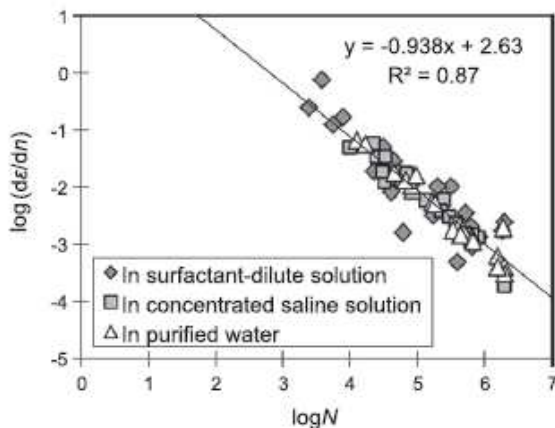


Abbildung 2.24: Dehnrates in Abhängigkeit der logarithmierten Bruchlastwechsel und der Prüflösung in der die Proben aus hochfestem Beton gelagert und geprüft wurden aus [11]

Im Zusammenhang mit der Dehnung im Ermüdungsversuch in trockener Umgebung wird von Murdock [48] angenommen, dass das Ermüdungsversagen von Beton bei einer Art Grenzdehnung eintritt. Nach [48] sei die Grenzdehnung unabhängig vom aufgetragenen Spannungsniveau und der Bruchlastwechselzahl immer gleich. Diese Hypothese konnte bisher weder widerlegt noch bestätigt werden.

2.4 Modellvorstellungen zur Ermüdungsschädigung auf Basis der inneren Dämpfung und der energetischen Betrachtung

Für ermüdungsbeanspruchten Beton existiert keine einheitliche und wissenschaftlich begründete Definition, was Ermüdungsschädigung ist und wie der Schädigungsvorgang bis zum Ermüdungsbruch verläuft. In jüngster Vergangenheit wurde versucht, die Ermüdungsschädigung mit Hilfe der eingetragenen Energie zu beschreiben. Nachfolgend werden daher einige Arbeiten zu diesem Thema vorgestellt. Dieser Ab-

schnitt soll zunächst ein grundlegendes Verständnis zum Begriff Energie im Zusammenhang mit ermüdungsbeanspruchtem Beton schaffen. Daran anschließend werden einige Arbeiten vorgestellt, die sich mit der dissipierten Energie von zyklisch belastetem Beton beschäftigen. Die nachfolgende Zusammenstellung erhebt nicht den Anspruch auf Vollständigkeit.

Im Ermüdungsversuch alterniert die mechanische Beanspruchung periodisch zwischen der bezogenen Ober- und Unterspannung. Damit einher geht ein periodisch wechselnder Temperaturgradient, der meist zu einem Temperaturanstieg, dessen Größe von der Beanspruchungsfrequenz abhängig ist, führt. Bei sehr hohen Frequenzen kommt es quasi zu adiabaten Verhältnissen, d. h. es bleibt keine Zeit für einen Wärmefluss. Die Probe heizt sich theoretisch unendlich auf. Im Gegensatz dazu wird bei sehr kleiner Beanspruchungsfrequenz immer ein Wärmegleichgewicht aufrechterhalten, sodass quasi isotherme Verhältnisse herrschen. In allen Fällen, die zwischen diesen Extremen liegen, wird dem schwingenden System nach [27] je Beanspruchungszyklus ein bestimmter Energiebetrag durch die Materialeigenschaft der inneren Dämpfung entzogen. Wichtige Mechanismen der inneren Dämpfung von Beton sind Energieverluste durch Diffusion von Feuchtigkeit oder Luft, innerer Reibung und Rissbildung an Grenzflächen. Da Beton ein Konglomerat aus Zementstein, Gesteinskörnung, Sand, Zusatzstoffen und -mitteln ist, sind die Grenzflächen zwischen den einzelnen Partikeln für die innere Dämpfung von Beton von besonderer Bedeutung. Dabei wird die Dämpfungserscheinung zwischen den Grenzflächen der unterschiedlichen Partikel als Strukturdämpfung (innere Reibung) verstanden. Ihre Hauptursache liegt in Schervorgängen an den Korngrenzen begründet [27]. Der Zementstein wird in diesem Zusammenhang als viskose und die Gesteinskörnung und der Sand als elastische Stoffphase verstanden. Die Strukturdämpfung kann nach [27] in drei verschiedenen Formen auftreten:

- durch trockene Reibung, die von der Dimension und der Intensität des Spannungszustands abhängig ist.
- durch flüssige Reibung (viskose Erscheinung), die abhängig von der Beanspruchungsgeschwindigkeit und der Temperatur ist.
- durch visko-elastische Zwischenlagen, die sich makroskopisch durch sehr ähnliche Erscheinungen wie die Dämpfung durch flüssige Reibung zeigen.

Dieterle [26] ergänzt die Strukturdämpfung noch um die Rissbildung an den Haftflächen. Bei der Rissbildung wird Schwingungsenergie zwischen benachbarten Partikeln dissipiert.

Im Rahmen dieser Arbeit steht die flüssige Reibung im Fokus der energetischen Betrachtung. Nach Teichen [27] kommt dieser im Beton eine große Bedeutung zu, da

immer ein gewisser Gehalt an verdunstbarem Wasser im Betongefüge vorhanden ist. Darüber hinaus liefern auch Anteile des Zements, die sich noch im Gel-Zustand befinden, einen Beitrag zur Strukturdämpfung. Das ist gerade für hochfeste Betone mit einem hohen Zementgehalt von Bedeutung.

Wird die Spannungs-Dehnungsbeziehung für eine harmonisch schwingende Beanspruchung aufgetragen, so zeigt sich für jeden Beanspruchungszyklus eine sogenannte Hysteresisschleife, die typischerweise ellipsenförmig ist (vgl. Abbildung 2.25).

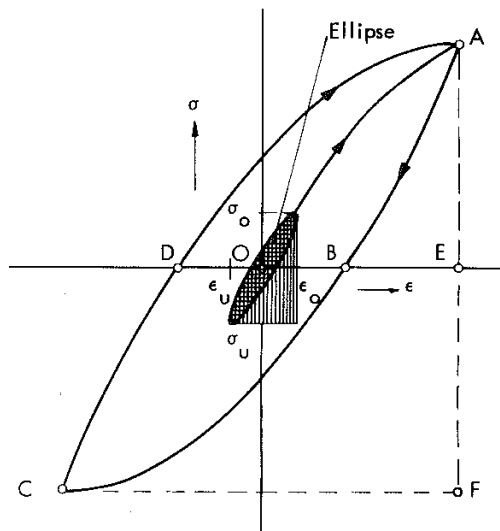


Abbildung 2.25: Spannungs-Dehnungsdiagramm (Hysteresisschleife) aus [27]

Die von der Hysteresisschleife eingeschlossene Fläche repräsentiert nach [49] die irreversible Energie der Verformung. Für Beton hat die Hysteresisschleife eine sichelförmig nach oben gekrümmte Form (s. a. Abbildung 2.28, links). Diese Form lässt auf ein sehr komplexes Stoffgesetz schließen, das nach [50] folgende Anteile enthalten müsste:

- einen linear-elastischen
- einen nichtlinear-elastischen, d. h. es kommt zu einer Verfestigung in höheren Spannungsbereichen, wodurch sich die Krümmung in Richtung der Spannungsachse erklären lässt (sichel-/bananenförmig).
- einen linear-viskosen, d. h. eine geschwindigkeitsproportionale Dämpfung, wodurch es zur Ausbildung der ellipsenförmigen Schleife kommt.
- und einen nichtlinear-viskosen, d. h. Dämpfung mit proportional höheren Potenzen der Geschwindigkeit, das heißt die Hysteresisschleife hat die Form eines aufgeblähten S.

Pfanner [51] setzt in seiner Arbeit voraus, dass die mechanische Schädigung von ermüdungsbeanspruchtem Beton in Form der dissipierten Energie betrachtet werden

kann. Seine Modellvorstellung beruht auf der Hypothese, dass die im Ermüdungsversuch in Schädigung dissipierte Energie der Energie gleicht, die im Versuch unter monoton steigender Beanspruchung aufgebracht werden muss, um denselben Schädigungszustand zu erreichen.

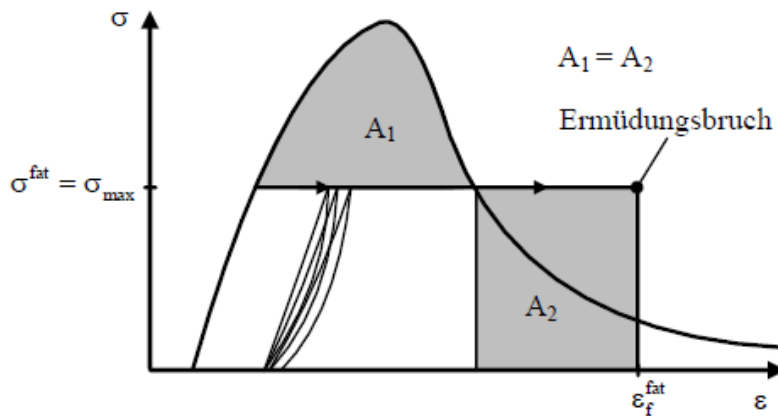


Abbildung 2.26: Hypothese gleicher infolge Schädigung dissipierter Energie bei zyklischer und monoton steigender Beanspruchung aus [51]

Die Abbildung 2.26 zeigt das von Pfanner vorausgesetzte Energiegleichgewicht. Es besagt, dass der Schädigungszustand, der sich infolge der Ermüdungsbeanspruchung bei Oberspannung (σ_{max}) einstellt, dem entspricht, der sich bei gleicher Beanspruchung im abfallenden Ast unter monoton steigender Beanspruchung einstellt. Das Energiegleichgewicht ist erreicht, wenn der Inhalt der Flächen A_1 und A_2 identisch ist. Als problematisch gilt bei diesem Modell, dass die abfallenden Äste der Spannungs-Dehnungslinien im Versuch unter monoton steigender Beanspruchung benötigt werden, da diese wesentlich für die Ergebnisse des Ermüdungsmodells sind. Versuchstechnisch ist es besonders für hochfeste Betone schwer diese überhaupt zu bestimmen, da hochfeste Betone ein sprödes Versagensverhalten aufweisen. Dieses erfordert eine sehr hohe Steifigkeit der Prüfmaschine und sehr niedrige Beanspruchungsgeschwindigkeiten im weggeregelten Versuch. Das Modell von Pfanner konnte bislang nicht widerspruchsfrei bestätigt werden [52].

Im Rahmen von experimentellen Untersuchungen zum Verformungs- und Degradationsverhalten von niederzyklisch belastetem, trocken gelagertem Normalbeton und selbstverdichtendem Beton führt Schwabach [53] unter anderem eine energetische Betrachtung durch. Er gibt an, dass für eine quantitative Auswertung der einzelnen Energieanteile eine konstante Be- und Entlastungsgeschwindigkeit, die Dauer von eventuellen Standzeiten und zum Einstellen eines Gleichgewichtszustands in der Mikrobetonstruktur ein mehrmaliges Aufbringen der Beanspruchung von Bedeutung sind. Er führt seine Untersuchungen daher mit konstanter Be- und Entlastungsgeschwindigkeit unter uniaxialer kurzzeitiger niederzyklischer Beanspruchung durch.

Die Höhe der Beanspruchung wählt er im niedrigen bis bruchnahen Bereich. Das Ziel dieser Untersuchungen war nicht das Generieren von Bruchlastwechselzahlen, sondern die Auswertung verschiedener Energieanteile, die sich aus der Spannungs-Dehnungsbeziehung errechnen lassen. Die von Schwabach zugrunde gelegte Aufteilung der Gesamtenergie ist in Abbildung 2.27 dargestellt. Die Gesamtenergie W setzt sich aus der dissipierten Strukturveränderungsenergie W_d , der durch reversibles Kriechen dissipierten Energie W_{cr} und der elastisch gespeicherten Energie W_{el} , gemäß Gleichung 2.2, zusammen.

$$W = W_d + W_{cr} + W_{el} \quad 2.2$$

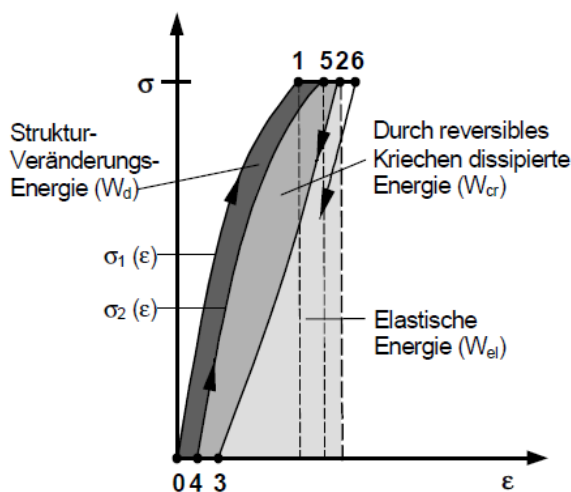


Abbildung 2.27: Aufteilung der Gesamtenergie für zyklisch belasteten Beton aus [53]

Nach Schwabach sind die Beträge der drei Energieanteile abhängig von der Beanspruchungshöhe. Nur ein kleiner Energiebetrag je Beanspruchungszyklus wurde für Strukturveränderungen und reversibles Kriechen dissipiert. Der elastische Energieanteil stellte den wesentlichen Energiebetrag der Gesamtenergie dar. Mit steigender Beanspruchung stiegen die drei Energieanteile überproportional an. Weiterhin zeigte sich, dass sich die Energiebeträge der Einzelkomponenten an der Gesamtenergie verschoben, sodass der Betrag der elastischen Energie zugunsten der dissipierten Energie infolge Strukturveränderung und reversiblen Kriechens kleiner wurde. Der Schädigungszuwachs, der in [53] durch die dissipierte Strukturveränderungsenergie W_d dargestellt wird, nahm infolge einer zyklisch aufgetragenen Beanspruchung gleicher Beanspruchungshöhe mit steigender Lastwechselzahl ab. Die dissipierte Energie für reversibles Kriechen nahm hingegen zu. Daraus schlussfolgert Schwabach, dass der Steifigkeitsabfall mit jedem Lastwechsel niedriger wird, aber auch nach mehreren Lastwechseln noch eine Degradation im Betongefüge vorhanden ist. Auf Basis seiner Versuchsauswertung zeigte Schwabach weiterhin, dass ungefähr 20 % der gesamten dissipierten Strukturveränderungsenergie der Mikrorissbildung zuzu-

schreiben ist, d. h. im überwiegenden Anteil wird im trockenen Beton Energie für interkristalline Strukturveränderungsprozesse dissipiert.

Onoue und Matsushita [11] führen ebenfalls eine energetische Betrachtung ihrer Untersuchungsergebnisse an sinusförmig belasteten Betonproben durch. Die Betonproben waren mit Flüssigkeiten, die unterschiedliche Oberflächenspannungen besaßen, gesättigt (vgl. Abschnitt 2.3.5). Nach Untersuchungen von [54] und [55] sind die mechanischen Eigenschaften von flüssigkeitsgesättigten zementbasierten Materialien abhängig von der Oberflächenspannung der sättigenden Flüssigkeit. Demnach steigen die mechanischen Eigenschaften mit sinkender Grenzflächenspannung durch die Verringerung der Oberflächenspannung der sättigenden Flüssigkeit. Die energetische Betrachtung von Onoue und Matsushita basiert, wie auch in [53], auf der Spannungs-Dehnungsbeziehung innerhalb eines Lastwechsels, der sogenannten Hysteresisschleife, wie in Abbildung 2.28 (links) zu sehen ist. Aufgrund der sinusförmigen Beanspruchung war die Beanspruchungsgeschwindigkeit jedoch nicht konstant.

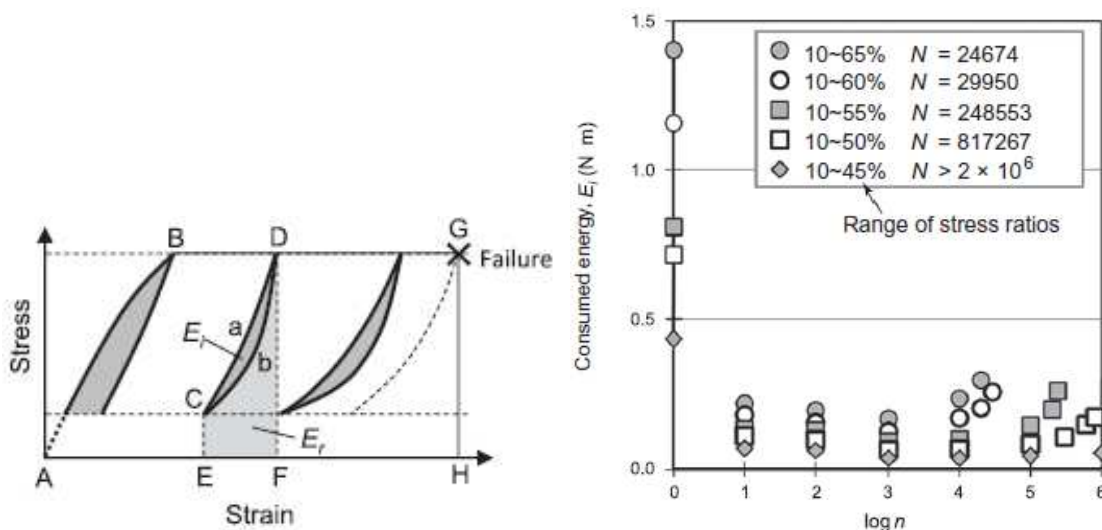


Abbildung 2.28: Definition der Energieanteile in der Spannungs-Dehnungsbeziehung für zyklisch belasteten HPC aus [11] (links), dissipierte Energie je Lastwechsel aus [11] (rechts)

Onoue und Matsushita [11] teilen die Hysteresisschleife ebenfalls in drei Energieanteile auf. Die Gesamtenergie ist die zwischen den Punkten „EaDF“ eingeschlossene Fläche (vgl. Abbildung 2.28). Die elastische Energie ist die Fläche unterhalb der Entlastungskurve, sie wird in Abbildung 2.28 durch die von den Punkten „DbCEF“ eingeschlossene Fläche repräsentiert. Die dissipierte Energie entspricht der Fläche zwischen der Entlastungskurve und der Beanspruchungskurve. Sie wird in Abbildung 2.28 durch die zwischen den Punkten „CaDbC“ eingeschlossene Fläche dargestellt. Der Anteil der dissipierten Energie setzt sich nach [11] hauptsächlich aus Wärme-

energie infolge innerer Reibung (Strukturdämpfung) und Rissbildungsenergie zusammen. Onoue und Matsushita leiten aus ihren Untersuchungen (in Abbildung 2.28, rechts) ab, dass die Bruchlastwechselzahl mit steigendem Betrag der dissipierten Energie im ersten Lastwechsel und steigendem Betrag des Mittelwerts der dissipierten Energie in der zweiten Phase der Dehnungsentwicklung, sinkt. In ihren Untersuchungen zeigte sich, dass bei der höchsten bezogenen Oberspannung ($S_O = 0,65$) der Mittelwert der Energie in der zweiten Dehnungsphase am höchsten war. Dieses Ergebnis deckt sich mit den Erkenntnissen von Schwabach für die Gesamtenergie W . Im Zusammenhang mit dem Einfluss der Betonfeuchte stellen die Autoren fest, dass die Sättigung des Betongefüges mit Flüssigkeiten verschiedener Oberflächenspannung die Grenzflächenenergie, die für die Bildung von Mikrorissen erforderlich ist, reduziert. Dies ist nach [11] auch an einem Anstieg der Dehnrate in Phase II der Dehnungsentwicklung zu erkennen. Dieser Anstieg ist gleichbedeutend mit einem beschleunigten Schädigungsfortschritt und letztendlich mit einem kleineren Ermüdungswiderstand.

Thiele [52] untersucht die Schädigungsevolution mit trockenen zylindrischen Betonproben unterschiedlicher Durchmesser unter hochzyklischer Beanspruchung ebenfalls unter anderem mit Hilfe einer energetischen Betrachtung. Hierfür kombiniert er in seinem Beanspruchungsprogramm sinusförmige Beanspruchungsintervalle mit Lastrampen konstanter Be- und Entlastungsgeschwindigkeit und einer definierten Haltezeit (Hysteresen). Thiele wertete mit Hilfe der Hysteresen verschiedene Flächenanteile aus, wobei diese in [52] um den elastischen Anteil und die innere Dämpfung bereinigt angegeben werden. Es wurden zwei Beanspruchungsniveaus gewählt, eines im unteren hochzyklischen Bereich ($S_O = 0,825/S_U = 0,425$) mit einer mittleren Bruchlastwechselzahl $N_f = 12.596$ und eines im oberen hochzyklischen Bereich ($S_O = 0,75/S_U = 0,35$) mit einer mittleren Bruchlastwechselzahl $N_f = 4.348.414$. Neben der Gesamtenergie $w_{f,d}$ wird auch die Energiegröße $w_{f,d2}$ ausgewertet, diese ergibt sich aus der Änderung der Spannungs-Dehnungsbeziehung im Belastungsast. Die Energiegröße $w_{f,d2}$ ist nach [52] nahezu unabhängig von plastischen und viskoplastischen Verformungsanteilen. Die Energieanteile sind in Abbildung 2.29 schematisch dargestellt. Ein Anteil für die dissipierte Energie infolge reversiblen Kriechens wird hierbei nicht berücksichtigt.

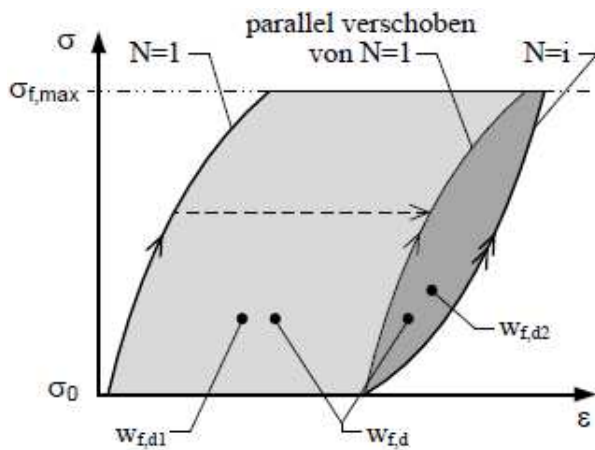


Abbildung 2.29: Darstellung der Energieanteile $w_{f,d}$ und $w_{f,d2}$ aus [52]

Grundsätzlich zeigten sich für die bestimmten Energiegrößen dreiphasige Verläufe, die unter anderem auch für die Dehnungsentwicklung typisch sind. Für die Gesamtenergie $w_{f,d}$ wurde deutlich, dass diese für die Versuche mit dem höheren Beanspruchungsniveau einen deutlich kleineren Betrag hatte (vgl. Abbildung 2.30). Das ist nach Thiele nachvollziehbar, da die Gesamtenergie durch plastische und viskose Verformungsanteile geprägt ist. Diese Anteile wurden bei der Auswertung nicht gesondert berücksichtigt. Der Verlauf für den Energieanteil $w_{f,d2}$ zeigte hingegen unabhängig vom Beanspruchungsniveau, dass die zyklische Beanspruchung zu einer kontinuierlichen Veränderung der Spannungs-Dehnungslinie im Belastungsast führt. Darüber hinaus zeigt Abbildung 2.30, dass nahezu identische Endbeträge dieses Energieanteils, trotz der deutlichen Unterschiede in den Lastwechselzahlen, erreicht werden.

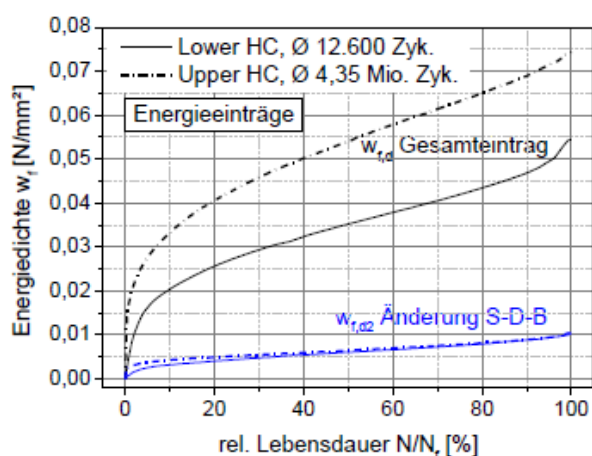


Abbildung 2.30: Vergleich der gemittelten Energieanteile aus [52]

Abbildung 2.31 zeigt einen Vergleich der beschriebenen Energieanteile für die untersuchten Probendurchmesser. Hierfür untersuchte Thiele neben Proben mit 100 mm

Durchmesser auch Proben mit 400 mm Durchmesser im unteren hochzyklischen Bereich, wobei $H/D = 3$ war. Der Umfang der Untersuchungen mit den großen Proben war mit zwei Proben sehr klein. Weiterhin wurde die Beanspruchungsfrequenz für diese Versuche prüftechnisch bedingt von $f_p = 5$ Hz auf $f_p = 1$ Hz reduziert. In Abbildung 2.31 sind die Energieanteile $w_{f,d}$ und $w_{f,d2}$ für die unterschiedlichen Probendurchmesser und Beanspruchungsniveaus getrennt dargestellt.

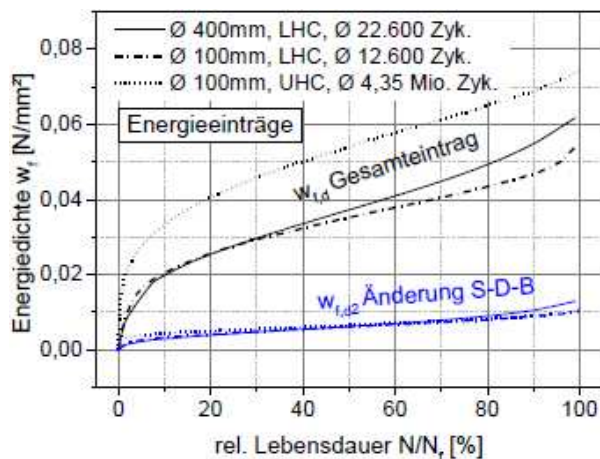


Abbildung 2.31: Vergleich der gemittelten Energieanteile in Abhängigkeit des Probendurchmessers aus [52]

Wie Abbildung 2.31 zeigt, verläuft die mittlere Gesamtenergie der Proben mit 100 mm Durchmesser bis ca. 30 % der bezogenen Lastwechselzahl N/N_f deckungsgleich mit der für die Proben mit 400 mm Durchmesser. Danach ist die Gesamtenergie der großen Proben höher, wobei die Differenz zwischen beiden Funktionen stetig zunimmt. Thiele führt diese Differenz auf einen höheren Energieeintrag zurück, der auf größeren Verformungen beruht. Es handelt sich dabei primär um einen Frequenzeinfluss, da die großen Proben mit einer Beanspruchungsfrequenz $f_p = 1$ Hz anstelle von $f_p = 5$ Hz geprüft wurden. Durch die niedrigere Beanspruchungsfrequenz/-geschwindigkeit ist nach [36] von größeren Verformungen innerhalb eines Lastwechsels auszugehen. Der Energieanteil $w_{f,d2}$ entwickelt sich für die großen Proben bis $N/N_f \approx 0,70$ identisch und erreicht beim Ermüdungsversagen einen etwas höheren Endwert. Basierend auf den Ergebnissen, könnte es sich bei dem Energieanteil $w_{f,d2}$ um ein Hilfsmittel handeln, den Schädigungszustand losgelöst vom Beanspruchungsniveau und der Probengröße zu beschreiben. Außerdem deutet diese Energiegröße auf eine Art Grenzwert, hin, bei dessen Erreichen das Ermüdungsversagen des Betons eintritt. Um hierzu jedoch eine verlässliche Aussage treffen zu können, bedarf es nach Thiele weiterer Forschung.

Mit diesem Abschnitt konnte gezeigt werden, dass mit der inneren Dämpfung und der energetischen Betrachtung zwei Hilfsmittel zur Verfügung stehen, mit denen es mög-

lich erscheint, die in der Literatur dokumentierten Unterschiede im Ermüdungswiderstand von Beton in Abhängigkeit der Umgebungsbedingungen zu beschreiben.

2.5 Arbeitsbereiche und abgeleitete Hypothesen

In der Literatur sind Untersuchungen zum Einfluss der Wasserlagerung auf den Ermüdungswiderstand überwiegend in Form von Bruchlastwechselzahlen druckschwellbeanspruchter Betone dokumentiert. Dabei wurde jedoch der Wassereinfluss zumeist als einer von mehreren Einflussgrößen untersucht. Außerdem kommen die verschiedenen Untersuchungen, die zum Teil sehr kleine Stichprobenumfänge haben, zu widersprüchlichen Ergebnissen. Darüber hinaus wurden die Probekörper oft nicht konsequent konditioniert, d. h. wassergelagerte Proben wurden teilweise in trockener Umgebung geprüft und konnten während der zum Teil mehrtägigen Versuche austrocknen. Zusammenfassend fand keine systematische Untersuchung zu den wirkenden Mechanismen und Effekten des Wassers bei zyklischer Druckschwellbeanspruchung auf den Ermüdungswiderstand bzw. die Dehnungs-, Steifigkeits- und Schädigungsentwicklung statt. Dabei scheint es sich bei der Feuchtigkeit um einen wesentlichen Einfluss auf den Ermüdungswiderstand zu handeln, der nicht allein durch den Bezug der Ermüdungsbeanspruchung auf die Druckfestigkeit unter monoton steigender Beanspruchung „wegnormiert“ werden kann. Damit besteht eine Wissenslücke, die eine zuverlässige Beurteilung des Ermüdungswiderstands von Beton verhindert.

Im Rahmen dieser Arbeit sollen die Hypothesen H1 bis H7, die sich aus dem Stand der Forschung ergeben haben, überprüft werden:

- H1 Da Wasser im Vergleich zum Zementsteingefüge nahezu inkompressibel ist, beteiligt es sich, solange es nicht aus den Poren verdrängt wird, am Lastabtrag. Infolge dieses Flüssigkeitsdrucks kann es auch zu wasserinduzierten Schädigungseffekten kommen. Unterhalb einer bestimmten Spannung kommt es zu einer Versteifung des Betons, oberhalb dieser Spannung kommt es zu einer zusätzlichen Schädigung.*
- H2 Oberhalb einer bestimmten Spannung sinkt der Wassereinfluss mit steigender Beanspruchung, da hier der spannungsinduzierte Schädigungszuwachs je Lastwechsel so groß ist, dass er den Wassereinfluss überdeckt.*
- H3 Der sich aus der Wasserlagerung bis zum Beginn der Ermüdungsuntersuchung ergebende höhere Wassergehalt im Betongefüge führt im Vergleich zur Lagerung in trockener Umgebung zu einer deutlichen Reduktion des Ermüdungswiderstands. Der Wassereinfluss auf den Ermüdungswiderstand durch*

die Lagerung unter Wasser ist größer als der durch die Ermüdungsprüfung unter Wasser.

- H4 Die Lagerung und Ermüdungsprüfung unter Wasser führt zu einem von der Lagerung und Ermüdungsprüfung in trockener Umgebung abweichenden Versagensverhalten.*
- H5 Der Wassereinfluss auf den Ermüdungswiderstand infolge der Ermüdungsprüfung unter Wasser ist ein Randzoneneffekt, der mit steigendem Probendurchmesser, bei konstantem H/D-Verhältnis, kleiner wird.*
- H6 Es existiert eine Grenzdehnung bzw. Grenzenergie bei deren Erreichen im Ermüdungsversuch das Versagen des Betons unabhängig von der Lagerung und Prüfung, dem aufgebrachten Spannungsniveau, der Probengröße und der Bruchlastwechselzahl eintritt.*
- H7 Der Einfluss der Probengröße auf den Ermüdungswiderstand von trocken gelagerten und geprüften Proben basiert im Wesentlichen auf Sekundäreffekten aus hygri-schen und thermischen Anteilen.*

Der Einfluss der Druckfestigkeit unter monoton steigender Beanspruchung auf den Ermüdungswiderstand von Beton unter Wasser wurde bereits in [46], [45], [33] und [56] thematisiert. Daraus ergibt sich, dass trotz der höheren Druckfestigkeit unter monoton steigender Beanspruchung von hochfesten Betonen, Vergussmörteln und –betonen im Vergleich zu Normalbeton ein wesentlicher Einfluss des Wassers auf den Ermüdungswiderstand vorhanden ist. Die Existenz eines Wassereinflusses auf den Ermüdungswiderstand von hochfestem Beton gilt als Voraussetzung für die experimentellen Untersuchungen im Rahmen dieser Arbeit. In [33] und [56] konnte zudem ein Einfluss der Beanspruchungsfrequenz zwischen 1 Hz und 10 Hz auf den Ermüdungswiderstand in trockener Umgebung und unter Wasser festgestellt werden. Bei den Versuchen in trockener Umgebung kam es zu einer starken Erwärmung der Proben bei $f_P = 10$ Hz. Es wird davon ausgegangen, dass die hohe Beanspruchungsfrequenz zu Sekundäreffekten führt, die den Ermüdungswiderstand in trockener Umgebung beeinflussen. Im Rahmen dieser Arbeit sollen grundsätzliche Unterschiede zwischen dem Ermüdungsverhalten in trockener Umgebung und unter Wasser herausgearbeitet werden. Ein darüberhinausgehender Einfluss hoher Beanspruchungsfrequenzen wird nicht thematisiert.

Kapitel 3

Experimentelle Untersuchungen

3.1 Konzeptionelle Überlegungen

Zur Überprüfung der vorgenannten Hypothesen sind vergleichende Ermüdungsuntersuchungen mit trocken gelagerten und geprüften Proben sowie unter Wasser gelagerten und geprüften Proben erforderlich. Ferner ist es notwendig nicht nur die Bruchlastwechselzahlen in den Fokus der Untersuchungen zu stellen, sondern auch die im Ermüdungsversuch auftretenden Dehnungen näher zu betrachten. Da bislang systematische Untersuchungen zum Wassereinfluss in der Literatur fehlen, stehen Untersuchungen zur Dehnungs-, Steifigkeitsentwicklung und zur dissipierten Energie unter Wasser im Vergleich zu trockenen Umgebungsbedingungen ermüdungsbeanspruchter hochfester Betonproben im Fokus dieser Arbeit. Im Rahmen der Ermüdungsuntersuchungen wird der Einfluss der bezogenen Oberspannung, der Probengröße und der Umgebung während der Lagerung und Prüfung betrachtet. Die Untersuchungen basieren auf der Arbeitshypothese, dass sich der Einfluss des Wassers bzw. des erhöhten Wassergehaltes im Betongefüge nicht nur durch eine Reduktion der Bruchlastwechselzahlen äußert, sondern auch in der Dehnungsentwicklung sichtbar ist. Weiterhin basieren die Untersuchungen auf der Arbeitshypothese, dass sich die Dehnung im Ermüdungsversuch aus spannungsabhängigen Dehnungsanteilen (elastische-, viskose- und plastische-Dehnung) und aus nicht spannungsabhängigen Dehnungsanteilen (Temperaturdehnung und hygrische-Dehnung) zusammensetzt, die nach dem Superpositionsprinzip überlagert werden können. Aus diesem Grund sollen das Kriech- und Rückkriechverhalten, die Temperaturentwicklung während der zyklischen Beanspruchung sowie das Trocknungsschwinden betrachtet und bei der Beurteilung berücksichtigt werden. Ein Überblick über die im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten experimentellen Untersuchungen gibt Abbildung 3.3.

3.2 Verwendeter Beton, Probenherstellung und Probenvorbereitung

Für die experimentellen Untersuchungen in dieser Arbeit wurde eine hochfeste Betonzusammensetzung ausgewählt. Die Betonzusammensetzung ist der Tabelle 3.1

zu entnehmen. Die Probenherstellung erfolgte in einzelnen Betonchargen (Ch.) A bis F zu jeweils 60 Liter Frischbeton in einem Gleichlauf-Zwangsmischer des Typs „Zyklos ZK 75 HE“. Die verwendeten Ausgangsstoffe entstammen allesamt der gleichen Charge, außer wenn das vom Hersteller empfohlene Verwendbarkeitsdatum überschritten wurde. Für die Probenherstellung wurde zunächst ungefähr dreiviertel der Menge des Splittes in die mattfeuchte Mischertrommel gefüllt. Danach wurden der Sand, der Zement und die Flugasche in die Mischertrommel gegeben. Mit der restlichen Menge des Splittes (Granitsplitt mit $E_{\text{stat}} \approx 47.000 \text{ MPa}$ [57]) wurden die Feinbestandteile (Sand, Zement CEM I 52,5 R mit $E_{\text{stat}} \approx 25.000 \text{ MPa}$ [57] und Flugasche) abgedeckt, um zu verhindern, dass größere Mengen während der Trockenmischphase (zur Homogenisierung) aus der Mischertrommel geschleudert werden. Im Anschluss erfolgte die Zugabe des Wassers, der Microsilica Slurry, des Fließmittels und des Entschäumers. Nach einer Gesamtmischzeit von 7,5 Minuten wurden die Frischbetontemperatur, das Ausbreitmaß nach [58], die Frischbetonrohddichte und der Luftporengehalt nach DIN EN 12350 [59] bestimmt. Diese Untersuchungen dienten der Qualitätskontrolle und der Vergleichbarkeit der Frischbetoneigenschaften der einzelnen Chargen.

Tabelle 3.1: Betonzusammensetzung

Hochfester Beton C80/95	Einheit	Wert
Größtkorndurchmesser	mm	8
Wasserzementwert (w/z-Wert)	-	0,33
Zementgehalt	kg/m ³	400
Wassergehalt	kg/m ³	115
Sandgehalt (0-2 mm)	kg/m ³	764
Gehalt grobe Gesteinskörnung	kg/m ³	941
Gehalt Flugasche	kg/m ³	100
Gehalt Microsilica Slurry	kg/m ³	60
Gehalt PCE-Fließmittel	kg/m ³	6,4
Gehalt Entschäumer	kg/m ³	0.8
Frischbetoneigenschaften		
Frischbetonrohddichte	kg/m ³	2410
Konsistenz	-	F5
Luftporengehalt	%	< 2,0

Es wurden Würfel mit einer Kantenlänge von 100 mm für die Bestimmung der Druckfestigkeit im Alter von 28 Tagen hergestellt. Die Würfel für die Bestimmung der Druckfestigkeitsklasse lagerten nach dem Ausschalen (1 d) einerseits nach DIN EN 12390-2 [60], d. h. bis zur Bestimmung der Druckfestigkeit nach 28 Tagen unter Wasser und andererseits im Normklima (20 °C, 65 % relative Luftfeuchte). Die Wür-

feldruckfestigkeit wurde nach DIN EN 206-1 [61] bestimmt. Infolge der Klimaraumlagerung ergab sich eine mittlere Würfeldruckfestigkeit von $f_{\text{cm,cube100,dry}} = 119$ MPa und bei der Wasserlagerung eine mittlere Würfeldruckfestigkeit von $f_{\text{cm,cube100,water}} = 124$ MPa. Somit entsprach der hochfeste Beton für beide Lagerungsbedingungen mindestens den Anforderungen der Druckfestigkeitsklasse C80/95 gemäß DIN EN 206-1 [61].

Die um ca. 5 % höhere mittlere Druckfestigkeit der wassergelagerten Betonwürfel lässt sich vermutlich auf im Vergleich zur Klimaraumlagerung bessere Hydratationsbedingungen zurückführen. Bei Betonen mit einem niedrigen Wasserzementwert (Wassermangel), hohen Bindemittelgehalten und latent hydraulischen puzzolanischen Zusatzstoffen (Flugasche und Microsilica), wie bei dem hier untersuchten hochfesten Beton, ist ein ausreichendes Wasserangebot während der Hydratation für die Festigkeitsentwicklung von besonderer Bedeutung.

Für die experimentellen Untersuchungen wurden zylindrische Probekörper mit einem Durchmesser von 60 mm, einer Höhe von 180 mm und einem Oberflächen-zu-Volumen-Verhältnis (A/V-Verhältnis) von 0,08 und solche mit einem Durchmesser von 100 mm, einer Höhe von 300 mm sowie einem A/V-Verhältnis von 0,05 verwendet. Das Höhen-zu-Durchmesser-Verhältnis (H/D-Verhältnis) von 3/1 wurde gewählt, um in der Mittelsektion des Probekörpers eine möglichst ungehinderte Querdehnung zu erreichen. Als Schalung für die zylindrischen Probekörper dienten PVC-Rohre (Einmalschalung), die auf eine Länge von 250 mm für die Proben mit einem Durchmesser von 60 mm und einer Länge von 350 mm für die Proben mit einem Durchmesser von 100 mm abgelängt wurden. Die Proben wurden mit einer größeren Höhe als erforderlich hergestellt, sodass im Rahmen der Probenvorbereitung am oberen und unteren Ende noch einige Zentimeter abgeschnitten werden konnten (s. a. Abschnitt 3.4). Die Einmalschalungen wurden am unteren Ende verschlossen und aufrecht in Hobbock-Eimer gestellt (vgl. Abbildung 3.1). Das Befüllen der Schalung erfolgte in zwei Lagen mit einer Schaufel. Beide Lagen wurden für 30 Sekunden auf einem Rütteltisch verdichtet. Aus einer Frischbetoncharge wurden maximal 80 zylindrische Proben mit einem Durchmesser von 60 mm bzw. 20 zylindrische Proben mit einem Durchmesser von 100 mm hergestellt. Nach Abschluss der Probenherstellung wurden die Hobbocks, in denen sich die Proben für die Versuche unter Wasser befanden, mit Wasser geflutet und die Schalungen vollständig mit Wasser überstaut. So wurde verhindert, dass Luft in die Randporen des Betons eingesaugt werden konnte. Abschließend wurden die Hobbock-Eimer mit den dazugehörigen Hobbockdeckeln verschlossen. Die Hobbocks mit den Proben für die Untersuchungen im Raumklima wurden nicht geflutet, sondern lediglich mit den Deckeln verschlossen,

um ein vorzeitiges Austrocknen zu verhindern. Entschalt wurden die zylindrischen Proben nach zwei Tagen.



Abbildung 3.1: PVC-Einmalschalung für die zylindrischen Proben, links H/D = 180 mm/60 mm, rechts H/D = 300 mm/100 mm

3.3 Umgebungsbedingungen für die Probenlagerung und Prüfung der zylindrischen Proben

Die Versuche zur Bestimmung der Referenzzylinderdruckfestigkeit f_{cm} bei monoton steigender Beanspruchung für die Ermüdungsuntersuchungen, die Versuche zur Bestimmung des statischen Elastizitätsmoduls und die Versuche bei quasi statischer Beanspruchung erfolgten entweder „unter Wasser“ oder „trocken“. Die beiden Umgebungsbedingungen (Umg.) sind wie folgt definiert:

3.3.1 Unter Wasser

Die Betonzylinder verblieben für 48 Stunden unter Wasser in der Schalung und lagerten nach dem Ausschalen bis zum Beginn der Untersuchungen bei 20 °C im Wasserbad. Die Versuchsdurchführung erfolgte unter Wasser mit raumtemperiertem Leitungswasser. Versuchsergebnisse für diese Lagerungs- und Prüfumgebung werden nachfolgend mit blauen Symbolen oder Linien dargestellt und kurz mit „Wasser“ bezeichnet.

3.3.2 Trocken

Nach dem Ausschalen lagerten die Proben unabgedeckt in einem Klimaraum bei 20 °C und 65 % relativer Luftfeuchte. Die Bestimmung der Bezugsdruckfestigkeit (Zylinderdruckfestigkeit bei monoton steigender Beanspruchung) und des Ermüdungswiderstands erfolgte im Raumklima. Davon abweichend wurden die Kriechversuche in einem Klimaraum durchgeführt, in dem eine Temperatur von 20 °C und eine relative Luftfeuchte von 65 % herrschte. Versuchsergebnisse für diese Lagerungs- und Prüfumgebung werden nachfolgend mit roten Symbolen oder Linien dargestellt und kurz mit „trocken“ bezeichnet.

3.4 Probenvorbereitung

Die Probenvorbereitung der zylindrischen Proben für die Bestimmung der Referenzdruckfestigkeit (f_{cm}) bei monoton steigender Beanspruchung, für die Ermüdungsversuche, die Versuche zur Bestimmung des statischen Elastizitätsmodul und des Kriechens begannen frühestens 14 Tage nach der Herstellung. Zunächst wurden einige Zentimeter an den Enden der Proben abgesägt, um eventuell gestörte Endbereich zu entfernen. Anschließend wurden die Proben planparallel geschliffen, die Probenvorbereitung endete mit dem Feinpolieren. Für die Vorbereitung wurden die Proben kurzzeitig ihren Lagerungsbedingungen entnommen und unmittelbar nach Abschluss des jeweiligen Arbeitsschritts ihren Lagerungsbedingungen wieder zugeführt. Die experimentellen Untersuchungen begannen frühestens im Alter von 28 Tagen.

3.4.1 Zusätzliche Messungen im Rahmen der Probenvorbereitung

Im Anschluss an das Feinpolieren wurden die fertig vorbereiteten zylindrischen Probekörper vermessen und gewogen. Die mittlere Höhe H der zylindrischen Proben wurde an drei um 120 ° zueinander versetzten Messachsen bestimmt (vgl. Abbildung 3.2: I, II, III). Der mittlere Durchmesser D wurde in drei Höhenlagen (vgl. Abbildung 3.2: D_O , D_M , D_U) bestimmt, er besteht aus dem Mittelwert des maximalen und minimalen Durchmessers der jeweiligen Höhenlage. Aus diesen Daten und dem Gewicht der Proben wurde das Volumen und die Festbetonrohddichte ermittelt.

Die Lagerung unter Wasser führte bei den Proben mit einem Durchmesser von 60 mm und einer Höhe von 180 mm zu einer im Vergleich zu den trocken gelagerten Proben um 0,6 % höheren mittleren Festbetonrohddichte mit $\rho_{m,Wasser} = 2.423 \text{ kg/m}^3$ anstelle von $\rho_{m,trocken} = 2.409 \text{ kg/m}^3$. Die unter Wasser gelagerten Proben mit $D = 100 \text{ mm}$ besaßen eine um 0,7 % höhere mittlere Festbetonrohddichte mit

$\rho_{m,Wasser} = 2.427 \text{ kg/m}^3$ im Vergleich zu $\rho_{m,trocken} = 2.410 \text{ kg/m}^3$. Die ausführlichen Ergebnisse sind dem Anhang (Tabelle A-1.1) zu entnehmen.

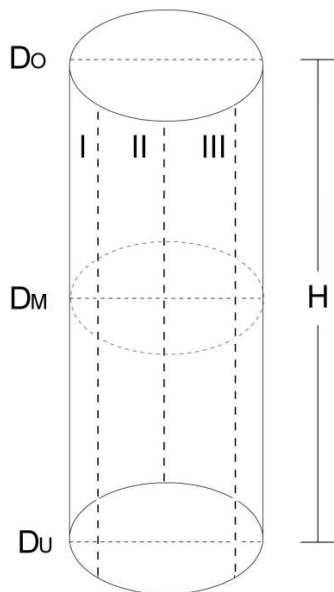


Abbildung 3.2: Schematische Darstellung der Messachsen der zylindrischen Probekörper

Nach dem Vermessen und Wiegen der Proben wurde abschließend die Resonanzfrequenz und der dynamische Elastizitätsmodul bestimmt. Am Institut für Baustoffe standen hierfür zwei Messgeräte zur Verfügung („RA100“ der Firma „Lang Sensorik GmbH“, „GrindoSonic MK4“ der Firma „JW Lemmens AIF Management BVBA“). Das Gerät „RA100“ misst die longitudinale Schallgeschwindigkeit, analysiert das Schallsignal und gibt die Resonanzfrequenz aus. Das „GrindoSonic MK4“ bestimmt die Eigenfrequenz der Flexurschwingung auf Basis der Laufzeit von zwei Perioden, aus der dann die Resonanzfrequenz errechnet wird. Mit Hilfe der geometrischen Daten der Probekörper und der Resonanzfrequenz kann der dynamische Elastizitätsmodul (E_{dyn}) berechnet werden. Die Berechnung des dynamischen Elastizitätsmoduls auf Basis der flexuralen Schwingung („GrindoSonic MK4“) erfolgte nach ASTM E1876-15 [62] mit Gleichung 3.1.

$$E_{\text{dyn},f} = 1,6067 \cdot \left(\frac{L^3}{D^4} \right) \cdot (m \cdot f_i^2) \cdot T_1' / 10^9 \quad 3.1$$

mit

m = Masse, g

D = Durchmesser, mm

L = Länge, mm

f_i = flexurale Resonanzfrequenz, Hz

T_1' = Korrekturfaktor der Biegeschwingsform unter Berücksichtigung des Durchmessers, der Querkontraktionszahl usw.

$$T_1' = 1 + 4,939 \cdot (1 + 0,0752 \cdot \mu + 0,8109 \cdot \mu^2) \cdot \left(\frac{D}{L} \right)^2 - 0,4883 \cdot \left(\frac{D}{L} \right)^4$$

$$- \left[\frac{4,691 \cdot (1 + 0,2023 \cdot \mu + 2,173 \cdot \mu^2) \cdot \left(\frac{D}{L} \right)^4}{1 + 4,754 \cdot (1 + 0,1408 \cdot \mu + 1,536 \cdot \mu^2) \cdot \left(\frac{D}{L} \right)^2} \right]$$

mit

μ = Querdehnzahl des Betons, 0,2 nach [12]

Für die Bestimmung des dynamischen Elastizitätsmoduls auf Basis der Messwerte, die mit dem RA100 (longitudinal Schwingung) bestimmt wurden, wurde die Gleichung 3.2 verwendet:

$$E_{\text{dyn},l} = 16 \cdot m \cdot f_l^2 \cdot \left[\frac{L}{\pi \cdot D^2 \cdot K} \right] \quad 3.2$$

mit

f_l = longitudinale Resonanzfrequenz, Hz

K = Korrekturfaktor der Longitudinalschwingsform unter Berücksichtigung des Durchmessers/Längenverhältnisses, der Querkontraktionszahl usw.

$$K = 1 - \left[\frac{\pi^2 \cdot \mu^2 \cdot D^2}{8 \cdot L^2} \right]$$

Während der Messung von E_{dyn} mit dem Messgerät „RA100“ ist es möglich, Informationen zur inneren Dämpfung bzw. des logarithmischen Dekrements Λ des zu erhalten. Hierfür wird das Abklingverhalten des hochfesten Beton nach Anregung mit der Eigenfrequenz analysiert (s. a. Abbildung 2.2).

3.5 Versuchsprogramm

Einen Überblick über die im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten experimentellen Untersuchungen und Versuchsrandbedingungen gibt Abbildung 3.3.

<i>Charge</i>				
A	B	D	E*	F
<i>Versuch</i>				
Druckfestigkeit				
Dynamischer Elastizitätsmodul				
Ermüdungswiderstand*				
			Elastizitätsmodul	
				Kriechen [#]
<i>Probengröße H/D [mm]</i>				
180/60				
300/100			300/100	
<i>Lagerungs- und Prüfumgebung</i>				
trocken				
Wasser				
				[#] trocken, Normklima
			*Wasser, versiegelt	

Abbildung 3.3: Überblick über die experimentellen Untersuchungen

Der Umfang der Ermüdungsuntersuchungen mit den jeweiligen Versuchsrandbedingungen wird in Abbildung 3.4 gegeben.

Charge				
A	B	D	E*	F
Probengröße H/D [mm]				
180/60				
300/100			300/100	
Lagerungs- und Prüfumgebung				
trocken				
Wasser				
			*Wasser, versiegelt	
Bezogene Ober-/Unterspannung (S_o/S_u)				
0,80/0,05				
				0,74/0,05
0,70/0,05				0,70/0,05
			0,65/0,05	
0,60/0,05				
			0,55/0,05	

Abbildung 3.4: Überblick über die Ermüdungsuntersuchungen und die Versuchsrandbedingungen

Es existiert auch eine Betoncharge C, die Probekörper dieser Betoncharge ($H/D = 300 \text{ mm}/100 \text{ mm}$) wurden für Ermüdungsuntersuchungen im Very-high-cycle-fatigue-Bereich ($N > 10^7$) verwendet. Für diese Versuche wurde eine Resonanzprüfmaschine eingesetzt die die Proben mit einer Beanspruchungsfrequenz $f_p > 70 \text{ Hz}$ zyklisch belastet. Die trocken gelagerten Proben wurden vor Beginn der Ermüdungsuntersuchungen bei 105 °C bis zur Massenkonstanz getrocknet und in trockener Umgebung geprüft. Die Ergebnisse sind in [56] dokumentiert.

3.5.1 Versuche unter monoton steigender Beanspruchung

Für die Ermüdungsuntersuchungen, die Untersuchungen zum Elastizitätsmodul und des Kriechens wurde zunächst die mittlere Druckfestigkeit (f_{cm}) unter monoton steigender Beanspruchung benötigt. Diese wurde unmittelbar vor Beginn der genannten Untersuchungen an mindestens drei Probekörpern derselben Charge, die identisch gelagert und vorbereitet wurden, wie die Proben für die Folgeuntersuchungen, bestimmt. Im Ermüdungsversuch schwingt die Beanspruchung zwischen der Ober-

spannung σ_O und der Unterspannung σ_U . Die Prüfspannungen ergeben sich aus dem gewählten Beanspruchungsniveau, das aus der bezogenen Ober- und Unterspannung (S_O, S_U) besteht. Bei S_O und S_U handelt es sich um auf die mittlere Druckfestigkeit unter monoton steigender Beanspruchung bezogene Größen ($S_O = \sigma_O/f_{cm}$ bzw. $S_U = \sigma_U/f_{cm}$).

Die Spannungsgeschwindigkeit $\dot{\sigma}$ zur Bestimmung von f_{cm} wurde nach DIN EN 12390-3 [63] zu $\dot{\sigma} = 0,5 \text{ MPa/s}$ gewählt. Das entspricht für die Proben mit einem Durchmesser von 60 mm einer Prüfkraftsteigerung von 1,41 kN/s bzw. 3,93 kN/s für die Proben mit einem Durchmesser von 100 mm. Die mittlere Druckfestigkeit f_{cm} wurde für jede Charge, jeden Probendurchmesser und jede Lagerungsbedingung bestimmt.

Für die Kriechuntersuchungen wurde der statische Elastizitätsmodul E_{stat} bzw. E_b unmittelbar vor Beginn der Untersuchungen benötigt. Er wurde an einer trocken gelagerten und einer unter Wasser gelagerten Probe bestimmt. Unter Zuhilfenahme der Ergebnisse konnten die elastischen Verformungen $\varepsilon_{\text{el},t_0}$ in den Kriechuntersuchungen bestimmt werden. Die Bestimmung von E_b erfolgte nach DIN 1048-5 [64] mit einer Spannungsgeschwindigkeit $\dot{\sigma}$ von 0,5 MPa/s, einer Oberspannung von $\sigma_O = 1/3 \cdot f_{cm}$ und einer Unterspannung von $\sigma_U = 0,5 \text{ MPa}$. Der zugrundeliegende Spannungs-Zeit-Verlauf ist in Abbildung 3.5 zu sehen. Der statische Elastizitätsmodul wird aus der Differenz der zugehörigen Werte der Spannung und Dehnung der Punkte A und B errechnet.

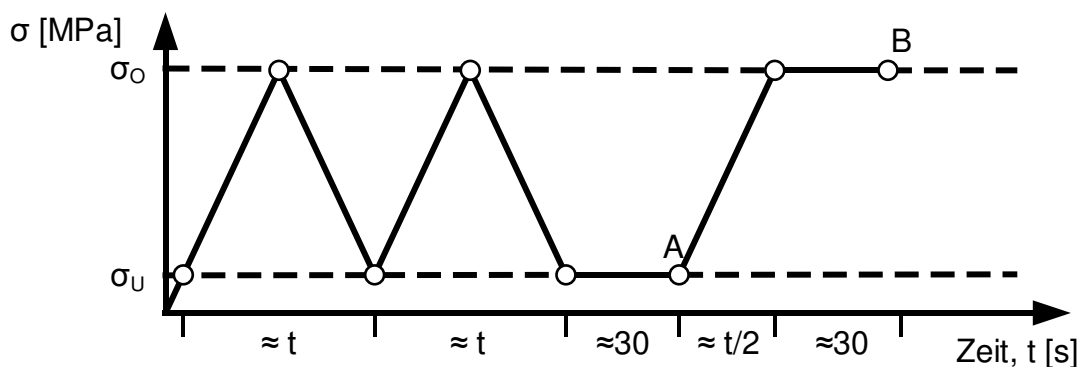


Abbildung 3.5: Spannungs-Zeit-Verlauf zur Bestimmung des statischen Elastizitätsmoduls [64]

3.5.2 Versuche bei quasi statischer Beanspruchung

Mit Proben der Betoncharge F wurden zeitgleich zu den Ermüdungsversuchen Kriechversuche durchgeführt. Die Kriechversuche sollten Ergebnisse dazu liefern, wie hoch der Anteil der viskoelastischen und viskoplastischen Verformungen an der

Ermüdungsdehnung ist. Dazu wurden drei trocken gelagerte und drei unter Wasser gelagerte Proben zeitgleich untersucht. Das Trocknungsschwinden $\varepsilon_{s,t}$ wurde ebenfalls bestimmt. Hierfür lagerte eine unbelastete Probe der gleichen Betoncharge mit gleichen Abmessungen in unmittelbarer Nähe der trockenen Kriechproben. Die wassergelagerten Proben wurden mit dem in Abschnitt 3.7 vorgestellten Prüfaufbau unter Wasser belastet. Die klimaraumgelagerten Proben wurden im Klimaraum (20 °C, 65 % r. F.) geprüft. Das Probenalter zu Beginn der Kriechuntersuchungen betrug 35 Tage. Unmittelbar vor Beginn wurde die Druckfestigkeit in Abhängigkeit der Lagerungsbedingung und der statische Elastizitätsmodul bestimmt.

Die Kriechspannung wurde innerhalb der 28 Tage andauernden Kriechuntersuchungen in vier Blöcken variiert. Ein Beanspruchungsblock bestand aus einer Beanspruchungsphase (Kriechen) mit einer Dauer $t_k = 72$ h und Entlastungsphase (Rückkriechen bei vollständiger Entlastung) mit einer Dauer $t_r = 96$ h, wie Abbildung 3.6 zu entnehmen ist. Die gewählten bezogenen Kriechspannungen ($S_k = \sigma_k / f_{cm}$) wurden entsprechend dem Mittelspannungsniveau, dem kriechaffinen Beanspruchungsniveau S_{cr} nach [65] und dem Oberspannungsniveau der zeitgleich durchgeführten Ermüdungsversuche ($S_O/S_U = 0,70/0,05$, $0,60/0,05$) gewählt. Die bezogenen Kriechspannungen innerhalb der einzelnen Blöcke sind in Tabelle 3.2 nach dem chronologischen Ablauf dargestellt.

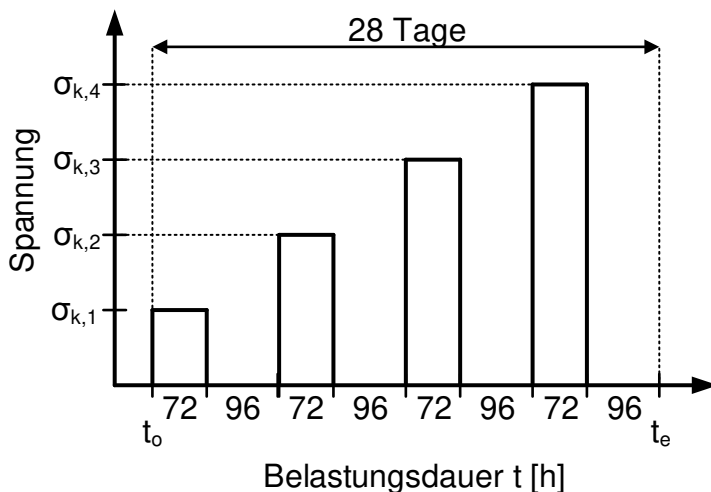


Abbildung 3.6: Ablauf der Kriechuntersuchungen

Nach Abschluss der Kriechuntersuchungen wurde für sämtliche Proben der statische Elastizitätsmodul erneut bestimmt. Um eine Festigkeitssteigerung durch eine eventuelle Nacherhärtung sichtbar zu machen, erfolgte abschließend die Prüfung der Druckfestigkeit unter monoton steigender Beanspruchung gemäß Abschnitt 3.5.1.

Tabelle 3.2: Beanspruchungsniveaus der Kriechuntersuchungen

Block	$S_{k,i}$	$\sigma_{k,i,TR}$	$\sigma_{k,i,UW}$	entspricht:		
				S_M für S_O/S_U	S_{cr} für S_O/S_U	S_O
	[-]	[MPa]	[MPa]	[-]	[-]	[-]
1	0,375	44,72	44,71	0,70/0,05	0,60/0,05	
2	0,447	53,31	53,30		0,70/0,05	
3	0,600	71,56	71,54			0,60
4	0,700	83,48	83,47			0,70

3.5.3 Versuche unter Druckschwellbeanspruchung

Im Rahmen dieser Arbeit wurden ausschließlich Ermüdungsversuche unter Druckschwellbeanspruchung durchgeführt. Das heißt, dass gemäß Abbildung 3.7, sowohl die obere Prüfkraft F_O als auch die untere Prüfkraft F_U im Druckbereich lagen. Die bezogene Oberspannung S_O betrug zwischen 80 % und 55 % und die bezogene Unterspannung S_U konstant 5 % der mittleren Druckfestigkeit unter monoton steigender Beanspruchung f_{cm} . Aufgrund der zu erwartenden Streuungen wurden mindestens drei Wiederholungsversuche durchgeführt. Auf Basis von Literaturergebnissen und Vorversuchen wurde mit einer einheitlichen Beanspruchungsfrequenz $f_p = 1$ Hz geprüft. Dies stellt einen Kompromiss hinsichtlich der zu erwartenden Probenerwärmung infolge der zyklischen Beanspruchung und der erforderlichen Versuchsdauer dar. Durch dieses Vorgehen sollte verhindert werden, dass die Ergebnisse der Versuche in trockener Umgebung von der Versuchsdurchführung übermäßig beeinflusst werden.

Ein Ermüdungsversuch endete, wenn entweder die Probe versagte oder eine vorher definierte Anzahl von Lastwechseln überschritten wurde. Der Ermüdungswiderstand dieser sogenannten „Durchläufer“ ist unbekannt. Die Durchläufer wurden auf Veränderungen der Masse, des dynamischen und statischen Elastizitätsmoduls und der Druckfestigkeit unter monoton steigender Beanspruchung untersucht.

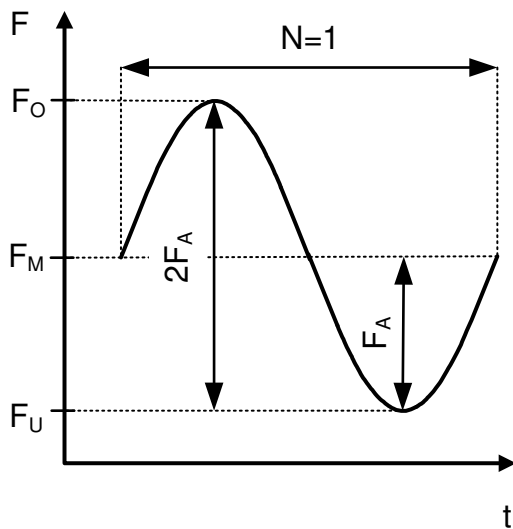


Abbildung 3.7: Schematischer Kraft-Zeit-Verlauf

3.5.4 Bestimmung des Trocknungsschwindmaßes bei erhöhter Temperatur

Beim Trocknungsschwinden kommt es zu einer Volumenverringerung infolge der Abgabe von nicht chemisch oder physikalisch gebundenem Wasser. Das Trocknungsschwinden ist lastunabhängig und hängt wesentlich von der relativen Luftfeuchte und der Umgebungstemperatur ab. Es wurde erwartet, dass es innerhalb der zum Teil mehrtägigen Ermüdungsversuche in trockener Umgebung (Raumklima) zu einer Austrocknung der Proben infolge der im Vergleich zur Lagerung im Klimaraum niedrigeren relativen Luftfeuchte kommt. Darüber hinaus wurde auf Basis von Tastversuchen infolge der zyklischen Beanspruchung mit einer Erwärmung der Proben im Bereich von $\Delta T < 10 \text{ K}$ gerechnet. Durch die Erwärmung entsteht ein Dampfdruckgefälle zwischen Probekörper und Umgebung, das zu einer Austrocknung des Probekörpers und einer Volumenverringerung führt. Die Volumenverringerung ist unabhängig von der Ermüdungsbeanspruchung und erhöht die gemessene Dehnung im Ermüdungsversuch.

Das Trocknungsschwinden wurde in Anlehnung an [66] bestimmt. Drei Proben mit einem Durchmesser von $D = 60 \text{ mm}$ und einer Höhe von $H = 180 \text{ mm}$ der Betoncharge D wurden verwendet. Die Proben wurden nach der Probenvorbereitung in mehrere Lagen Adhäsionsfolie eingewickelt, um ein Austrocknen während der Lagerung im Klimaraum zu verhindern. Zum Prüfbeginn der Schwinduntersuchungen waren die Proben 488 Tagen alt und hatten trotz der Folienumwicklung im Mittel $4,8 \text{ g}$ ($0,4 \text{ M.-%}$) Gewicht verloren. Zur Bestimmung des Trocknungsschwindmaßes wurden drei um 120° zueinander versetzte Messstrecken mit einer Länge von 100 mm

in Probenlängsrichtung festgelegt und mit Messmarken beklebt (Abbildung 3.8, links). Die vorbereiteten Proben wurden dann 14 Tage in einem Trockenschrank bei 30 °C gelagert. Diese Temperatur wurde in Anlehnung an die maximal gemessene Oberflächentemperatur während der Ermüdungsversuche in trockener Umgebung gewählt (vgl. Abbildung 6.6 in Abschnitt 6.1.3). Das Trocknungsschwindmaß wurde mit Hilfe eines sogenannten Setzdehnungsmessers, der auf die Messmarken gesetzt wird, bestimmt (Abbildung 3.8, rechts). Die Bestimmung des Trocknungsschwindmaßes infolge der erhöhten Temperatur ($\epsilon_{s,t,\Delta T}$) erfolgte mindestens einmal täglich über eine Dauer von 14 Tage nach Gleichung 3.3.

$$\epsilon_{s,t,\Delta T} = \frac{(l_{t,\Delta T} + l_0)}{l_0} \quad 3.3$$



Abbildung 3.8: Probekörper zur Bestimmung des Trocknungsschwindmaßes (links), Probekörper mit aufgesetztem Setzdehnungsmesser (rechts)

3.6 Verwendete Maschinenteknik

Im Mittelpunkt dieser Arbeit standen experimentelle Untersuchungen zum Ermüdungswiderstand bzw. dem Ermüdungsverhalten von hochfestem Beton unter Wasser im Vergleich zu trockenen Umgebungsbedingungen (s. a. Abschnitt 3.3).

Die Ermüdungsversuche wurden in einer servohydraulischen Universalprüfmaschine mit einer maximalen Nennlast von 2,5 MN des Herstellers „Walter und Bai“ durchgeführt. Die Druckschwellbeanspruchung wurde im Ermüdungsversuch in Form einer Sinuswelle mit einer Beanspruchungsfrequenz $f_p = 1$ Hz (s. a. Abschnitt 3.5.3) auf die Probekörper aufgebracht. Die Lastaufbringung des Prüfzylinders der servohydraulischen Universalprüfmaschine erfolgte ausschließlich kraft geregelt. Der Kraftaufnehmer (2,5 MN Kraftmessdose), der das Kraftsignal lieferte, nach dem die Regelung

der Maschine erfolgte, ist auf der unbewegten Seite, d. h. oben im Querhaupt angebracht (Abbildung 3.9, links). Die Prüfmaschine inklusive der Kraftmessdose war kalibriert. Der Kraftaufnehmer entsprach den Anforderungen der Genauigkeitsklasse 0,5 nach DIN EN ISO 7500-1 [67].

Die Referenzdruckfestigkeit f_{cm} , die als Bezugsfestigkeit für die Beanspruchungsniveaus der zyklischen Versuche und für die Beanspruchungsniveaus der Kriechversuche benötigt wurde, wurde ebenfalls mit der 2,5 MN servohydraulischen Universalprüfmaschine bestimmt.



Abbildung 3.9: 2,5 MN servohydraulische Universalprüfmaschine (links) und 5 MN servohydraulische Universalprüfmaschine (rechts)

Für die Bestimmung der Würfeldruckfestigkeit bei monoton steigender Beanspruchung im Alter von 28 Tagen konnte eine 5 MN-Universalprüfmaschine der Firma „Toni“ verwendet werden (Abbildung 3.9, rechts).

Die Kriechversuche wurden in Prüfständen, die von der Materialprüfanstalt für das Bauwesen Hannover (MPA-Bau Hannover) entwickelt und gebaut wurden, durchgeführt. Dabei handelt es sich um drei baugleiche Vier-Säulen-Prüfrahmen mit im Rahmenfuß montierten einfach wirkenden Hydraulikzylindern der Firma „Lukas“ (Abbildung 3.10). Bei einem Betriebsdruck von 400 bar können diese Hydraulikzylinder Prüfkräfte von 2 MN erreichen. In Abhängigkeit der Probenabmessungen ist es möglich, bis zu drei Proben gleichzeitig in diesen Prüfrahmen zu untersuchen. Für die zentrische Lasteinleitung sind die Druckplatten kugelig gelagert. Die Prüfstände

stehen in einem Klimaraum, der mit 20 °C und 65 % relativer Luftfeuchte klimatisiert ist.



Abbildung 3.10: Vier-Säulen Prüfraumen (drei Stück) für die Kriechversuche

3.7 Entwickelte Versuchsaufbauten

Für die Versuche unter monoton steigender Beanspruchung zur Bestimmung der Referenzdruckfestigkeit f_{cm} und die Ermüdungsversuche in trockener Umgebung und unter Wasser wurde ein selbstentwickelter Versuchsaufbau verwendet. Der Versuchsaufbau ermöglicht die Beanspruchung der Betonprobe bei gleichzeitiger Wasserbeanspruchung oder ohne Wasserfüllung im Raumklima. Durch die Ausführung des Wasserbehälters in Acrylglas ist es möglich, die Schädigungsentwicklung aus jeder beliebigen Richtung visuell zu dokumentieren (Abschnitt 6.3). Der Versuchsaufbau ist in Abbildung 3.11 schematisch dargestellt.

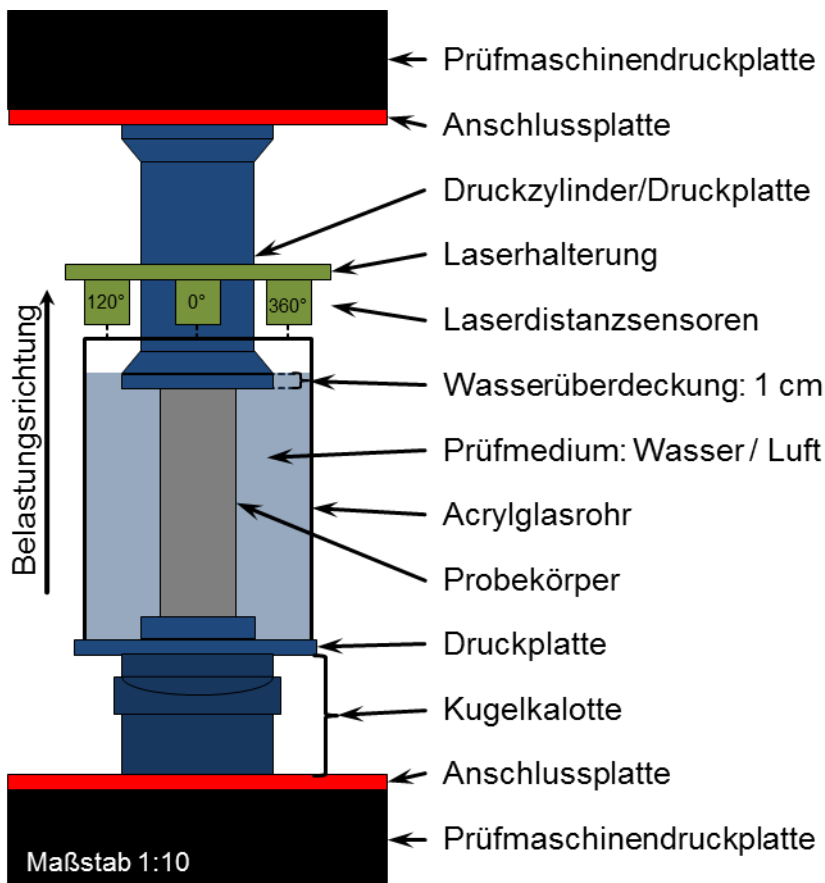


Abbildung 3.11: Schematische Darstellung des Versuchsaufbaus zur Bestimmung der Druckfestigkeit und des Ermüdungswiderstands in trockener Umgebung und unter Wasser

Ein Foto des wassergefüllten Versuchsaufbaus mit einem eingebauten Betonzylinder aus dem in dieser Arbeit verwendeten hochfestem Beton mit 60 mm Durchmesser und 180 mm Höhe ist in Abbildung 3.12 zu sehen. In Abhängigkeit der verwendeten Probengröße wurden zwei unterschiedlich lange Acrylglasrohre verwendet. Für die Proben mit einem Durchmesser von 60 mm und einer Höhe von 180 mm wurde ein Acrylglasrohr mit einer Länge von 300 mm und einem Innendurchmesser von 200 mm verwendet. Das Wasservolumen für die Versuche unter Wasser betrug bei dieser Proben- und Acrylglasrohrgröße ca. 5 Liter. Das Acrylglasrohr für die Proben mit einem Durchmesser von 100 mm und einer Höhe von 300 mm hatte bei gleichem Innendurchmesser eine Höhe von 400 mm und ein Wasservolumen von ca. 7 Liter. Der Versuchsaufbau verfügt weiterhin über eine eigene Kugelkalotte, sodass die Kugelkalotte der Prüfmaschinen nicht verwendet wurde. Die mit den Druckflächen der Probe in Kontakt stehenden Stahlteile (Druckzylinder, Druckplatte) des Versuchsaufbaus bestehen aus gehärtetem Stahl der Sorte 90MnCrV8 mit einer Härte von 56 HRC.



Abbildung 3.12: Versuchsaufbau in der 2,5 MN servohydraulischen Universalprüfmaschine, Betonzylinder H/D = 180 mm/60 mm

Für die Kriechversuche unter Wasser wurde ein Versuchsaufbau entwickelt. Dieser besteht aus einem wassergefüllten KG-Rohrstück mit einem Innendurchmesser von 125 mm, zwei Druckplatten und zwei Aluminiumringen. Auf die untere Druckplatte wird das Muffenstück des KG-Rohres wasserdicht gestülpt und die obere Druckplatte wird mittig auf dem Probekörper ausgerichtet. Die obere Druckplatte besitzt eine ausreichende Höhe, um in das KG-Rohr und das darin befindliche Wasser hineinzuragen. Weiterhin kann über eine Bohrung in der oberen Druckplatte der Wasserstand im Inneren angepasst werden. Der obere Aluminiumring dient zur Aufnahme von drei um 120° zueinander versetzten induktiven Wegaufnehmern und der untere Ring als Messpunkt. Die Ringe werden außerhalb des KG-Rohres montiert. Die Aluminiumringe sind jeweils mit drei radial angeordneten, um 120° zueinander versetzten Schrauben versehen, mit denen sie auf der Betonprobe verspannt werden. Die Durchdringungen des KG-Rohres durch diese Schrauben werden mit Gummi-Kabeldurchführungen (vgl. Abbildung 3.13) abgedichtet. Um eine ungehinderte Messung der Probenstauchung zu gewährleisten, werden die Durchdringungen mit dem dreifachen Durchmesser (15 mm) des Schraubenschafts (5 mm) der Schrauben für das Verspannen der Ringe auf der Betonprobe gebohrt. Für die Versuche in trockener Umgebung werden nur die beiden Aluminiumringe benötigt. Die verwendeten Versuchsaufbauten sind in Abbildung 3.13 dargestellt. Diese Aufbauten wurden zwischen den kugelig gelagerten Druckplatten der vier Säulen Prüfraumen eingebaut.



Abbildung 3.13: Versuchsaufbau für die Kriechversuche unter Wasser (links) und in trockener Umgebung (rechts)

3.8 Verwendete Messtechnik

Während der Versuche unter monoton steigender Beanspruchung zur Bestimmung der Referenzzyylinderdruckfestigkeit f_{cm} und der Ermüdungsversuche wurden die aufgebrachte Prüfkraft der servohydraulischen Universalprüfmaschine, der Hub des Hydraulikzylinders, die axialen Verformungen (vgl. Abbildung 3.12) und verschiedene Temperaturen kontinuierlich aufgezeichnet. Die Messfrequenz, mit der diese Messwerte gespeichert wurden, betrug 100 Hz. Die axialen Verformungen wurden berührungslos mit Laserdistanzsensoren vom Typ „Welotec AWLG 008 S“ mit einer Auflösung von $0,5 \mu\text{m}$ erfasst. Die Laserdistanzsensoren haben einen Messbereich von 26 – 34 mm und eine Messfrequenz von bis zu 5.000 Hz. Gemessen wurde auf weiße, matte Messpunkte, die auf der oberen Stirnfläche des Acrylglasrohres verschraubt waren. Die Anordnung der Sensoren erfolgte um 120° versetzt zueinander um den Probekörper herum (Abbildung 3.12). Die gesamte Messkette für die Verformungsmessung (Laserdistanzsensoren und Messwertaufnehmer vom Typ „HBM Quantum MX 840B“) wurde nach DIN EN ISO 9513 [68] durch die Materialprüfanstalt für Werkstoffe und Produktionstechnik kalibriert (Genauigkeitsklasse 0,5).

Aus [69] und [70] ist bekannt, dass es infolge der zyklischen Beanspruchung in Abhängigkeit von der Beanspruchungsfrequenz und des Beanspruchungsniveaus zu einer Erwärmung des Probekörpers kommen kann. Um mögliche Temperaturdehnungen der Proben bei der späteren Auswertung berücksichtigen zu können, wurden

drei Oberflächentemperaturen auf dem Betonzylinder gemessen. Die Messung erfolgte in Probenmitte und am Probenrand (ca. 1 cm von der oberen und unteren Druckplatte entfernt). Weiterhin wurde die Oberflächentemperatur des Druckzylinders in Zylindermitte, die Oberflächentemperatur des Acrylglasrohres außen an drei Punkten (oben, mittig, unten) und innen (mittig), die Wasser- bzw. Lufttemperatur im Prüfraum des Versuchsaufbaus und die Umgebungstemperatur im Prüfraum der Prüfmaschine aufgezeichnet. Für diese Messungen kamen „RS Pro Thermoelemente“ vom Typ K zum Einsatz. Die genannten Oberflächentemperaturen wurden benötigt, um Temperaturdehnungen bei der späteren Datenauswertung zu kompensieren (vgl. Abschnitt 3.9). Durch das Öffnen des Hallentors, die Erwärmung der Prüfmaschine durch das Hydrauliköl und die zyklische Beanspruchung kam es zu Temperaturschwankungen der Umgebungstemperatur in der Prüfhalle.

Die Probenstauchung während der Versuche unter quasi statischer Beanspruchung wurde mit induktiven Wegaufnehmern mit einem Nennmessweg von 2 mm und einer Messfrequenz von 100 Hz mit Hilfe eines Messwertaufnehmers vom Typ „HBM Quantum MX 840B“ aufgezeichnet.

Für die Bestimmung des statischen Elastizitätsmoduls wurde der in Abbildung 3.14 dargestellte Messaufbau in der 2,5 N servohydraulischen Universalprüfmaschine verwendet. Die Probenstauchung wird mit zwei gegenüberliegenden Sensoren vom Typ „HBM DD1“, die fest mit einer Messklammer verbunden sind, zwischen den Drittelpunkten der Probenlängsachse gemessen. Auch hier erfolgte die Messwerterfassung mit Hilfe des Messwertaufnehmers vom Typ „HBM Quantum MX 840B“ und einer Messfrequenz von 100 Hz.



Abbildung 3.14: Versuchsaufbau zur Bestimmung des statischen Elastizitätsmoduls

3.9 Auswertung der Messdaten

3.9.1 Bruchlastwechselzahlen

Die Bruchlastwechselzahlen N_f differieren in Ermüdungsversuchen mit unterschiedlichen Beanspruchungsniveaus und unterschiedlichen Umgebungsbedingungen zum Teil um mehrere Zehnerpotenzen. Hinzu kommen innerhalb eines Beanspruchungsniveaus nicht unerhebliche Streuungen der Bruchlastwechselzahlen, die im Allgemeinen hauptsächlich auf Streuungen der Druckfestigkeit der einzelnen Proben zurückgeführt werden können. Um die große Bandbreite der Bruchlastwechselzahlen dennoch zusammenhängend darstellen zu können, werden sogenannte Wöhlerdiagramme verwendet. Hierfür wird die Bruchlastwechselzahl N_f logarithmiert ($\log N_f$) auf der Abszisse über die bezogene Oberspannung S_O auf der Ordinate aufgetragen. Dabei führt der logarithmische Maßstab dazu, dass Unterschiede in den Bruchlastwechselzahlen mit zunehmender Größenordnung der Bruchlastwechselzahlen gestaucht werden. Für die Bewertung und Interpretation der Ergebnisse kann es sinnvoll sein, auch die Bruchlastwechselzahlen N_f zu betrachten (Anhang A-4.1). Durch welche Größen ein Lastwechsel charakterisiert wird, veranschaulicht die Abbildung 3.7. In Abhängigkeit des Beanspruchungsniveaus und der Probengröße kam es bedingt durch die Regelungstechnik der Prüfmaschine innerhalb der ersten Lastwechsel meistens zu einem Über- bzw. in seltenen Fällen zu einem Unterschwingen der Spannungsamplitude (vgl. Abbildung 3.15).

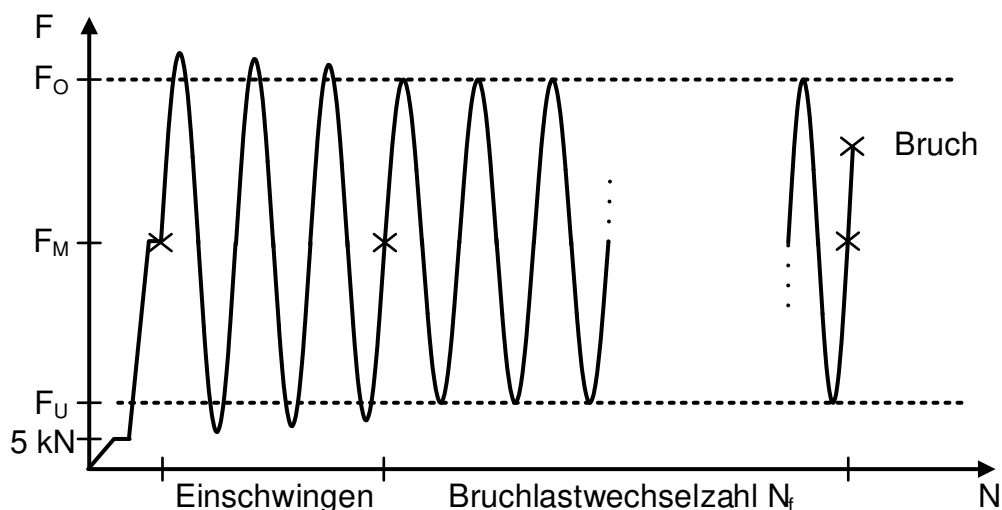


Abbildung 3.15: Schematische Darstellung des Einschwingvorgangs

Da für die Durchführung von Betonermüdungsversuchen keine Regelwerke existieren, fehlen auch Informationen, wie mit diesen Lastwechseln im Rahmen des „Einschwingvorgangs“ in Bezug auf die Bruchlastwechselzahl (N_f) umgegangen werden

kann. Daher wurde sich an den Regelungen der DIN 50100 [71], die die Durchführung von Schwingfestigkeitsversuchen für metallische Werkstoffe regelt, orientiert. In Anlehnung daran wurde während des Einschwingvorgangs ein Lastwechsel, bei dem der Sollwert der oberen Prüfkraft F_O und/oder der unteren Prüfkraft F_U um mehr als 3 % über- bzw. unterschritten wurde, nicht in der Bruchlastwechselzahl berücksichtigt. Die Bruchlastwechselzahl N_f stellt demnach die Anzahl der Schwingspiele zwischen dem ersten Lastwechsel im eingeschwungenen Zustand und dem letzten vollständigen Lastwechsel vor dem Versagen dar. Die bezogene Bruchlastwechselzahl N/N_f ergibt sich ebenfalls aus diesem Bereich, in dem der letzte Lastwechsel $N/N_f = 1,0$ ergibt.

Aufgrund der zu erwartenden Streuungen der Bruchlastwechselzahlen werden Mittelwerte bestimmt und ausgewertet. Für die Mittelwertbildung bieten sich zwei verschiedene Möglichkeiten an, wie Gleichung 3.4 und 3.5 zeigen.

$$\log N_{f,m} = \log \left(\frac{\sum_{i=1}^n N_i}{n} \right) \quad 3.4$$

$$\log N_{f,m} = \frac{\sum_{i=1}^n \log N_i}{n} \quad 3.5$$

Im Rahmen dieser Arbeit wurden die Mittelwerte nach Gleichung 3.5 gebildet.

3.9.2 Dehnungsentwicklung

Die Axialverformungen wurden, wie im vorherigen Abschnitt beschrieben, mit Hilfe von drei Laserdistanzsensoren gemessen. Für die Auswertung wurde das arithmetische Mittel der drei Einzelwerte gebildet. Die Messdatenaufzeichnung begann nachdem eine Vorlast von 5 kN aufgebracht und einige Zeit konstant gehalten wurde. Durch dieses Vorgehen sollten Setzungen, deren Ursprung lediglich in einem Anpressen der Komponenten des Prüfstands begründet waren, vorweg genommen werden.

Die Auswertung der Spannungs-Dehnungsbeziehung unter monoton steigender Beanspruchung erfolgte auf Basis des ungefilterten Datensatzes und der jeweiligen mittleren Probenabmessung. Wird in diesem Zusammenhang von der Druckfestigkeit unter monoton steigender Beanspruchung f_c gesprochen, ist hiermit stets der Maximalwert der ertragenen Beanspruchung des betrachteten Probekörpers gemeint. Der dazugehörige Wert der Dehnung stellt in dieser Arbeit die Bruchdehnung unter monoton steigender Beanspruchung ϵ_c dar.

Für die Auswertung der Axialverformungen während der zyklischen Druckschwellbeanspruchung wurde zunächst eine Filterung der Messdaten vorgenommen, aus der nur die Extremwerte der Axialverformung bei F_O und F_U resultierten. Die axiale Stauchung, nachfolgend Dehnung genannt, wurde bei Oberspannung und Unterspannung unter Zuhilfenahme der mittleren Probenlänge (vgl. Abschnitt 3.4.1) bestimmt.

Da der Ermüdungsbruch nach Oneschkow [36] meist im Bereich vor bzw. nach dem Überschreiten der Oberspannung zu erwarten ist, unterscheiden sich die in diesem Zustand wirkenden Spannungen von Probe zu Probe. Aus diesem Grund wird in Anlehnung an das Vorgehen in [36] zwischen der Ermüdungsbruchdehnung und dem Dehnungswert zum Zeitpunkt des Probekörperversagens unterschieden. Dabei wird die Differenz des Dehnungswerts bei Ober- bzw. Unterspannung, die zwischen dem letzten vollständigen Lastwechsel und dem ersten Lastwechsel im eingeschwungenen Zustand (s. a. Abschnitt 3.9.1) entsteht, als Ermüdungsbruchdehnung ($\epsilon_O^B - \epsilon_O^0$, $\epsilon_U^B - \epsilon_U^0$) bezeichnet und nicht der Dehnungswert zum Zeitpunkt des Probekörperversagens (ϵ^F). Die Abbildung 3.16 veranschaulicht diese Definition.

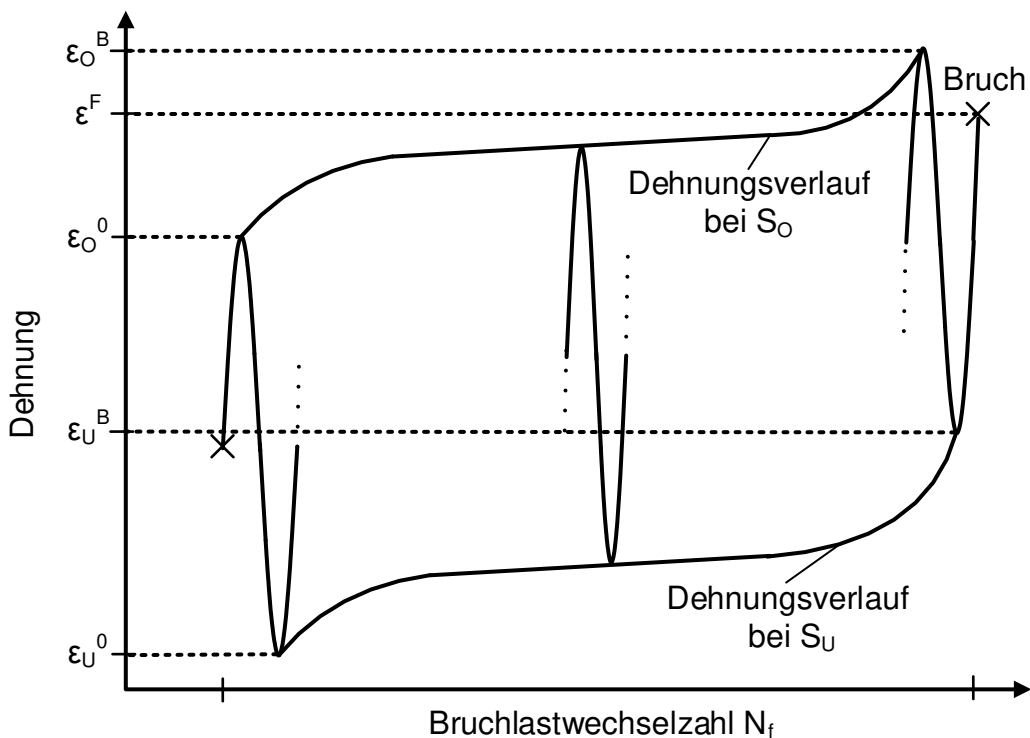


Abbildung 3.16: Definition der Ermüdungsbruchdehnung (schematisch)

Aufgrund von Temperaturschwankungen während der Ermüdungsversuche (vgl. Abschnitt 3.8) kam es zu zusätzlichen temperaturbedingten Verformungen. Diese stehen nicht im Zusammenhang mit der akkumulierten Dehnung (ϵ) infolge der Druckschwellbeanspruchung. Je nach Wirkrichtung erhöhen oder verringern diese die messtechnisch erfasste Dehnung, wie Abbildung 3.17 verdeutlicht.

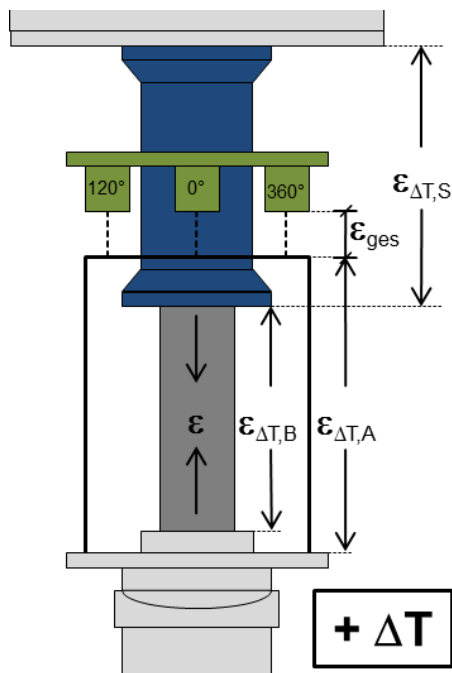


Abbildung 3.17: Schematische Darstellung der Wirkrichtung der Temperaturdehnung

Zur Berücksichtigung der temperaturbedingten Dehnungsanteile wurden diese mit Hilfe der gemessenen Oberflächentemperaturen des Druckzylinders, der mittleren Oberflächentemperatur der Betonprobe nach Gleichung 3.11 und des Acrylglasrohres nach Gleichung 3.12 unter Verwendung der nachfolgenden Temperaturexpansionskoeffizienten α_T berechnet (s. a. Gleichung 3.10):

$$\alpha_{T,\text{Beton}} = 1,1 \cdot 10^{-5} \text{ K}^{-1} [72]$$

$$\alpha_{T,\text{Acryl}} = 7,0 \cdot 10^{-5} \text{ K}^{-1} [73]$$

$$\alpha_{T,\text{Stahl}} = 1,2 \cdot 10^{-5} \text{ K}^{-1} [74]$$

Die Auswertung der Kriech- und Trocknungsschwinddehnung erfolgte nach [64]. Die Kriechdehnung ergibt sich aus der gemessenen Gesamtverformung $\epsilon_{\text{ges},t}$, dem Schwindmaß $\epsilon_{s,t}$ und der elastischen Verformung $\epsilon_{\text{el},t0}$ nach Gleichung 3.9. Das Trocknungsschwinden aus Probenerwärmung infolge der zyklischen Beanspruchung und der Luftfeuchteänderung errechnet sich nach Gleichung 3.8.

Die akkumulierte Dehnung (ϵ) infolge der zyklischen Druckschwellbeanspruchung berechnet sich wie folgt:

$$|\epsilon| = |\epsilon_{\text{ges}}| - |\epsilon_{\text{el}}| - |\epsilon_{k,t}| - |\epsilon_{s,t,\Delta T}| - |\epsilon_{\Delta T}| \quad 3.6$$

mit:

$$\varepsilon_{el} = \sigma_o / E_s$$

$$\varepsilon_{k,t} = \varepsilon_{ges,t} - (\varepsilon_{s,t} + \varepsilon_{el,t0}) \quad 3.7$$

mit:

$$\varepsilon_{s,t} = (l_t + l_0) / l_0 \quad 3.8$$

$$\varepsilon_{el,t0} = \sigma_k / E_b$$

$$\varepsilon_{s,t,\Delta T} = (l_{t,\Delta T} + l_0) / l_0 \quad 3.9$$

$$\varepsilon_{\Delta T} = -\varepsilon_{\Delta T,B} + \varepsilon_{\Delta T,A} - \varepsilon_{\Delta T,S} \quad 3.10$$

mit:

$$\varepsilon_{\Delta T,B} = \Delta T_{m,Beton} \cdot \alpha_{T,Beton} \quad 3.11$$

mit:

$$\Delta T_{m,Beton} = (4,15 \cdot \Delta T_{mitte,Beton} + \Delta T_{oben,Beton} + \Delta T_{unten,Beton}) / 6 [75]$$

$$\varepsilon_{\Delta T,A} = \Delta T_{m,Acryl} \cdot \alpha_{T,Acryl} \quad 3.12$$

mit:

$$\Delta T_{m,Acryl} = (\Delta T_{Mitte,au\ss en,Acryl} + \Delta T_{Mitte,innen,Acryl}) / 2$$

$$\varepsilon_{\Delta T,S} = \Delta T_{Stahl} \cdot \alpha_{T,Stahl} \quad 3.13$$

3.9.3 Steifigkeitsentwicklung

Die Entwicklung der Probensteifigkeit wird in Anlehnung an [76], [53], [36], und [65] anhand des Sekantenmoduls E_s im Entlastungsast bestimmt. Die Auswertung erfolgt für jeden Lastwechsel aus dem Wertepaar der Oberspannung mit der zugehörigen Oberdehnung und dem Wertepaar der Unterspannung mit der zugehörigen Unterdehnung nach Gleichung 3.14.

$$E_s = \frac{\sigma_o - \sigma_u}{\varepsilon_o - \varepsilon_u} \quad 3.14$$

Kapitel 4

Dynamischer Elastizitätsmodul, Versuche unter monoton steigender Beanspruchung

4.1 Einleitung

In diesem Abschnitt werden die Ergebnisse der Untersuchungen zum dynamischen und statischen Elastizitätsmodul und zur Druckfestigkeit unter monoton steigender Beanspruchung vorgestellt. Das Messverfahren zur Bestimmung des dynamischen Elastizitätsmoduls bietet die Möglichkeit zerstörungsfrei Informationen zum Zustand des Betongefüges in Bezug auf eine eventuelle Vorschädigung der Proben und den Wassergehalt im Betongefüge des hochfesten Betons zu liefern. Darüber hinaus wird dieses Verfahren auch angewendet, um Informationen zum Zustand des Betongefüges bei den sogenannten „Durchläuferversuchen“ zu erhalten. Ziel der Untersuchungen zur Druckfestigkeit unter monoton steigender Beanspruchung und dem statischen Elastizitätsmodul war es, eventuell vorhandene Unterschiede in der Spannungs-Dehnungslinie, die auf die Lagerungs- und Prüfumgebung zurückgeführt werden können, herauszuarbeiten. Darüber hinaus sollten die Ergebnisse im Hinblick auf die in der Literatur dokumentierten Ergebnisse bewertet werden. Nicht zuletzt werden die Ergebnisse dieser experimentellen Untersuchungen auch als Eingangsgrößen für die Ermüdungsversuche benötigt.

4.2 Dynamischer Elastizitätsmodul

Bevor die Ergebnisse aus der Messung zur Bestimmung des dynamischen Elastizitätsmoduls vorgestellt werden, soll zunächst gezeigt werden, wie sich die Masse und die Resonanzfrequenz in Abhängigkeit der Lagerungsart entwickeln. Für diesen Zweck wurden acht Proben ($H/D = 180 \text{ mm}/60 \text{ mm}$) gesondert hergestellt, die zunächst für zwei Tage abgedeckt in der Schalung verblieben. Nach 48 Stunden wurden diese gesägt, geschliffen, feinpoliert, vermessen und gewogen. Im Anschluss wurde erstmals die Resonanzfrequenz bestimmt, bevor die eine Hälfte der Proben im Klimaraum und die andere unter Wasser gelagert wurde. Die Entwicklung des Pro-

bengewichts in M.-% und der bezogenen Resonanzfrequenz sind in Abbildung 4.1 dargestellt.

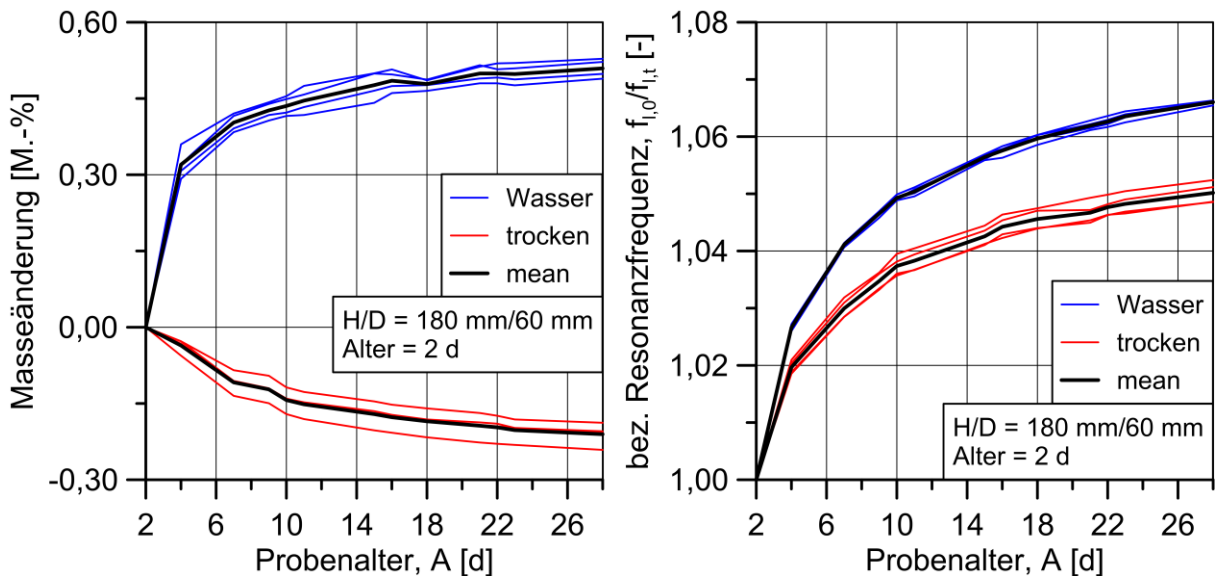


Abbildung 4.1: Massenentwicklung (links) und Resonanzfrequenzentwicklung (rechts) in Abhängigkeit des Probenalters

Die Wasserlagerung führt innerhalb von 28 Tagen zu einer mittleren Wasseraufnahme von 0,50 M.-% (Abbildung 4.1, links). Im Vergleich dazu kommt es zu einer Austrocknung der trocken gelagerten Proben, hier beträgt der Masseverlust ca. 0,20 M.-%. Am Ende der 28 tägigen Versuchsdauer ergibt sich eine mittlere Massendifferenz von ca. 8 g zwischen den klimagelagerten und unter Wasser gelagerten Proben.

Wird die Entwicklung der bezogenen Resonanzfrequenz betrachtet, so steigt diese unabhängig von der Lagerungsart an (Abbildung 4.1, rechts). Innerhalb des Messzeitraumes nimmt die Steigung der Kurven der bezogenen Resonanzfrequenz stetig ab. Die Entwicklung der Resonanzfrequenz ist mit der Entwicklung der mechanischen Eigenschaften des Betons verknüpft. Für den verwendeten hochfesten Beton ist mit einem schnellen Hydratationsfortschritt zu rechnen (Tabelle 3.1), so dass der Beton bereits nach wenigen Tagen seine vollständige Druckfestigkeit erreicht haben sollte und nur ein niedriges Nacherhärtungspotenzial für ein Alter jenseits von 28 Tagen zu erwarten ist. Dies wird durch die niedrige Steigung der bezogenen Resonanzfrequenzkurven für ein Probenalter von größer 10 Tagen bestätigt. In Bezug auf die Lagerungsbedingungen ist zu erkennen, dass der Zuwachs der Resonanzfrequenz der wassergelagerten Proben innerhalb der 28 Tage andauernden Untersuchung am größten war. Absolut betrachtet, erreichen die wassergelagerten Proben eine um ca. 160 Hz höhere Resonanzfrequenz, die mit einer Versteifung des Betons

gleichzusetzen ist. Nach Winkler [22] basiert diese Änderung des Schwingverhaltens auf einem höheren Füllgrad der im Beton vorhandenen Poren mit Wasser im Vergleich zur trockenen Lagerung. In der Abbildung 4.2 sind zwei Resonanzkurven (links trocken gelagert, rechts unter Wasser gelagert) exemplarisch dargestellt.

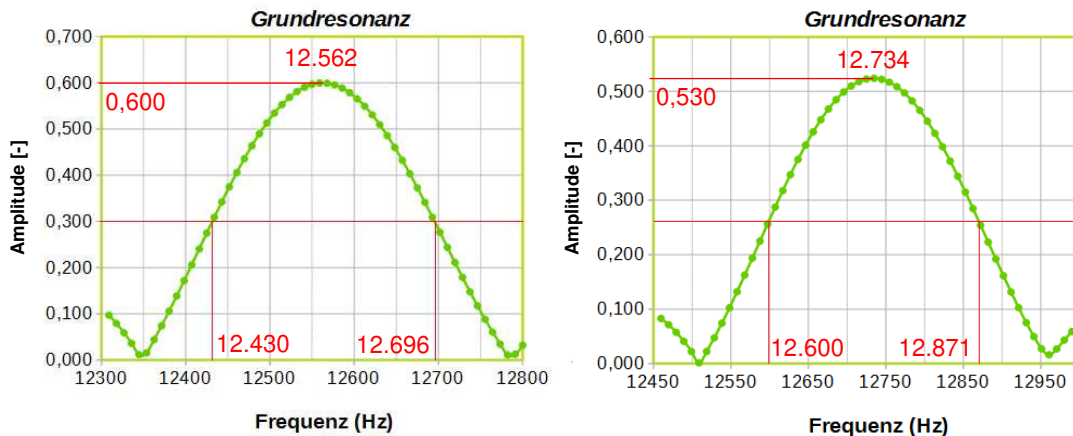


Abbildung 4.2: Exemplarischer Auszug einer Resonanzkurve einer im Klimaraum gelagerten Probe (links) und einer unter Wasser gelagerten Probe (rechts)

Es zeigt sich, dass die unter Wasser gelagerte Probe eine etwas kleinere Maximalamplitude (A_{\max}) erreicht als die trocken gelagerte. Für die unter Wasser gelagerte Probe ist die Breite der Resonanzkurve bei $A_{\max}/2$ ebenfalls etwas höher. Daraus lässt sich nach [26] ableiten, dass die innere Dämpfung der unter Wasser gelagerten Probekörper größer ist. Das logarithmische Dekrement wurde für die acht Proben im Alter von 28 Tagen bestimmt.

Tabelle 4.1: Ergebnisse des logarithmischen Dekrements Λ im Alter von 28 Tagen

Probe	Lagerung	f_{\max} [Hz]	$f_2 - f_1$ [Hz]	log. Dekrement Λ [-]
1	Wasser	12.687	279	0,0398
2		12.727	272	0,0387
3		12.753	269	0,0382
4		12.734	271	0,0385
5	trocken	12.562	264	0,0380
6		12.581	265	0,0381
7		12.567	268	0,0386
8		12.557	265	0,0382
Mean Wasser		12.725	273	0,0388
Mean trocken		12.567	266	0,0382

Die Mittelwerte für das logarithmische Dekrement Λ in Tabelle 4.1 bestätigen, dass die unter Wasser gelagerten Proben eine größere innere Dämpfung aufweisen. Das

deckt sich mit den Ergebnissen von Dieterle [26], wonach ein erhöhter Wassergehalt im Beton zu einer höheren inneren Dämpfung führt. Auch die Größe des Betrages von Λ gleicht den Ergebnissen von Dieterle ($\Lambda = 0,038$). Daraus ergibt sich für die unter Wasser gelagerten Proben, dass in jedem Schwingungszyklus ein etwas größerer Energiebetrag dissipiert wird.

Abbildung 4.3 zeigt die Ergebnisse des dynamischen Elastizitätsmoduls als Mittelwerte in Abhängigkeit der Betoncharge, der Lagerung und des Probendurchmessers. Eine tabellarische Zusammenstellung der Einzelwerte ist dem Anhang in Tabelle A-1.1 zu entnehmen. Das Probenalter betrug zwischen 14 und 28 Tagen zum Zeitpunkt der Messung.

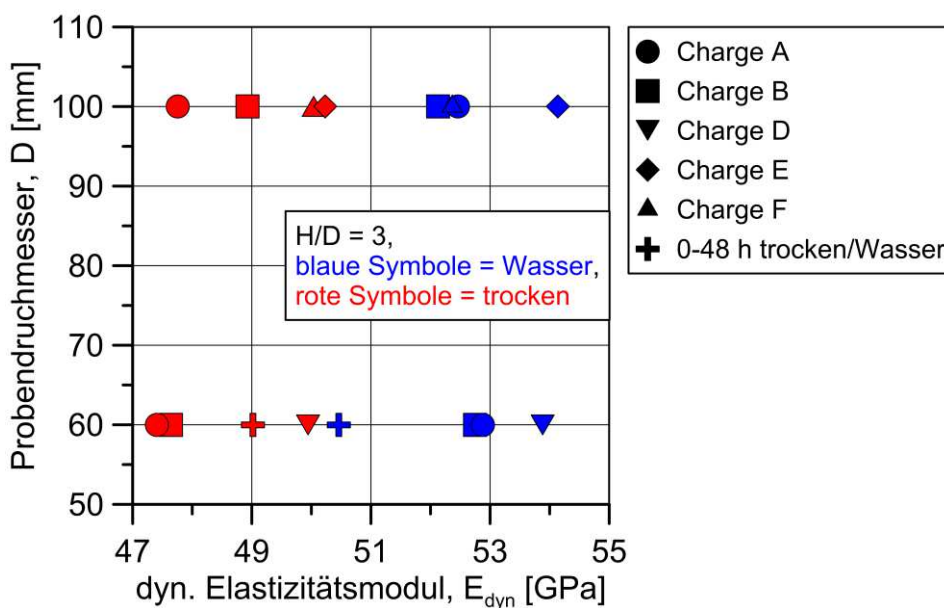


Abbildung 4.3: Vergleich des mittleren dynamischen Elastizitätsmoduls in Abhängigkeit der Charge, Probengröße und Lagerungsart

Abbildung 4.3 zeigt, dass die unter Wasser gelagerten Proben einen höheren dynamischen Elastizitätsmodul als die trocken gelagerten Proben erreichen. Die unter Wasser gelagerten Proben haben zwischen 5 % bis 12 % größere Werte für E_{dyn} . Das basiert auf dem höheren Gewicht und der höheren Resonanzfrequenz der unter Wasser gelagerten Proben (vgl. Gleichung 3.1 und 3.2). Ein Einfluss der Probengröße ist für E_{dyn} nicht erkennbar. Da es sich beim dynamischen Elastizitätsmodul um eine Materialkonstante handelt, die rein von den elastischen Betoneigenschaften abhängt, ist dies plausibel. Auffällig ist, dass die Proben der Sonderserie (Abbildung 4.1 und Abbildung 4.3), die erst ab 48 Stunden nach der Herstellung unter Wasser gelagert wurden, einen kleineren dynamischen Elastizitätsmodul haben. Dieses Ergebnis ist auf eine Austrocknung innerhalb der ersten 48 Stunden und damit ein niedrigeres Gewicht und eine kleinere Resonanzfrequenz zurückzuführen. Die Größenordnung

der bestimmten dynamischen Elastizitätsmoduln deckt sich mit den Ergebnissen von Winkler [22], der ebenfalls den dynamischen Elastizitätsmodul an einem hochfesten Beton bestimmte.

Es bleibt festzuhalten, dass die Wasserlagerung zu einem erhöhten Wassergehalt im Beton, einem größeren logarithmischen Dekrement Λ und damit einer höheren inneren Dämpfung und einem höheren dynamischen Elastizitätsmodul führt.

4.3 Statischer Elastizitätsmodul

Der statische Elastizitätsmodul E_{stat} wurde mit einer trocken gelagerten und einer unter Wasser gelagerten Probe in trockener Umgebung bestimmt. Der vorhandene Messaufbau (vgl. Abbildung 3.14) ermöglichte keine Versuchsdurchführung unter Wasser. Beim Probeneinbau der unter Wasser gelagerten Probe wurde darauf geachtet, dass die Druckflächen vollständig mit Wasser benetzt waren. Innerhalb der 450 Sekunden dauernden Versuchsdurchführung trocknete die Oberfläche nicht ab. Es wird daher von einem zu vernachlässigenden Einfluss der abweichenden Lagerungsbedingung im Versuch ausgegangen. In Abbildung 4.4 sind links die gesamten Spannungs-Dehnungslinien dargestellt und rechts jeweils nur die Belastungsäste zusammen mit vergrößerten Ausschnitten an den Extrempunkten.

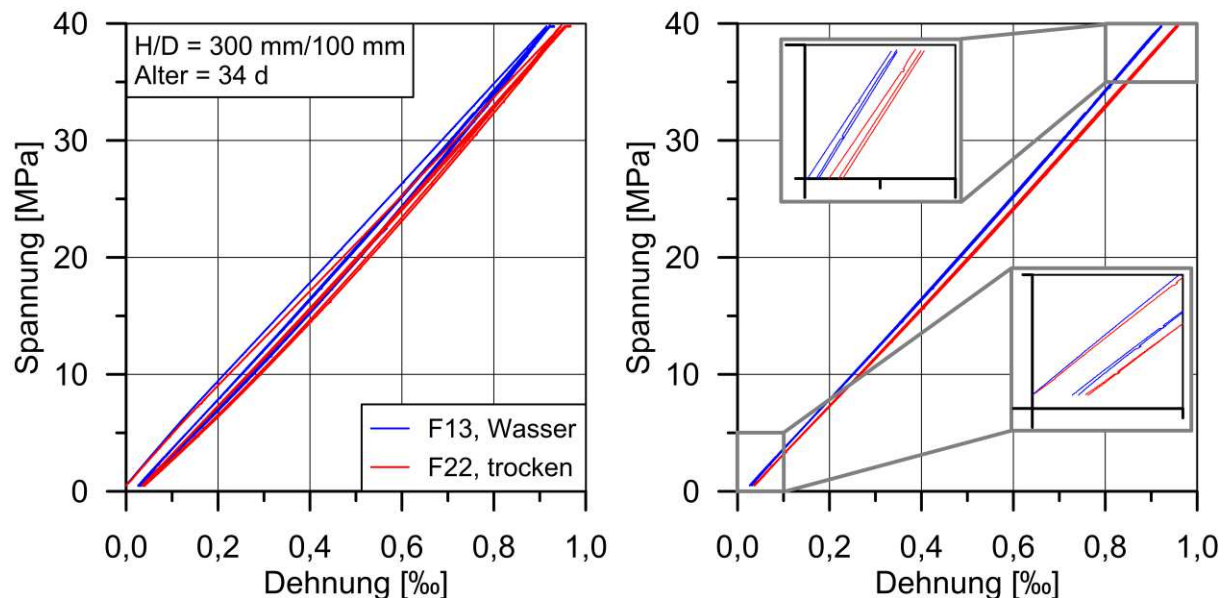


Abbildung 4.4: Spannungs-Dehnungslinie statischer Elastizitätsmodul

Abbildung 4.4 (links) zeigt, dass die Spannungs-Dehnungslinie der unter Wasser gelagerten Probe eine höhere Steigung besitzt als die der trocken gelagerten Probe. Daraus folgt, dass die wassergelagerte Probe mit $E_{\text{stat,UW}} = 43.400 \text{ MPa}$ einen um 3 % größeren statischen Elastizitätsmodul besitzt als die trocken gelagerte Probe mit

$E_{\text{stat,TR}} = 42.150 \text{ MPa}$. Damit bestätigen diese Ergebnisse den Erwartungswert des statischen Elastizitätsmoduls nach [77] und den in Abschnitt 4.2 festgestellten Trend zum Einfluss der Lagerungs- und Prüfumgebung. Für die unter Wasser gelagerten Proben der Charge F wurde in Abschnitt 4.2 ein mittlerer dynamischer Elastizitätsmodul von $E_{\text{dyn,m,UW}} = 52.370 \text{ MPa}$ und für die trocken gelagerten Proben von $E_{\text{dyn,m,TR}} = 50.040 \text{ MPa}$ bestimmt (Differenz = 4 %). Weiterhin kann bestätigt werden, dass der statische Elastizitätsmodul kleiner ist als der dynamische. Der aus dem Messverfahren resultierende Unterschied zwischen E_{dyn} und E_{stat} beträgt für die unter Wasser gelagerten Proben 17 % und die trocken gelagerten Proben 16 %. Die eigenen Ergebnisse decken sich mit denen von Winkler [22], die Wasserlagerung führt zu einer Versteifung der Proben.

Werden die Verformungen innerhalb der drei Beanspruchungszyklen verglichen (Abbildung 4.4, rechts), so zeigen sich zwei Effekte:

1. Mit zunehmender Zyklenzahl kommt es zu einem größer werdenden bleibenden Verformungsanteil. Das heißt, es kommt trotz der niedrigen mechanischen Beanspruchung, die im linear elastischen Bereich des hochfesten Betons liegt ($\sigma_0 = 0,33 \cdot f_{\text{cm}}$), zu plastischen Verformungen.
2. Dieser Verformungsanteil ist bei den unter Wasser gelagerten Proben kleiner als bei den trocken gelagerten.

Im Anschluss wurde die Druckfestigkeit unter monoton steigender Beanspruchung bestimmt. Die trocken gelagerte Probe erreichte eine Druckfestigkeit von $f_c = 114,3 \text{ MPa}$ und die unter Wasser gelagerte Probe von $f_c = 110,2 \text{ MPa}$. Die Druckfestigkeit nach der Bestimmung des Elastizitätsmoduls ist für die trocken gelagerte Probe 4,1 % und für die unter Wasser gelagerte Probe 7,6 % kleiner als die jeweiligen Mittelwerte der Druckfestigkeit unter monoton steigender Beanspruchung der unbelasteten Proben gleichen Alters (vgl. Tabelle 4.2 in Abschnitt 4.4). Absolut betrachtet erreichten die beiden Proben zusätzlich die niedrigste Druckfestigkeit. Daher wird zusätzlich der dynamische Elastizitätsmodul beider Proben im Vergleich zum gesamten Probenumfang betrachtet. Hier zeigten sich keine Auffälligkeiten, die auf eine Vorschädigung und damit auf eine niedrigere Druckfestigkeit hindeuten. Die niederzyklische Vorbelastung durch die Prüfung des statischen Elastizitätsmoduls scheint somit bereits einen Einfluss auf die Druckfestigkeit zu haben.

4.4 Druckfestigkeit unter monoton steigender Beanspruchung

In diesem Abschnitt werden die Ergebnisse der Versuche zur Bestimmung der Zylinderdruckfestigkeit unter monoton steigender Beanspruchung vorgestellt. Die Spannungs-Dehnungslinien der Proben mit 60 mm Durchmesser und einer Höhe von 180 mm der Chargen A und B zeigt Abbildung 4.5. Eine Zusammenstellung der Einzelwerte der Kenngrößen der Zylinderdruckfestigkeit ist in Tabelle A-2.2 im Anhang enthalten.

Die Druckfestigkeit ist in Tabelle A-2.2 im Anhang enthalten.

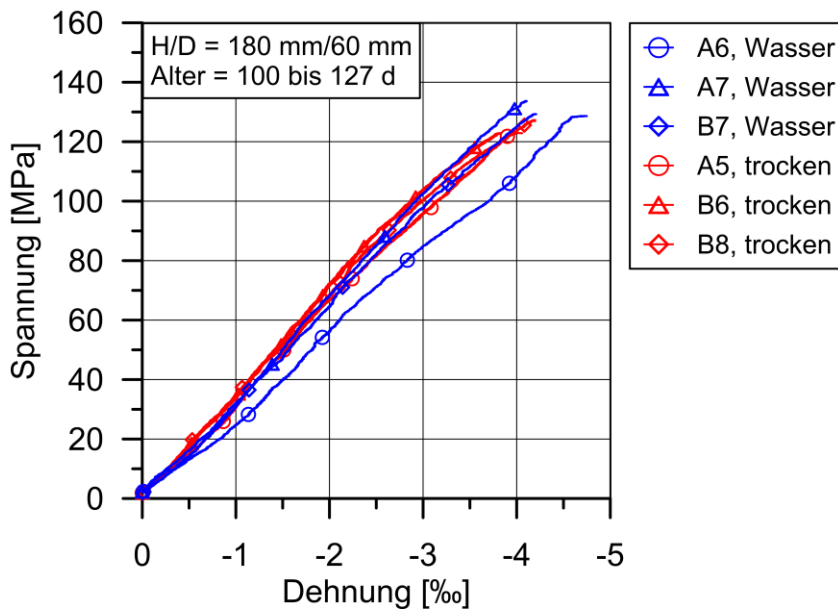


Abbildung 4.5: Spannungs-Dehnungslinien der Proben mit $H/D = 180 \text{ mm}/60 \text{ mm}$ aus Charge A und B

Werden die Verläufe der unter Wasser gelagerten und geprüften Proben betrachtet, so fällt zunächst der abweichende Verlauf der Spannungs-Dehnungslinie der Probe A6 auf, der ab ca. 15 MPa deutlich größere Verformungen und auch die größte Bruchdehnung besitzt. Die Druckfestigkeit erreicht eine vergleichbare Größenordnung wie die anderen unter Wasser gelagerten und geprüften Proben. Dieses Verhalten ist vermutlich nicht auf das Materialverhalten zurückzuführen, vielmehr auf eine erhöhte Nachgiebigkeit im Versuchs- bzw. Messaufbau oder ein Schiefstellung beim Probeneinbau. Die Bruchdehnung dieser Probe wird daher für die weitere Betrachtung nicht verwendet.

Die beiden verbleibenden Verläufe der Spannungs-Dehnungslinien (A7, B7) zeigen einen nahezu linearen Bereich, der oberhalb von ca. 100 bis 110 MPa (ca. 80 % f_{cm}) endet und damit etwas länger als in trockener Umgebung (ca. 70 % f_{cm}) ist. Anschließend nimmt die Dehnung aller Proben leicht überproportional bis zum Versa-

gen zu. Die Krümmung der Kurven der wassergelagerten und geprüften Proben nimmt jedoch nicht so stark zu wie die der trockenen Proben. Ob es sich hierbei um einen systematischen Unterschied handelt, der mit der Lagerungs- und Prüfumgebung zusammenhängt, soll anhand der Spannungs-Dehnungslinien der Proben aus Charge D überprüft werden.

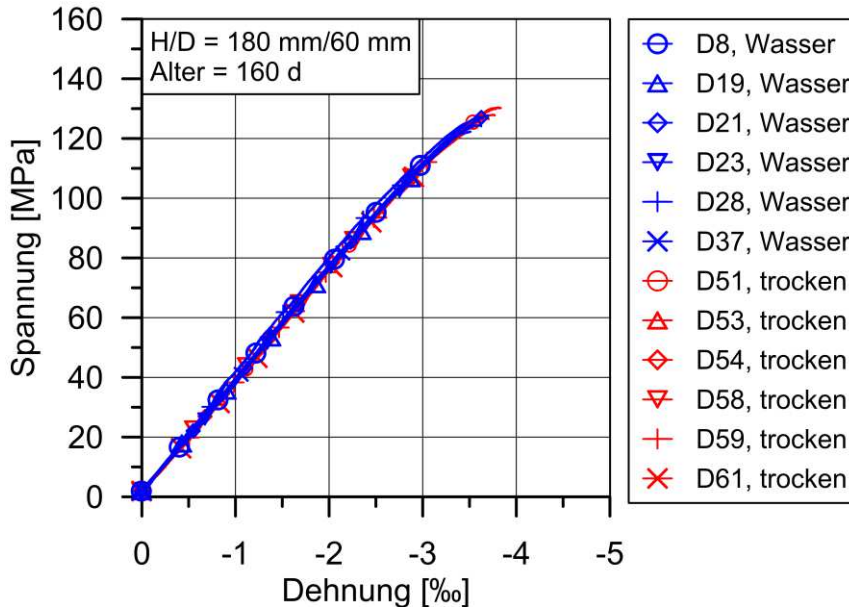


Abbildung 4.6: Spannungs-Dehnungslinien der Proben aus Charge D

Die zwölf in Abbildung 4.6 dargestellten Spannungs-Dehnungslinien verlaufen nahezu deckungsgleich. Sämtliche Verläufe weisen bis ca. 105 MPa (ca. 80 % f_{cm}) einen linearen Bereich gleicher Steigung auf. Auch die Krümmung des daran anschließenden Bereiches bis zum Versagen der Probe, ist bis auf einen typischen Streubereich gleich. Entgegen der Proben der Charge A und B, erreichen die trocken gelagerten und geprüften Proben etwas höhere Druckfestigkeiten f_c und Bruchdehnungen ϵ_c als die unter Wasser gelagerten und geprüften Proben. Zusammenfassend können keine signifikanten Unterschiede, die mit der Lagerungs- und Prüfumgebung in Verbindung gebracht werden können, anhand der Ergebnisse der Proben aus Charge A, B und D (H/D = 180 mm/60 mm) festgestellt werden.

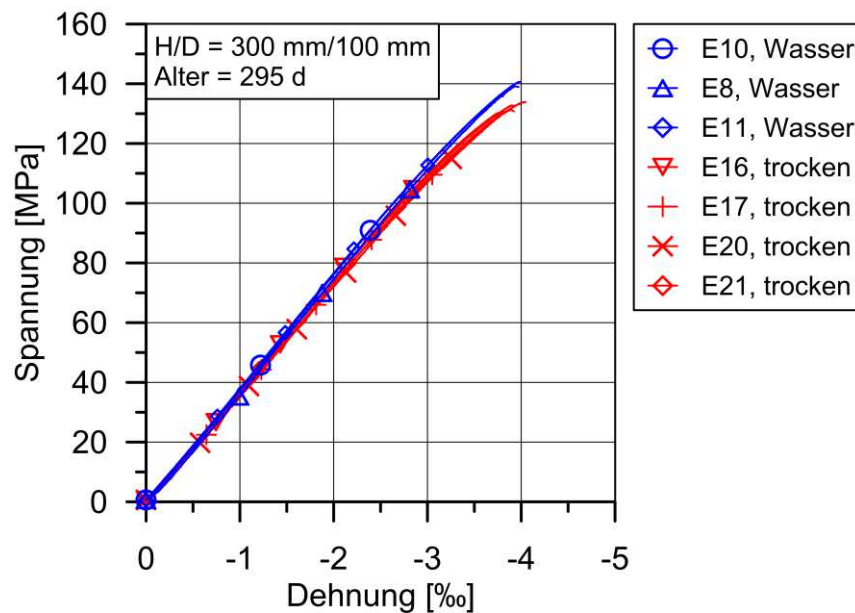


Abbildung 4.7: Spannungs-Dehnungslinien der Proben aus Charge E

Die Abbildung 4.7 zeigt die Spannungs-Dehnungslinien der Versuche mit den Proben der Charge E, die einen Durchmesser von 100 mm und eine Höhe von 300 mm besaßen. Die unter Wasser gelagerten und geprüften Proben erreichen eine etwas höhere mittlere Druckfestigkeit unter monoton steigender Beanspruchung f_{cm} und eine etwas kleinere mittlere Bruchdehnung ϵ_{cm} als die trocken gelagerten und geprüften Proben. Hieraus ergeben sich eine minimal höhere Steigung und ein höherer Endwert des linearen Bereichs der Spannungs-Dehnungslinien im Vergleich zu den trocken gelagerten und geprüften Proben. Die unter Wasser gelagerten und geprüften Proben weisen somit eine höhere Steifigkeit auf. Im anschließenden Bereich der Spannungs-Dehnungslinien nimmt die Verformung aller Proben leicht überproportional zu, wobei die Krümmung und auch der Anteil dieser Phase, bezogen auf die gesamte Spannungs-Dehnungslinie für die trockenen Proben, etwas größer erscheint. Ob es sich dabei um systematische Unterschiede handelt, die auf die Lagerungs- und Prüfumgebung zurückgeführt werden können, soll nachfolgend mit den Ergebnissen der Charge F überprüft werden. Die zehn Spannungs-Dehnungslinien in Abbildung 4.8 verlaufen nahezu deckungsgleich, sodass kein Einfluss der Lagerungs- und Prüfumgebung auf die Druckfestigkeit unter monoton steigender Beanspruchung erkennbar ist. Es ergibt sich daher keine höhere Steifigkeit der unter Wasser gelagerten und geprüften Proben im Vergleich zu den trocken gelagerten und geprüften. Die zuvor dargestellten Ergebnisse können nicht bestätigt werden.

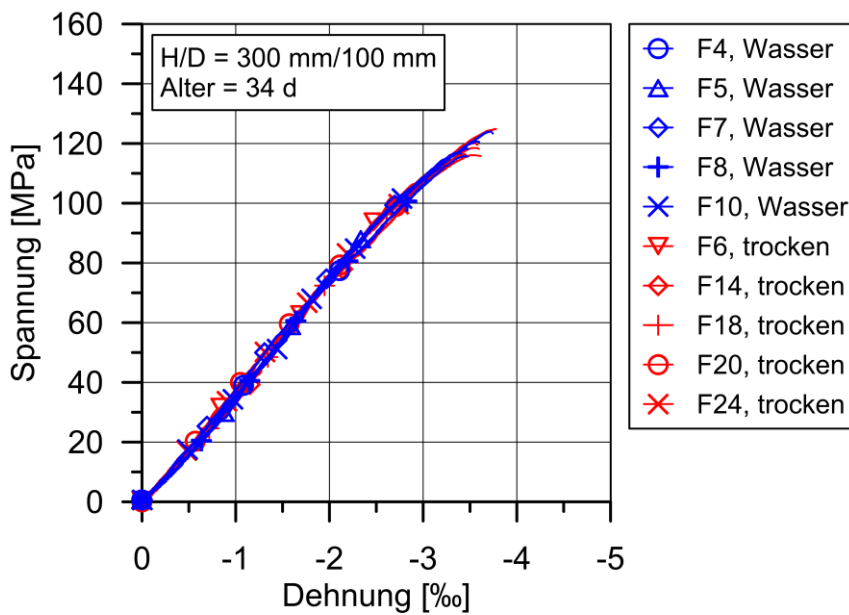


Abbildung 4.8: Spannungs-Dehnungslinien der Proben aus Charge F

Die Absolutwerte der mittleren Druckfestigkeit unter monoton steigender Beanspruchung f_{cm} , die zugehörige Standardabweichung σ [12] und die mittlere Bruchdehnung ϵ_{cm} beim Erreichen von f_{cm} zeigt (Tabelle 4.2).

Tabelle 4.2: Ergebnisse der Versuche unter monoton steigender Beanspruchung (Mittelwerte)

Ch.	H/D [mm]	Umg.	Anzahl [-]	Alter [d]	f_{cm} [MPa]	σ [MPa]	ϵ_{cm} [‰]
A/B	180/60	Wasser	3	127	130,6	2,7	-4,15
		trocken	3	100	124,5	2,4	-4,00
	300/100	Wasser	3	76	121,8	2,8	-4,25
		trocken	3	64	127,5	0,9	-4,33
D	180/60	Wasser	6	160	125,6	2,0	-3,57
		trocken	6	161	127,3	3,0	-3,68
E	300/100	Wasser	3	296	138,6	2,4	-3,90
		trocken	4	295	132,1	1,5	-3,92
		Wasser	6	414	140,4	1,2	-3,92
		trocken	2	427	(131,5)	(5,6)	(-3,78)
F	300/100	Wasser	5	34	119,2	3,3	-3,29
		trocken	5	34	119,2	3,5	-3,57

Wird zunächst die Standardabweichung σ betrachtet, so bestätigen diese Werte nach [12] eine sehr gute Qualität der Betonherstellung und Versuchsdurchführung ($\sigma \leq 5$ MPa) der einzelnen Chargen. Einzig die Ergebnisse der 427 Tage alten tro-

ckenen Proben der Charge E fallen aus der Reihe, hierauf wird im weiteren Verlauf eingegangen.

Ein Vergleich der Absolutwerte der Druckfestigkeit der einzelnen Chargen untereinander ist aufgrund des zum Teil deutlich unterschiedlichen Alters nicht sinnvoll. Vielmehr sollen systematische Unterschiede in der Druckfestigkeit oder der Bruchdehnung, die auf die Lagerungs- und Prüfumgebung zurückzuführen sind, mit Hilfe der Daten in Tabelle 4.2 herausgearbeitet werden.

Werden zunächst die Ergebnisse der Proben mit einem Durchmesser von 60 mm betrachtet, so ist zu erkennen, dass die unter Wasser gelagerten und geprüften Proben der Charge A/B eine um 5 % höhere mittlere Druckfestigkeit und eine um 4 % höhere Bruchdehnung als die trocken gelagerten und geprüften Proben erreichten. Das Probenalter der unter Wasser gelagerten und geprüften Proben war 27 Tage höher, jedoch ist bei einem Probenalter von größer 100 Tagen nicht mit einem wesentlichen Nacherhärtungseffekt (vgl. Abschnitt 4.2) zu rechnen. Die Differenz ist somit nicht auf das Probenalter zurückzuführen, sie ist vielmehr zufälliger Natur. Die Ergebnisse der Charge D zeigen ein etwas anderes Bild, hier führt die Wasserlagerung und Prüfung unter Wasser zu einer etwas niedrigeren mittleren Druckfestigkeit (1,4 %) und Bruchdehnung (3 %). Da die Differenz zwischen den mittleren Druckfestigkeiten mit 1,7 MPa noch kleiner ist als die jeweilige Standardabweichung, kann hier nicht von einem Einfluss der Lagerungs- und Prüfumgebung auf die Druckfestigkeitsentwicklung gesprochen werden.

Nun werden die Proben mit einem Durchmesser von 100 mm betrachtet. In Charge A/B führt die Lagerung und Prüfung unter Wasser zu einer um 4 % niedrigeren mittleren Druckfestigkeit f_{cm} . Die absolute Differenz beträgt 5,7 MPa und ist größer als die Standardabweichung σ . Darüber hinaus ist die mittlere Bruchdehnung unter Wasser ϵ_{cm} 2 % kleiner als in trockener Umgebung. Werden diese Ergebnisse mit den Werten der Proben mit einem Durchmesser von 60 mm verglichen, fällt auf, dass sich ein gegensätzlicher Einfluss zeigt, obwohl sämtliche Proben derselben Herstellungsladung entstammen, identisch nachbehandelt und vorbereitet wurden. Herstellungs- und materialbedingte Unterschiede sind damit auszuschließen, was ein Vergleich der Standardabweichungen bestätigt. Die festgestellten Unterschiede sind daher zufällig.

Für die Proben der Charge E ist festzustellen, dass f_{cm} für die unter Wasser gelagerten und geprüften Proben 5 % größer ist als für die trockenen Proben. Die festgestellte Differenz der mittleren Druckfestigkeit liegt zusätzlich außerhalb des Streubereichs. Ein Unterschied in der mittleren Bruchdehnung ist hingegen nicht feststellbar. Die Ermüdungsversuche unter Wasser konnten erst zu einem späteren Zeitpunkt

durchgeführt werden, als die Ermüdungsversuche in trockener Umgebung bereits abgeschlossen waren. Die Druckfestigkeit wurde daher für beide Umgebungsbedingungen zu dem späteren Zeitpunkt erneut bestimmt. Die Druckfestigkeit der unter Wasser gelagerten und geprüften Proben nahm innerhalb der um 118 Tage längeren Lagerungsdauer etwas zu (1,8 MPa). Für die trocken gelagerten und geprüften Proben ist aufgrund des kleinen Probenumfangs von zu diesem Zeitpunkt nur noch zwei verbliebenden Proben und den großen Streuungen keine Aussage möglich.

Die Proben der zuletzt untersuchten Betoncharge F hatten zu Prüfbeginn das niedrigste Alter aller untersuchten Chargen. Ein Einfluss der Lagerungs- und Prüfumgebung kann für f_{cm} nicht festgestellt werden. Beide Mittelwerte sind nahezu identisch ($f_{cm,UW} = 119,15 \text{ MPa}$, $f_{cm,TR} = 119,18 \text{ MPa}$). Die unter Wasser gelagerten und geprüften Proben erreichen jedoch eine um 8 % kleinere Bruchdehnung als die trocken gelagerten und geprüften.

In Tabelle 4.3 werden die Ergebnisse in Bezug auf den Einfluss der Lagerung und Prüfung unter Wasser auf die mittlere Druckfestigkeit unter monoton steigender Beanspruchung sowie die mittlere Bruchdehnung im Vergleich zur Lagerung und Prüfung in trockener Umgebung zusammengefasst.

Tabelle 4.3: Einfluss der Lagerung und Prüfung unter Wasser im Vergleich zur Lagerung und Prüfung in trockener Umgebung auf f_{cm} und ϵ_{cm}

Änderung von f_{cm} und ϵ_{cm} durch die Lagerung und Prüfung unter Wasser anstelle von der Lagerung und Prüfung in trockener Umgebung (Bezugswert)					
Ch.	A/B		D	E	F
H/D [mm]:	180/60	300/100	180/60	300/100	300/100
f_{cm}	+	0	0	+	0
ϵ_{cm}	0	0	0	0	-
+/-: Änderung von mindestens 5 %; 0 = Änderung kleiner 5 %					

Aus der tabellarischen Zusammenstellung geht hervor, dass kein wesentlicher Einfluss der Lagerung für die untersuchten Betonchargen feststellbar ist. In zwei Fällen sind Unterschiede zwischen den beiden Lagerungsbedingungen von größer 5 % feststellbar, jedoch ist keine einheitliche Tendenz zu erkennen.

4.5 Zusammenfassung und Fazit

In diesem Abschnitt konnte gezeigt werden, dass die Wasserlagerung zu einer zusätzlichen Wasseraufnahme führte, sodass die unter Wasser gelagerten Proben eine höhere Festbetonrohddichte als die trocken gelagerten Proben besaßen. Die Lagerung im Klimaraum führte hingegen zu einer Trocknung der Proben. Der höhere Wassergehalt wirkte sich auf den dynamischen und statischen Elastizitätsmodul des

hochfesten Betons aus. Die wassergelagerten Proben hatten eine höhere Resonanzfrequenz und zusammen mit der höheren Festbetonrohddichte ergab sich daraus ein höherer dynamischer Elastizitätsmodul. Anhand der Resonanzkurve konnte zusätzlich eine höhere innere Dämpfung der wassergelagerten Proben festgestellt werden. Die Ergebnisse des statischen Elastizitätsmoduls bestätigten die zuvor festgestellten Unterschiede, die mit der Lagerungsart zusammenhängen. Die Unterschiede für E_{stat} in Abhängigkeit der Lagerungsarten fielen größer aus als für E_{dyn} .

Ein Einfluss der Lagerungsart auf die Druckfestigkeit des hochfesten Betons unter monoton steigender Beanspruchung und auf die Bruchdehnung konnte nicht festgestellt werden. Damit führte die Wasserlagerung zu keiner verminderten Druckfestigkeit, wie häufig in der Literatur beschrieben wird. Als möglicher Erklärungsansatz ist hier zu nennen, dass bei den Versuchen in der Literatur keine strikte Trennung zwischen einer trockenen Lagerung und einer Lagerung unter Wasser vorgenommen wurde. Häufig wurden dort zunächst alle Proben für 7 Tage unter Wasser gelagert, bevor dann ein Teil im Klimaraum lagerte und der Rest im Wasserbad verblieb (vgl. Abschnitt 2.1.1). Durch die 7-tägige Wasserlagerung wird ein Austrocknen der Betonrandzone verhindert, sodass von einem über den Querschnitt konstanten Hydratationsverlauf des Betons auszugehen ist. Unter der Betonrandzone wird in diesem Zusammenhang die Schicht unterhalb der Oberfläche verstanden, deren Gefügeeigenschaften gestört werden, wenn keine Nachbehandlung erfolgt [78]. In der Literatur wird die Tiefe der Randzone mit bis zu 20 mm [79] bzw. 40 mm [80] angegeben. Im Gegensatz dazu trocknet die Randzone der nach dem Ausschalen im Klimaraum gelagerten hochfesten Betonproben in den eigenen Untersuchungen frühzeitig aus. Der Wassermangel wirkt sich ungünstig auf den Hydratationsgrad der Betonrandzone aus. Für die trocken gelagerten Proben ist außerdem mit einer erhöhten Mikrorissbildung infolge thermischer und hygrischer Inkompatibilitäten zwischen Gesteinskörnung und Zementstein sowie erhöhten Schwindspannungen infolge der Selbstaustrocknung zu rechnen. In Summe ist mit einer niedrigeren Druckfestigkeit im Vergleich zur trockenen Lagerung, wie sie in der Literatur definiert ist (7 Tage unter Wasser und bis zum 28. Tag im Klimaraum), zu rechnen. Die ausschließliche Wasserlagerung bis zum Prüfbeginn stellt in Bezug auf den Hydratationsprozess optimale Bedingungen dar, wodurch im Vergleich zur trockenen Lagerung höhere Festigkeiten zu erwarten sind. Bei den eigenen Untersuchungen konnte jedoch keine höhere Druckfestigkeit festgestellt werden. Ein Erklärungsansatz könnte das zusätzlich im Beton eingelagerte Wasser liefern. Mit den Versuchen zur Bestimmung des Elastizitätsmoduls konnte gezeigt werden, dass das zusätzliche Wasser zu einer Versteifung der Proben führte. Im Vergleich zu Festkörpern oder Gasen ist Wasser nahezu inkompressibel. Es ist daher anzunehmen, dass das Wasser infolge der äu-

Bereit Beanspruchung und aufgrund der kurzen Wirkdauer nicht umgelagert werden kann. In den wassergefüllten Porenräumen des Betons entsteht daher ein Druck. Solange dieser Porendruck die Zugfestigkeit der umgebenden Zementsteinmatrix nicht übersteigt, beteiligt sich das Wasser am Lastabtrag und wirkt versteifend, wie durch die Untersuchungen zum statischen und dynamischen Elastizitätsmodul gezeigt wurde. Es wird vermutet, dass der Porendruck während des Versuch zur Bestimmung der Druckfestigkeit unter monoton steigender Beanspruchung soweit steigt, dass die Zugfestigkeit der Zementsteinmatrix überschritten wird und zusätzliche Schädigung entsteht, die zu einer Reduktion der Druckfestigkeit führt. Die Existenz eines Drucks in wassergefüllten Räumen kann auf Basis der eigenen experimentellen Untersuchungen weder bestätigt noch widerlegt werden. Zwar war die Bruchdehnung der wassergelagerten Proben bis auf zwei Ausnahmen etwas kleiner, eine Versteifung im Bereich bis 40 MPa ($1/3 \cdot f_{cm}$), wie sie beim Elastizitätsmodul zuvor zu sehen war, konnte jedoch nicht festgestellt werden. Die Verformung wurde bei der Bestimmung der Druckfestigkeit nicht direkt auf der Probe, sondern indirekt über den Versuchsaufbau (vgl. Abbildung 3.17) gemessen. Möglicherweise ist die vorhandene Messauflösung nicht ausreichend, um die sehr kleinen Unterschiede sichtbar zu machen. Die erforderliche Messauflösung wäre zukünftig nur über den Einsatz von Dehnungsmessstreifen zu erzielen, die speziell für die Verwendung unter Wasser geeignet sein müssten. Weiterhin ist es auch möglich, dass das zusätzliche Wasser eine Schmierwirkung hat und die innere Reibung reduziert, wodurch es ebenfalls zu einer Verringerung der Druckfestigkeit kommen könnte. Auf Basis der Dehnungsentwicklung konnte dieser Ansatz nicht belegt werden. An dieser Stelle wäre die Messung der Querdehnung eine sinnvolle Ergänzung.

In Bezug auf die Druckfestigkeit ergeben sich aus den beiden Lagerungsbedingungen positive und negative Effekte, die sich offensichtlich überlagern, sodass zusammen mit den üblichen Streuungen kein Einfluss der Lagerung mehr erkennbar ist.

Kapitel 5

Versuche unter quasi statischer Beanspruchung

5.1 Einleitung

In diesem Abschnitt werden die Ergebnisse der Kriechversuche vorgestellt. Ziel dieser Untersuchungen war es herauszuarbeiten, ob ein mit der Lagerungs- und Prüfumgebung zusammenhängender Einfluss auf die zeit-/lastabhängige Verformung des hochfesten Betons existiert, mit dem Unterschiede im Ermüdungswiderstand erklärt werden können. In der Literatur gibt es unterschiedliche Ansätze, welche Kriechspannung zu der im Ermüdungsversuch zu erwartenden zeitabhängigen Verformung führt (zwischen Mittel- und Oberspannung). Daher wurden Kriechversuche mit vier verschiedenen Kriechspannungen (vgl. Tabelle 3.2) hintereinander mit denselben Proben durchgeführt.

Aus dem Mittelwert der drei Wegaufnehmer (vgl. Abbildung 3.13), bezogen auf die jeweilige Messlänge ergibt sich die Kriechdehnung. Für eine bessere Übersichtlichkeit werden die Dehnungsverläufe der drei im Klimaraum gelagert und geprüft, und drei unter Wasser gelagerten und geprüften Proben als Mittelwert zusammengefasst dargestellt. Die verschiedenen Dehnungsanteile, die schematisch Abbildung 5.1 zu entnehmen sind, werden in Bezug auf den Einfluss der Lagerungs- und Prüfumgebung ausgewertet. Eine Zusammenstellung der Dehnungsanteile für die einzelnen Proben ist im Anhang unter A-3.1 zu finden.

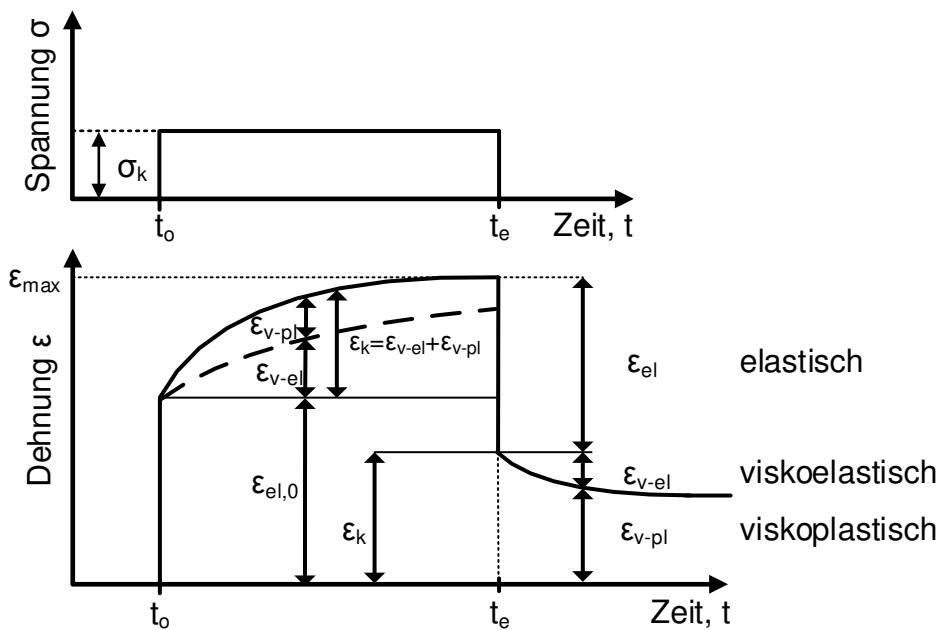


Abbildung 5.1: Schematische Darstellung der Dehnungsanteile im Kriechversuch

5.2 Erstes Kriechniveau

Die Ergebnisse der Kriechversuche für das erste Kriechniveau ($\sigma_{k,1} = 0,375 \cdot f_{cm}$), das dem Mittelspannungsniveau (S_M) im Ermüdungsversuch bei $S_O = 0,70$ und $S_U = 0,05$ und dem kriechaffinen Spannungsniveau nach von der Haar [65] bei einer bezogenen Oberspannung $S_O = 0,6$ und einer bezogenen Unterspannung $S_U = 0,05$ entspricht, sind in Abbildung 5.2 dargestellt.

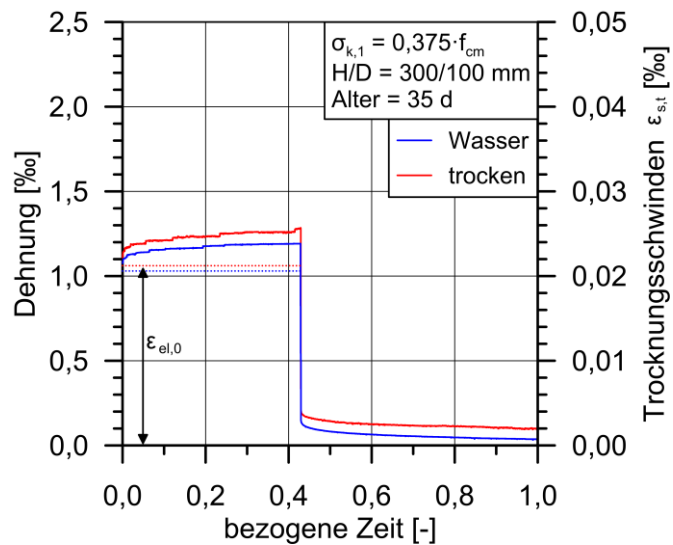


Abbildung 5.2: Mittelwertlinien der Kriechdehnung für das erste Kriechniveau

Zunächst fällt auf, dass die Kurvencharakteristik der unter Wasser gelagerten und geprüften und der im trocken gelagerten und geprüften Proben sehr ähnlich ist. Trotz der unterschiedlichen Lagerungs- und Prüfumgebung verlaufen die Kurven nahezu parallel. Gelegentlich auftauchende „Zacken“ in der Kriechphase sind auf Anpassungen des Öldrucks der Belastungszylinder zurückzuführen. Die Dehnung der unter Wasser gelagerten und geprüften Proben ist über die gesamte Prüfdauer des ersten Kriechniveaus niedriger als die Dehnung der trocken gelagerten und geprüften Proben. Die Dehnungsanteile für das erste Kriechniveau sind in Tabelle 5.1 enthalten.

Tabelle 5.1: Dehnungsanteile für das erste Kriechniveau

Ch.	Niveau	Alter [d]	Umg.	$\epsilon_{el,0}$ [‰]	$\epsilon_{s,t}$ [‰]	ϵ_{max} [‰]	ϵ_{el} [‰]	ϵ_k [‰]	ϵ_{v-el} [‰]	ϵ_{v-pl} [‰]
F	1 (0,375·f _{cm})	35	Wasser	1,030	0	1,195	1,025	0,170	0,133	0,037
			trocken	1,061	0	1,285	1,063	0,222	0,123	0,099

Wie aus Abschnitt 4.2 und 4.3 bekannt ist, haben die trocken gelagerten Proben einen etwas kleineren Elastizitätsmodul (3 %) als die unter Wasser gelagerten Proben. Aus diesem Grund ist die elastische Dehnung der trocken gelagerten und geprüften Proben zum Zeitpunkt $t = 0$ mit $\epsilon_{el,0} = 1,06$ ‰ anstelle von $\epsilon_{el,0} = 1,03$ ‰ für die unter Wasser gelagerten und geprüften Proben etwas größer. Während der gesamten Dauer des ersten Prüfblocks (Kriechen und Rückkriechen) wurde kein Trocknungsschwinden festgestellt, dementsprechend ist kein Dehnungsanteil aus Trocknungsschwinden bei den trocken gelagerten und geprüften Proben vorhanden ($\epsilon_{s,t} = 0$ ‰). Der elastische Dehnungsanteil ϵ_{el} zum Zeitpunkt t_e hat sich für die beiden Prüfserien mit unter $\Delta\epsilon_{el} = 0,5$ % nicht gegenüber dem Ausgangszustand (t_0) verändert. Der Anteil der Kriechdehnung ϵ_k ist für die trocken gelagerten und geprüften Proben mit $\epsilon_k = 0,22$ ‰ um 23 % größer als für die unter Wasser gelagerten und geprüften Proben ($\epsilon_k = 0,17$ ‰). Der Anteil aus viskoelastischer Dehnung ϵ_{v-el} ist für die unter Wasser gelagerten und geprüften Proben um 8 % größer als für die trocken gelagerten und geprüften. Am deutlichsten fällt der Einfluss der Lagerungs- und Prüfumgebung für die viskoplastische Dehnung ϵ_{v-pl} aus. Für die trocken gelagerten und geprüften Proben ist dieser Anteil um Faktor 2,7 größer als für die unter Wasser gelagerten und geprüften ($\epsilon_{v-pl,TR}/\epsilon_{v-pl,UW} = 0,099/0,037$).

5.3 Zweites Kriechniveau

In Abbildung 5.3 sind die Kriechverläufe des zweiten Kriechniveaus ($\sigma_{k,2} = 0,447 \cdot f_{cm}$), dargestellt. Das zweiten Kriechniveaus entspricht dem kriechaffinen Spannungsniveau im Ermüdungsversuch [65] bei einer bezogenen Oberspannung $S_O = 0,7$ und

einer bezogenen Unterspannung $S_U = 0,05$. Die Beanspruchung liegt oberhalb der Linearitätsgrenze für Normalbeton. Es ist jedoch davon auszugehen, dass der hochfeste Beton eine höhere Linearitätsgrenze besitzt. Nach [53] ist mit einer Linearitätsgrenze im Bereich zwischen 70 % bis 90 % der Druckfestigkeit unter monoton steigender Beanspruchung für den hochfesten Beton zu rechnen.

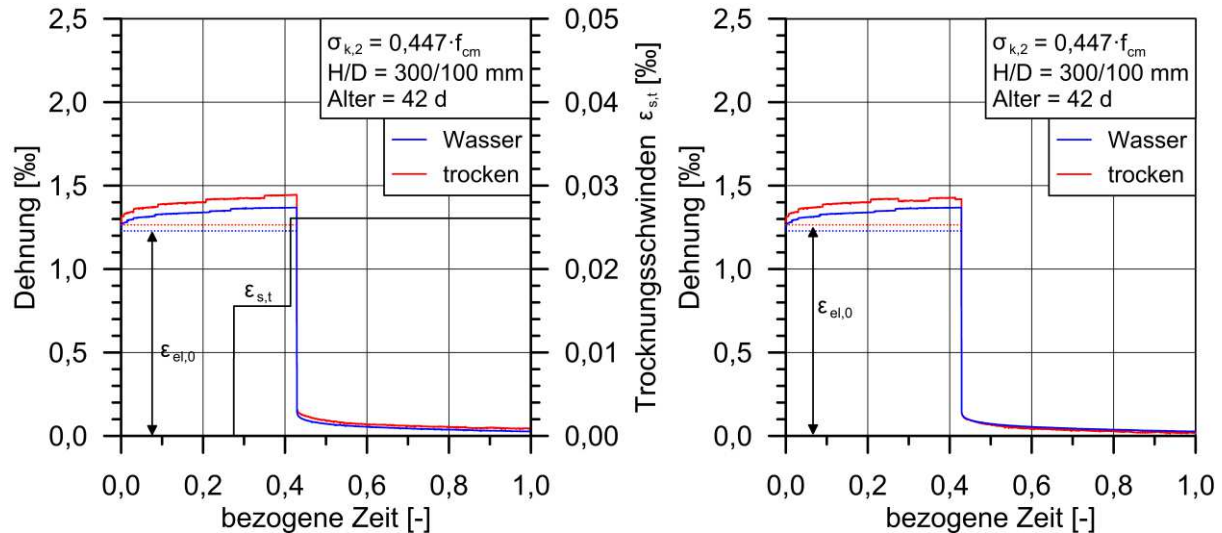


Abbildung 5.3: Mittelwertlinien der Kriechdehnung für das zweite Kriechniveau

Die Kurven verlaufen in beiden Umgebungsbedingungen weiterhin nahezu parallel. Durch die Erhöhung der Kriechspannung auf $\sigma_{k,2} = 0,447 \cdot f_{cm}$ kommt es im Vergleich zur Kriechspannung $\sigma_{k,1}$ zu höheren Anfangsdehnungen. Die Proben, die in trockener Umgebung gelagert und geprüft wurden, erreichen erneut die höchste absolute Dehnung (ϵ_{max}). Die Dehnungsanteile für das zweite Kriechniveau zeigt Tabelle 5.2.

Tabelle 5.2: Dehnungsanteile für das zweite Kriechniveau

Ch.	Niveau	Alter [d]	Umg.	$\epsilon_{el,0}$ [‰]	$\epsilon_{s,t}$ [‰]	ϵ_{max} [‰]	ϵ_{el} [‰]	ϵ_k [‰]	ϵ_{v-el} [‰]	ϵ_{v-pl} [‰]
F	2 ($0,447 \cdot f_{cm}$)	42	Wasser	1,228	0	1,374	1,210	0,164	0,137	0,027
			trocken	1,265	0,016 0,026	1,420	1,270	0,151	0,134	0,016

Der Unterschied der elastischen Dehnung $\epsilon_{el,0}$ ist auf den Unterschied der Elastizitätsmoduln zurückzuführen. Ab einer bezogenen Zeit von ca. 0,25 % wurden für die trockenen Proben erstmals Trocknungsschwinddehnungen $\epsilon_{s,t}$ festgestellt wie Abbildung 5.3 zeigt. Bis zum Ende dieses Kriechniveaus nahm die Schwindverformung auf 0,026 % zu. Im Dehnungsverlauf der trockenen Proben in der Abbildung 5.3, links, ist diese Verformung nicht berücksichtigt, sondern separat dargestellt. In Abbildung 5.3, rechts, wurde die Kriechverformung um diesen Anteil reduziert. Daraus resultieren zusätzliche „Zacken“ und eine kleine Verschiebung des Kurvenverlaufs in

Richtung der X-Achse. Die elastische Dehnung zum Zeitpunkt t_e (ϵ_{el}) ist für die trockenen gelagerten und geprüften Proben annähernd gleich groß wie zum Zeitpunkt t_0 (+0,4 %) und hat für die unter Wasser gelagerten und geprüften Proben etwas abgenommen (1,5 %). Der Unterschied der elastischen Dehnung ($\epsilon_{el,UW}/\epsilon_{el,TR}$) beträgt nun 5 % und nicht mehr 3 % wie zu Beginn des Prüfblocks. Die Kriechdehnung ϵ_k der unter Wasser gelagerten und geprüften Proben ist für das zweite Kriechniveau um 9 % größer als für die trockenen gelagerten und geprüften. Beim ersten Kriechniveau war dieser Anteil für die trockenen Proben größer. Der viskoelastische Dehnungsanteil ist mit $\epsilon_{v-el,TR} = 0,134$ ‰ der trockenen gelagerten und geprüften Proben zu $\epsilon_{v-el,UW} = 0,137$ ‰ für die unter Wasser gelagerten und geprüften Proben nahezu gleich, wobei die viskoplastische Dehnung mit $\epsilon_{v-pl,UW} = 0,027$ ‰ der unter Wasser gelagerten und geprüften Proben fast doppelt so groß ist wie für die trockenen gelagerten und geprüften Proben mit $\epsilon_{v-pl,TR} = 0,016$ ‰. Für das erste Kriechniveau war dieser Anteil für die trockenen gelagerten und geprüften Proben noch um Faktor 2,7 größer.

5.4 Drittes Kriechniveau

Die Kriechspannung im dritten Kriechniveau betrug $\sigma_{k,3} = 0,60 \cdot f_{cm}$, die dazugehörigen Dehnungsverläufe zeigt die Abbildung 5.4.

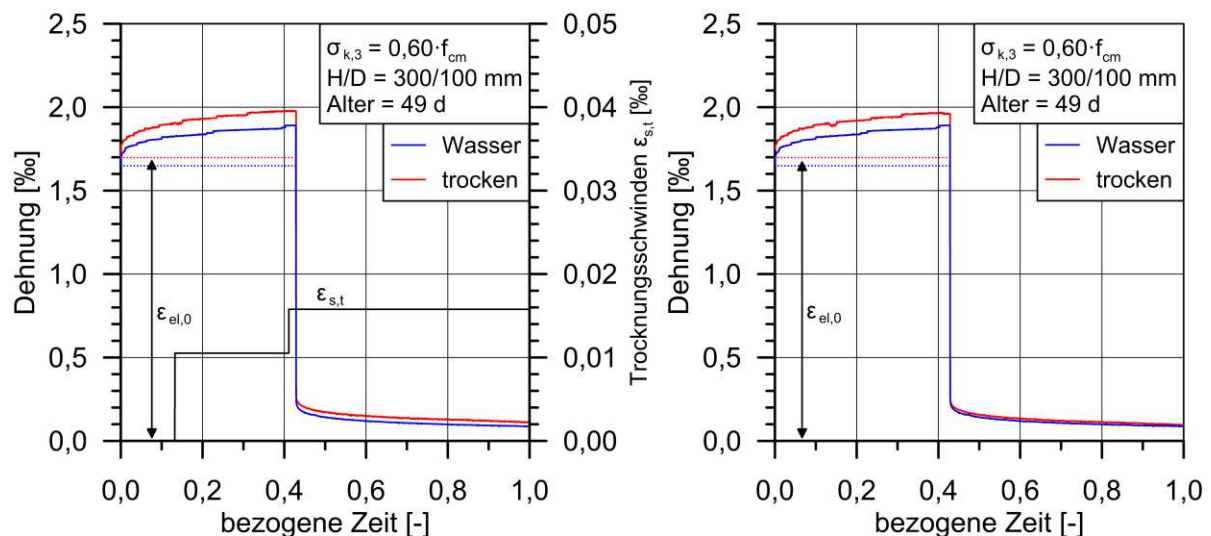


Abbildung 5.4: Mittelwertlinien der Kriechdehnung für das dritte Kriechniveau

Abbildung 5.4 zeigt außer dem höheren Dehnungsniveau auch, dass die Differenz der Kriechdehnung zwischen den trocken gelagerten und geprüften und den unter Wasser gelagerten und geprüften Proben größer geworden ist. Die Dehnungsanteile sind in Tabelle 5.3 enthalten.

Tabelle 5.3: Dehnungsanteile für das dritte Kriechniveau

Ch.	Niveau	Alter [d]	Umg.	$\epsilon_{el,0}$ [‰]	$\epsilon_{s,t}$ [‰]	ϵ_{max} [‰]	ϵ_{el} [‰]	ϵ_k [‰]	ϵ_{v-el} [‰]	ϵ_{v-pl} [‰]
F	3 ($0,600 \cdot f_{cm}$)	49	Wasser	1,648	0	1,893	1,639	0,254	0,166	0,088
			trocken	1,698	0,011 0,016	1,964	1,698	0,266	0,172	0,094

Innerhalb des dritten Prüfblocks ergeben sich Trocknungsschwinddehnungen von $\epsilon_{s,t} = 0,016$ ‰. Die elastischen Eigenschaften der Proben haben sich innerhalb des dritten Prüfblockes nicht verändert wie ein Vergleich der elastischen Dehnungen $\epsilon_{el,0}$ und ϵ_{el} zeigt. Die Kriechspannung $\sigma_{k,3}$ führt zu einer um 5 % höheren Kriechdehnung ϵ_k der trocken gelagerten und geprüften Proben im Vergleich zu den unter Wasser gelagerten und geprüften. Um diese Größenordnung unterscheiden sich für die viskosen Dehnungsanteile ϵ_{v-el} und ϵ_{v-pl} .

5.5 Viertes Kriechniveau

Abschließend werden in Abbildung 5.5 die Dehnungsverläufe bei $\sigma_{k,4} = 0,70 \cdot f_{cm}$ dargestellt.

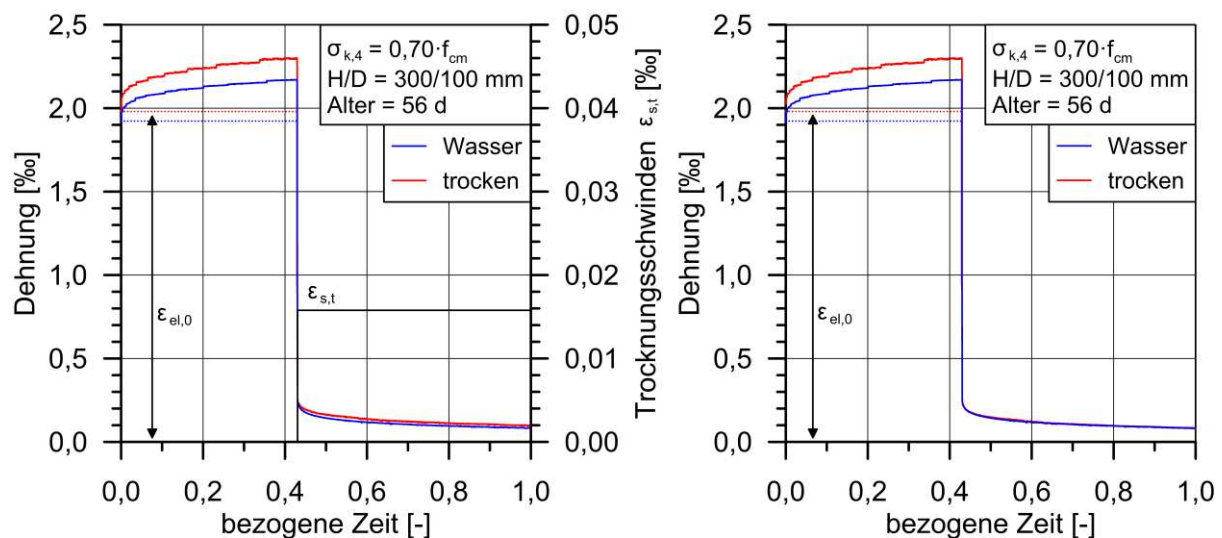


Abbildung 5.5: Mittelwertlinien der Kriechdehnung für das vierte Kriechniveau

Aus Abbildung 5.5 geht hervor, dass die trocken gelagerten und geprüften Proben weiterhin die größte Dehnung erreichen, weiterhin zeigt die Abbildung, dass die Differenz der Kriechdehnung in Abhängigkeit der Lagerungs- und Prüfumgebung weiter zugenommen hat. Die einzelnen Dehnungsanteile enthält Tabelle 5.4.

Tabelle 5.4: Dehnungsanteile für das vierte Kriechniveau

Ch.	Niveau	Alter [d]	Umg.	$\epsilon_{el,0}$ [‰]	$\epsilon_{s,t}$ [‰]	ϵ_{max} [‰]	ϵ_{el} [‰]	ϵ_k [‰]	ϵ_{v-el} [‰]	ϵ_{v-pl} [‰]
F	4 (0,700·f _{cm})	56	Wasser	1,923	0	2,178	1,886	0,292	0,209	0,083
			trocken	1,981	0,016	2,287	2,023	0,265	0,184	0,081

Der Dehnungsanteil infolge des Trocknungsschwindens beträgt für das vierte Kriechniveau $\epsilon_{s,t} = 0,016$ ‰. Die elastische Dehnung zum Zeitpunkt t_e der trocken gelagerten und geprüften Proben ist mit $\epsilon_{el,TR} = 2,02$ ‰ zu $\epsilon_{el,UW} = 1,89$ ‰ um 7 % größer als für die unter Wasser gelagerten und geprüften Proben. Die größere Kriechdehnung erreichen die unter Wasser gelagerten und geprüften Proben. Die Differenz beträgt zwischen den beiden Prüfserien beträgt 10 % ($\epsilon_{k,UW}/\epsilon_{k,TR} = 0,29/0,27$ ‰). Die viskoelastische Dehnung ϵ_{v-el} der unter Wasser gelagerten und geprüften Proben ist fast 14 % und die viskoplastische Dehnung ϵ_{v-pl} ca. 2 % größer als für die trocken gelagerten und geprüften Proben.

In Tabelle 5.5 sind die Mittelwerte der einzelnen Dehnungsanteile für die vier Kriechniveaus zusammengefasst enthalten. Eine Zusammenstellung der Einzelwerte ist im Anhang in Tabelle A-3.1 zu finden.

Tabelle 5.5: Zusammenfassung der Dehnungsanteile für die Kriechniveaus

Ch.	Niveau	Alter [d]	Umg.	$\epsilon_{el,0}$ [‰]	$\epsilon_{s,t}$ [‰]	ϵ_{max} [‰]	ϵ_{el} [‰]	ϵ_k [‰]	ϵ_{v-el} [‰]	ϵ_{v-pl} [‰]
F	1 (0,375·f _{cm})	35	Wasser	1,030	0	1,195	1,025	0,170	0,133	0,037
			trocken	1,061	0	1,285	1,063	0,222	0,123	0,099
	2 (0,447·f _{cm})	42	Wasser	1,228	0	1,374	1,210	0,164	0,137	0,027
			trocken	1,265	0,016 0,026	1,420	1,270	0,151	0,134	0,016
	3 (0,600·f _{cm})	49	Wasser	1,648	0	1,893	1,639	0,254	0,166	0,088
			trocken	1,698	0,011 0,016	1,964	1,698	0,266	0,172	0,094
	4 (0,700·f _{cm})	56	Wasser	1,923	0	2,178	1,886	0,292	0,209	0,083
			trocken	1,981	0,016	2,287	2,023	0,265	0,184	0,081

Wie die in Tabelle 5.5 enthaltenen Dehnungsanteile zeigen, ist der elastische Dehnungsanteil mit Abstand der größte aller Anteile ($\epsilon_{el} > 80$ % ϵ_{max}). Werden die elastischen Dehnungen $\epsilon_{el,0}$ und ϵ_{el} zusammengefasst für die vier Kriechniveaus betrachtet, so zeigt sich, dass der elastische Dehnungsanteil zum Zeitpunkt der Entlastung

für die trocken gelagerten und geprüften Proben größer war als der zu Beginn des jeweiligen Beanspruchungsblocks. Für die unter Wasser gelagerten und geprüften Proben war es umgekehrt. Unter der Annahme, dass die Dauer des Rückkriechens mit 96 Stunden ausreichend war, stellt der Betrag des Rückkriechens den viskosen Dehnungsanteil dar. Werden davon nur die bleibenden Dehnungen (ϵ_{v-pl}) der einzelnen Beanspruchungsniveaus in Tabelle 5.5 betrachtet und aufsummiert, ergibt sich ein Betrag von 0,290 ‰ für die trocken gelagerten und geprüften Proben und ein Betrag von 0,235 ‰ für die unter Wasser gelagerten und geprüften Proben. Der ϵ_{v-pl} infolge der ersten Kriechspannung erzeugt bei den trocken gelagerten und geprüften Proben bereits 34 % der gesamten plastischen Dehnung. Unter Wasser macht dieser Anteil lediglich rund 16 % des Gesamtanteils aus. Basierend auf den Ergebnissen der vorangegangenen Abschnitte ist bekannt, dass die Lagerung und Prüfung in trockener Umgebung im Vergleich zur Lagerung und Prüfung unter Wasser zu einer Austrocknung der Proben führt. Durch die Austrocknung verbleiben ehemals wassergefüllte Hohlräume nun luftgefüllt zurück. Durch das Aufbringen der Kriechspannung, des ersten Kriechniveaus deutlich unterhalb der Linearitätsgrenze des hochfesten Betons lag, wird das Betongefüge inklusive der Hohlräume verdichtet, ohne dass mit einer Rissbildung infolge der Kriechspannung zu rechnen ist. Sind die Hohlräume wie bei den unter Wasser gelagerten und geprüften Proben mit Wasser gefüllt, so deuten die Ergebnisse des ersten Kriechniveaus darauf hin, dass das Wasser aufgrund seiner Inkompressibilität nur zeitlich verzögert bzw. gar nicht aus diesen Hohlräumen infolge der äußeren Beanspruchung verdrängt/umgelagert werden kann. Infolge dessen bleiben die elastische Dehnung zum Zeitpunkt t_e und die viskoplastische Dehnung deutlich hinter den Werten für die trocken gelagerten und geprüften Proben zurück. Wird bei einer erneuten Beanspruchung eine kritische Schwelle nicht überschritten, wie durch das zweite Kriechniveau (20 %-ige Erhöhung von σ_k), kommt es nur zu Zuwächsen der viskoplastischen Dehnung. Der Beitrag dieses Beanspruchungsniveaus an der gesamten viskoplastischen Dehnung macht bei den trocken gelagerten und geprüften Proben 5,6 % und bei den unter Wasser gelagerten und geprüften Proben 11,5 % aus. Durch die Kriechspannung $\sigma_{k,3}$ scheint eine kritische Schwelle überschritten zu sein, nun steigt der viskoplastische Anteil in beiden Prüfumgebungen überproportional an. Die unter Wasser gelagerten und geprüften Proben erreichen die betragsmäßig höchste viskoplastische Dehnung aller Beanspruchungsniveaus. Der Anteil macht hier fast 38 % der gesamten viskoplastischen Dehnung aus. Die trocken gelagerten und geprüften Proben erreichen bei dieser Beanspruchung mit ungefähr 32 % der gesamten viskoplastischen Dehnung den zweithöchsten Zuwachs hinter dem für $\sigma_{k,1}$. Die stützende Wirkung des Wassers scheint nicht mehr vorhanden zu sein, was darauf schließen lässt, dass es zu einer Verdrängung/Umlagerung des Wassers gekommen sein muss. Erste Rissbildungen wären

eine mögliche Ursache, infolge derer sich der stützende Wasserdruck im Betongefüge abbaut. Die Zunahme von ϵ_{v-pl} infolge $\sigma_{k,4}$ bleibt auf einem ähnlich hohen Niveau wie zuvor. In trockener Umgebung ergibt sich ein Anteil von 28 % an der gesamten viskoplastischen Dehnung und unter Wasser von 35,3 %.

5.6 Restelastizitätsmodul, Restdruckfestigkeit

Nach Abschluss der Kriechuntersuchungen wurde für alle Proben der dynamische und statische Elastizitätsmodul und die Druckfestigkeit unter monoton steigender Beanspruchung bestimmt. Die Ergebnisse fasst die Tabelle 5.6 zusammen.

Tabelle 5.6: Dynamischer und statischer Restelastizitätsmodul, Restdruckfestigkeit unter monoton steigender Beanspruchung und Bruchdehnung nach dem Kriechversuch

Ch.	Versuch	Umg.	Nr.	Alter [d]	E_{dyn} [GPa]	E_{stat} [GPa]	f_c [MPa]	ϵ_c [‰]
F	Kriechen	Wasser	9	64	48,84	41,61	129,0	3,64
			11	64	48,81	43,65	127,6	3,59
			12	64	48,88	45,00	128,9	3,61
	mean				48,84	43,42	128,5	3,61
	Kriechen	trocken	21	64	46,33	41,95	128,4	3,70
			25	64	47,20	42,68	127,8	3,55
			20	64	47,40	42,32	128,0	3,56
	mean				46,97	42,31	128,0	3,60
	Schwinden	Klimaraum	17	64	49,79	43,84	129,9	3,83

Der dynamische Elastizitätsmodul hat in Folge der Kriechbeanspruchung in beiden Umgebungen deutlich abgenommen. Nach den vier Kriechbeanspruchungen erreichen die unter Wasser gelagerten und geprüften Proben einen um fast 7 % kleineren dynamischen Elastizitätsmodul im Vergleich zum Mittelwert aller unter Wasser gelagerten Proben derselben Charge vor Prüfbeginn. Für die trocken gelagerten und geprüften Proben wurde ein um 6 % kleinerer dynamischer Elastizitätsmodul festgestellt. Im Mittel beträgt der Unterschied zwischen den trocken gelagerten und geprüften und den unter Wasser gelagerten und geprüften Kriechproben zu diesem Zeitpunkt 4 %. Im Gegensatz dazu erreichte die unbelastete Schwindprobe denselben dynamischen Elastizitätsmodul wie vor Prüfbeginn.

Im Vergleich zu E_{dyn} blieb der statische Elastizitätsmodul der Kriechproben gegenüber des Ausgangszustands im Alter von 34 Tagen nahezu unverändert (trocken: + 0,39 %, unter Wasser: + 0,03 %). Im direkten Vergleich erreichen die unter Wasser gelagerten und geprüften Proben wie schon vor Beginn der Kriechuntersuchungen

einen im Mittel um 3 % höheren statischen Elastizitätsmodul als die trocken gelagerten und geprüften. Wird der statische Elastizitätsmodul der unbelasteten Trocknungsschwindprobe mit dem mittleren Ausgangswert vor Beginn der Kriechuntersuchungen verglichen, so ist dieser innerhalb der 30 Tage andauernden Kriechversuche um 4 % gestiegen, er ist damit auch um 3,5 % größer als der mittlere statische Elastizitätsmodul der trocken gelagerten und geprüften Kriechproben. Tendenziell bestätigen damit diese Ergebnisse die Ergebnisse zu E_{dyn} .

Im Vergleich zur Druckfestigkeit unter monoton steigender Beanspruchung vor Beginn der Kriechuntersuchungen (Abbildung 5.6, links) zeigen sämtliche Proben eine Nacherhärtung (Abbildung 5.6, rechts). Im Mittel beträgt die Nacherhärtung der trocken gelagerten und geprüften Proben trotz der vorhergehenden Kriechbeanspruchung 7,4 % und für die unter Wasser gelagerten und geprüften Proben 7,8 %. Die unbeanspruchte Probe, die für die Messung des Trocknungsschwindens verwendet wurde („Schwindprobe“ in Abbildung 5.6, rechts), besaß im Vergleich zur Druckfestigkeit der trocken gelagerten und geprüften Proben im Alter von 34 Tagen eine um 9 % höhere Druckfestigkeit.

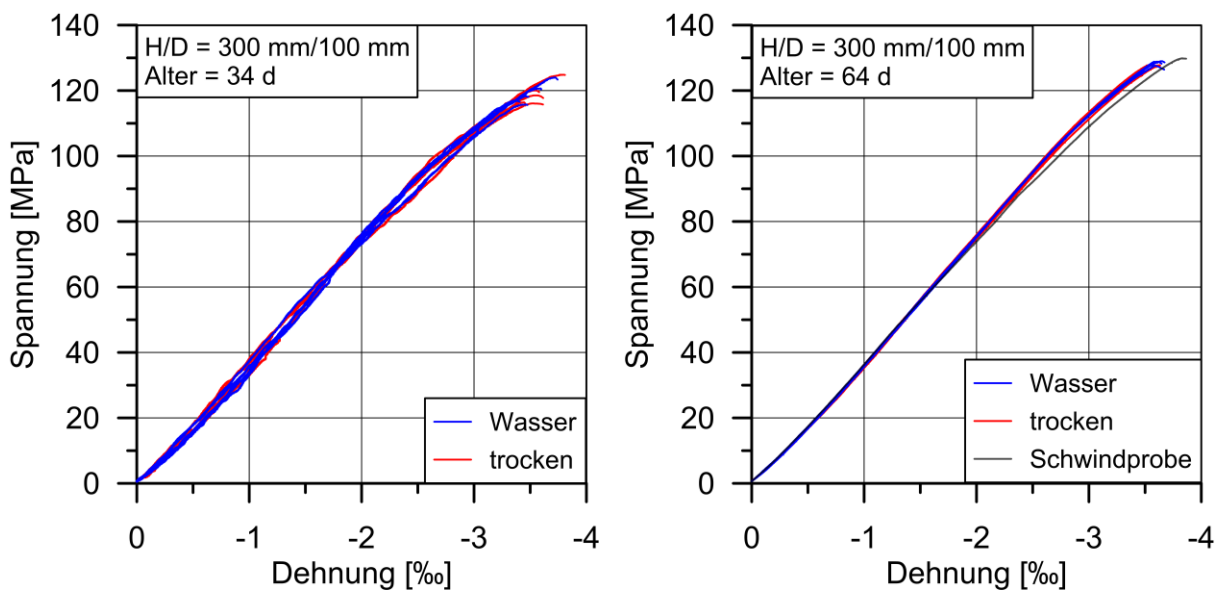


Abbildung 5.6: Spannungs-Dehnungslinien der Proben zur Bestimmung der Referenzdruckfestigkeit f_{cm} (links), der trocken gelagerten und geprüften Kriechproben, der Schwindprobe und der unter Wasser gelagerten und geprüften Kriechproben nach den Kriechuntersuchungen (rechts)

Werden die Spannungs-Dehnungslinien betrachtet, so fällt auf, dass die Linien der Kriechproben unabhängig von der Umgebung nahezu deckungsgleich verlaufen. Der lineare Bereich der Spannungs-Dehnungslinien endet bei allen Proben bei ca. 85 % der mittleren Druckfestigkeit. Werden diese Verläufe der Kriechproben mit dem der Schwindprobe verglichen, so besitzt die Schwindprobe im Bereich bis ca. 40 % der Druckfestigkeit (50 MPa) eine höhere Steigung, wodurch sich der höhere statische Elastizitätsmodul erklären lässt. Im anschließenden Bereich ist die Steigung der Schwindprobe dann kleiner. Die Steigungsdifferenz lässt sich auf die Zunahme der plastischen Dehnungen der Schwindprobe zurückführen, die bei den Kriechproben bereits eingepreßt sind. Die Kurvencharakteristik der Schwindprobe ähnelt damit derer der Druckfestigkeitsuntersuchungen im Alter von 34 Tagen, wie Abbildung 5.6 zeigt.

Basierend auf den Ergebnissen des dynamischen und statischen Elastizitätsmoduls und der Druckfestigkeit unter monoton steigender Beanspruchung haben sich keine wesentlichen Veränderungen in Bezug auf den Einfluss der Lagerungs- und Prüfumgebung als vor Beginn der Untersuchungen ergeben. Es gibt daher keinen Hinweis darauf, dass die unter Wasser gelagerten und geprüften Proben einen abweichenden Schädigungszustand zu den trocken gelagerten und geprüften Proben aufweisen. Sehr wohl ist ein Einfluss der Kriechspannung zu erkennen. Unter Berücksichtigung, dass die unter Wasser beanspruchten Proben nach den Kriechuntersuchungen eine etwas höhere mittlere Masse (+ 4g), einen kleineren dynamischen und statischen Elastizitätsmodul und eine niedrigere Druckfestigkeit unter monoton steigender Beanspruchung als die Schwindprobe hatten, ist davon auszugehen, dass es infolge der Kriechbeanspruchung zu einer Schädigung gekommen sein muss. Gleiches gilt auch für die trocken gelagerten und geprüften Proben, die im Mittel 11 g an Masse verloren haben. Das Entstehen von Rissen wäre eine mögliche Erklärung für die festgestellten Veränderungen.

5.7 Zusammenfassung und Fazit

Die in diesem Abschnitt vorgestellten Ergebnisse der Kriechdehnungsanteile zeigen, dass das Kriechverhalten des untersuchten hochfesten Betons von den Umgebungsbedingungen während der Lagerung und Prüfung abhängig war. Zusätzlich ergab sich eine Abhängigkeit des Kriechverhaltens zwischen den Umgebungsbedingungen und der Kriechspannung. Blieb die Kriechspannung unterhalb von ca. 45 % der Druckfestigkeit unter monoton steigender Beanspruchung, führte bei Erstbelastung ein durch die Lagerung und Prüfung unter Wasser erhöhter Wassergehalt im Betongefüge zu deutlich niedrigeren viskoplastischen Dehnungen als die trockene Lagerung und Prüfung. Das Verhalten ist auf die Inkompressibilität des Wassers und

die verhinderte Austrocknung durch die Prüfung unter Wasser zurückzuführen. Überstieg die Kriechspannung dieses Beanspruchungsniveau, so konnte kein stützender Effekt des Wassers festgestellt werden. Es wird angenommen, dass der überproportionale Anstieg des viskoplastischen Dehnungsanteils infolge der Kriechspannung $\sigma_{k,3} = 0,60 \cdot f_{cm}$ und $\sigma_{k,4} = 0,70 \cdot f_{cm}$, unabhängig von der Lagerungs- und Prüfumgebung auf die Entstehung von Rissen zurückzuführen ist. Eine mittragende Wirkung des Wassers würde durch eine solche Rissbildung abgebaut, wodurch sich das annähernd gleiche Kriechverhalten der trocken gelagerten und geprüften und der unter Wasser gelagerten und geprüften Proben für das dritte und vierte Kriechniveau erklären lassen. Die Ergebnisse der Untersuchungen, die im Anschluss an die Kriechuntersuchungen durchgeführt wurden (E_{dyn} , E_{stat} und f_c), bestätigen, dass es infolge der Kriechbeanspruchung, unabhängig von der Lagerungs- und Prüfumgebung, zu einer Schädigung des Betongefüges gekommen sein muss. Möglich erscheint es in diesem Zusammenhang auch, dass es bei den unter Wasser gelagerten und geprüften Proben zu einem Wasserdruck in wassergefüllten Poren des Betons gekommen ist, der die Zugfestigkeit der umgebenden Zementsteinmatrix überstiegen hat, wodurch es zu einer zusätzlichen Mikrorissbildung gekommen sein könnte. Jedoch müsste es durch die Überlagerung der äußeren Beanspruchung mit dem Wasserdruck zu einer stärkeren Schädigung im Betongefüge im Vergleich zu den Versuchen mit trocken gelagerten und geprüften Proben gekommen sein. Die stärkere Schädigung müsste sich in einer höheren viskoplastischen Dehnung zeigen. Ein solches Verhalten konnte infolge des zweiten Kriechniveaus, bei dem der Anteil der viskoplastischen Dehnung der unter Wasser gelagerten und geprüften Proben 1,7-fach größer war als bei den trocken gelagerten und geprüften Proben, festgestellt werden.

Für die Proben der Ermüdungsversuche in trockener Umgebung (Raumklima) ist davon auszugehen, dass diese durch die Erwärmung infolge der zyklischen Beanspruchung in Kombination mit einer niedrigeren relativen Luftfeuchte stärker austrocknen als die Kriechproben. Es muss von größeren Dehnungen infolge Trocknungsschwinden als während der Kriechuntersuchungen ausgegangen werden (s. a. Abschnitt 6.1.5).

Kapitel 6

Ermüdungsversuche

6.1 Bruchlastwechselzahlen

6.1.1 Einleitung

In diesem Abschnitt werden die erreichten Bruchlastwechselzahlen der 120 Ermüdungsversuche, die im Rahmen dieser Arbeit mit dem hochfesten Beton durchgeführt wurden, vorgestellt. In der Literatur dokumentierte Ergebnisse deuten auf eine Abhängigkeit der Größe des „Wassereinflusses“ auf den Ermüdungswiderstand (Bruchlastwechselzahl) von der bezogenen Oberspannung und der Probengröße hin. In der Literatur wird die These vertreten, dass dieser „Wassereinfluss“ unter anderem auf einen Wassertransport im Betongefüge infolge der zyklischen Beanspruchung zurückgeführt werden kann

Um zu den beiden erstgenannten Punkte eine Aussage treffen zu können, wurde die bezogene Oberspannung zwischen $S_O = 0,55 - 0,80$ variiert (Abschnitt 6.1.2). Die bezogene Unterspannung und die Beanspruchungsfrequenz wurden mit $S_U = 0,05$ und $f_P = 1$ Hz konstant gehalten. Weiterhin wurden unter Berücksichtigung der zur Verfügung stehenden technischen Ausrüstung für die Probenvorbereitung zwei Zylindergrößen für die Proben gewählt ($H/D = 180$ mm/60 mm, 300 mm/100 mm) (Abschnitt 6.1.3). Um eine Aussage zum letztgenannten Punkt zu ermöglichen, wurde bei einer Serie von wassergelagerten Proben vor Prüfbeginn eine Versiegelung aufgebracht, um den Wasserzutritt während der zyklischen Beanspruchung unter Wasser zu verhindern (Abschnitt 6.1.6).

6.1.2 Einfluss der bezogenen Oberspannung

Die Betrachtung des Einflusses der Lagerung und Prüfung unter Wasser in Kombination mit der bezogenen Oberspannung auf den Ermüdungswiderstand des hochfesten Betons erfolgt getrennt für die beiden Probengrößen. Da unmittelbar vor Beginn der Ermüdungsuntersuchungen die mittlere Druckfestigkeit unter monoton steigender Beanspruchung (f_{cm}) bestimmt wurde, wird davon ausgegangen, dass der Einfluss eines unterschiedlichen Probenalters der verschiedenen Betonchargen durch den

Bezug der Ober- und Unterspannung auf diese Festigkeit zu vernachlässigen ist. Aus diesem Grund und zur besseren Übersicht werden in Abbildung 6.1 und Abbildung 6.2 die Proben der jeweiligen Lagerungs- und Prüfumgebung der einzelnen Chargen zusammengefasst betrachtet. In Abbildung 6.1 sind die Ergebnisse der Proben mit einem Durchmesser von 60 mm dargestellt. Insgesamt ist in dieser Abbildung eine Anzahl (qty) von 45 Ergebnissen enthalten. Eine Zusammenstellung aller Einzelwerte ist in Tabelle A-4.1 des Anhangs zu finden.

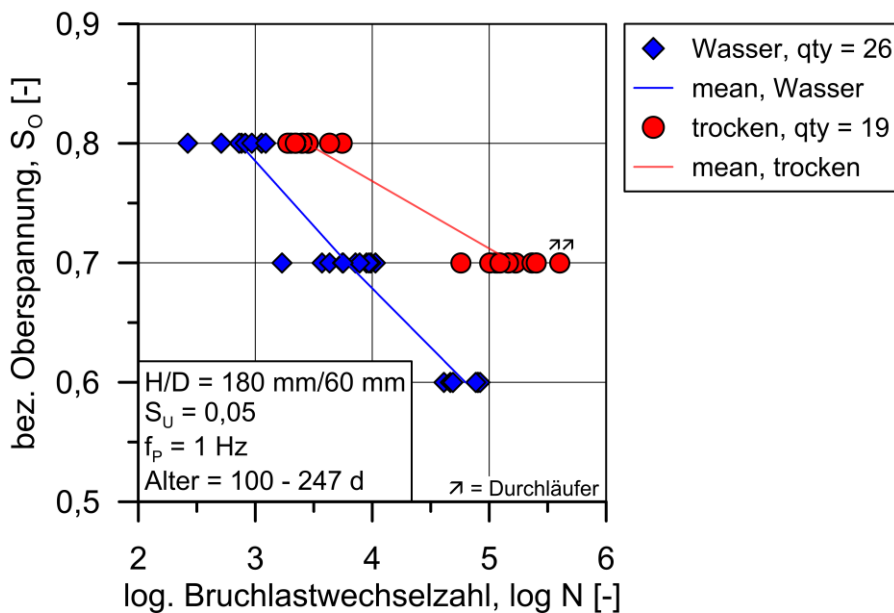


Abbildung 6.1: Logarithmierte Bruchlastwechselzahlen in Abhängigkeit der bezogenen Oberspannung für die Proben mit einem Durchmesser von 60 mm

Zunächst weisen die in Abbildung 6.1 dargestellten Ergebnisse die für Ermüdungsversuche an Betonproben typischen Streuungen auf. Werden dann jedoch die Ergebnisse in Bezug auf die Lagerungs- und Prüfumgebung betrachtet, sind Differenzen feststellbar. Die Ergebnisse bei einer bezogenen Oberspannung $S_o = 0,80$ zeigen, dass sich für die unter Wasser gelagerten und geprüften Proben ein Unterschied der mittleren logarithmierten Bruchlastwechselzahl von $\Delta \log N_m = 0,6$ ergibt. Es gibt keine Überschneidung der logarithmierten Bruchlastwechselzahlen der trockenen Proben mit den Proben, die unter Wasser gelagert und geprüft wurden. Durch die Reduktion der bezogenen Oberspannung auf $S_o = 0,70$ kommt es in beiden Prüfserien zu einem Anstieg der Bruchlastwechselzahlen. Die trocken gelagerten und geprüften Proben erreichen eine mittlere logarithmierte Bruchlastwechselzahl $\log N_m = 5,2$, wohingegen die unter Wasser gelagerten und geprüften Proben nur einen Wert von $\log N_m = 3,8$ erreichen. Die Unterschied im Ermüdungswiderstand der beiden Prüfserien beträgt somit $\Delta \log N_m = 1,4$. Der Einfluss, der auf die Lagerungs- und Prüfumgebung zurückzuführen ist, hat sich durch die Reduktion der be-

zogenen Oberspannung um 10 % ($S_O = 0,80$ auf $S_O = 0,70$) mehr als verdoppelt. Bezogen auf die absolute Bruchlastwechselzahl N_f bedeutet das einen 28,5-fach höheren Ermüdungswiderstand der trocken gelagerten und geprüften Proben im Vergleich zu den unter Wasser gelagerten und geprüften. Dabei ist zu beachten, dass es sich bei zwei Versuchen in trockener Umgebung um sogenannte Durchläuferversuche handelt (in Abbildung 6.1 mit einem Pfeil gekennzeichnet). Diese Versuche wurden nach dem Überschreiten einer im Voraus festgelegten Lastwechselzahl ($N = 400.000$ bzw. $\log N = 5,6$) beendet, ohne dass ein Versagen der Proben eintrat oder es Hinweise auf ein nahendes Versagen gab. Der Ermüdungswiderstand dieser Proben ist daher unbekannt, doch in jedem Fall größer als der dargestellte Wert. Es ist also davon auszugehen, dass die mittlere logarithmierte Bruchlastwechselzahl der trockenen Proben auf diesem Beanspruchungsniveau noch höher ist.

Mit einer bezogenen Oberspannung $S_O = 0,60$ wurden nur Ermüdungsversuche mit wassergelagerten und unter Wasser geprüften Proben durchgeführt. Basierend auf den Ergebnissen des vorherigen Beanspruchungsniveaus sowie Ergebnissen von Oneschkow [36], die Ermüdungsversuche mit demselben hochfesten Beton bei $S_O = 0,60$ mit einer Beanspruchungsfrequenz $f_P = 10$ Hz durchgeführt hat, wurde ein Ermüdungswiderstand von $\log N_m > 6,3$ erwartet. Unter Berücksichtigung der gewählten Beanspruchungsfrequenz in den eigenen experimentellen Untersuchungen hätte sich daraus eine Prüfdauer von mindestens 23 Tagen je Versuch ergeben, die nicht realisiert werden konnte. Die mittlere logarithmierte Bruchlastwechselzahl der unter Wasser gelagerten und geprüften Versuche beträgt $\log N_m = 4,8$ und ist damit noch immer kleiner als $\log N_m$ der trockenen Proben bei $S_O = 0,70$.

Wird die Mittelwertgerade der unter Wasser gelagerten und geprüften Proben betrachtet, so zeigt diese einen linearen Zusammenhang zwischen der logarithmierten Bruchlastwechselzahl und der bezogenen Oberspannung. Werden darüber hinaus die Steigungen der dargestellten Mittelwertgeraden verglichen, so kann daraus abgeleitet werden, dass der „Wassereinfluss“ auf den Ermüdungswiderstand der Proben mit einem Durchmesser von 60 mm eine Abhängigkeit von der bezogenen Oberspannung besitzt. Mit kleiner werdender Oberspannung wird der Ermüdungswiderstand der unter Wasser gelagerten und geprüften Proben im Vergleich zum Ermüdungswiderstand der trockenen Proben niedriger. Diese Untersuchungen bestätigen damit die Ergebnisse von [31], [32] und [33].

Nachfolgend werden die Ergebnisse der Ermüdungsversuche mit den Proben, die einen Durchmesser von 100 mm und eine Höhe von 300 mm hatten, diskutiert. In Abbildung 6.2 sind 58 Einzelwerte dargestellt, die verwendeten Proben entstammten vier Betonchargen. Aus den bereits genannten Gründen wurde keine Differenzierung

der Ergebnisse nach Betonchargen oder Probenalter vorgenommen. Die Einzelwerte in Abhängigkeit der Betoncharge sind im Anhang dokumentiert (Tabelle A-4.1).

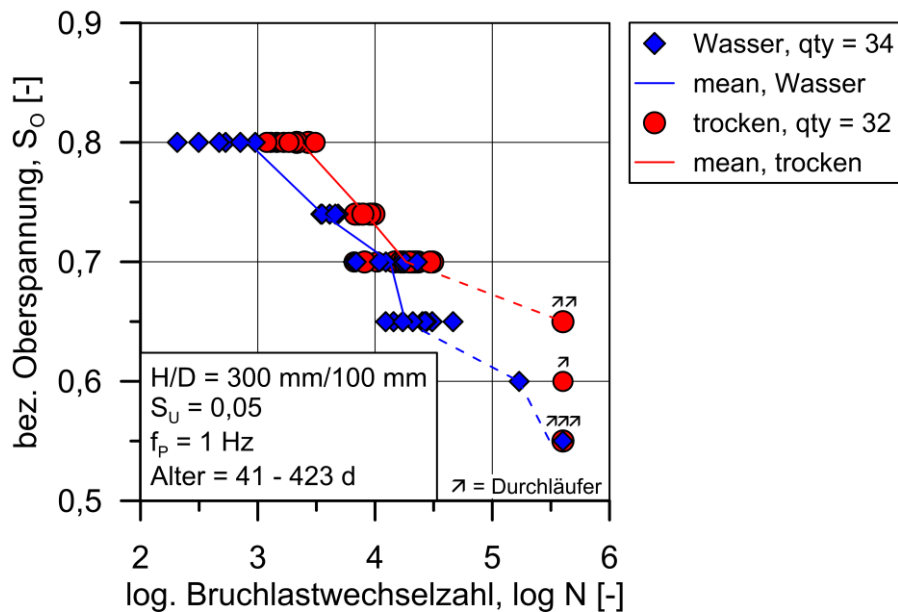


Abbildung 6.2: Logarithmierte Bruchlastwechselzahlen in Abhängigkeit der bezogenen Oberspannung für die Proben mit einem Durchmesser von 100 mm

In Abhängigkeit der Lagerungs- und Prüfumgebung ergaben sich auch bei den in Abbildung 6.2 dargestellten Untersuchungen Unterschiede für den Ermüdungswiderstand des hochfesten Betons. Für die bezogene Oberspannung $S_o = 0,80$ beträgt der Mittelwert trocken gelagerten und geprüften Proben $\log N_m = 3,3$ und für die unter Wasser gelagerten und geprüften $\log N_m = 2,8$. Die Differenz ist mit $\Delta \log N_m = 0,5$ (bzw. Faktor 2,8 bezogen auf N) kleiner als für die Proben mit einem Durchmesser von 60 mm. Unter der Annahme, dass $\log N$ normalverteilt ist [36], ergibt sich für die Proben mit $D = 100$ eine größere Standardabweichung der unter Wasser gelagerten und geprüften Proben. Ein weiterer Unterschied zu den Ergebnissen der Ermüdungsversuche mit Proben, die einen Durchmesser von 60 mm haben, ist, dass für $S_o = 0,70$ zu Überschneidungen zwischen den Bruchlastwechselzahlen der trocken gelagerten und geprüften und der unter Wasser gelagerten und geprüften Proben kommt. Für die Versuche bei $S_o = 0,70$ ergibt sich aus Abbildung 6.2 nur noch eine kleine Differenz im mittleren Ermüdungswiderstand ($\log N_{m,UW} = 4,1$, $\log N_{m,TR} = 4,2$) und dieselbe Standardabweichung bezogen auf $\log N$ ($\sigma = 0,21$) der trocken gelagerten und geprüften und der unter Wasser gelagerten und geprüften Proben. Auch ist der kleinste Ermüdungswiderstand, der von einer Probe der jeweiligen Lagerungs- und Prüfumgebung erreicht wurde, nahezu identisch wie Abbildung 6.2 zeigt. Lediglich bei der maximal erreichten Bruchlastwechselzahl N_f ist ein Unterschied von 40 % vorhanden ($N_{max,UW} = 22.900$, $N_{max,TR} = 31.026$). Im Vergleich zu den Ergebnissen

der kleinen Proben bedeutet das eine Erhöhung des Ermüdungswiderstands der unter Wasser gelagerten und geprüften Proben von $\Delta \log N_m = 0,3$ und eine Verringerung der trocken gelagerten und geprüften Proben von $\Delta \log N_m = 1,0$. Das vorher definierte Durchläuferniveau wurde von keiner Probe mit $D = 100$ mm erreicht.

Im nächsten Schritt wurde die bezogene Oberspannung um 5 % verringert, da davon ausgegangen wurde, dass die trockenen Proben bei $S_O = 0,6$ das Durchläuferniveau erreichten. Durch die bezogene Oberspannung $S_O = 0,65$ sollten Ermüdungsbrüche der trockenen Proben erreicht werden. Abbildung 6.2 zeigt, dass der Ermüdungswiderstand der trockenen Proben im Vergleich zu den vorher untersuchten Oberspannungsniveaus deutlich anstieg, sodass alle trocken gelagerten und geprüften Proben das Durchläuferniveau erreichten. Der Ermüdungswiderstand dieser Proben ist unbekannt, aber in jedem Fall höher als die dargestellten Werte. Aus diesem Grund ist die Mittelwertgerade in Abbildung 6.2 nur gestrichelt dargestellt. Bei allen unter Wasser gelagerten und geprüften Proben trat das Ermüdungsversagen ein. Diese Proben erreichten eine mittlere logarithmierte Bruchlastwechselzahl $\log N_m = 4,3$. Bei $S_O = 0,60$ wurde nur jeweils ein Versuch in trockener Umgebung und unter Wasser durchgeführt. Die unter Wasser gelagerte und geprüfte Probe versagte bei $\log N_f = 5,2$, wohingegen die trocken gelagerte und geprüfte Probe, wie erwartet, das Durchläuferniveau erreichte. Durch die Reduktion der bezogenen Oberspannung $S_O = 0,55$ erreichte nun auch die unter Wasser gelagerte und geprüfte Probe das zuvor festgelegte Durchläuferniveau von $\log N = 5,6$. Aufgrund der wenigen Ergebnisse und das das Durchläuferniveau erreicht wurde sind die Mittelwertgeraden in Abbildung 6.2 für diese bezogenen Oberspannungsniveaus gestrichelt dargestellt.

Anhand der Mittelwertgeraden der unter Wasser gelagerten und geprüften sowie der trocken gelagerten und geprüften Proben zeigen sich Unterschiede zu den Ergebnissen der Proben mit $D = 60$ mm. Für die Proben mit $D = 100$ mm besitzt der „Wassereinfluss“ auf den Ermüdungswiderstand des hochfesten Betons im Bereich zwischen $S_O = 0,80$ und $0,70$ eine gegenläufige Abhängigkeit von der bezogenen Oberspannung im Vergleich mit den kleineren Proben. In diesem Bereich nähern sich die Mittelwertgeraden mit abnehmender bezogener Oberspannung an. Erst durch eine weitere Reduktion der bezogenen Oberspannung ($S_O = 0,65$) wird dann der Ermüdungswiderstand der unter Wasser gelagerten und geprüften Proben im Vergleich zum Ermüdungswiderstand der trockenen Proben kleiner bzw. der Ermüdungswiderstand der trockenen Proben steigt deutlich an. Ab diesem Oberspannungsniveau deuten die Ergebnisse der unter Wasser gelagerten und geprüften Proben wieder eine Abhängigkeit von der bezogenen Oberspannung S_O im Vergleich zu den trocken gelagerten und geprüften Proben an.

6.1.3 Einfluss der Probengröße

In diesem Abschnitt werden die Ergebnisse der Ermüdungsversuche in Bezug zum Wassereinfluss und der Probengröße gesetzt. Hierfür sind in Abbildung 6.3 und Abbildung 6.4 die Mittelwerte der logarithmierten Bruchlastwechselzahlen über den Probekörperdurchmesser aufgetragen.

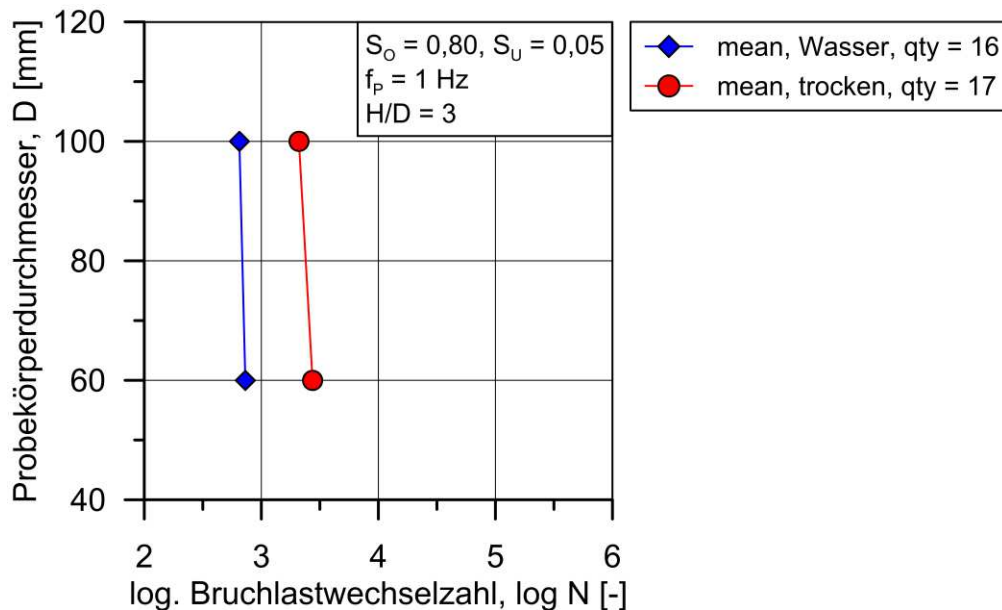


Abbildung 6.3: Mittelwertgeraden der logarithmierten Bruchlastwechselzahlen in Abhängigkeit des Probekörperdurchmessers für $S_O = 0,80$

Abbildung 6.3 zeigt, dass bei einer bezogenen Oberspannung $S_O = 0,80$ die trockenen Proben mit einem Durchmesser von 60 mm mit $\log N_m = 3,5$ einen höheren Ermüdungswiderstand haben als die Proben mit einem Durchmesser von 100 mm mit $\log N_m = 3,4$. Die Differenz der mittleren logarithmierten Bruchlastwechselzahl, die sich aus der Probengröße ergibt, ist mit $\Delta \log N_m = 0,1$ doppelt so groß wie die Differenz der unter Wasser gelagerten und geprüften Proben mit $\Delta \log N_m = 0,05$. Die unter Wasser gelagerten und geprüften und die trocken gelagerten und geprüften Proben mit einem Durchmesser von 60 mm erreichen bei $S_O = 0,80$ einen höheren Ermüdungswiderstand als die Proben mit $D = 100$ mm.

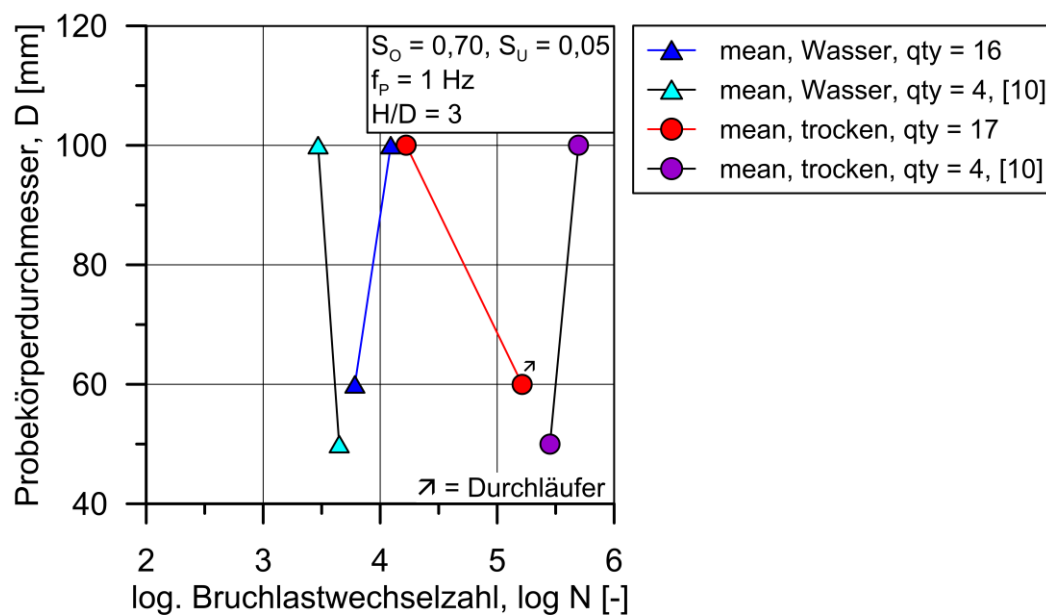


Abbildung 6.4: Mittelwertgeraden der logarithmierten Bruchlastwechselzahlen in Abhängigkeit des Probekörperdurchmessers für $S_O = 0,70$ für die eigenen Untersuchungen und aus [10]

Für das Beanspruchungsniveau $S_O = 0,70$ zeigen sich in Abbildung 6.4 deutliche Unterschiede im Ermüdungswiderstand der trocken gelagerten und geprüften Proben, die auf die Probengröße zurückgeführt werden können. Der mittlere Ermüdungswiderstand der Proben mit $D = 60 \text{ mm}$ ist mit $\log N_m = 5,2$ um eine Zehnerpotenz größer als für die Proben mit $D = 100 \text{ mm}$ mit $\log N_m = 4,2$. Bei den unter Wasser gelagerten und geprüften Proben ergibt sich eine mittlere logarithmierte Bruchlastwechselzahl bei einem Durchmesser von 60 mm von $\log N_m = 3,8$ im Vergleich zu $\log N_m = 4,1$ bei den Proben mit einem Durchmesser von 100 mm . Die kleinere Probengröße führt bei diesem Beanspruchungsniveau bei der Lagerung und Prüfung unter Wasser zu einer niedrigeren mittleren Bruchlastwechselzahl (ungünstig) bzw. in trockener Umgebung zu einer höheren (günstig). Werden die eigenen Ergebnisse mit denen von Nygard et al. [10] verglichen, so ergibt sich für die Proben mit $D = 60 \text{ mm}$ bzw. $D = 50 \text{ mm}$, die unter Wasser gelagert und geprüft wurden, eine gute Übereinstimmung der mittleren logarithmierten Bruchlastwechselzahl ($\log N_{m,60 \text{ mm}} = 3,8$, $\log N_{m,50 \text{ mm}} = 3,6$). Für die Proben mit einem Durchmesser von 100 mm ergeben sich größere Unterschiede. Die eigenen Ergebnisse liegen mit $\log N_{m,100 \text{ mm}} = 4,1$ oberhalb derer aus [10] mit $\log N_{m,100 \text{ mm}} = 3,5$. Es fällt auf, dass der Ermüdungswiderstand der Proben mit einem Durchmesser von 100 mm in den Untersuchungen von Nygard et al. kleiner war als für die Proben mit 50 mm Durchmesser. Das erscheint nicht plausibel, da Nygard et al. angeben, dass es sich beim Wassereinfluss während der zyklischen Beanspruchung um ein Phänomen der Randzone handelt. Die vom Wasser gesättigte Randzonendicke gaben sie unabhängig vom Proben-

durchmesser mit ca. 10 mm in radialer Richtung an (Abschnitt 2.3.2), sodass für die Proben mit dem kleinsten Durchmesser die größte Beeinflussung zu erwarten gewesen wäre. Generell ist die Aussagekraft dieser Ergebnisse schwierig zu bewerten, da einerseits Bohrkern verwendet wurden und der Stichprobenumfang mit nur zwei Ergebnissen sehr klein war. Der Bohrprozess birgt immer die Gefahr, dass es zu einer Vorschädigung des Gefüges kommt. Eine solche Vorschädigung würde die Streuungen der Druckfestigkeit unter monoton steigender Beanspruchung erhöhen und sich damit auf den Ermüdungswiderstand auswirken. Auf Basis einer deutlich höheren Standardabweichung der Druckfestigkeitswerte der Proben mit $D = 100$ mm (+25 %) handelt es sich dabei möglicherweise um ein zufälliges Ergebnis. In den eigenen Untersuchungen ($S_0 < 0,80$) wird die von Nygard et al. genannte Hypothese bestätigt, denn hier erreichen die unter Wasser gelagerten und geprüften Proben mit einem Durchmesser von 100 mm einen höheren Ermüdungswiderstand als die Proben mit einem Durchmesser von 60 mm. Die Hypothese wird weiterhin auch durch Untersuchungen am Institut für Baustoffe an einem hochfesten Vergussmörtel unterstützt [81]. Hier wurden Ermüdungsversuche unter Wasser beim Eintritt eines bestimmten Dehnungs- bzw. Schädigungszustands gestoppt und die Probe bei $H/2$ gespalten. Es zeigte sich, dass Wasser in entstandene Risse eingedrungen war. Es handelte sich dabei um Oberflächenrisse in der Randzone des Probekörpers. Die Wassereindringfront in radialer Richtung konnte mit einer Tiefe bis zu 10 mm erfasst werden, wie, links, zeigt. In Abbildung 6.5, rechts, ist eine Proben aus HPC mit $D = 100$ mm zu sehen. Der Ermüdungsversuch mit dieser Probe wurde ebenfalls nach dem Erreichen eines bestimmten Dehnungs- bzw. Schädigungszustands gestoppt und die Probe bei $H/2$ gespalten. Die Probe zeigte einen Oberflächenriss in der Randzone durch den das Wasser eingedrungen war. Die Eindringtiefe in radialer Richtung betrug ca. 10 mm wie auch für die Vergussmörtelprobe.



Abbildung 6.5: Vergleich der Wassereindringfront beim Erreichen eines bestimmten Dehnungs- bzw. Schädigungszustands für eine hochfeste Vergussmörtelprobe ($H/D = 180$ mm/60 mm) [81], links, und eine Probe aus HPC mit $D = 100$ mm, rechts

Werden nun die Ergebnisse der trocken gelagerten und geprüften Proben aus den eigenen Untersuchungen mit denen von Nygard et al. verglichen, so fällt auf, dass der in [10] dokumentierte Ermüdungswiderstand, unabhängig von der Probengröße, im Bereich von größer gleich $\log N_m = 5,5$ lag. Der Ermüdungswiderstand der Proben mit einem Durchmesser von 60 mm in den eigenen Untersuchungen ist damit etwas kleiner ($\log N_m = 5,2$) als in den Untersuchungen von Nygard et al.. Im Gegensatz dazu ist der in den eigenen Untersuchungen ermittelte Ermüdungswiderstand der Proben mit $D = 100$ mm mit $\log N_m = 4,2$ deutlich kleiner als der in [10] dokumentierte ($\log N_m = 5,7$). Die Standardabweichung der Druckfestigkeit unter monoton steigender Beanspruchung war in [10] mit $\sigma = 1,7$ MPa klein, darüber hinaus lagen die mittleren logarithmierten Bruchlastwechselzahlen mit $\log N_m = 5,69$ und $5,73$ sehr dicht zusammen. Anhand der Art der Probenherstellung und der Anzahl der Ergebnisse lässt sich dieser Unterschied von mehr als einer Zehnerpotenz zu den eigenen Untersuchungen nicht erklären. Es wird daher davon ausgegangen, dass in den eigenen Ermüdungsuntersuchungen der Proben mit $D = 100$ mm Sekundäreffekte wirkten, die den Ermüdungswiderstand beeinflusst haben müssen. Nach [82], [33] und [83] ist die Erwärmung infolge der zyklischen Beanspruchung ein möglicher Sekundäreffekt. In den genannten Untersuchungen führte die zyklische Beanspruchung in Abhängigkeit des Beanspruchungsniveaus, der Beanspruchungsfrequenz und der Probengröße zu einer starken Erwärmung der Probekörper. Dabei bildeten sich Temperaturgradienten in axialer und radialer Richtung aus. Es wird vermutet, dass speziell die Temperaturgradienten zu zusätzlichen Spannungen führten, die sich mit denen infolge der zyklischen Beanspruchung überlagerten und dadurch den Ermüdungswiderstand reduzierten. In Abbildung 6.6 werden die Verläufe der Temperaturerhöhung infolge der zyklischen Beanspruchung mit $S_O/S_U = 0,70/0,05$ in Probenmitte dargestellt. Abbildung 6.6, links, enthält die Verläufe der Proben mit einem Durchmesser von 60 mm und 100 mm aufgetragen über die Bruchlastwechselzahl N . Abbildung 6.6, rechts, stellt diese Verläufe über die bezogenen Bruchlastwechselzahl N/N_f dar.

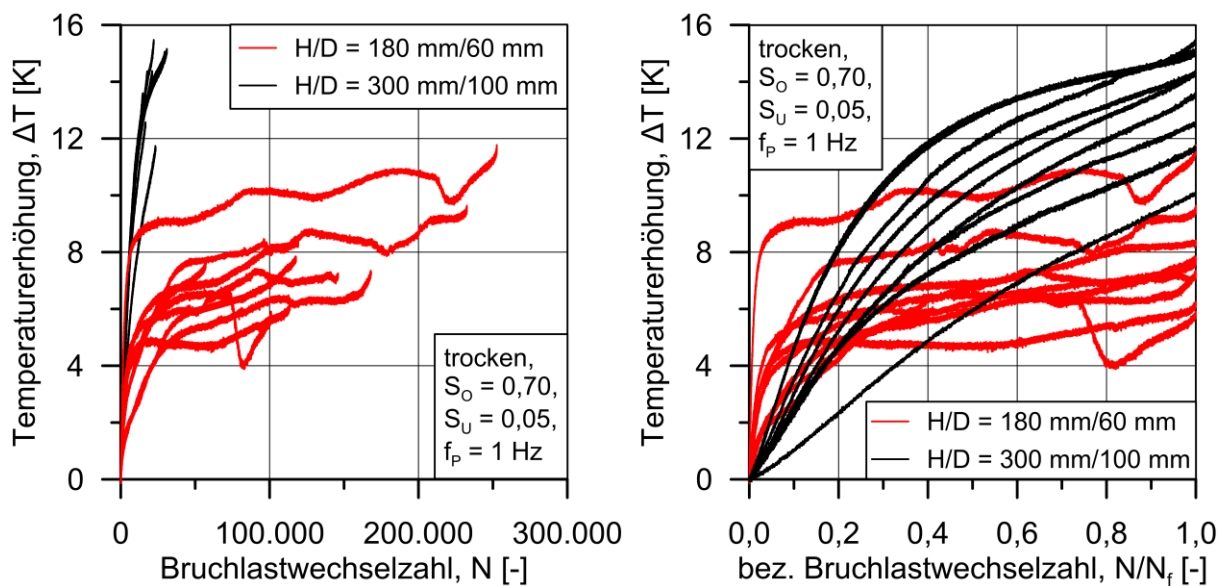


Abbildung 6.6: Temperaturerhöhung der trocken gelagerten und geprüften Proben infolge der zyklischen Beanspruchung aufgetragen über N (links) und N/N_f (rechts)

Die Kurvenverläufe der Temperaturerhöhung in Abbildung 6.6, links, sind für alle Proben durch drei Phasen gekennzeichnet. Die Ausprägung der einzelnen Phasen unterscheidet sich jedoch deutlich für die beiden Probengrößen, wie auch die Darstellung der Temperaturerhöhung über die bezogene Bruchlastwechselzahl N/N_f in Abbildung 6.6, rechts, deutlich macht. Phase I ist durch eine starke Temperaturerhöhung gekennzeichnet. Die Steigung der Temperaturerhöhungskurve nimmt in dieser Phase mit zunehmender Lastwechselzahl/Belastungsdauer ab. Diese Phase liefert den größten Erwärmungsanteil während der zyklischen Beanspruchung. In der anschließenden Phase II kommt es dann nur noch zu einer niedrigen Temperaturerhöhung mit annähernd konstanter Steigung. Die Verläufe der Proben mit 60 mm Durchmesser haben eine sehr ausgeprägte Phase II, wohingegen diese bei den Verläufen der Proben mit $D = 100$ mm sehr kurz ist. Die abschließende Phase III ist durch einen überproportionalen Temperaturanstieg gekennzeichnet. Die maximale Oberflächentemperatur wird immer beim Eintritt des Probenversagens am Ende dieser Phase erreicht. Die „Zacken“ in den Erwärmungskurven der Proben mit 60 mm Durchmesser sind durch Änderung der Umgebungstemperatur, beispielsweise wenn das Hallentor geöffnet wurde, bedingt. Neben der Ausprägung der einzelnen Phasen unterscheiden sich die Verläufe in Abbildung 6.6 auch hinsichtlich ihrer Absolutwerte der Temperaturerhöhung. Die Temperaturerhöhung der Proben mit $D = 100$ mm ist nach Abbildung 6.6, bei einer um mehr als eine Zehnerpotenz kleineren mittleren logarithmierten Bruchlastwechselzahl als für die Proben mit $D = 60$ mm ($N_{m,100\text{ mm}} = 18.415$, $N_{m,60\text{ mm}} = 192.029$), um ca. 40 % höher. In [82] und [33] wird beschrieben, dass es zu einer Ausbildung von Temperaturgradienten infolge einer

zyklischen Beanspruchung kam. Um zu überprüfen, ob dies ebenfalls bei den eigenen experimentellen Untersuchungen der Fall war, zeigt Abbildung 6.7 exemplarisch die Verläufe der Probekörpererwärmung auf der Oberfläche an drei Positionen über die Höhe verteilt (oben: ca. 1 cm unterhalb des Druckzylinders, Mitte: bei H/2 und unten: ca. 1 cm oberhalb der unteren Druckplatte, vgl. Abbildung 3.11) dargestellt.

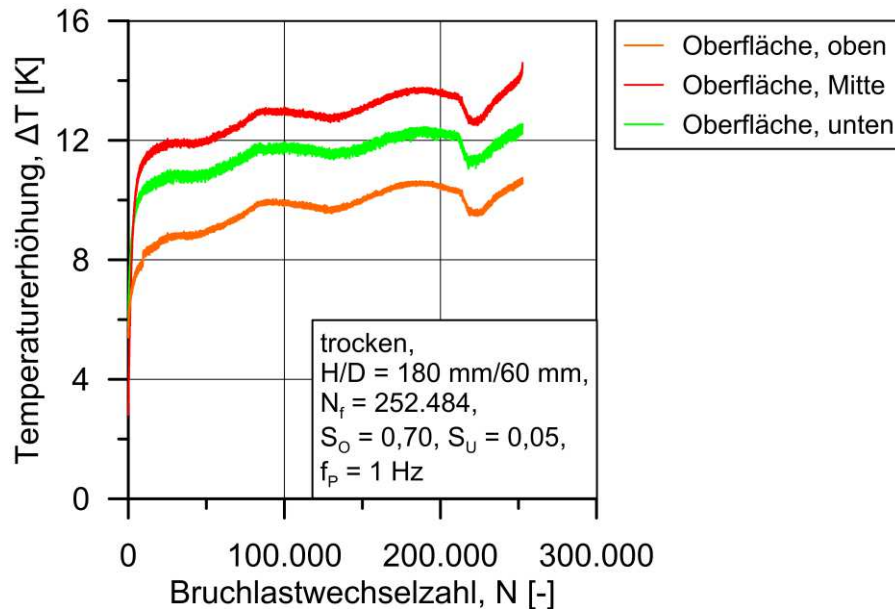


Abbildung 6.7: Exemplarischer Verlauf der Temperaturerhöhung in Probenmitte, oben und unten für eine trocken gelagerte und geprüfte Proben mit $D = 60$ mm

Abbildung 6.7 zeigt exemplarisch, dass die maximale Oberflächentemperatur bei der Proben mit $D = 60$ mm in der Probenmitte auftritt. In diesem Bereich treten ebenfalls die größten Verformungen infolge der mechanischen Beanspruchung auf, dort entsteht die meiste Reibungsenergie. Etwas niedriger ist die Erwärmung am unteren Rand der Probe. Zwischen der Temperatur bei H/2 und dem unteren Probenrand kommt es maximal zu einem Temperaturgradient von 1,2 K. Es ist zu beachten, dass es aufgrund der Temperatur des den Hydraulikzylinder durchströmenden Öls (im Bereich zwischen 40 – 50 °C) zu einer Erwärmung der unteren Druckplatte kommen kann, wodurch die untere Oberflächentemperatur beeinflusst werden kann. Gerade zu Beginn eines Versuchs kann es daher auch zu einem umgekehrten Temperaturgradienten kommen, wenn die auf 20 °C klimatisierte Probe auf die warme untere Druckplatte gestellt wird. Die niedrigste Oberflächentemperatur wird am oberen Rand der Probe gemessen, der Temperaturgradient zwischen H/2 und dem oberen Probenrand beträgt maximal 3,5 K. Die Temperaturgradienten entstehen bei der dargestellten Probe innerhalb der ersten 3 % der Bruchlastwechselzahl. Bis zum Versagen blieben die Temperaturgradienten dann konstant.

Abbildung 6.8 zeigt exemplarisch die Verläufe der Temperaturerhöhung für eine Probe mit $D = 100$ mm. Die maximale Temperatur wird ebenfalls bei $H/2$ und die minimale Temperatur am oberen Probenrand erreicht. Abweichend zu den zuvor dargestellten Ergebnissen nahm der Temperaturgradient bis zum Versagen stetig zu. Zwischen Probenmitte und dem unteren Rand der Probe bildete sich ein Temperaturgradient von maximal 5,7 K aus und zwischen Probenmitte und dem oberen Probenrand von 9,0 K. Absolut betrachtet waren die Temperaturgradienten zwischen 2,5 bis 5-fach größer als für die Probe mit einem Durchmesser von 60 mm. Im Vergleich wurde bei den Versuchen mit unter Wasser gelagerten und geprüften Proben gleicher Abmessung und gleicher bezogener Oberspannung eine maximale Erwärmung von 5,4 K und ein maximaler Temperaturgradient von 0,8 K gemessen.

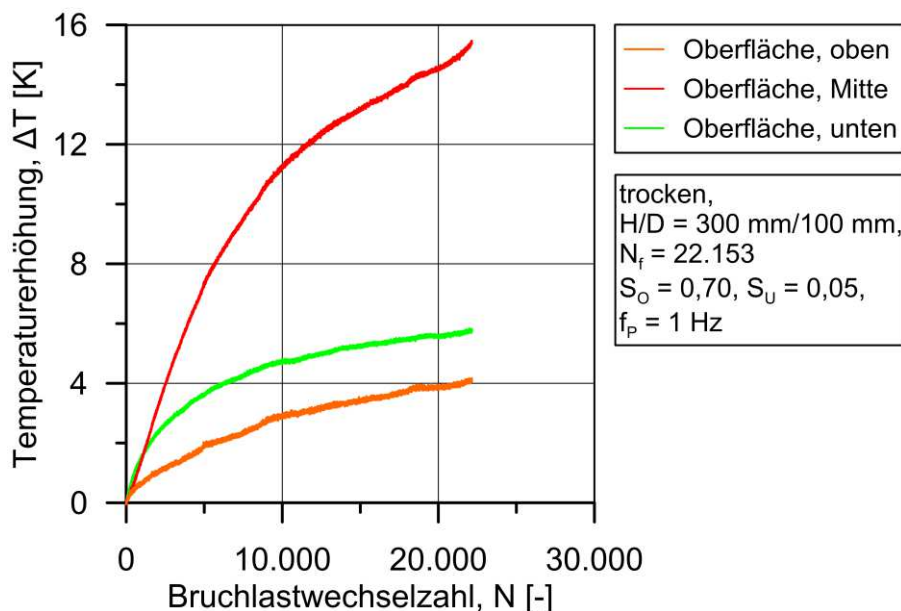


Abbildung 6.8: Exemplarischer Verlauf der Temperaturerhöhung in Probenmitte, oben und unten für eine trocken gelagerte und geprüfte Probe mit $D = 100$ mm

Die festgestellten Unterschiede in der Temperaturentwicklung in Abhängigkeit der Probengröße der beiden dargestellten Probekörper gelten stellvertretend für alle Proben desselben Durchmessers und desselben Beanspruchungsniveaus. Ähnliche Unterschiede des Temperaturgradienten in Abhängigkeit der Probengröße werden auch in radialer Richtung, also zwischen dem Probenkern und der Probenoberfläche, erwartet. Dieser wurde jedoch nicht bestimmt, da keine Messung der Kerntemperatur erfolgte.

In Summe wird davon ausgegangen, dass der Ermüdungswiderstand der trocken gelagerten und geprüften Proben mit einem Durchmesser von 100 mm bei $S_o = 0,70$ durch die Erwärmung infolge der zyklischen Beanspruchung mit 1 Hz beeinflusst wurde. Das Oberflächen-zu-Volumen-Verhältnis (A/V-Verhältnis) der Proben mit

D = 60 mm war um den Faktor 1,7 größer ist als für die Proben mit D = 100 mm. Mit steigendem A/V-Verhältnis steht für den Wärmetransport der im Betonvolumen entstehenden Wärmemenge zur Umgebung eine größere Oberfläche zur Verfügung [83]. Es ist also davon auszugehen, dass die unterschiedliche Temperaturerhöhung durch das A/V-Verhältnis bedingt ist. Weiterhin ist nach [69] davon auszugehen, dass immer auch ein gewisses Volumen von chemisch nicht gebundenem Wasser im Betongefüge vorhanden ist, das sich infolge der Erwärmung durch die zyklische Beanspruchung ausdehnt bzw. verdampft. Unter Berücksichtigung des um das ca. 20-fach höheren Temperaturexpansionskoeffizienten des Wassers ($0,21 \cdot 10^{-3} \text{ K}^{-1}$ bei $20 \text{ }^\circ\text{C}$) im Vergleich zu dem hier untersuchten hochfesten Beton ($1,1 \cdot 10^{-5} \text{ K}^{-1}$) wird damit gerechnet, dass zusätzliche Zugspannungen im Zementstein durch die Wärmeausdehnung des Wassers hervorgerufen werden. In diesem Zusammenhang ist davon auszugehen, dass es durch das kleinere A/V-Verhältnis der Proben mit D = 100 mm zu einer verzögerten Austrocknung kommt. Darüber hinaus war die Festbetonrohddichte dieser Proben höher als bei den Proben mit D = 60 mm. Dies lässt auf einen höheren Gehalt an chemisch nicht gebundenem Wasser schließen, wodurch mit höheren Drücken gerechnet werden muss, die durch eine verzögerte Austrocknung auch länger wirken.

Diese Hypothesen werden durch Abbildung 6.9 unterstützt, in der die Temperaturentwicklung auf der Oberfläche eines Versuchs bei $S_O = 0,65$, der das Durchläufniveau erreichte, dargestellt ist.

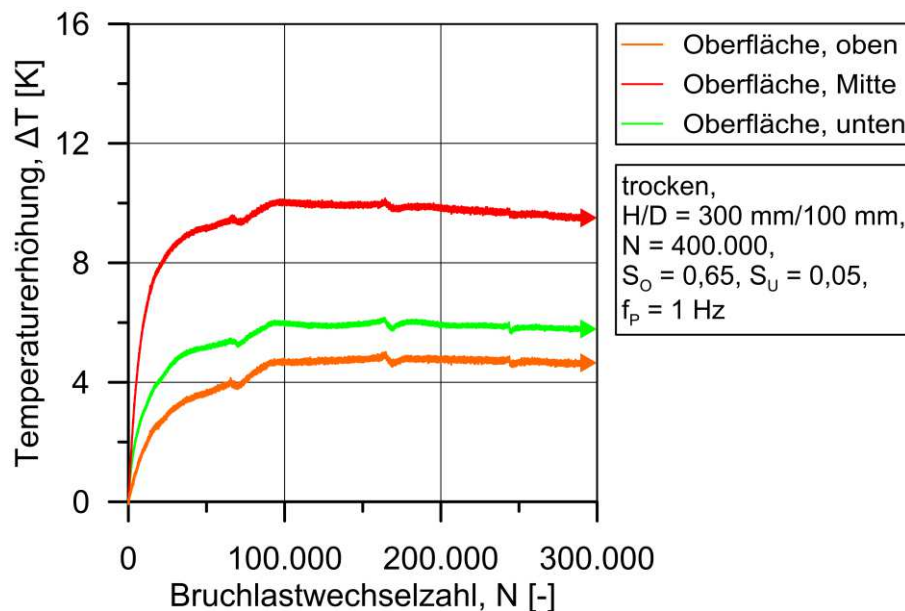


Abbildung 6.9: Exemplarischer Verlauf der Temperaturerhöhung in Probenmitte, oben und unten für eine trocken gelagerte und geprüfte Probe bei $S_O = 0,65$

Durch die Reduktion der bezogenen Oberspannung um 5 % kommt es zu einer deutlichen Verringerung der maximalen Oberflächentemperatur und der Temperaturgradienten. Der Temperaturgradient zwischen $H/2$ und dem unteren Probenrand beträgt 2,6 K und zwischen $H/2$ und dem oberen Probenrand 5,7 K. Die Temperaturgradienten sind damit 40 % bis 50 % kleiner als bei $S_O = 0,70$. Darüber hinaus bauen sich die Temperaturgradienten innerhalb der ersten 7 Stunden des Versuchs auf und bleiben anschließend konstant. Bei diesem Versuch handelte es sich um einen Durchläuferversuch, der abgebrochen wurde, nachdem er das vorher definierte Durchläuferniveau erreicht hatte. Ob es im weiteren Verlauf noch zu einem erneuten Temperaturanstieg gekommen wäre, ist unbekannt, aber anzunehmen. In Summe ähnelt das Temperaturverhalten dieser Probe damit stark dem Temperaturverhalten der Probe mit $D = 60$ mm bei $S_O = 0,70$ in Abbildung 6.7.

Es wird erwartet, dass bei $S_O = 0,70$ ein ähnliches Temperaturverhalten und damit ein größerer Ermüdungswiderstand erreicht werden kann, wenn die Beanspruchungsfrequenz reduziert werden würde.

6.1.4 Elastizitätsmodul und Druckfestigkeit der Durchläuferproben

Mit den Durchläuferproben ($S_O = 0,55$ und $0,65$, $D = 100$ mm Abbildung 6.2) wurden weitere Untersuchungen durchgeführt. Wie schon bei den Kriechversuchen wurde direkt im Anschluss an den Ermüdungsversuch das Gewicht und die Resonanzfrequenz bzw. der dynamische Elastizitätsmodul bestimmt. Danach erfolgte die Prüfung des statischen Elastizitätsmoduls und der Druckfestigkeit unter monoton steigender Beanspruchung. Die Ergebnisse dieser Untersuchungen sind in Tabelle 6.1 zusammengefasst dargestellt.

Tabelle 6.1: Materialkenngrößen der Durchläuferproben ($N = 400.000$) und Vergleichswerte im Alter von 34 Tagen ($H/D = 300$ mm/100 mm)

Ch.	Umg.	Nr.	Alter [d]	S_O [-]	Masse [kg] (vorher)	E_{dyn} [GPa]	E_{stat} [GPa]	f_c [MPa]	ϵ_c [‰]	
F	Wasser	9	48	0,55	(5,243) 5,253	46,34	39,38	125,3	3,13	
	Vergleichswert 34 d Wasser (mean):					5,225	52,37	43,40	119,2	3,29
	trocken		15	45	0,55	(5,144) 5,138	44,19	40,36	128,0	3,17
			18	53		(5,119) 5,114	45,17	41,16	131,2	3,10
			21	79	0,65	(5,135) 5,129	43,56	38,38	123,3	3,17
			22	71		(5,165) 5,158	44,44	38,47	133,4	3,09
	Vergleichswert 34 d trocken (mean):					5,159	50,04	42,15	119,2	3,57

Infolge der zyklischen Beanspruchung haben die trocken gelagerten und geprüften Proben im Mittel 6 g bzw. 0,12 M.-% Masse verloren. Die Masse der unter Wasser gelagerten und geprüften Probe hat hingegen 10 g bzw. 0,20 M.-% infolge der zyklischen Beanspruchung zugenommen.

In Abhängigkeit des Beanspruchungsniveaus reduzierte sich der dynamische und statische Elastizitätsmodul durch die zyklische Beanspruchung bis $\log N = 5,6$. Im Vergleich zu den Ausgangswerten im Alter von 34 Tagen war E_{dyn} in trockener Umgebung bei $S_0 = 0,55$ um 11 % und bei $S_0 = 0,65$ um 12 % kleiner. Die unter Wasser geprüfte Probe hatte einen um 12 % kleineren Wert für E_{dyn} bei $S_0 = 0,55$. Der statische Elastizitätsmodul der trockenen Proben verringerte sich um 3 % bei $S_0 = 0,55$ und um 9 % bei $S_0 = 0,65$. Für die unter Wasser gelagerte und geprüfte Probe betrug die Reduktion von E_{stat} 9 %. Damit war die Reduktion des statischen Elastizitätsmoduls für das gleiche Beanspruchungsniveau um das Dreifache größer als für die trocken gelagerten und geprüften Proben. Unter Berücksichtigung der Wasseraufnahme von 10 g und der Ergebnisse aus Abschnitt 4.2 und 4.3, dass eine Erhöhung des Volumens von chemisch nicht gebundenem Wasser eine Versteifung zur Folge hatte, deutet die Reduktion von E_{dyn} und E_{stat} auf eine im Vergleich zu den trocken gelagerten und geprüften Proben erhöhte Schädigung hin. Die trocken gelagerten und geprüften Proben hatten einen kleineren dynamischen und statischen Elastizitätsmodul als vor Prüfbeginn, erreichten jedoch eine höhere Druckfestigkeit unter monoton steigender Beanspruchung. Diese Ergebnisse sind auch mit der Austrocknung während der zyklischen Beanspruchung gekoppelt.

6.1.5 Bestimmung des Trocknungsschwindmaßes bei erhöhter Temperatur

Die Auswertung der Messdaten der Temperaturlaufzeichnung während der zyklischen Beanspruchung in Abschnitt 6.1.3 hat gezeigt, dass es in Abhängigkeit der Probengröße und des Beanspruchungsniveaus bei den Proben, die in trockener Umgebung geprüft wurden, zu einer Temperaturerhöhung ΔT im Bereich von 4 K bis 16 K kam. Darüber hinaus konnte in Abschnitt 6.1.4 gezeigt werden, dass die Erwärmung bei den Probekörpern der Durchläuferversuche zu einem Masseverlust im Bereich von 0,12 M.-% führte. Es ist daher davon auszugehen, dass es infolge einer Erwärmung während der zyklischen Beanspruchung zu einer Austrocknung der Proben kommt, die mit einem erhöhten Trocknungsschwinden einhergeht. Um eine Abschätzung des Trocknungsschwindens bei erhöhter Temperatur vornehmen zu können, wurde es an drei Rückstellproben der Charge D ($H/D = 180 \text{ mm}/60 \text{ mm}$) bestimmt. Die Versuchsdurchführung (s. a. Abschnitt 3.5.4) erfolgte in einem Trockenschrank im Umluftbetrieb. Die Temperatur des Trockenschanks wurde auf Basis der

gemessenen Temperaturverläufe während der Ermüdungsversuche bei $S_O = 0,65 - 0,70$ und $S_U = 0,05$ gewählt. Daraus ergab sich infolge der zyklischen Beanspruchung im Mittel eine Temperaturerhöhung $\Delta T_m = 10$ K der Oberflächentemperatur bei $H/2$ (Abbildung 6.6 – Abbildung 6.9). Da die verwendeten Proben bis zum Beginn der Untersuchungen versiegelt im Klimaraum bei 20 °C lagerten, wurde die Temperatur des Trockenschanks auf 30 °C eingestellt. Sich im Ermüdungsversuch ausbildende Temperaturgradienten zwischen den Lasteinleitungsflächen und dem Probenkern sowie zwischen dem Probenkern und der Probenoberfläche wurden durch diese vereinfachte Vorgehensweise nicht abgebildet. Abbildung 6.10 zeigt die Verläufe des Trocknungsschwindens bei erhöhter Temperatur für die drei Proben, als Mittelwert der drei Messstrecken (vgl. Abbildung 3.8). Zusätzlich ist auch der Mittelwert, der sich aus diesen Verläufen ergibt, dargestellt sowie der mittlere Masseverlust in M.-%.

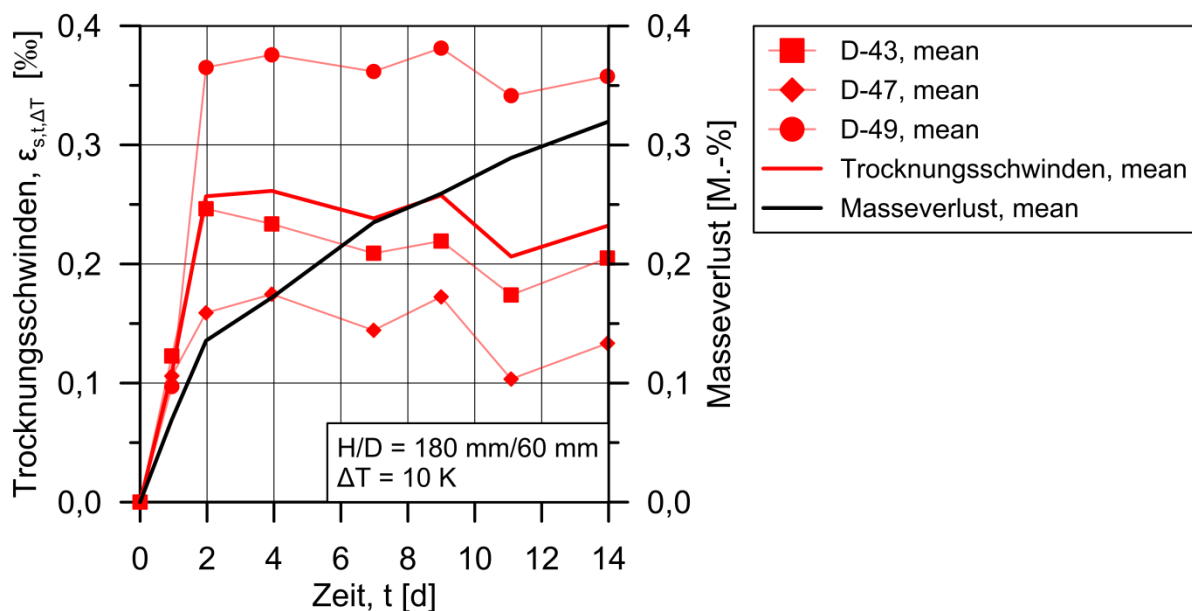


Abbildung 6.10: Verläufe des Trocknungsschwindens und des Masseverlustes bei erhöhter Temperatur

Aus Abbildung 6.10 geht für den Mittelwert des Trocknungsschwindens bei erhöhter Temperatur hervor, dass es bereits nach zwei Tagen weitestgehend abgeschlossen zu sein scheint. Nach vier Tagen Prüfdauer wird das Maximum ($\varepsilon_{s,4d,\Delta T} = 0,26$ ‰) der mittleren Trocknungsschwindverformung erreicht, im weiteren Verlauf der Messung kommt es noch zu Änderungen in den Schwindverformungen, die dieses Maximum jedoch nicht erneut erreichen.

Wird der Verlauf des mittleren Masseverlustes betrachtet, so ist zu sehen, dass die Steigung der Messverlustkurve im Bereich bis 2 Tage maximal ist, d. h. die drei Proben trockneten innerhalb dieser Zeit am stärksten aus, wobei in diesem Abschnitt auch das Schwinden am stärksten zunahm. Im weiteren Verlauf steigt die Massever-

lustkurve zwar stetig an, jedoch scheint dieser Masseverlust keinen Einfluss mehr auf die Trocknungsschwindverformungen zu haben. Die Schwankungen der Trocknungsschwindkurven könnten daher auf Schwankungen der Luftfeuchte im Trockenschrank durch den Umluftbetrieb zurückzuführen sein, wie eine Auswertung der relativen Luftfeuchte des Laborklimas gezeigt hat.

Wird der Masseverlust gemäß Abbildung 6.10 zum Zeitpunkt $t = 5$ d von ca. 0,20 M.-% mit dem Masseverlust der Durchläuferproben der Charge F ($H/D = 300$ mm/100 mm, $S_O = 0,65$, $S_U = 0,05$) nach $N = 400.000$ Lastwechseln (ca. 5 Tage) von 0,12 M.-% verglichen, so unterscheiden sich die beiden Werte um den Faktor 1,7. Dieser Faktor entspricht dem Faktor, um den sich das A/V-Verhältnis der beiden Probekörpergrößen unterscheidet. Möglicherweise handelt es sich hierbei um ein zufälliges Ergebnis, wobei Nygard et al. [10] den gleichen Zusammenhang bei der Austrocknung während der Lagerung vor Beginn der Ermüdungsuntersuchungen (unbelastet) für die Proben mit einem Durchmesser von 50 mm und 100 mm fanden (Faktor 2). Gilt dieser Zusammenhang tatsächlich auch im Ermüdungsversuch für die eigenen Untersuchungen, so würde das für die kleineren Proben bei gleicher bezogener Beanspruchung und Erwärmung bedeuten, dass diese in derselben Zeit fast die doppelte Menge Wasser verlieren könnten. Eventuell kann diese im Vergleich beschleunigte Austrocknung als Erklärungsansatz für die deutlich höheren Bruchlastwechselzahlen der kleineren Proben bei $S_O = 0,70$ dienen.

6.1.6 Einfluss eines verhinderten Wasserzutritts während der zyklischen Beanspruchung unter Wasser

Die in Abschnitt 2.3 vorgestellten Ergebnisse aus [8], [9] und [10] deuten darauf hin, dass bereits ein erhöhter Wassergehalt im Betongefüge vor Beginn der zyklischen Beanspruchung, also die Wasserlagerung anstelle der trockenen Lagerung, eine erhebliche Reduktion des Ermüdungswiderstands zur Folge hat. In diesem Abschnitt werden daher die Ergebnisse von vergleichenden Ermüdungsuntersuchungen vorgestellt, deren Ziel es war, den Einfluss der Wasserlagerung im Ermüdungsversuch auf den Ermüdungswiderstand zu quantifizieren. Hierfür wurden Ermüdungsversuche mit unter Wasser gelagerten Proben durchgeführt. Die verwendeten Proben entstammten allesamt der Charge E. Das Probenalter betrug zwischen 414 und 423 Tagen. Bei neun der insgesamt 15 untersuchten Probekörper wurde die Mantelfläche vor Beginn der Ermüdungsuntersuchungen mit einem aluminiumbeschichteten Butyl-Klebeband wasserundurchlässig versiegelt. Das Klebeband wurde einlagig in Umfangsrichtung auf die Mantelfläche geklebt. Die dabei entstehenden Stöße wurden zusätzlich mit Gewebeklebeband abgedichtet. Die Durchdringung der Versiegelung durch die Thermoelemente zur Temperaturüberwachung wurde mit einer Knetdich-

tung abgedichtet. Zur Überprüfung der Dichtigkeit der Versiegelung wurden die Proben erneut in einem Wasserbad gelagert und beobachtet, ob Luftblasen aufstiegen. Dieses war bei den geprüften Proben nicht der Fall. In Abbildung 6.11 ist exemplarisch ein versiegelter Probekörper in der Ansicht und in der Draufsicht dargestellt.



Abbildung 6.11: Versiegelter Probekörper in der Ansicht, links und in der Draufsicht, rechts

Die Versuchsdurchführung der sechs versiegelten Proben erfolgte ebenfalls unter Wasser, da das die unversiegelten Proben während der zyklischen Beanspruchung umgebende Wasser auch einen Kühleffekt haben kann und zusätzliche Temperatureffekte, wie sie in trockener Prüfumgebung festgestellt wurden (vgl. Abschnitt 6.1.3), somit ausgeschlossen werden sollten. Die Lasteinleitungsflächen der versiegelten Proben wurden nicht versiegelt, um vergleichbare Lasteinleitungsrandbedingungen zu gewährleisten, zumal von keiner wesentlichen Wasseraufnahme über diese Flächen auszugehen ist. Das Beanspruchungsniveau wurde zu $S_O = 0,65$ und $S_U = 0,05$ gewählt. Die Einzelwerte und die zugehörigen Mittelwerte der logarithmierten Bruchlastwechselzahlen zeigt Abbildung 6.12 zusammen mit der Wöhlerlinien Model Code 2010 [84]. In dieser Abbildung sind zusätzlich noch die Versuchsergebnisse von Nygard et al. [10] für die Proben aus dem hochfesten Beton ND95 mit $D = 100$ mm dargestellt. Die Ermüdungsversuche von Nygard et al. wurden mit trockenen, versiegelten und unter Wasser gelagerten und geprüften Probekörpern gleicher Größe bei gleicher Frequenz und annähernd gleicher bezogener Beanspruchung durchgeführt. Die Versiegelung erfolgte hier direkt nach dem Ausschalen, um den „natürlichen Feuchtegehalt“ zu konservieren.

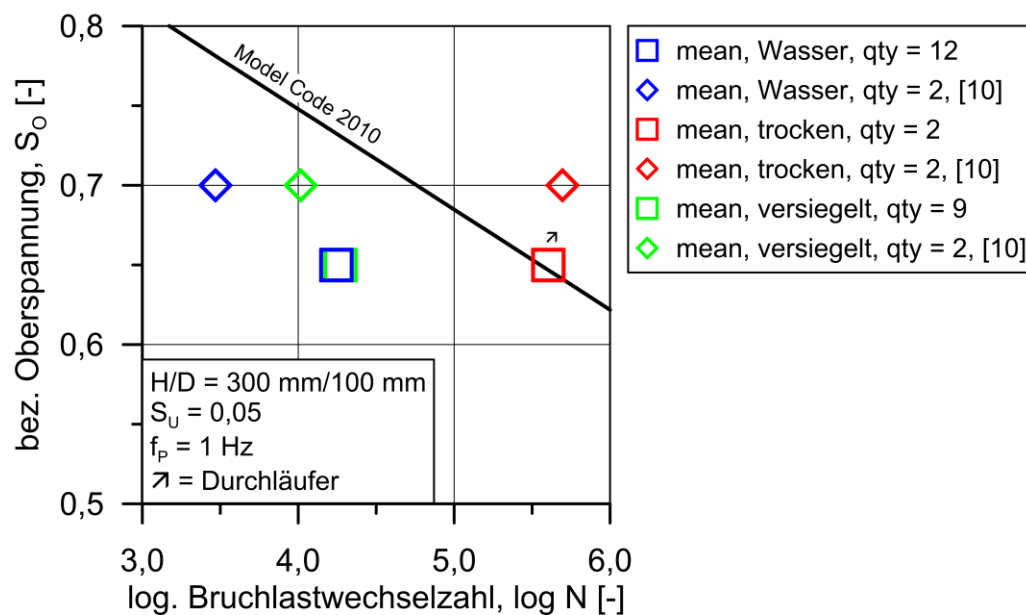


Abbildung 6.12: Einfluss der Versiegelung im Vergleich zu nicht versiegelten Probekörpern ($\log N_m$) und Wöhlerlinie nach Model Code 2010

Abbildung 6.12 zeigt, dass die versiegelten Probekörper mit $\log N_m = 4,27$ eine etwas höhere mittlere logarithmierte Bruchlastwechselzahl erreichten als die nichtversiegelten und unter Wasser geprüften Probekörper mit $\log N_m = 4,24$. Die absolute mittlere Bruchlastwechselzahl N_m war für die versiegelten Proben bei einer höheren Standardabweichung von $\sigma_{\text{versiegelt}} = 6.203$ zu $\sigma_{\text{Wasser}} = 5.080$ um 8 % höher als für die unversiegelten Proben. Die zwei trocken gelagerten und geprüften Proben erreichten das vorher definierte Durchläuferniveau von $\log N = 5,6$. Der Ermüdungswiderstand der Proben ist unbekannt aber größer als dieser Wert. Im Vergleich zur Differenz der mittleren Bruchlastwechselzahl der trocken gelagerten und geprüften Proben und der unter Wasser gelagerten und geprüften Proben, die nach Abbildung 6.12 mehr als eine Zehnerpotenz beträgt, ist die Differenz zwischen den versiegelt und unversiegelt unter Wasser geprüften Proben klein.

Die trocken gelagerten und geprüften Proben von Nygard et al. versagten im Mittel bei $\log N_m = 5,7$. Wird der Einfluss der Versiegelung auf die mittlere Bruchlastwechselzahl im Vergleich zu den trocken gelagerten und geprüften Proben für diese Ergebnisse bewertet, zeigt sich, dass die Versiegelung eine deutliche Reduktion von fast zwei Zehnerpotenzen ($\Delta \log N_m = 1,70$) zur Folge hatte.

Werden die mittleren Bruchlastwechselzahlen der versiegelten Proben der eigenen Untersuchungen mit den Ergebnissen von Nygard et al. verglichen, fällt auf, dass der Einfluss der Versiegelung im Vergleich zu den nicht versiegelt unter Wasser gelagerten und geprüften Proben in den eigenen Untersuchungen mit $\Delta \log N_m = 0,03$ anstelle von $\Delta \log N_m = 0,55$ nach [10] kleiner ausfällt. Eine Begründung für die deutlich

höheren Bruchlastwechselzahlen der versiegelten Proben im Vergleich zu den unter Wasser geprüften Proben von Nygard et al. im Gegensatz zu den eigenen Untersuchungen liegt vermutlich im Zeitpunkt der Versiegelung. Das heißt, die Proben in den eigenen Untersuchungen konnten während der Lagerung Wasser aufnehmen die von Nygard et al. nicht. Die unter Wasser gelagerten und geprüften Proben von Nygard et al. hatten zu Beginn der Ermüdungsuntersuchungen einen um $8,4 \text{ kg/m}^3$ höheren Wassergehalt als die versiegelten Proben. Die trocken gelagerten und geprüften Proben hatten hingegen einen um $8,5 \text{ kg/m}^3$ niedrigeren Wassergehalt zu diesem Zeitpunkt. Die unter Wasser versiegelt und unversiegelt geprüften Proben der eigenen Untersuchungen hatten vor Prüfbeginn, wie zuvor beschrieben, denselben Wassergehalt. Die trocken gelagerten Proben hatten einen um ca. 20 kg/m^3 niedrigeren Wassergehalt.

Die geringere Wirkung der Versiegelung auf den Ermüdungswiderstand in den eigenen Untersuchungen im Vergleich zu den Untersuchungen von Nygard et al. ist auf den höheren Wassergehalt im Betongefüge zurückzuführen. Die größeren absoluten Bruchlastwechselzahlen der versiegelt unter Wasser geprüften Proben und der unversiegelt unter Wasser geprüften Proben in den eigenen Untersuchungen sind auf das niedrigere Beanspruchungsniveau zurückzuführen.

Im Verlauf der Ermüdungsprüfung in trockener Umgebung ist mit einer Austrocknung durch die Erwärmung der Probe infolge der zyklischen Beanspruchung zu rechnen. Die Größenordnung geht aus den Untersuchungen von Nygard et al. nicht hervor. Für die Durchläuferversuche der eigenen Untersuchungen kann die Austrocknung mit $0,12 \text{ M.-%}$ (vgl. Abschnitt 6.1.4) angegeben werden. Die Wasseraufnahme der unversiegelten unter Wasser geprüften Proben in den eigenen Untersuchungen und den von Nygard et al. ist unbekannt, da sämtliche Proben versagten.

Die Untersuchungen zum Einfluss einer verhinderten Wasseraufnahme während der zyklischen Beanspruchung haben gezeigt, dass die wesentliche Reduktion des Ermüdungswiderstands nicht von dem Wasserzutritt während der zyklischen Beanspruchung ausging. Ein erhöhter Wassergehalt infolge der Wasserlagerung in den eigenen Untersuchungen und denen von Nygard et al. [10], oder die Versiegelung zum Erhalt des „natürlicher Wassergehalt“ der Proben und der verhinderten Austrocknung während der zyklischen Beanspruchung (Nygard et al.) führte im Vergleich zu den trocken gelagerten und geprüften Proben zu einer deutlichen Reduktion der Bruchlastwechselzahl.

6.1.7 Zusammenfassung und Fazit

In Abschnitt 7.1 konnte gezeigt werden, dass der „Wassereinfluss“ auf den Ermüdungswiderstand des untersuchten hochfesten Betons für die Proben mit einem Durchmesser von 60 mm eine Abhängigkeit von der bezogenen Oberspannung besaß. Mit sinkender bezogener Oberspannung nahm die Differenz der mittleren logarithmierten Bruchlastwechselzahl zwischen den unter Wasser gelagerten und geprüften Proben im Vergleich zu den trocken gelagerten und geprüften, zu. Für die Proben mit einem Durchmesser von 100 mm zeigten sich Unterschiede in der Abhängigkeit des „Wassereinflusses“ von der bezogenen Oberspannung auf den Ermüdungswiderstand im Vergleich zu den Proben mit $D = 60$ mm. Die Differenz zwischen der mittleren logarithmierten Bruchlastwechselzahl wurde bei $D = 100$ mm durch die Reduktion der bezogenen Oberspannung von $S_O = 0,80$ auf $S_O = 0,70$ kleiner. Die Mittelwertgerade der logarithmierten Bruchlastwechselzahl der trockenen Proben besaß bei $S_O = 0,70$ ($D = 100$ mm) einen deutlichen Knick, sodass die Mittelwerte der unter Wasser gelagerten und geprüften Proben und der trocken gelagerten und geprüften im Vergleich zu den Proben mit $D = 60$ mm viel dichter zusammenlagen. Erst durch ein weiteres Herabsetzen der bezogenen Oberspannung nahm die Differenz zwischen den untersuchten Lagerungs- und Prüfumgebungen deutlich zu.

Bei einer bezogenen Oberspannung $S_O = 0,80$ besaß der „Wassereinfluss“ keine eindeutige Abhängigkeit von der Probengröße, wie Abschnitt 6.1.3 zeigte. Die Proben mit einem Durchmesser von 60 mm erreichten unabhängig von der Lagerungs- und Prüfumgebung einen tendenziell höheren Ermüdungswiderstand als die Proben mit einem Durchmesser von 100 mm. Für $S_O = 0,70$ zeigte sich ein eindeutiger Einfluss der Probengröße in Abhängigkeit der Lagerungs- und Prüfumgebung auf den Ermüdungswiderstand des untersuchten hochfesten Betons. Durch die Erhöhung der Probekörperabmessungen von $D = 60$ mm auf $D = 100$ mm kam es bei den unter Wasser gelagerten und geprüften Proben zu einem Anstieg der mittleren logarithmierten Bruchlastwechselzahl. Die Ergebnisse deuten darauf hin, dass es sich bei dem „Wassereinfluss“ um ein Phänomen der Randzone handelt, dessen Einfluss mit steigenden Probekörperabmessungen ($H/D = \text{konstant}$) kleiner wird. Für die trockenen Proben zeichnet sich ein völlig anderes Verhalten ab. Hier kam es durch die Vergrößerung der Probekörperabmessung zu einer Reduktion des mittleren Ermüdungswiderstands von einer Zehnerpotenz. Auf Basis der Auswertung der Temperaturentwicklung infolge der zyklischen Beanspruchung ergaben sich Hinweise darauf, dass die Verringerung des Ermüdungswiderstands der trockenen Proben ($D = 100$ mm) auf eine Erwärmung in Kombination mit der Ausbildung von Temperaturgradienten zurückgeführt werden kann. Weiterhin hat der Vergleich der Festbetonrohdichte der trocken gelagerten Proben mit $D = 60$ mm und $D = 100$ mm gezeigt,

dass die größeren Proben einen höheren Gehalt an chemisch nicht gebundenem Wasser aufweisen. Es wird vermutet, dass der höhere Gehalt an chemisch nicht gebundenem Wasser die Ausbildung eines Porendruckes, der innerhalb der Zementsteinmatrix zusätzliche Zugspannung hervorruft, begünstigt. Zusätzlich ist bei den Proben mit $D = 100$ mm von einer verzögerten Austrocknung aufgrund des kleineren Oberflächen-zu-Volumen-Verhältnisses während der zyklischen Beanspruchung auszugehen. Es wird geschlussfolgert, dass wenn ein Porenwasserdruck existiert, dieser für die Proben mit $D = 100$ mm größer sein müsste. Der Ermüdungswiderstand der Proben mit $D = 100$ mm würde dadurch im Vergleich stärker reduziert.

Auf Basis der Untersuchungen an den Durchläuferproben zeigte sich, dass die trocken gelagerten und geprüften Proben, durch die Erwärmung während der zyklischen Beanspruchung austrockneten. Infolge der zyklischen Beanspruchung unter Wasser kam es hingegen zu einer Zunahme der Probenmasse, die gleichbedeutend mit einer Steigerung des Wassergehaltes war. Die Elastizitätsmoduln (dynamisch, statisch) der unter Wasser bis zum Durchläuferniveau geprüften Proben haben im Vergleich zum unbeanspruchten Zustand deutlich abgenommen. Dieses galt auch für die trocken gelagerten und geprüften Proben. Sie erreichten jedoch eine höhere Druckfestigkeit unter monoton steigender Beanspruchung als die unter Wasser gelagerte und geprüfte Probe. Es wird daraus gefolgert, dass die zyklische Beanspruchung unter Wasser bei gleichem bezogenem Beanspruchungsniveau und gleicher Lastwechselzahl eine größere Schädigung erzeugt.

Abschließend konnte gezeigt werden, dass ein erhöhter Wassergehalt im Betongefüge vor Beginn der zyklischen Beanspruchung, beispielsweise durch die Konservierung des „natürlichen Wassergehaltes“ wie in [10], oder die Wasserlagerung, den Ermüdungswiderstand wesentlich im Vergleich zur trockenen Lagerung reduzierte. Der Einfluss, der von einer zusätzlichen Wasseraufnahme während der zyklischen Beanspruchung ausgeht, war nur noch klein.

6.2 Beurteilung der Bruchlastwechselzahlen unter Wasser im Zusammenhang mit Wöhlerlinien aktueller Regelwerke für die Ermüdungsbemessung und Wöhlerlinienanpassung

Die Frage, ob vorhandene Wöhlerlinien in Regelwerken wie dem Eurocode 2 (EC2) [35] oder dem fib-Model Code 2010 (MC2010) [84] auch für die Ermüdungsbemessung von Beton unter Wasser angewendet werden können, ist bisher nicht geklärt und wird kontrovers diskutiert. In diesem Abschnitt sollen daher die erreichten Bruchlastwechselzahlen der unter Wasser gelagerten und geprüften Proben im Zusammenhang mit den Wöhlerlinien der genannten Regelwerke diskutiert werden. Die Wöhlerlinie beschreibt den Zusammenhang zwischen der Beanspruchung, also der Kombination aus der bezogene Ober- und Unterspannung und der für die spezifische Beanspruchungssituation ertragbaren Bruchlastwechselzahl. Dargestellt wird sie über die bezogene Oberspannung S_O auf der Abszisse und die logarithmierte Bruchlastwechselzahl $\log N$ auf der Ordinate.

Für die Beurteilung werden die Ergebnisse von 59 Ermüdungsversuchen mit unter Wasser gelagerten und geprüften Proben, bei denen der Ermüdungsbruch eintrat, getrennt für die Probengröße betrachtet. Auf Basis der Versuchsergebnisse wird eine Regressionsanalyse vorgenommen. Die bezogene Oberspannung S_O stellt die festgelegte Größe dar, bei der sich streuende Bruchlastwechselzahlen ergeben. Die Residuen werden daher horizontal mit der logarithmierten Bruchlastwechselzahl gebildet und nicht vertikal mit S_O . Für die Proben mit einem Durchmesser von 60 mm ergibt sich die Regressionsgerade gemäß Gleichung 6.1 und für die Proben mit einem Durchmesser von 100 mm gemäß Gleichung 6.2.

$$\log N = -9,66 \cdot S_O + 10,57 \quad r^2 = 0,93 \quad n = 26 \quad 6.1$$

$$\log N = -10,56 \cdot S_O + 11,31 \quad r^2 = 0,88 \quad n = 33 \quad 6.2$$

Abbildung 6.13 zeigt die Einzelwerte und die sich ergebenden Regressionsgeraden zusammen mit den Wöhlerlinien aus EC2 [35] und MC2010 [84].

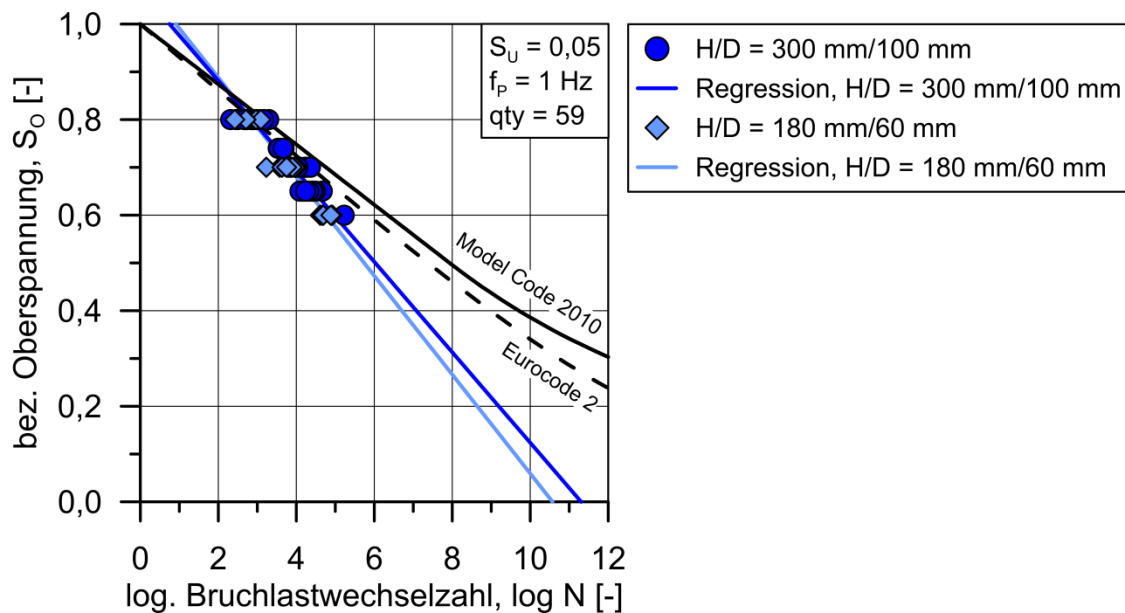


Abbildung 6.13: Einzelwerte der logarithmierten Bruchlastwechselzahl der unter Wasser gelagerten und geprüften Proben und die Regressionsgeraden für die Proben mit H/D = 180 mm/60 mm, 300 mm/100 mm

Es wird deutlich, dass die Steigung der Regressionsgerade größer ist als die der Wöhlerlinie aus EC2 und MC2010. Weiterhin zeigt Abbildung 6.13, dass die Ergebnisse der Ermüdungsversuche die Wöhlerlinien zum Teil deutlich unterschreiten. Der Ermüdungswiderstand des untersuchten hochfesten Betons wird durch diese Wöhlerlinien nicht ausreichend abgebildet.

In einem weiteren Schritt werden die Wöhlerlinien zusammen mit Ergebnissen der eigenen und in der Literatur dokumentierter Ermüdungsversuche unter Wasser [7–10, 30, 54] dargestellt. Abbildung 6.14 veranschaulicht, dass die mittleren logarithmierten Bruchlastwechselzahlen die dargestellten Wöhlerlinien unterschreiten. Mit abnehmender bezogener Oberspannung wird die Differenz zwischen den Versuchsergebnissen und den Wöhlerlinien größer.

Zusätzlich ist in Abbildung 6.14 eine Regressionsgerade dargestellt, die auf Basis aller Versuche entwickelt wurde (Gleichung 6.3, grüne Linie Abbildung 6.14). In Anlehnung an das Vorgehen von Wefer [72] wurde eine Gerade, die durch die Punkte $P_1 (1,0/0)$ und $P_2 (8,0/0,29)$ verläuft, entwickelt (Gleichung 6.4, blaue Linie).

$$\log N = -10,65 \cdot S_o + 11,06 \quad r^2 = 0,75 \quad n = 44 \quad 6.3$$

$$\log N = -11,22 \cdot S_o + 11,22 \quad 6.4$$

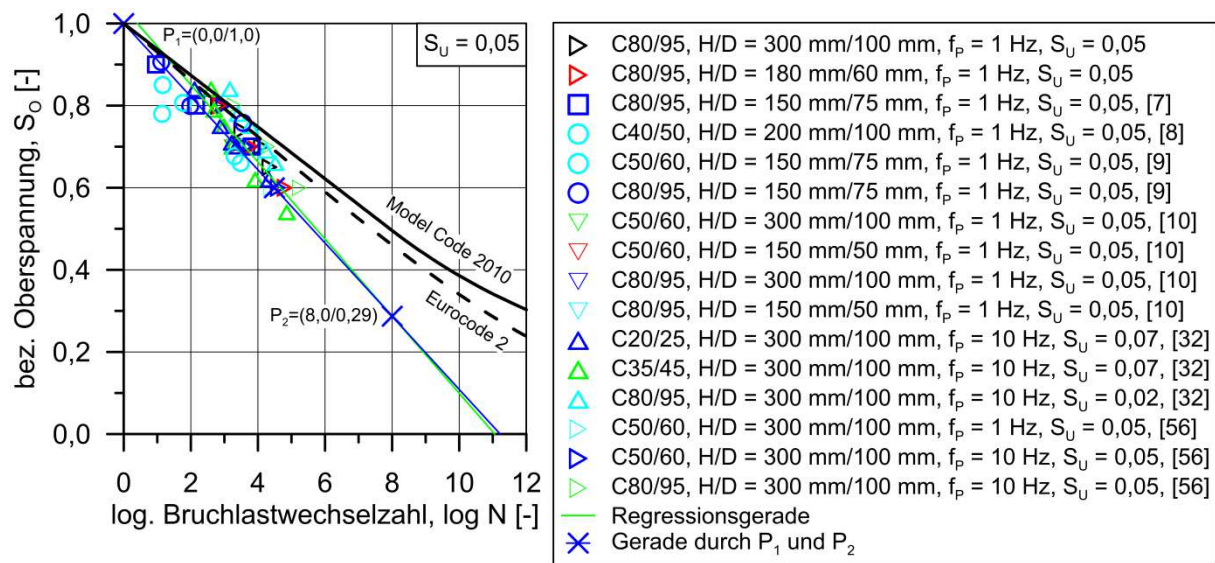


Abbildung 6.14: Versuchsergebnisse unter Wasser und Wöhlerlinien nach [84] und [35]

Wird die Regressionsgerade mit den Wöhlerlinien nach EC2 und MC2010 verglichen, so zeigt sich, dass diese eine größere Steigung aufweist. Das Ermüdungsverhalten für die dargestellten Betone unter Wasser kann mit den dargestellten Wöhlerlinien für die gewählten Beanspruchungsniveaus nur unzureichend beschrieben werden.

Zur Berücksichtigung des Wassereinflusses auf den Ermüdungswiderstand von Beton wird die Einführung eines zusätzlichen Abminderungsterms vorgeschlagen. Dieses Vorgehen ermöglicht eine schnelle und leichte Übertragung der Ergebnisse in die Praxis und ist der Neuentwicklung einer Wöhlerlinie vorzuziehen. Der Abminderungsterm (α_W) soll eine Erhöhung der Steigung vorhandener Wöhlerlinien bewirken (vgl. Gleichung 6.5 - 6.7).

Anpassung EC2

$$N_{i,w} = 10^{\left(\alpha_W \cdot 14 \cdot \frac{1 - E_{cd,max,i}}{\sqrt{1 - R_i}} \right)} \tag{6.5}$$

Anpassung MC2010 6.6

$$\log N_{1,w} = \alpha_W \cdot \left[\frac{8}{(Y - 1)} \cdot (S_{c,max} - 1) \right]$$

$$\log N_{2,w} = \alpha_W \cdot \left[8 + \frac{8 \cdot \ln(10)}{(Y - 1)} \cdot (Y - S_{c,min}) \cdot \log \left(\frac{S_{c,max} - S_{c,min}}{Y - S_{c,min}} \right) \right] \tag{6.7}$$

In Abbildung 6.15 sind die mit $\alpha_w = 0,75$ abgeminderten EC2 und MC2010-Wöhlerlinien (Gleichung 6.5 - 6.7) und die Gerade nach Gleichung 6.4 dargestellt.

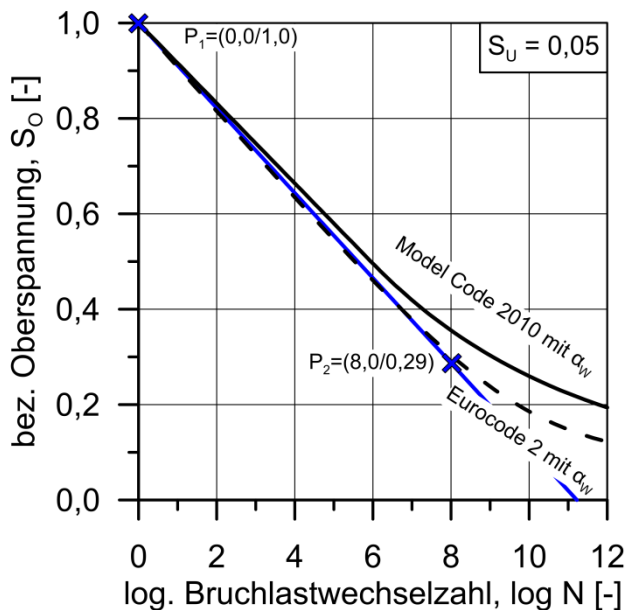


Abbildung 6.15: Gerade durch die Punkte P_1 und P_2 und mit $\alpha_w = 0,75$ abgeminderte Wöhlerlinien nach [84] und [35]

Es zeigt sich, dass die Versuchsergebnisse durch die abgeminderten Wöhlerlinien gut abgebildet werden können. Zusammenfassend kann an dieser Stelle festgehalten werden, dass eine Abminderung für den „Wassereinfluss“ erforderlich ist. Für die Weiterentwicklung von Bemessungsmodellen für die Ermüdungsbemessung unter Wasser werden weitere Ermüdungsversuche benötigt. Dabei sollte das Ermüdungsverhalten von Beton unter Wasser bei niedrigeren bezogenen Oberspannungen S_0 und höheren bezogenen Unterspannungen S_U sowie im Very-high-cycle-fatigue-Bereich ($N > 10^7$) untersucht werden. Auch den Einfluss niedrigerer Beanspruchungsfrequenz, z. B. $f_P = 0,33$ Hz, gilt es darin zu untersuchen.

6.3 Versagensverhalten unter Wasser gelagerter und geprüfter Proben

Das Versagensverhalten während der zyklischen Beanspruchung wurde für trocken gelagerte und geprüfte Proben und unter Wasser gelagerte und geprüfte Proben per Video aufgezeichnet. Die Videoaufzeichnung erfolgte aus zwei Richtungen (0 ° und 180 °), wie Abbildung 6.16 veranschaulicht.

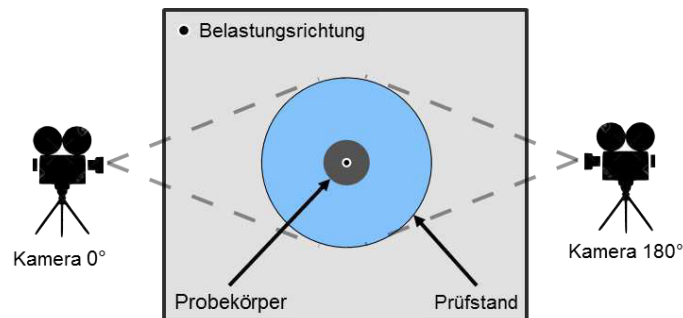


Abbildung 6.16: Schematische Darstellung der Kameraanordnung

Nach Auswertung der Videos zeigt sich für die unter Wasser gelagerten und geprüften Proben ein anderes Versagensverhalten als für die trocken gelagerten und geprüften. Das Versagensverhalten unter Wasser war durch charakteristische Schädigungsereignisse geprägt (Tabelle 6.2). Die Videos der Ermüdungsversuche wurden in Bezug auf das Auftreten dieser Schädigungsereignisse ausgewertet. Zusätzlich wurde dokumentiert, welches Schädigungsereignis zu welchem Zeitpunkt im Ermüdungsversuch und in welchem Bereich des Probekörpers es auftrat. Für die Zuordnung der Position wurde ein Raster über die dargestellten Seitenansichten der Proben gelegt. Das Raster unterteilt die Seitenansichten des Probekörpers orthogonal zur Belastungsrichtung in drei Abschnitte (H1 – H3). In Belastungsrichtung wurde eine Unterteilung in neun Abschnitte gewählt (Abbildung 6.17, V1A,B,C – V3A,B,C).

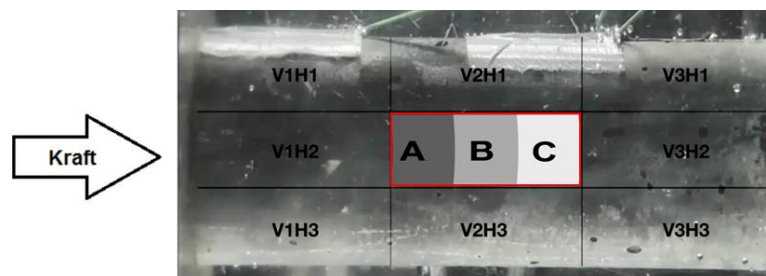
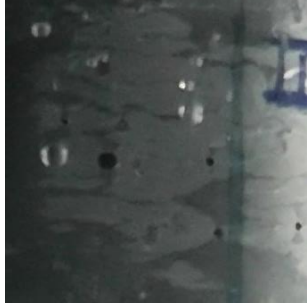







Abbildung 6.17: Rasterteilung der Seitenansicht für die Videoaufzeichnung

Tabelle 6.2: Charakteristische Schädigungsereignisse während der zyklischen Beanspruchung unter Wasser

Bezeichnung	Beschreibung	Darstellung
Schalhaut Faktor 0,1	Bereits vor Versuchsbeginn zeigten sich helle Flecken auf der Betonoberfläche. Diese sind vermutlich durch das verwendete Trennmittel bedingt. Teile dieser sogenannten Schalhaut lösten sich schon kurz nach Beginn der zyklischen Beanspruchung ab.	
Mörtelplättchen Faktor 0,5	Während der zyklischen Beanspruchung kam es zu unterschiedlichen Zeitpunkten zu Abplatzungen von „Mörtelplättchen“, die eine Fläche von wenigen Quadratmillimetern hatten, an der Probenoberfläche.	
Rissbildung/ Rissausbreitung Faktor 1,0	Gegen Ende des Ermüdungsversuchs bildeten sich sichtbare Risse die in Krafrichtung oder orthogonal dazu orientiert waren. Diese breiteten sich mit jedem Beanspruchungszyklus weiter aus.	
Luftblasen D < 1 mm Faktor 0,1 D ≈ 1 mm Faktor 0,5 D > 1 mm Faktor 1,0	Meist kam es über den gesamten Ermüdungsversuch hinweg zur Bildung von Luftblasen. Die Luft entwich aus dem Inneren der Probe über entstandene Defekte durch Mörtelplättchen, Ausbrüche und Risse. Aus Rissen entwich die Luft in Abhängigkeit der Rissorientierung entweder im Belastungs- oder Entlastungsast.	

Fortsetzung Tabelle 6.2

<p>Ausbrüche Faktor 1,0</p>	<p>Gegen Ende des Ermüdungsversuchs kam es häufig zu großflächigen Ausbrüchen, im Bereich von Quadratzentimetern.</p>	
<p>Nebelschwaden Faktor 0,5</p>	<p>Nachdem Ausbrüche und Risse entstanden waren und vorhandene Luft verdrängt wurde, kam es zu Wasserbewegungen innerhalb dieser Fehlstellen, die in Form von Nebelschwaden sichtbar wurden.</p>	<p>nicht darstellbar</p>
<p>Gefügebrauflockerung Faktor 1,0</p>	<p>Innerhalb der letzten ca. 5 % der Bruchlastwechselzahl bis zum Ermüdungsbruch zeichneten sich häufig, mit jedem weiteren Lastwechsel, die Bruchflächen deutlicher ab, ohne dass weitere großflächige Ausbrüche erfolgten. Dieses Ereignis wird als Gefügebrauflockerung bezeichnet.</p>	

Aus Tabelle 6.2 wird ersichtlich, dass sich neben Schädigungsereignissen, die bereits aus Abschnitt 2.3.6 bekannt sind, in den eigenen Ermüdungsuntersuchungen unter Wasser noch weitere zeigten. Während der Ermüdungsversuche mit trocken gelagerten und geprüften Proben wurde bis zum Eintreten des Ermüdungsbruchs keins der in Tabelle 6.2 aufgeführten Schädigungsereignisse beobachtet.

Zusätzlich zu der Häufigkeit der einzelnen Ereignisse sollte auch noch bewertet werden, welche Relevanz jedes einzelne Schädigungsereignis in Bezug auf das Ermüdungsversagen hatte. Die Videoauswertung hat gezeigt, dass das Austreten von kleinen Luftblasen aus dem Betongefüge, das auch in den Untersuchungen von Nygard et al. [10] beobachtet wurde, oder Abplatzungen von Mörtelplättchen, bis zu 85 % aller Schädigungsereignisse ausmachten. In Bezug auf das Ermüdungsversagen haben diese Ereignisse jedoch eine geringere Relevanz als die Rissbildung oder die Rissausbreitung, Ausbrüche und Gefügebrauflockerungen. Tabelle 6.2 enthält daher Gewichtungsfaktoren von 0,1 – 1,0 für jedes Schädigungsereignis.

Die Videoauswertung zeigte weiterhin, dass die Schädigungsereignisse Luftblasen und Mörtelplättchen bereits unmittelbar nach Beginn der zyklischen Beanspruchung zu beobachten waren. Bei den Luftblasen war teilweise zu erkennen, dass sie für

eine gewisse Anzahl von Lastwechseln an der Probenoberfläche haften blieben. Dabei konnte auch beobachtet werden, dass sie entweder im Belastungsast oder im Entlastungsast in das Betongefüge „ingesaugt“ bzw. „herausgepresst“ wurden. Dieses Phänomen deutet auf unterschiedliche Rissorientierungen hin. Die Rissbildung und die Rissausbreitung, das Auftreten von Ausbrüchen und Gefügeauflockerungen waren unabhängig von der Probengröße und dem Beanspruchungsniveau erst ab einer bezogenen Bruchlastwechselzahl $N/N_f > 0,90$ zu beobachten.

Abbildung 6.18 zeigt einen exemplarischen Vergleich zwischen einem Foto kurz vor dem Versagen einer unter Wasser gelagerten und geprüften Probe ($D = 60$ mm, $S_0 = 0,70$) und der Auswertung der Schädigungsereignisse aus der gleichen Perspektive. Die Zahlen stellen den prozentualen Anteil der Schädigungsereignisse multipliziert mit dem jeweiligen Faktor im Rasterfeld (Schädigungsaktivität) bezogen auf die Summe aller faktorisierten Schädigungsereignisse in allen Rasterfeldern bis zum Ermüdungsbruch dar.

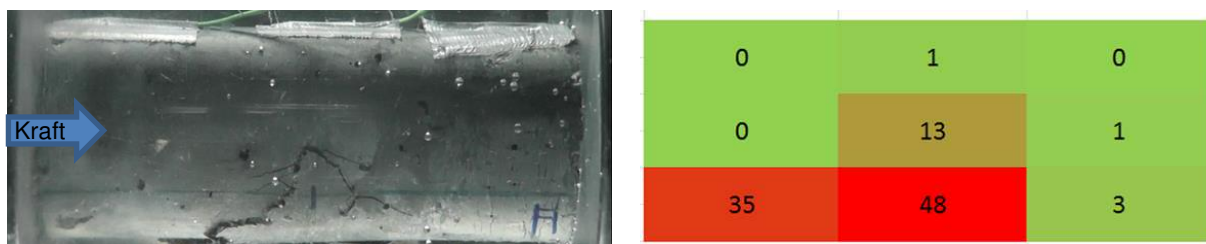


Abbildung 6.18: Exemplarischer Vergleich zwischen einer bei $S_0 = 0,70$ und $S_u = 0,05$ beanspruchten Probe ($H/D = 180$ mm/ 60 mm) kurz vor dem Ermüdungsbruch und der Schädigungsaktivität zu diesem Zeitpunkt (gerundet)

Die Videoauswertung macht deutlich, dass in dem Bereich, wo sich die späteren Bruchflächen ausbildeten, über den gesamten Ermüdungsversuch hinweg die höchste Schädigungsaktivität vorhanden war. Unabhängig von der Probengröße und der bezogenen Oberspannung S_0 ergab die Auswertung aller Videos, dass die Schädigungsaktivität in einem Rasterfeld immer deutlich größer war als in den übrigen Feldern. Es handelte sich dabei meist um das Feld V2H1 oder V2H3, also den Randbereich bei $H/2$. Eine erhöhte Schädigungsaktivität war auch im Bereich der Druckflächen (V1 und V3) zu erkennen. Für das exemplarische Beispiel in Abbildung 6.18, rechts, war die höchste Schädigungsaktivität im Rasterfeld V2H3 zu verzeichnen. Diesem Rasterfeld konnten 48 % aller faktorisierten Schädigungsereignisse zugeordnet werden. Eine Zusammenstellung der Ergebnisse der Videoauswertung für weitere Proben ist in Abschnitt A-5 des Anhangs zu finden.

Weiterhin ergab die Videoauswertung für die Proben mit einem Durchmesser von 60 mm einen Einfluss der bezogenen Oberspannung S_0 auf das Schädigungsverhalten.

ten. Für die Proben, die mit $S_O = 0,70$ beansprucht wurden, war die Anzahl der Schädigungsereignisse bis zu zehnmal größer als für die Proben, die mit $S_O = 0,80$ beansprucht wurden. Der Anteil der einzelnen Schädigungsereignisse aus Tabelle 6.2 an der gesamten Schädigungsaktivität, war unabhängig von der bezogenen Oberspannung sehr ähnlich. Für $S_O = 0,70$ kündigte sich das Versagen durch eine starke Rissbildung und Ausbrüche aus der Probenoberfläche an, wie Abbildung 6.19, links, beispielhaft zeigt.

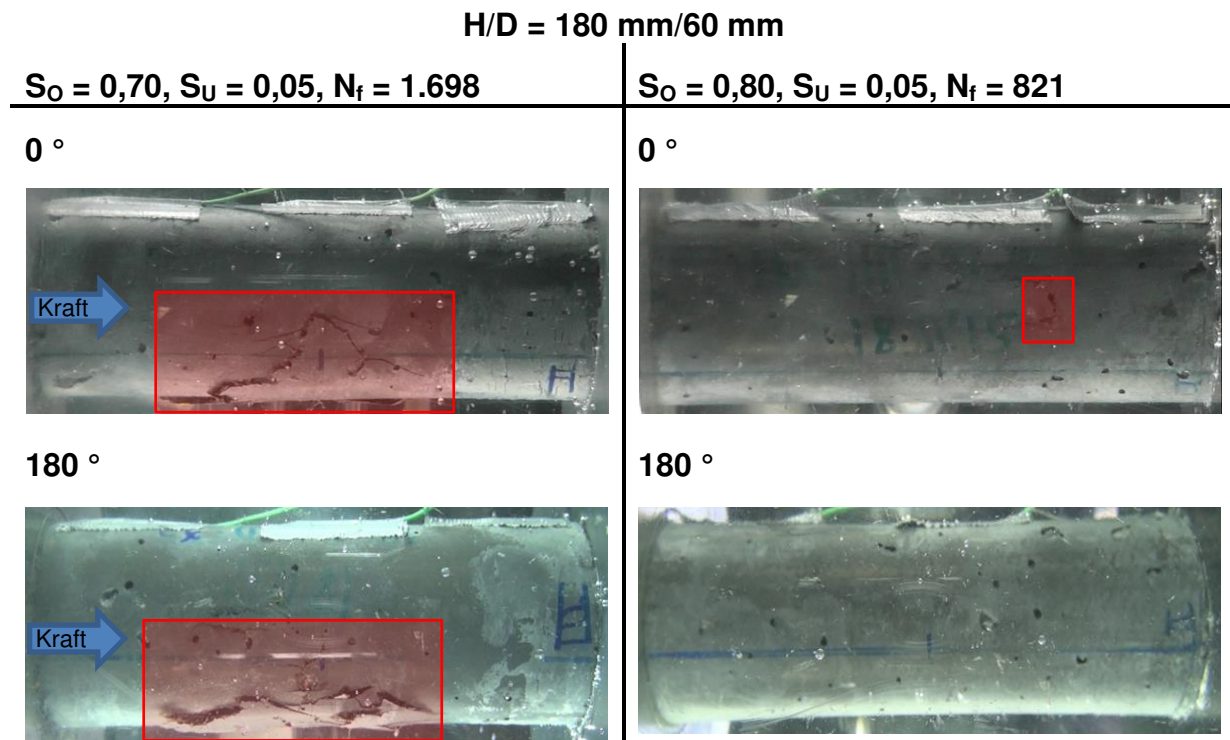


Abbildung 6.19: Vergleich der sichtbaren Schädigung in Abhängigkeit der bezogenen Oberspannung unmittelbar vor dem Ermüdungsbruch, H/D = 180 mm/60 mm

Die in Abbildung 6.19, rechts, dargestellte Probe ($D = 60$ mm, $S_O = 0,80$), wirkt in den beiden Ansichten (0° und 180°) oberflächlich nahezu unbeschädigt. Für die Proben mit einem Durchmesser von 100 mm ergaben sich ähnliche Tendenzen wie für die Proben mit einem Durchmesser von 60 mm. Der Unterschied in dem Vorankündigungsverhalten wurde jedoch kleiner, wie Abbildung 6.20 veranschaulicht. Kündigte sich das Ermüdungsversagen der Proben mit einem Durchmesser von 60 mm bei $S_O = 0,80$ (Abbildung 6.19) kaum an, so zeigten die größeren Probekörper Risse und Ausbrüche bei gleichem bezogenem Spannungsniveau. Zusätzlich war die Anzahl der Schädigungsereignisse der Proben mit 100 mm Durchmesser, die mit $S_O = 0,70$ beansprucht wurden nur noch um den Faktor 3 größer als für die, die mit $S_O = 0,80$ beansprucht wurden. Die trocken gelagerten und geprüften Proben versagten spröde und schlagartig ohne jegliche Vorankündigung.

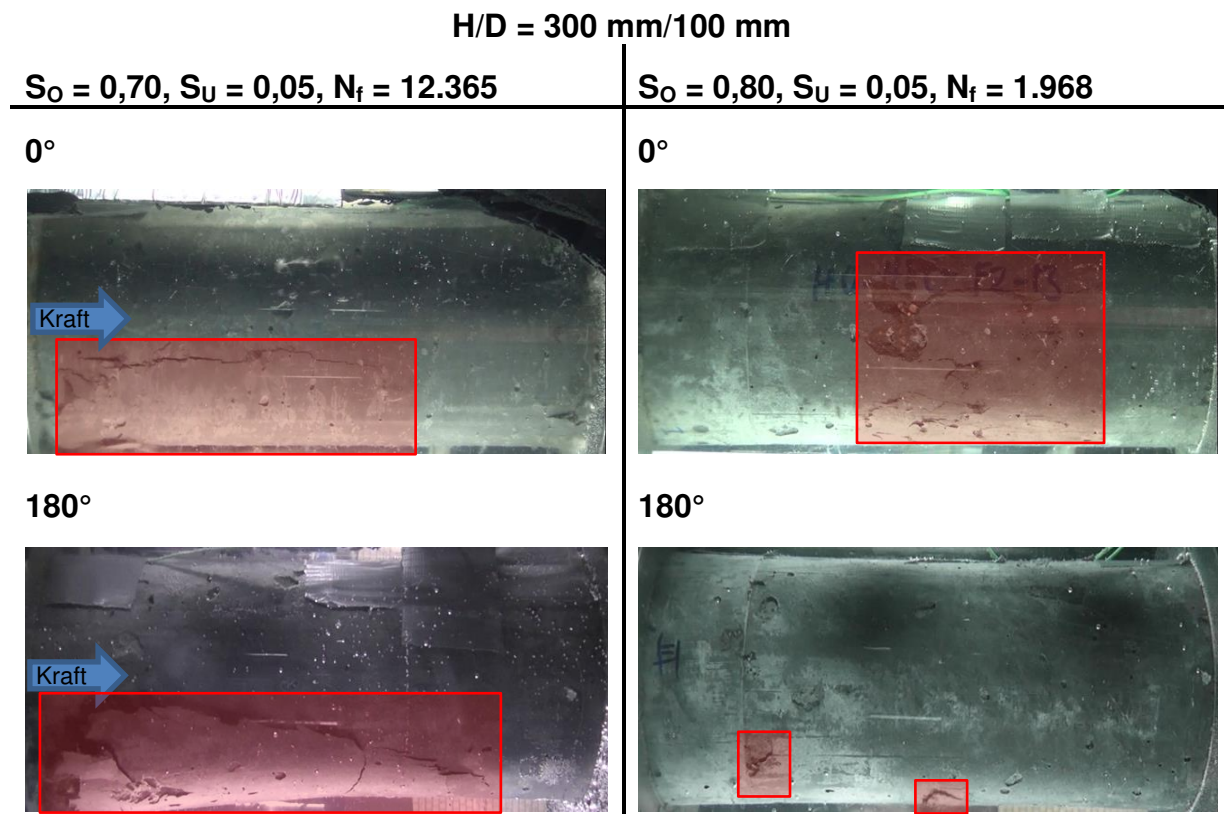


Abbildung 6.20: Vergleich der sichtbaren Schädigung in Abhängigkeit der bezogenen Oberspannung unmittelbar vor dem Ermüdungsbruch, H/D = 300 mm/100 mm

Die Probengröße hat einen Einfluss auf das sichtbare Schädigungsverhalten, wie Abbildung 6.21, stellvertretend für alle ausgewerteten Versuche, zeigt. Die sichtbar geschädigte Oberfläche für die Proben mit einem Durchmesser von 100 mm war größer als für die kleineren Proben. Die Ausbrüche hatten unabhängig von der Probengröße eine ähnliche Dicke. Die mittlere Bruchlastwechselzahl $N_{f,m}$ der Proben mit $D = 60$ mm war bis zu 50 % kleiner als für die Proben mit $D = 100$ mm.

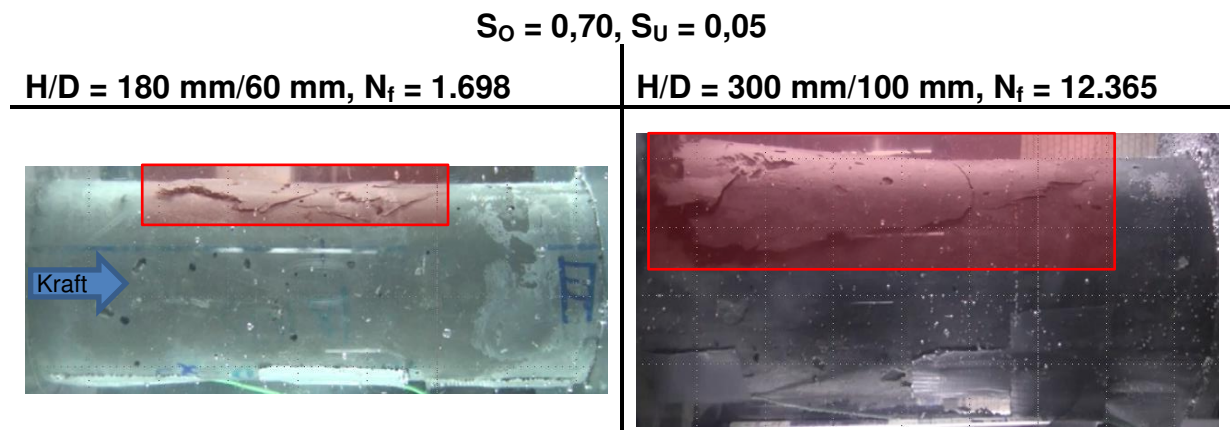


Abbildung 6.21: Vergleich der sichtbaren Probenschädigung unmittelbar vor dem Ermüdungsbruch in Abhängigkeit der Probengröße bei $S_O = 0,70, S_U = 0,05$

Die Wassereindringtiefe wurde exemplarisch für eine unter Wasser gelagerte und geprüfte Proben ($D = 100 \text{ mm}$), die mit einer bezogenen Oberspannung $S_O = 0,55$ beansprucht wurden, bestimmt (Abbildung 6.2, links). Diese erreichten das Durchläuferriveau von $\log N = 5,6$. Auf der Mantelfläche der Proben zeigten sich oberflächliche Risse wie Abbildung 6.22, links, zeigt. Die von dieser Rissbildung ausgehende Wassereindringtiefe in radialer Richtung betrug nach Abbildung 6.2, rechts, ca. 10 mm . Die Wassereindringtiefe ist vergleichbar mit der von Nygard et al. [10] angegebenen. Sie scheint unabhängig vom Probendurchmesser und der Betonart zu sein, wie ein Vergleich mit Abbildung 6.5 in Abschnitt 6.1.3 zeigt. Die dort dargestellte Durchläuferprobe ($D = 60 \text{ mm}$) aus hochfestem Vergussbeton mit zeigte ebenfalls eine radiale Wassereindringtiefe im Bereich von 10 mm . Aus diesen Erkenntnissen wird geschlussfolgert, dass es sich bei dem beobachteten Versagensverhalten während der Ermüdungsversuche unter Wasser um einen Randzoneneffekt handelt.

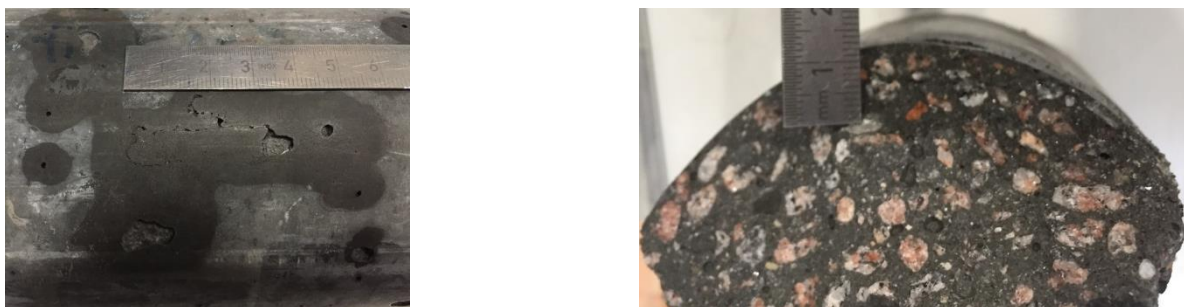


Abbildung 6.22: Sichtbare Risse auf der Probenoberfläche nach dem Ermüdungsversuch (links), davon ausgehende sichtbare Wassereindringfront in radialer Richtung (rechts) ($H/D = 300 \text{ mm}/100 \text{ mm}, S_O = 0,55, S_U = 0,05$)

Infolge der Risse und Ausbrüche steht nur noch ein verminderter Querschnitt zur Kraftübertragung zur Verfügung, sodass es zu einer Erhöhung der Spannung im Restquerschnitt kommt. Bei vergleichbarer Dicke der Ausbrüche steigt daher die Spannung im Restquerschnitt der kleineren Proben stärker an als bei der größeren.

Zusammenfassend hat sich auf Basis der Videoauswertung gezeigt, dass bei den Ermüdungsversuchen mit unter Wasser gelagerten und geprüften Proben eine Lokalisierung der Schädigung in den Randbereichen bei $H/2$ vorhanden war. In diesen Bereichen ist aufgrund des H/D -Verhältnisses ($H/D = 3$) mit keiner Querdehnungsbegrenzung zu rechnen, sodass hier auch die größte Schädigung zu erwarten gewesen ist. Darüber hinaus hat sich in Abhängigkeit der bezogenen Oberspannung und der Probengröße eine Vorankündigung des Ermüdungsversagens für unter Wasser gelagerte und geprüfte Proben gezeigt. Ein solches Verhalten konnte bei der Ermüdungsprüfung mit trocken gelagerten und geprüften Proben nicht beobachtet werden. Mit niedrigerem Beanspruchungsniveau kam es zu einem stärkeren Vorankündigen des Versagens, das durch eine ausgeprägte Rissbildung und Ausbrüche gekennzeichnet war. Anhand von Bewegungen von Luftblasen, die entweder im Belastungsast oder im Entlastungsast aus Rissen „herausgepresst“ bzw. in Risse „hineingesaugt“ wurden, deuteten sich unterschiedliche Rissorientierungen (in Krafrichtung oder orthogonal dazu) an. Es haben sich Hinweise ergeben, dass es sich bei dem Einfluss des die Proben während der zyklischen Prüfung umgebenden Wassers um einen Randzoneneffekt handelt, dessen Einfluss auf den Ermüdungswiderstand mit steigendem Probendurchmesser sinkt. Diese Hypothese sollte in weiteren Untersuchungen mit wassergelagerten Proben des Durchmessers 60 mm, die unter Wasser versiegelt geprüft werden, und mit Proben größeren Durchmessers überprüft werden.

6.4 Dehnungsentwicklung

In Abschnitt 7.1 konnte gezeigt werden, dass ein erhöhter Wassergehalt im Betongefüge zu einer signifikanten Reduktion des Ermüdungswiderstands führte. In diesem Abschnitt soll nun überprüft werden, wie sich der erhöhte Wassergehalt im Betongefüge auf die Dehnungsentwicklung auswirkt. Hierzu werden Dehnungsverläufe trocken gelagerter und geprüfter Proben mit denen unter Wasser gelagerten und geprüften Proben verglichen.

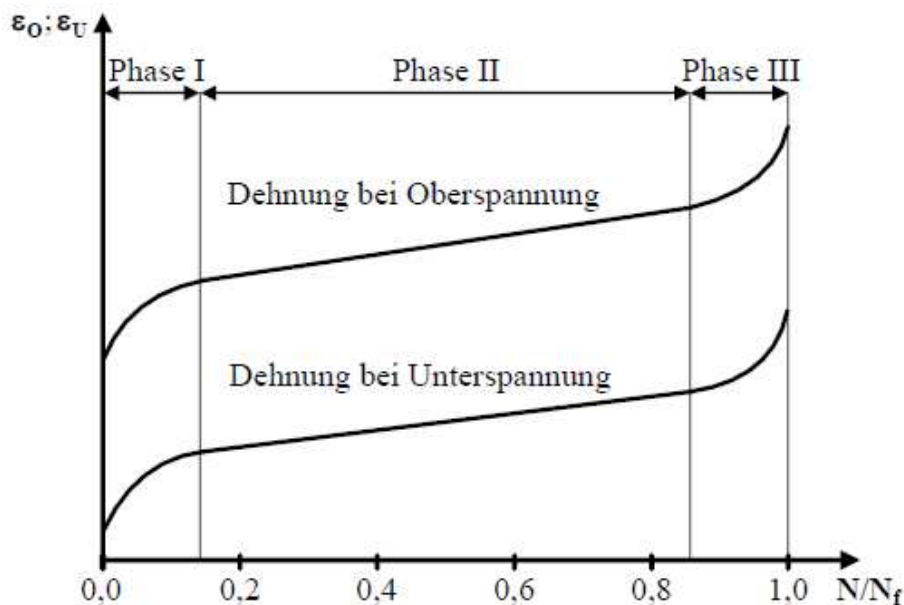


Abbildung 6.23: Schematische Darstellung der Dehnungsentwicklung infolge zyklischer Druckschwellbeanspruchung aus [36]

Für zyklisch druckschwellbeanspruchten Beton in trockener Umgebung zeigt sich für die Dehnung bei bezogener Ober- und Unterspannung ein dreiphasiger Verformungsverlauf, wie schematisch in Abbildung 6.23 zu sehen ist. Die Phase I ist dabei durch einen überproportionalen Anstieg der Dehnung gekennzeichnet, der im Allgemeinen mit dem Anwachsen von Mikrorissen begründet wird. In der anschließenden Phase II kommt es zu einem annähernd linearen Anstieg der Dehnung, bedingt durch ein kontinuierliches Anwachsen der Mikrorisse. Die Dehnungsentwicklung schließt mit Phase III ab, in der es zu einem erneuten überproportionalen Anstieg der Dehnung infolge der Vereinigung der Mikrorisse und der Ausbildung von Bruchflächen kommt. Die Phasenübergänge in trockener Umgebung werden in der Literatur für normal- und hochfeste Betone im Bereich von 10 – 20 % der Bruchlastwechselzahl (Phase I/Phase II) und im Bereich von 75 – 90 % der Bruchlastwechselzahl (Phase II/Phase III) angegeben ([85], [76], [86], [87] und [88]). Oneschkow [36] bestimmte die Phasenübergänge für eine hochfesten Beton derselben Zusammensetzung, wie er in der vorliegenden Arbeit verwendet wurde, zu ca. 11 % (Phase I/Phase II) und 93 % der Bruchlastwechselzahl (Phase II/Phase III). Die Ergebnisse von Oneschkow deuten auf eine längere Phase II hin als die zuvor genannten Ergebnisse. Dies wird auch durch die Untersuchungen von Petković et al. [89] und Zhao et al. [87] unterstützt.

Üblicherweise erfolgt die Darstellung der Dehnungsentwicklung normiert auf die bezogene Bruchlastwechselzahl N/N_f (vgl. Abbildung 6.23). Diese Normierung ermöglicht eine gemeinsame Darstellung von Versuchen trotz großer Unterschiede der

Bruchlastwechselzahlen. Mögliche Differenzen in der Ausprägung bzw. der Länge der einzelnen Phasen sowie der absoluten Dehnungswerte sind so gut zu erkennen (vgl. Abbildung 6.24 links). Als ungünstig erweist sich bei dieser Darstellungsform jedoch, dass die Dehnungszunahme mit steigender Bruchlastwechselzahl, also die Steigung der Kurve z. B. in der Phase II, verzerrt wird, wie ein Vergleich der beiden Abbildung 6.24 zeigt. Aus diesem Grund wird die Steigung der Dehnungskurve in der zweiten Phase, die in der Literatur als ein Indikator für die zu erwartende Bruchlastwechselzahl genannt wird, separat ausgewertet und ansonsten die auf N/N_f bezogene Darstellungsform verwendet.

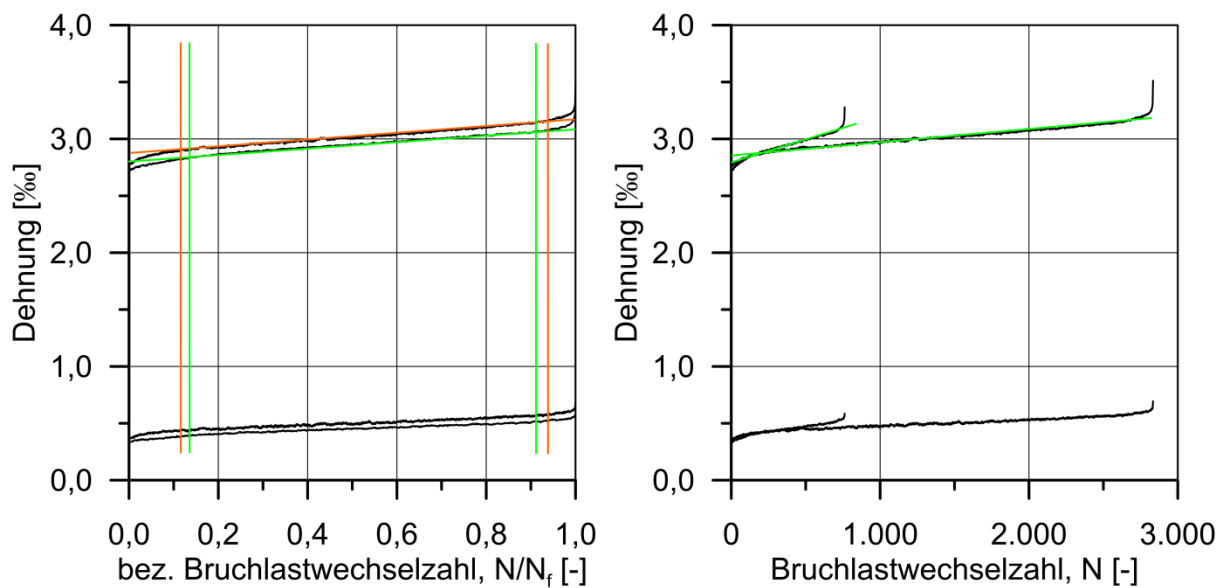


Abbildung 6.24: Exemplarische Darstellung der Dehnungsentwicklung über die bezogene Bruchlastwechselzahl N/N_f (links) und die absolute Bruchlastwechselzahl (rechts)

6.4.1 Absolutwerte der Dehnung

In diesem Abschnitt werden die folgenden Kenngrößen der Dehnungsentwicklung in Bezug auf den Einfluss des Wassers ausgewertet.

ε_O^0	[‰]	Oberdehnung im ersten Lastwechsel nach dem Einschwingen
ε_O^B	[‰]	Oberdehnung im letzten vollständigen Lastwechsel
ε_O^F	[‰]	Oberdehnung im Bruchzustand
ε_U^0	[‰]	Unterdehnung im ersten Lastwechsel nach dem Einschwingen
ε_U^B	[‰]	Unterdehnung im letzten vollständigen Lastwechsel
ε_A^0	[‰]	Dehnungsamplitude zwischen ε_O^0 und ε_U^0
ε_A^B	[‰]	Dehnungsamplitude zwischen ε_O^B und ε_U^B

Die Auswertung der genannten Kenngrößen erfolgt getrennt nach Betoncharge, Probengröße und bezogener Oberspannung, wobei nur Ergebnisse von Ermüdungsversuchen berücksichtigt werden, bei denen das Versagen eintrat. Darüber hinaus erfolgt aufgrund der zu erwartenden Streuungen der Einzelwerte eine Mittelung für die Angabe der Kenngrößen. Dabei wurden nur Versuchsreihen berücksichtigt, die aus mindestens drei einzelnen Versuchen, die mit identischen Versuchsparametern durchgeführt wurden, bestanden.

Abbildung 6.25 zeigt die Dehnungsentwicklung der Proben mit einem Durchmesser von 60 mm aufgetragen über die bezogene Bruchlastwechselzahl N/N_f , sowohl für eine bezogene Oberspannung $S_O = 0,80$, links, als auch für $S_O = 0,70$, rechts. Es ist, wie einleitend angemerkt wurde, zu beachten, dass sich die Bruchlastwechselzahlen der trockenen Proben und der unter Wasser gelagerten und geprüften Proben um mehrere Größenordnungen unterscheiden.

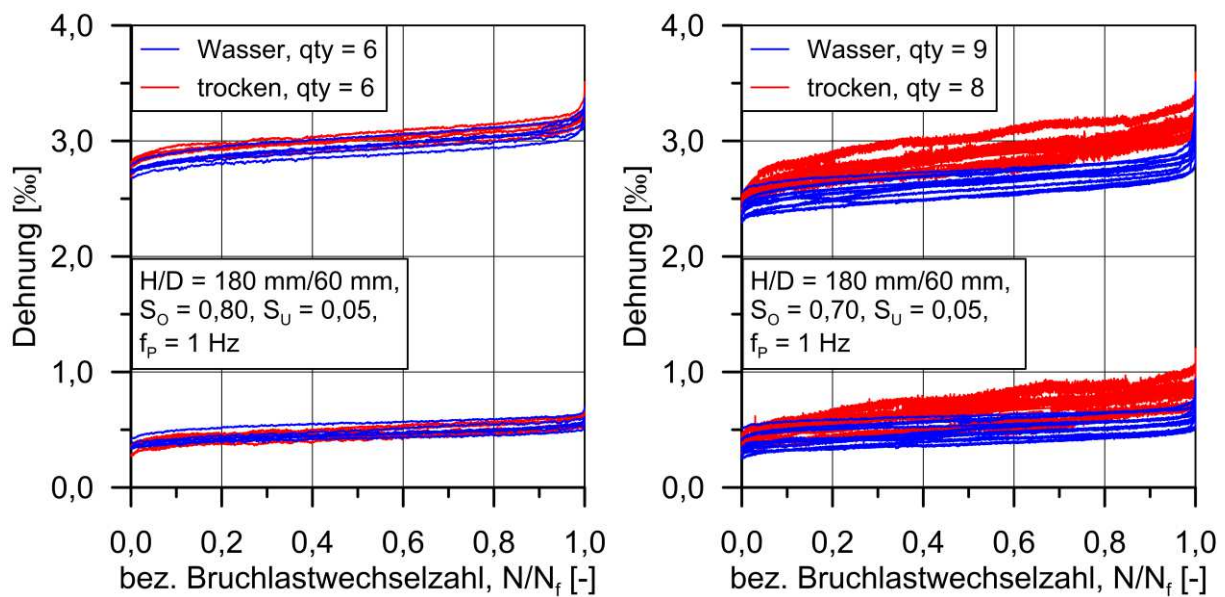


Abbildung 6.25: Dehnungsentwicklung der Proben mit H/D = 180 mm/60 mm für S_O = 0,80 (links) und S_O = 0,70 (rechts)

Abbildung 6.25 zeigt, dass sowohl für die trocken gelagerten und geprüften Proben als auch für die unter Wasser gelagerten und geprüften ein dreiphasiger Dehnungsverlauf vorhanden ist. Die weitere Auswertung der Kenngrößen der Dehnungsentwicklung erfolgt, der besseren Übersicht halber, in tabellarischer Form (Tabelle 6.3). Eine Zusammenstellung der Kenngrößen der Einzelwerte ist im Anhang in Tabelle A-4.2 enthalten.

Tabelle 6.3: Kenngrößen der Dehnungsentwicklung der Proben H/D = 180 mm/60 mm, S_O = 0,70, 0,80 (Mittelwerte)

H/D = 180 mm/60 mm				Oberdehnung [‰]			Unterdehnung [‰]		Amplitude [‰]		
Ch.	S _O /S _U	Umg.	N _{f,m}	ε _{O,m} ⁰	ε _{O,m} ^B	ε _{O,m} ^F	ε _{U,m} ⁰	ε _{U,m} ^B	ε _{A,m} ⁰	ε _{A,m} ^B	Δε _{A,m}
D	0,80/0,05	Wasser	934	2,73	3,28	3,49	0,36	0,60	2,38	2,68	0,30
		trocken	2.282	2,77	3,36	3,45	0,33	0,63	2,44	2,73	0,29
	0,70/0,05	Wasser	6.793	2,37	3,28	3,70	0,34	0,74	2,03	2,54	0,51
		trocken	148.563	2,42	3,42	3,28	0,33	0,98	2,08	2,44	0,35

Tabelle 6.3 und Abbildung 6.25 zeigen, dass die Oberdehnung (ε_{O,m}⁰) von der bezogenen Oberspannung S_O abhängig ist und bei S_O = 0,80 größer ist als bei S_O = 0,70. Die bezogene Unterspannung S_U beträgt bei beiden Spannungsniveaus S_U = 0,05, in trockener Umgebung ergeben sich identische Unterdehnungen (ε_{U,m}⁰). Für die unter Wasser gelagerten und geprüften Proben ist die Unterdehnung (ε_{U,m}⁰) für

das Beanspruchungsniveau $S_O/S_U = 0,80/0,05$ größer als bei $S_O/S_U = 0,70/0,05$. Unabhängig vom Beanspruchungsniveau ist die Dehnung bei Oberspannung im ersten Lastwechsel nach dem Einschwingen ($\varepsilon_{O,m}^0$) der unter Wasser gelagerten und geprüften Proben kleiner und bei Unterspannung ($\varepsilon_{U,m}^0$) größer als für die trocken gelagerten und geprüften Proben. Weiterhin sind die Ober- und Unterdehnung im letzten vollständigen Lastwechsel ($\varepsilon_{O,m}^B, \varepsilon_{U,m}^B$) der trocken gelagerten und geprüften Proben betragsmäßig größer als für die unter Wasser gelagerten und geprüften, wie auch Abbildung 6.26 veranschaulicht.

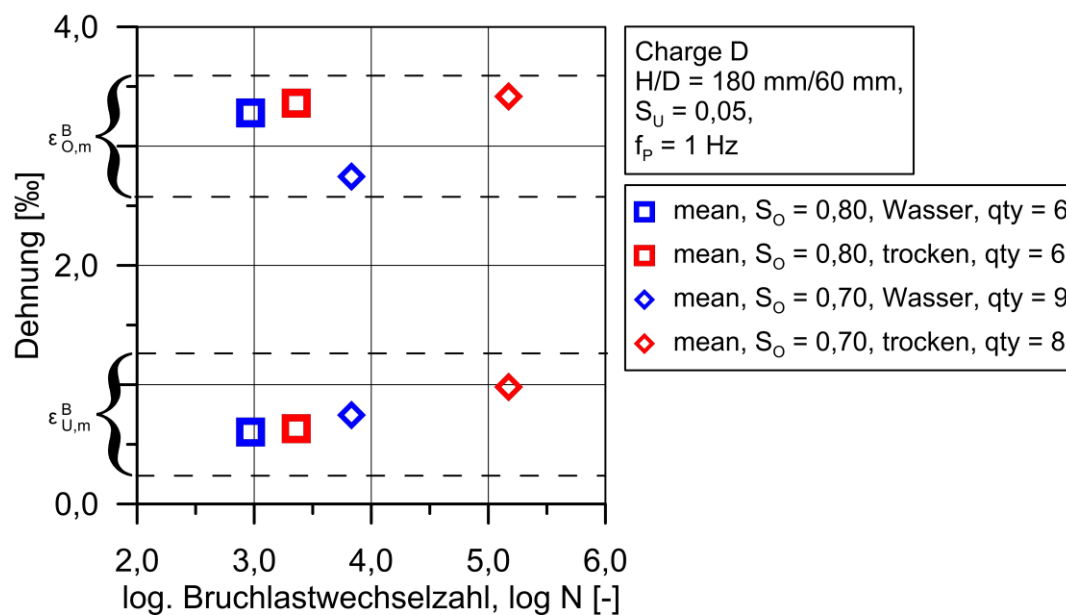


Abbildung 6.26: Mittelwerte der Oberdehnung und Unterdehnung im letzten vollständigen Lastwechsel, $H/D = 180 \text{ mm}/60 \text{ mm}$

Die betragsmäßig größte Dehnung bei Ober- und Unterspannung im letzten vollständigen Lastwechsel weisen die trocken gelagerten und geprüften Proben, die mit $S_O = 0,70$ beansprucht wurden ($\varepsilon_{O,m}^B = 3,42 \text{ ‰}$, $\varepsilon_{U,m}^B = 0,98 \text{ ‰}$) auf. Diese Proben erreichen darüber hinaus mit 1,00 % und 0,65 % den größten Dehnungszuwachs bei Ober- und Unterdehnung zwischen dem ersten Lastwechsel im eingeschwungenen Zustand und dem letzten vollständigen Lastwechsel ($\varepsilon_{O/U,m}^B - \varepsilon_{O/U,m}^0$) und den größten Ermüdungswiderstand mit $N_{f,m} = 148.563$ (Tabelle 6.3). Den kleinsten Dehnungszuwachs erreichen die unter Wasser gelagerten und geprüften Proben für $S_O = 0,80$ ($\varepsilon_{O,m}^B - \varepsilon_{O,m}^0 = 0,55 \text{ ‰}$, $\varepsilon_{U,m}^B - \varepsilon_{U,m}^0 = 0,25 \text{ ‰}$) die auch den niedrigsten Ermüdungswiderstand haben ($N_{f,m} = 934$).

Werden die Dehnungsamplituden ($\varepsilon_A^0, \varepsilon_A^B$) in Tabelle 6.3 betrachtet, so ergibt sich, dass diese für die trocken gelagerten und geprüften Proben bei $S_O = 0,80$ höher und bei $S_O = 0,70$ zu Beginn etwas größer und am Ende deutlich kleiner sind, als für die unter Wasser gelagerten und geprüften Proben. Die Differenz der Dehnungsamplituden ($\Delta\varepsilon_A$), gebildet aus der Dehnungsamplitude im ersten Lastwechsel nach dem Einschwingen (ε_A^0) und dem letzten vollständigen Lastwechsel (ε_A^B), ist für die unter Wasser gelagerten und geprüften Proben unabhängig vom Beanspruchungsniveau größer als für die trockenen Proben (Tabelle 6.3, letzte Spalte). Die Dehnung bei Eintritt des Ermüdungsbruchs ($\varepsilon_{O,m}^F$) ist für die unter Wasser gelagerten und geprüften Proben bei beiden Beanspruchungsniveaus größer als für die trocken gelagerten und geprüften.

Einige Dehnungsverläufe in Abbildung 6.25 der unter Wasser gelagerten und geprüften Proben weisen unabhängig vom Beanspruchungsniveau sprunghafte Anstiege der Dehnung in Phase III auf. Bei diesen Versuchen kam es zu Ausbrüchen, womit der Querschnitt der Probe deutlich geschwächt wurde und die relative Beanspruchung zunahm. Dieses Phänomen wurde bereits in Abschnitt 6.3 thematisiert.

In Abbildung 6.27 und Abbildung 6.28 sind die Dehnungsentwicklungen für die Proben mit 100 mm Durchmesser dargestellt. Die linke Abbildung 6.27 enthält die Verläufe für eine bezogene Oberspannung von $S_O = 0,80$ und die rechte die Verläufe für $S_O = 0,70$. Zusätzlich wurden noch Ermüdungsversuche mit einer bezogenen Oberspannung von $S_O = 0,74$ und $S_O = 0,65$ durchgeführt, deren Dehnungsverläufe sind in Abbildung 6.28 zu sehen. Die linke Abbildung zeigt die Dehnungsverläufe bei $S_O = 0,74$ und die rechte Abbildung zeigt die Dehnungsverläufe bei $S_O = 0,65$. Bei einer bezogenen Oberspannung $S_O = 0,65$ sind lediglich die Verläufe für die unter Wasser gelagerten und versiegelt unter Wasser geprüften Proben (grüne Linien) und die unter Wasser gelagerten und geprüften Proben dargestellt. Bei den Versuchen mit trocken gelagerten und geprüften Proben handelt es sich um Durchläufer, die nach dem Erreichen von $\log N = 5,6$ abgebrochen wurden.

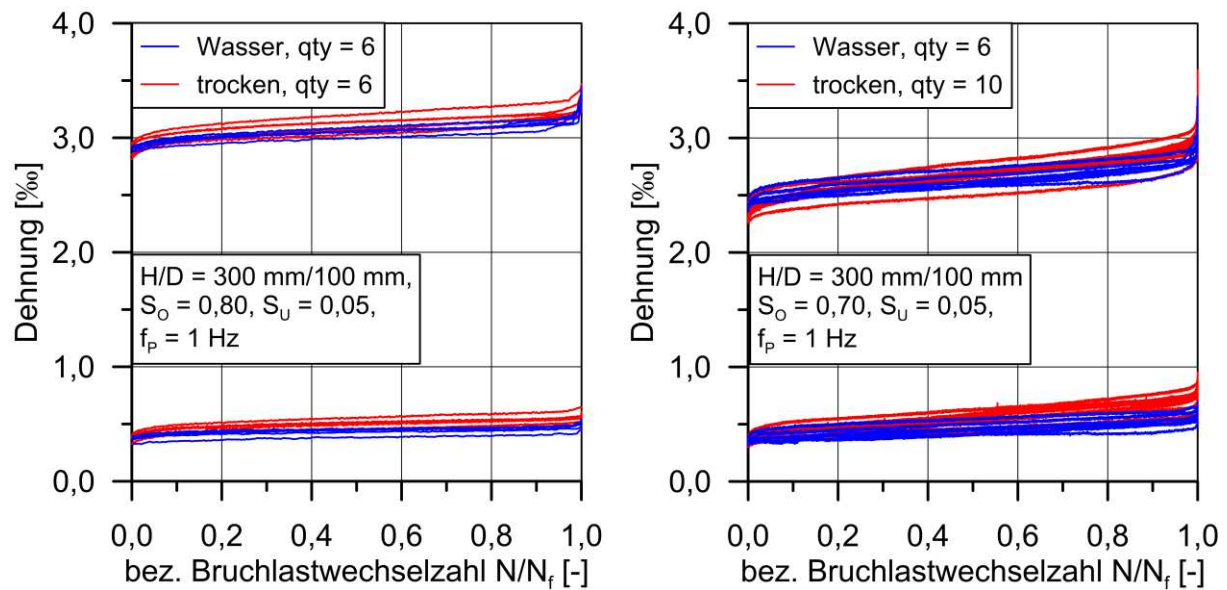


Abbildung 6.27: Dehnungsentwicklung der Proben mit H/D = 300 mm/100 mm für $S_o = 0,80$ (links) und $S_o = 0,70$ (rechts)

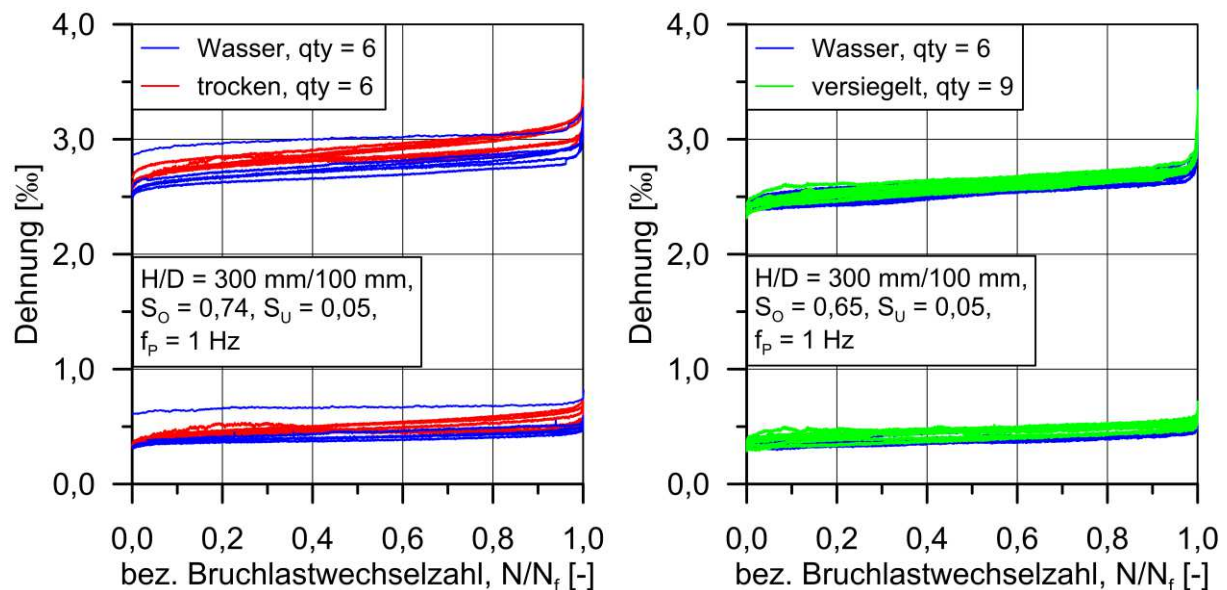


Abbildung 6.28: Dehnungsentwicklung der Proben mit H/D = 300 mm/100 mm für $S_o = 0,74$ (links) und $S_o = 0,65$ (rechts)

Die Dehnungsverläufe in Abbildung 6.27 und Abbildung 6.28 weisen unabhängig von der Lagerungs- und Prüfumgebung die für druckschwellbeanspruchte Betone typischen dreiphasigen Dehnungsverläufe auf. Die Kenngrößen der dargestellten Dehnungsverläufe sind in Tabelle 6.4 dokumentiert.

Tabelle 6.4: Kenngrößen der Dehnungsentwicklung der Proben
H/D = 300 mm/100 mm, $S_O = 0,80, 0,74, 0,70$ und $0,65$ (Mittelwerte)

H/D = 300 mm/100 mm				Oberdehnung [‰]			Unterdehnung [‰]		Amplitude [‰]		
Ch.	S_O/S_U	Umg.	$N_{f,m}$	$\varepsilon_{O,m}^0$	$\varepsilon_{O,m}^B$	$\varepsilon_{O,m}^F$	$\varepsilon_{U,m}^0$	$\varepsilon_{U,m}^B$	$\varepsilon_{A,m}^0$	$\varepsilon_{A,m}^B$	$\Delta\varepsilon_{A,m}$
E	0,80/0,05	Wasser	530	2,91	3,33	3,37	0,37	0,49	2,54	2,84	0,30
		trocken	2.087	2,89	3,36	3,38	0,38	0,59	2,51	2,77	0,26
F	0,74/0,05	Wasser	4.107	2,53	3,20	3,27	0,31	0,56	2,22	2,64	0,42
		trocken	8.355	2,59	3,30	3,55	0,33	0,66	2,26	2,64	0,37
F	0,70/0,05	Wasser	14.690	2,40	3,21	3,49	0,33	0,64	2,07	2,57	0,50
		trocken	20.404	2,33	3,28	3,68	0,33	0,80	2,00	2,48	0,48
E	0,65/0,05	Wasser	18.133	2,36	3,19	3,45	0,31	0,58	2,05	2,61	0,57
		versiegelt	19.584	2,37	3,26	3,58	0,33	0,64	2,05	2,62	0,57

Bei einer bezogenen Oberspannung $S_O = 0,80$ ist der Mittelwert der Oberdehnung im ersten Lastwechsel nach dem Einschwingen ($\varepsilon_{O,m}^0$), unabhängig von der Lagerung und Prüfumgebung maximal (Tabelle 6.4). Er ist darüber hinaus im Mittel um 0,15 ‰ größer als für die Proben mit einem Durchmesser von 60 mm (vgl. Tabelle 6.3). Die zugehörige Unterdehnung ($\varepsilon_{U,m}^0$) ist ebenfalls unabhängig von der Lagerungs- und Prüfumgebung maximal. Dieses Ergebnis deckt sich mit dem für die kleineren Proben. Absolut betrachtet sind die Unterdehnungen der Proben mit $D = 100$ mm jedoch größer als für die Proben mit $D = 60$ mm. Bei den niedrigeren bezogenen Spannungsniveaus stellen sich gemäß Tabelle 6.4 kleinere Unterdehnungen ein. Diese liegen in der derselben Größenordnung, wie für die Proben mit $D = 60$ mm. Die für die Proben mit $D = 60$ mm gefundene Systematik, dass die Dehnung bei Oberspannung im ersten Lastwechsel nach dem Einschwingen ($\varepsilon_{O,m}^0$) der unter Wasser gelagerten und geprüften Proben kleiner und bei Unterspannung ($\varepsilon_{U,m}^0$) größer ist, als für die trockenen Proben, gilt für die Proben mit einem Durchmesser von 100 mm nicht.

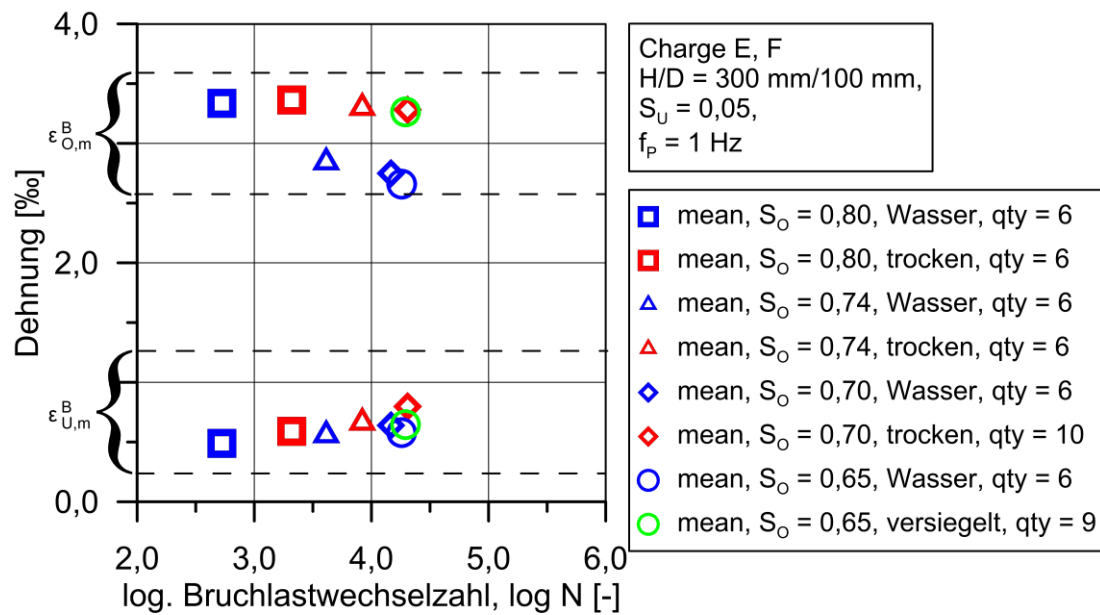


Abbildung 6.29: Oberdehnung und Unterdehnung im letzten vollständigen Lastwechsel, $H/D = 300 \text{ mm}/100 \text{ mm}$

Wie auch bei den Proben mit 60 mm Durchmesser sind die Ober- und Unterdehnung im letzten vollständigen Lastwechsel ($\varepsilon_{O,m}^B, \varepsilon_{U,m}^B$) der trockenen 100 mm Proben betragsmäßig größer als für die unter Wasser gelagerten und geprüften Proben, wie Abbildung 6.29 zeigt.

Die betragsmäßig größten Dehnungen bei Oberspannung ($\varepsilon_{O,m}^B$) erreichen nach Tabelle 6.4 und Abbildung 6.29 bei $S_O = 0,80$ die trocken gelagerten und geprüften Proben. Bei Unterspannung erreichen die trocken gelagerten und geprüften Proben bei $S_O = 0,70$ die betragsmäßig größte Dehnung ($\varepsilon_{U,m}^B$). Den größten Dehnungszuwachs ($\varepsilon_{O/U,m}^B - \varepsilon_{O/U,m}^0$) erreichen mit 0,95 ‰ bei S_O und 0,47 ‰ bei S_U ebenfalls die trocken gelagerten und geprüften Proben bei $S_O = 0,70$, die auch den höchsten Ermüdungswiderstand haben ($N_{f,m} = 20.404$). Dieses Ergebnis deckt sich mit dem der kleinen Proben, wobei die Beträge für die Proben mit $D = 100 \text{ mm}$ etwas kleiner ausfallen. Die Dehnungsamplituden ($\varepsilon_A^0, \varepsilon_A^B$) der trocken gelagerten und geprüften Proben sind bis auf eine Ausnahme bei $S_O/S_U = 0,74/0,05$ kleiner als für die unter Wasser gelagerten und geprüften Proben. Für die Proben mit einem Durchmesser von 60 mm wurde ein entgegengesetzter Trend festgestellt.

Wie bereits für die kleinen Proben festgestellt wurde, ist die Differenz der Amplituden ($\Delta\varepsilon_A$) für die unter Wasser gelagerten und geprüften Proben unabhängig vom Beanspruchungsniveau größer als für die trocken gelagerten und geprüften (vgl. Tabelle 6.4 und Tabelle 6.3). Entgegen der Ergebnisse in Tabelle 6.3 ist die Dehnung

bei Eintritt des Ermüdungsbruchs ($\varepsilon_{O,m}^F$) für die Proben mit $D = 100$ mm für die unter Wasser gelagerten und geprüften Proben bei allen Beanspruchungsniveaus kleiner als für die trocken gelagerten und geprüften.

Abschließend werden die Kenngrößen der Dehnungsentwicklung der unter Wasser gelagerten und versiegelt unter Wasser geprüften Proben mit den entsprechenden Kenngrößen der unter Wasser gelagerten und geprüften Proben verglichen. In Abschnitt 6.1.6 konnte gezeigt werden, dass der Unterschied der mittleren Bruchlastwechselzahl zwischen den unversiegelt unter Wasser geprüften Proben ($N_{f,m} = 18.133$) und den versiegelt unter Wasser geprüften Proben ($N_{f,m} = 19.584$) klein war. In Bezug auf die Dehnungsentwicklung ist nach dem Einschwingen nur ein kleiner Unterschied bei der Ober- und Unterdehnung existent (0,01 ‰, 0,02 ‰). Die mittlere Oberdehnung im letzten vollständigen Lastwechsel der versiegelten Proben ist mit 0,07 ‰ ($\cong 2,2$ %) etwas größer und bei Unterspannung mit 0,06 ‰ ($\cong 10,3$ %) jedoch deutlich größer als für die unversiegelt unter Wasser geprüften Proben (Tabelle 6.4 und Abbildung 6.29). Die Dehnungsamplituden sind zu Beginn mit $\varepsilon_{A,m}^0 = 2,05$ ‰ identisch und im letzten vollständigen Lastwechsel für die versiegelt geprüften Proben mit $\varepsilon_{A,m}^B = 2,62$ ‰ anstelle von $\varepsilon_{A,m}^B = 2,61$ ‰ etwas größer. In Summe wirkt sich die Versiegelung nur etwas auf die Dehnungsentwicklung aus. Dieses Ergebnis bestätigt den Eindruck der auf Basis der Auswertung der Bruchlastwechselzahlen entstanden ist.

Einige Dehnungsverläufe der unter Wasser gelagerten und geprüften Proben in Abbildung 6.27 und Abbildung 6.28 zeigen sprunghafte Anstiege der Dehnung in Phase III. Bei diesen Versuchen kam es zu Ausbrüchen, womit der Querschnitt der Probe deutlich geschwächt wurde und die relative Beanspruchung zunahm. Dieses Phänomen wurde bereits in Abschnitt 6.3 thematisiert.

Basierend auf den mittleren Dehnungswerten im ersten Lastwechsel nach dem Einschwingen gibt es keine Hinweise auf einen stützenden Porenwasserdruck für die unter Wasser gelagerten und geprüften Proben. Die bezogenen Oberspannungen lagen jedoch oberhalb der kritischen Spannung für die in den Kriechuntersuchungen eine stützende Wirkung des Wassers beobachtet wurde.

6.4.2 Zusammenfassung und Fazit

Der Einfluss des Wassers auf die Dehnungsentwicklung hat sich unabhängig von der Probengröße und des Beanspruchungsniveaus gezeigt. Die Dehnungsamplitude der unter Wasser gelagerten und geprüften Proben vergrößerte sich im Verlauf der zyklischen Beanspruchung stärker, trotz einer niedrigeren mittleren Bruchlastwechselzahl im Vergleich zu den trocken gelagerten und geprüften Proben. Unter Wasser stieg die Oberdehnung im Vergleich zur Unterdehnung schneller an. Weiterhin deutet die Oberdehnung im letzten vollständigen Lastwechsel auf einen Einfluss des Wassers hin. Zwar wurde unter Wasser und in trockener Umgebung unabhängig von der Probengröße die betragsmäßig größte Dehnung bei $S_O = 0,80$ erreicht, jedoch kam es durch die Reduktion der Oberspannung von $S_O = 0,80$ auf $S_O = 0,70$, die mit einem deutlichen Anstieg der Bruchlastwechselzahlen einherging, in trockener Umgebung zu einer vergleichbaren Oberdehnung, unter Wasser jedoch zu einer deutlich niedrigeren Oberdehnung. Dies könnte auf eine verminderte Lastumlagerungsfähigkeit der unter Wasser gelagerten und geprüften Proben zurückzuführen sein. Denn mit sinkender Oberspannung sollte es durch eine Vergrößerung der viskosen und hygri-schen Dehnungsanteile für die trocken gelagerten und geprüften (Kriechen und Trocknungsschwinden bei erhöhter Temperatur) sowie die unter Wasser gelagerten und geprüften Proben (Kriechen) zu einer erhöhten Lastumlagerung kommen. Diese hätte einen Abbau von Spannungsspitzen im Betongefüge zur Folge. Eine Lokalisierung der Rissbildung, wie bei hoher bezogener Oberspannung, sollte vermindert werden, wodurch es zu einem verlangsamten Schädigungsfortschritt kommen müsste [53]. Für die trocken gelagerten und geprüften Proben deuten die vergleichbaren Oberdehnungswerte im letzten vollständigen Lastwechsel auf eine vergrößerte Lastumlagerung bzw. einen verlangsamten Schädigungsfortschritt bei reduzierter bezogener Oberspannung hin. Unter Wasser scheint dieses hingegen nicht der Fall zu sein. Die unter Wasser gelagerten und geprüften Proben wiesen bereits zu Beginn der Ermüdungsuntersuchungen einen höheren Wassergehalt als die trocken gelagerten und geprüften Proben auf. Zusätzlich nahmen sie infolge der zyklischen Beanspruchung unter Wasser, Wasser auf, wohingegen die trocken gelagerten und geprüften Proben Wasser abgaben. Es ist daher davon auszugehen, dass der Wassergehalt im Porenraum der unter Wasser gelagerten und geprüften Proben größer war als bei den trocken gelagerten und geprüften. Die Inkompressibilität des Wassers könnte dabei eine Lastumlagerung verhindert haben. Zusätzlich könnten durch den erhöhten Wassergehalt Porenwasserdrücke entstanden sein, die die Zugfestigkeit des Zementsteins überschritten und zusätzliche Mikrorisse erzeugt haben. Darüber hinaus könnten sich Risse mit Wasser gefüllt haben, wobei es wie von Muguruma und Watanabe [9] beschrieben, möglich erscheint, dass das im Belastungsast infolge der Rissöffnung einströmende Wasser im Entlastungsast nicht wieder voll-

ständig verdrängt werden konnte. Eine verminderte Rissreibung und ein lokal beschleunigter Rissfortschritt könnte die Folge davon gewesen sein. Abschließend könnte das im Betongefüge vorhandene Wasser auch die Grenzflächenenergie, die für die Bildung von Mikrorissen erforderlich ist, herabsetzt haben. Die Ergebnisse der versiegelt und unversiegelt unter Wasser geprüften Proben und das Versagensverhalten in Abschnitt 6.3 deuten auf die Wirkung solcher Schädigungsmechanismen hin.

6.4.3 Phasenübergänge und logarithmierte Steigung der Oberdehnung in Phase II

In diesem Abschnitt werden die nachfolgenden Kenndaten der Dehnungsentwicklung auf einen möglichen Einfluss einer erhöhten Betonfeuchte durch die Lagerung und Ermüdungsprüfung unter Wasser im Vergleich zur trockenen Lagerung und Ermüdungsprüfung untersucht.

$\varepsilon_{O,U}^{I/II}, \varepsilon_{O,U}^{II/III}$	[‰]	Ober-, Unterdehnung an den Phasenübergängen
$\frac{N_i^{I/II}}{N_i}, \frac{N_i^{II/III}}{N_i}$	[-]	bezogene Bruchlastwechselzahl an den Phasenübergängen
$\Delta\varepsilon_{O,U}^I = \frac{(\varepsilon_{O,U}^{I/II} - \varepsilon_{O,U}^0)}{(\varepsilon_{O,U}^B - \varepsilon_{O,U}^0)}$	[%]	Dehnungszuwachs der Ober-, Unterdehnung in Phase I bez. auf den gesamten Dehnungszuwachs
$\Delta\varepsilon_{O,U}^{II} = \frac{(\varepsilon_{O,U}^{II/III} - \varepsilon_{O,U}^{I/II})}{(\varepsilon_{O,U}^B - \varepsilon_{O,U}^0)}$	[%]	Dehnungszuwachs der Ober-, Unterdehnung in Phase II bez. auf den gesamten Dehnungszuwachs
$\Delta\varepsilon_{O,U}^{III} = \frac{(\varepsilon_{O,U}^B - \varepsilon_{O,U}^{II/III})}{(\varepsilon_{O,U}^B - \varepsilon_{O,U}^0)}$	[%]	Dehnungszuwachs der Ober-, Unterdehnung in Phase II bez. auf den gesamten Dehnungszuwachs
$\log m_o^{II} = \log\left(\frac{\Delta\varepsilon_o^{II}}{\Delta N^{II}}\right)$	[-]	Logarithmierte Steigung der Oberdehnung in Phase II

Die Auswertung der Phasenübergänge (I/II und II/III) erfolgte mathematisch auf Basis der Steigung der Oberdehnung in Phase II und zusätzlicher Kriterien. In der Literatur wird diese Auswertung bisher optisch durchgeführt. Die optische Auswertung ist eher eine subjektive Methode, dessen Ergebnis von dem Auswertenden abhängig ist.

Tabelle 6.5 zeigt die Phasenübergänge für die Proben mit einem Durchmesser von 60 mm.

Tabelle 6.5: Bezogene Bruchlastwechselzahl an den Phasenübergängen und zugehörige Dehnung für H/D = 180 mm/60 mm (Mittelwerte)

H/D = 180 mm/60 mm				Phasenübergang [-]		Oberdehnung [‰]		Unterdehnung [‰]	
Ch.	S_O/S_U	Umg.	$N_{f,m}$	$\frac{N^{I/II}}{N_{f,m}}$	$\frac{N^{II/III}}{N_{f,m}}$	$\varepsilon_{O,m}^{I/II}$	$\varepsilon_{O,m}^{II/III}$	$\varepsilon_{U,m}^{I/II}$	$\varepsilon_{U,m}^{II/III}$
D	0,80/0,05	Wasser	934	0,10	0,91	2,83	3,07	0,41	0,53
		trocken	2.282	0,11	0,90	2,89	3,12	0,42	0,54
	0,70/0,05	Wasser	6.793	0,11	0,89	2,52	2,74	0,43	0,55
		trocken	148.563	0,10	0,91	2,67	3,07	0,51	0,81

Tabelle 6.5 zeigt nur kleine Unterschiede der bezogenen Lastwechselzahl N/N_f für die Phasenübergänge in trockener Umgebung und unter Wasser. Bei einer bezogenen Oberspannung $S_O = 0,80$ ist die Länge der Phase II ($N^{II/III}/N_{f,m} - N^{I/II}/N_{f,m}$) der unter Wasser gelagerten und geprüften Proben im Mittel 2 % größer als für die trocken gelagerten und geprüften Proben. Diese Differenz basiert auf eine um jeweils 1 % kürzeren Phase I und Phase III der unter Wasser gelagerten und geprüften Proben. Für $S_O = 0,70$ ist die Phase II der trockenen Proben um 3 % größer als für die unter Wasser gelagerten und geprüften Proben. Hier resultiert die Differenz aus einer um 1 % kürzeren Phase I und um 2 % kürzeren Phase III der trocken gelagerten und geprüften Proben. Tabelle 6.5 ist weiterhin zu entnehmen, dass die bezogene Oberspannung keinen Einfluss darauf hat, wie groß der Anteil der einzelnen Phasen an der Bruchlastwechselzahl ist. Aus der Betrachtung der absoluten Dehnungswerte an den Phasenübergangspunkten ist abzuleiten, dass die Ober- und Unterdehnung der trocken gelagerten und geprüften Proben unabhängig von der bezogenen Oberspannung S_O größer sind als bei den unter Wasser gelagerten und geprüften Proben. Der Unterschied zwischen den absoluten Dehnungen in Abhängigkeit der Lagerungs- und Prüfumgebung steigt mit sinkender bezogener Oberspannung an. Bei $S_O = 0,70$ ergibt sich am Phasenübergang II/III eine mittlere Differenz der Oberdehnung von 0,33 ‰ und der Unterdehnung von 0,26 ‰ zwischen den trocken gelagerten und geprüften und den unter Wasser gelagerten und geprüften Proben. Damit fällt die Dehnungsdifferenz bei Oberdehnung um mehr als das 6-fache und bei Unterdehnung mehr als das 20-fache höher als bei den Versuchen mit $S_O = 0,80$ aus (0,05 ‰ und 0,01 ‰).

Die Dehnungszuwächse innerhalb der drei Phasen, bezogen auf den gesamten Dehnungszuwachs infolge der zyklischen Beanspruchung bis zum Ermüdungsbruch, sind in Tabelle 6.6 zu sehen.

Tabelle 6.6: Logarithmierte Steigung der Oberdehnung in Phase II, Dehnungszuwachs bei Ober- und Unterdehnung innerhalb der drei Phasen (Mittelwerte)

H/D = 180 mm/60 mm			Dehnungszuwachs Oberdehnung [%]			Dehnungszuwachs Unterdehnung [%]			Log. Steigung Phase II [-]
Ch.	S_O/S_U	Umg.	$\Delta\varepsilon_{O,m}^I$	$\Delta\varepsilon_{O,m}^{II}$	$\Delta\varepsilon_{O,m}^{III}$	$\Delta\varepsilon_{U,m}^I$	$\Delta\varepsilon_{U,m}^{II}$	$\Delta\varepsilon_{U,m}^{III}$	$\log m_{O,m}^{II}$
D	0,80/0,05	Wasser	16,8	44,2	39,0	23,1	47,0	29,9	-3,49
		trocken	21,1	38,8	40,1	29,1	41,0	29,8	-3,89
	0,70/0,05	Wasser	16,3	24,8	58,8	21,9	30,4	47,7	-4,36
		trocken	25,7	39,4	34,9	26,9	46,6	26,5	-5,48

Bei einer bezogenen Oberspannung $S_O = 0,80$ kommt es bei den trocken gelagerten und geprüften Proben in Phase I bei Oberspannung zu einem um 4,3 % (21,1 %/16,8 %) und bei Unterspannung zu einem um 6 % (29,1 %/23,1 %) höheren Dehnungszuwachs als bei den unter Wasser gelagerten und geprüften Proben. In Phase II ist es umgekehrt, hier ist der Dehnungszuwachs der unter Wasser gelagerten und geprüften Proben bei Oberspannung um 5,4 % und bei Unterspannung um 6 % höher als für die trocken gelagerten und geprüften Proben. In Phase III ergibt sich nur noch bei Oberspannung eine Differenz. Hier kommt es bei den trocken gelagerten und geprüften Proben zu einem um 1,1 % höheren Dehnungszuwachs im Vergleich zu den unter Wasser gelagerten und geprüften. Den größten Dehnungszuwachs erfahren die trocken gelagerten und geprüften Proben bei $S_O = 0,80$ bei Oberspannung in Phase III und bei Unterspannung in Phase II. Die unter Wasser gelagerten und geprüften Proben erfahren den höchsten Dehnungszuwachs bei Unter- und Oberspannung in Phase II. Bei $S_O = 0,70$ ist der Anteil des Dehnungszuwachses in den ersten beiden Phasen bei Oberspannung mit 9,4 % bzw. 14,6 % und Unterspannung mit 5 % bzw. 16,2 % für die trocken gelagerten und geprüften Proben größer. In der letzten Phase ist der Dehnungsanteil mit 23,9 % und 21,2 % deutlich kleiner als für die unter Wasser gelagerten und geprüften Proben. Damit fallen die Unterschiede deutlicher aus als bei $S_O = 0,80$. Der größte Dehnungszuwachs ergibt sich jetzt für die trocken gelagerten und geprüften Proben bei Ober- und Unterspannung in Phase II und für die unter Wasser gelagerten und geprüften Proben in Phase III. Dies unterscheidet sich von den Ergebnissen der Versuche mit $S_O = 0,80$.

Die logarithmierte Steigung der Oberdehnung in Phase II ist in Tabelle 6.6 als Mittelwert aufgeführt. Abbildung 6.30 zeigt die logarithmierte Steigung der Oberdehnung in Phase II als Einzel- und Mittelwert aufgetragen über die logarithmierte Bruchlastwechselzahl $\log N_f$. Aus der Darstellung geht hervor, dass bei gleichem bezogenen Spannungsniveau die logarithmierte Steigung der Oberdehnung in Phase II der unter Wasser gelagerten und geprüften Proben größer

ist als für die trocken gelagerten und geprüften. Weiterhin ist zu erkennen, dass sich mit steigender bezogener Oberspannung S_o , unabhängig von der Lagerungs- und Prüfumgebung, größere logarithmierte Steigungen der Oberdehnung in Phase II ergeben. Die maximale logarithmierte Steigung der Oberdehnung in Phase II (betragsmäßig kleinster Wert) wird von den unter Wasser gelagerten und geprüften Proben bei $S_o = 0,80$ erreicht. Dabei handelt es sich um die Versuche, die den kleinsten Ermüdungswiderstand besaßen. Die minimale logarithmierte Steigung der Oberdehnung in Phase II (betragsmäßig größter Wert) erreichen die trocken gelagerten und geprüften Proben bei $S_o = 0,70$. Der Ermüdungswiderstand dieser Proben war maximal. Abbildung 6.30 zeigt weiterhin, dass unabhängig von der Lagerungs- und Prüfumgebung sowie der bezogenen Oberspannung ein linearer Zusammenhang zwischen den Werten der logarithmierten Steigung der Oberdehnung in Phase II aufgetragen über die logarithmierte Bruchlastwechselzahl existiert. Dieses deckt sich mit in der Literatur dokumentierten Ergebnissen.

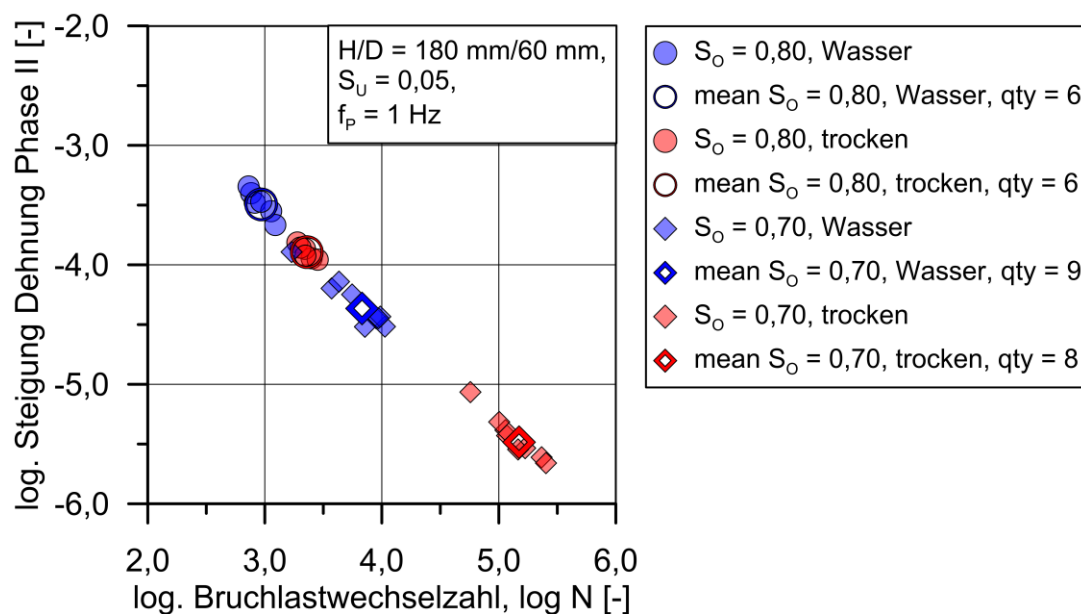


Abbildung 6.30: Einzel- und Mittelwerte der logarithmierten Steigung der Oberdehnung in Phase II über $\log N$ für die Proben $H/D = 180 \text{ mm}/60 \text{ mm}$

Tabelle 6.7 zeigt die Phasenübergänge und die zugehörigen Dehnungswerte als Mittelwert für die einzelnen Betonchargen für die unter Wasser gelagerten und geprüften und die trocken gelagerten und geprüften Proben mit $D = 100 \text{ mm}$. Eine Zusammenstellung der Einzelwerte ist in Tabelle A-4.2 im Anhang zu finden.

Tabelle 6.7: Bezogene Bruchlastwechselzahl an den Phasenübergängen und zugehörige Dehnung für H/D = 300 mm/100 mm

H/D = 300 mm/100 mm				Phasenübergang [-]		Oberdehnung [‰]		Unterdehnung [‰]	
Ch.	S_O/S_U	Umg.	$N_{f,m}$	$\frac{N^{I/II}}{N_{f,m}}$	$\frac{N^{II/III}}{N_{f,m}}$	$\varepsilon_{O,m}^{I/II}$	$\varepsilon_{O,m}^{II/III}$	$\varepsilon_{U,m}^{I/II}$	$\varepsilon_{U,m}^{II/III}$
E	0,80/0,05	Wasser	530	0,11	0,90	2,98	3,12	0,41	0,45
		trocken	2.087	0,12	0,91	3,02	3,20	0,46	0,54
F	0,74/0,05	Wasser	4.107	0,09	0,90	2,64	2,84	0,37	0,46
		trocken	8.355	0,12	0,86	2,77	2,98	0,44	0,53
F	0,70/0,05	Wasser	14.690	0,11	0,91	2,53	2,75	0,40	0,53
		trocken	20.404	0,10	0,89	2,50	2,84	0,44	0,65
E	0,65/0,05	Wasser	18.133	0,10	0,90	2,47	2,66	0,37	0,46
		versiegelt	19.584	0,12	0,90	2,52	2,70	0,42	0,51

Anhand der Werte in Tabelle 6.7 zeigen sich in Bezug auf den Einfluss der Feuchte im Betongefüge auf die Phasenlänge nur kleine Unterschiede. Bei $S_O = 0,80$ ist die Phase I der trockenen Proben um 1 % länger und die Phase III um 1 % kürzer. Bei $S_O = 0,70$ ist es umgekehrt, hier sind Phase I und Phase III der trocken gelagerten und geprüften Proben länger als für die unter Wasser gelagerten und geprüften. Für diese Beanspruchungsniveaus folgt, dass die Phasenlänge der Phase II unabhängig von der Lagerungs- und Prüfumgebung ist. Weiterhin ist kein zusätzlicher Einfluss der bezogenen Oberspannung und der Probengröße in Bezug auf den Anteil der Phasen an der Bruchlastwechselzahl zu erkennen. Bei $S_O = 0,74$ ist die Phase II der trocken gelagerten und geprüften Proben um 7 % kürzer als für die unter Wasser gelagerten und geprüften. Dieser Unterschied ergibt sich aus einer um 3 % längeren Phase I und um 4 % längeren Phase III. Für die versiegelt unter Wasser geprüften Proben bei $S_O = 0,65$ zeigt sich, dass diese eine etwas längere Phase I bei einer gleich langen Phase III erreichen als die unversiegelt unter Wasser geprüften Proben.

Werden die absoluten Dehnungen bei Ober- und Unterspannung betrachtet, so ergibt sich, wie auch für die kleineren Proben, dass die Dehnungswerte der unter Wasser gelagerten und geprüften Proben bis auf eine Ausnahme kleiner sind als die der trocken gelagerten und geprüften Proben. Nicht bestätigt werden kann, dass die Unterschiede der absoluten Dehnungen zwischen den trockenen Proben und den unter Wasser gelagerten und geprüften Proben mit sinkender bezogener Oberspannung zunehmen. Die Dehnungen an den Phasenübergängen der versiegelt geprüften Proben sind, unabhängig von der bezogenen Ober- oder Unterspannung, größer als für die unversiegelten Proben.

Die Anteile der Dehnungszuwächse innerhalb der einzelnen Dehnungsphasen, bezogen auf den gesamten Dehnungszuwachs, zeigt Tabelle 6.8.

Tabelle 6.8: Logarithmierte Steigung der Oberdehnung in Phase II, Dehnungszuwachs bei Ober- und Unterdehnung innerhalb der drei Phasen für H/D = 300 mm/100 mm (Mittelwerte)

H/D = 300 mm/100 mm			Dehnungszuwachs Oberdehnung [%]			Dehnungszuwachs Unterdehnung [%]			Log. Steigung Phase II [-]
Ch.	S _O /S _U	Umg.	$\Delta\epsilon_{O,m}^I$	$\Delta\epsilon_{O,m}^{II}$	$\Delta\epsilon_{O,m}^{III}$	$\Delta\epsilon_{U,m}^I$	$\Delta\epsilon_{U,m}^{II}$	$\Delta\epsilon_{U,m}^{III}$	$\log m_{O,m}^{II}$
E	0,80/0,05	Wasser	16,2	32,9	50,9	33,6	38,2	28,2	-3,48
		trocken	26,5	38,2	35,3	39,1	39,8	21,2	-3,96
F	0,74/0,05	Wasser	16,4	30,4	53,2	24,3	33,7	41,9	-4,21
		trocken	24,6	30,2	45,2	34,2	27,0	38,8	-4,47
F	0,70/0,05	Wasser	15,6	27,3	57,1	23,5	40,1	36,4	-4,72
		trocken	17,8	35,8	46,4	24,1	44,9	30,9	-4,68
E	0,65/0,05	Wasser	13,2	22,6	64,2	20,5	35,1	44,3	-4,89
		versiegelt	16,2	20,3	63,5	28,4	28,0	43,6	-4,93

Für die unter Wasser gelagerten und geprüften Proben kommt es im Mittel, bei Oberspannung in Phase III zu den höchsten Dehnungszuwächsen. Bei Unterspannung ergibt sich hingegen kein eindeutiges Bild. Kommt es bei S_O = 0,80 und 0,70 zu den höchsten Zuwächsen in Phase II, geschieht dieses bei S_O = 0,74 und 0,65 in Phase III. In trockener Umgebung kommt es bei Ober- und Unterspannung bei S_O = 0,80 in Phase II und bei S_O = 0,74 in Phase III zum höchsten Dehnungszuwachs. Bei S_O = 0,70 ist die Phase III bei Oberspannung die Phase mit dem stärksten Dehnungszuwachs und bei Unterspannung die Phase II. Eine Übereinstimmung mit den Ergebnissen aus Tabelle 6.6 für die kleinen Proben, in welcher Phase der maximale Dehnungsanstieg zu erwarten ist, gibt es nicht. Nach Auswertung der Tabelle 6.8 verzeichnen die Proben, die versiegelt und unversiegelt unter Wasser bei S_O = 0,65 geprüft wurden, die größten Dehnungszuwächse in Phase III bei Ober- und Unterspannung. Weiterhin zeigt Tabelle 6.8, dass es unter Wasser bei Oberspannung innerhalb der Phase I zu kleineren und in Phase III zu größeren prozentualen Dehnungszuwächsen als in trockener Umgebung kommt. Bei Ober- und Unterspannung ergeben sich in Phase II höheren Dehnungszuwächse und in Phase III bei Unterspannung niedrigere, wenn die Versuche mit trocken gelagerten und geprüften Proben durchgeführt werden. Eine Übereinstimmung mit den Ergebnissen für die kleinen Proben ist nicht vorhanden.

Wird die logarithmierte Steigung der Oberdehnung in Phase II in Tabelle 6.8 betrachtet, so zeigt sich zunächst, dass sie mit sinkender Oberspannung unabhängig

von der Lagerungs- und Prüfumgebung abnimmt. Darüberhinaus wird aus Abbildung 6.31 deutlich, dass die logarithmierte Steigung der Oberdehnung in Phase II der trocken gelagerten und geprüften Proben bei vergleichbarer Beanspruchung immer kleiner ist als für die unter Wasser gelagerten und geprüften. Das wurde auch für die Proben mit $D = 60$ mm festgestellt. Wie für die kleinen Proben in Tabelle 6.7 gezeigt werden konnte, haben die Proben, die den niedrigsten Ermüdungswiderstand aufweisen, die größte logarithmierte Steigung der Oberdehnung in Phase II. Es handelt sich dabei um die unter Wasser bei $S_O = 0,80$ beanspruchten Proben. Die kleinste logarithmierte Steigung der Oberdehnung in Phase II wird von den unter Wasser gelagerten und versiegelt unter Wasser geprüften Proben bei $S_O = 0,65$ erreicht. Diese Proben erreichen jedoch nicht den höchsten Ermüdungswiderstand.

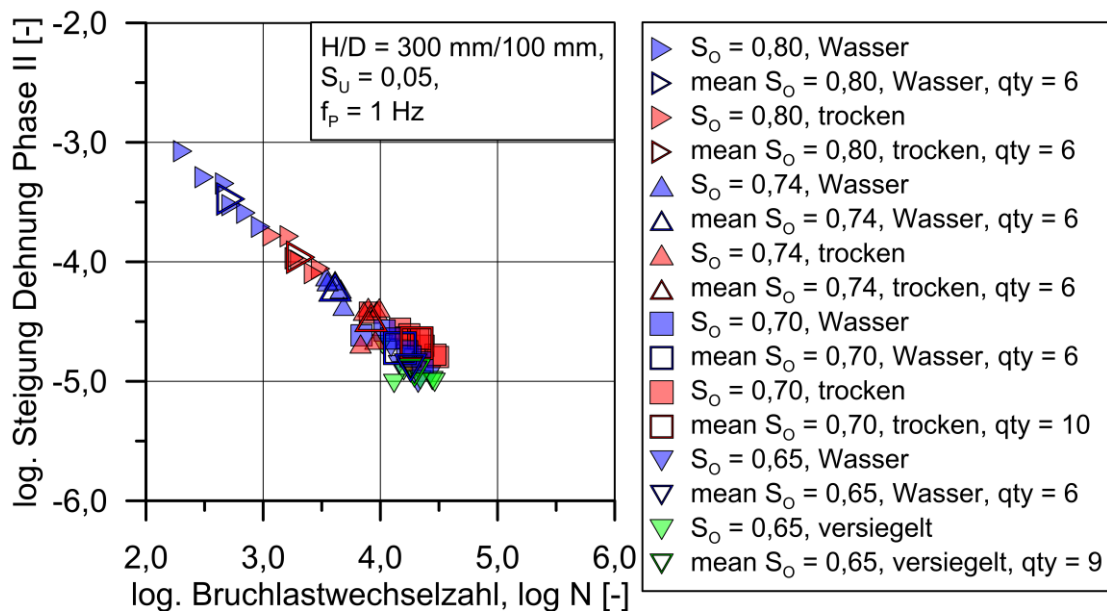


Abbildung 6.31: Einzel- und Mittelwerte der logarithmierten Steigung der Oberdehnung in Phase II über $\log N$ für die Proben $H/D = 300 \text{ mm}/100 \text{ mm}$

In Abbildung 6.32 sind die Mittelwerte der logarithmierten Steigung der Oberdehnung in Phase II für beide Probengrößen zusammengefasst dargestellt. Zusätzlich ist die sich aus einer Regressionsanalyse sämtlicher Einzelwerte ergebende Regressionsgerade enthalten. Die Residuen zur Bestimmung der Regressionsgeraden wurden nicht in vertikaler Richtung, also über die logarithmierte Steigung der Oberdehnung in Phase II, sondern über die logarithmierte Bruchlastwechselzahl gebildet.

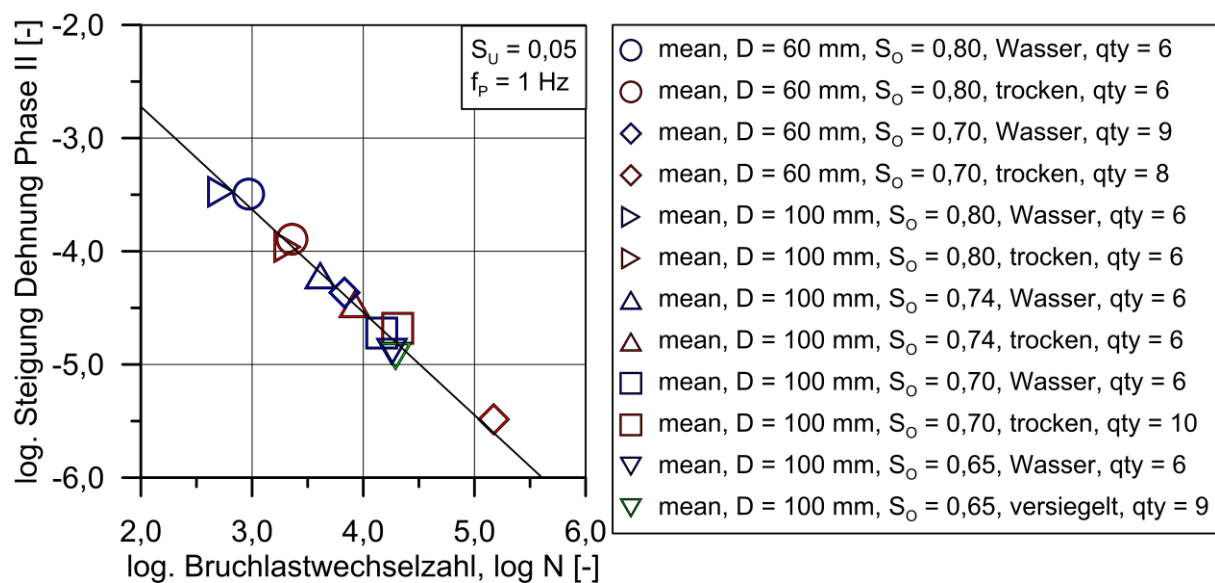


Abbildung 6.32: Mittelwerte der logarithmierten Steigung der Oberdehnung in Phase II für die Proben H/D = 180 mm/60 mm, 300 mm/100 mm und Regressionsgerade

Abbildung 6.32 zeigt, dass unabhängig von der Lagerungs- und Prüfumgebung, der bezogenen Oberspannung und der Probengröße ein linearer Zusammenhang zwischen der logarithmierten Steigung der Oberdehnung in Phase II und der logarithmierten Bruchlastwechselzahl $\log N$ besteht. Dieser Zusammenhang lässt sich über die Gleichung 6.8 beschreiben.

$$\log N = -1,101 \cdot \log m_{O}^{II} - 0,997 \quad r^2 = 0,961 \quad n = 83 \quad 6.8$$

Es lässt sich ableiten, dass pro Lastwechsel bei steigender bezogener Oberspannung und/oder steigendem Wassergehalt im Betongefüge ein größerer Schädigungszuwachs zu erwarten ist, wodurch die Bruchlastwechselzahl abnimmt (Abbildung 6.32). Werden die mittleren logarithmierten Steigungen der Oberdehnung in Phase II in Bezug zur Probengröße betrachtet, so hat die Probengröße bei $S_O = 0,80$ nur einen sehr kleinen Einfluss auf diesen Wert ($\log m_{O,m,Tr,100}^{II} = -3,98 / \log m_{O,m,Tr,60}^{II} = -3,89$, $\log m_{O,m,Wa,100}^{II} = -3,48 / \log m_{O,m,Wa,60}^{II} = -3,49$). Bei $S_O = 0,70$ zeigen sich hingegen deutliche Unterschiede, die mit der Probengröße in Zusammenhang stehen. In trockener Umgebung haben die Proben mit einem Durchmesser von 60 mm mit $\log m_{O,m,Tr,60}^{II} = -5,47$ anstelle von $\log m_{O,m,Tr,100}^{II} = -4,69$ der Proben mit 100 mm Durchmesser eine deutlich kleinere logarithmierte Steigung der Oberdehnung in Phase II. Unter Wasser verhält es sich mit $\log m_{O,m,Wa,60}^{II} = -4,36$ anstelle von $\log m_{O,m,Wa,100}^{II} = -4,72$ umgekehrt.

6.4.4 Zusammenfassung und Fazit

Ein Einfluss der Probenlagerung und Prüfung konnte mit Hilfe der Auswertung der Kenndaten zu den Phasenübergängen bezogen auf die Bruchlastwechselzahl und den zugehörigen absoluten Dehnungswerten und der logarithmierten Steigung der Oberdehnung in Phase II bestätigt werden. Zwar ergaben sich unabhängig von der Probenlagerung und Prüfung, der bezogenen Oberspannung und der Probengröße für die einzelnen Phasen der Dehnungsentwicklung gleiche Anteile der bezogenen Bruchlastwechselzahl, dennoch zeigten sich Unterschiede in den absoluten Dehnungen. Diese Unterschiede zwischen den trocken gelagerten und geprüften Proben und den unter Wasser gelagerten und geprüften wurden mit sinkender bezogener Oberspannung und kleinerem Probendurchmesser größer. Solche Tendenzen wurden auch schon zuvor in Abschnitt 6.1.3 für die Bruchlastwechselzahlen festgestellt. Die absoluten Dehnungen an den Phasenübergängen waren unabhängig vom Beanspruchungsniveau und der Probengröße für die unter Wasser gelagerten und geprüften Proben kleiner als für die trockenen Proben. Das könnte einerseits mit der zum jeweiligen Phasenübergang deutlich niedrigeren Lastwechselzahl und somit den kleineren zeitlichen Effekten aus Kriechen erklärt werden. Andererseits ist es aber auch denkbar, dass die unter Wasser gelagerten und geprüften Proben durch einen im Vergleich zur trockenen Lagerung und Prüfung erhöhten Wassergehalt im Betongefüge weniger kompressibel waren. Auch eine zusätzliche Schädigungen infolge von sich entwickelnden Porenwasserdrücken, die zu zusätzlichen Mikrorissen führen könnten, sind eine mögliche Erklärung. Die logarithmierte Steigung der Oberdehnung in Phase II war für die unter Wasser gelagerten und geprüften Proben unabhängig von der Probengröße und dem Beanspruchungsniveau immer größer als für die trocken gelagerten und geprüften. Dieses deutet auf eine im Vergleich zu den trocken gelagerten und geprüften Proben erhöhte Schädigungsentwicklung hin. Ein Einfluss der Probengröße war für diese Kenngröße zu erkennen. Die logarithmierte Steigung der Oberdehnung in Phase II war für die trocken gelagerten und geprüften Proben mit einem Durchmesser von 100 mm bei $S_0 = 0,70$ um 20 % größer als für die Proben mit einem Durchmesser von 60 mm. Dies äußert sich in einem um fast eine Zehnerpotenz kleineren Ermüdungswiderstand der Proben mit 100 mm Durchmesser. Bei diesen Proben kam es im Vergleich zu den kleineren zu einer stärkeren Erwärmung. Es wird angenommen, dass größere Zwangsspannungen vorhanden waren. Weiterhin besaßen diese Proben im Vergleich zu den Proben mit einem Durchmesser von 60 mm einen höheren Wassergehalt zu Beginn der Ermüdungsprüfung. In Kombination mit einer verminderten Austrocknungsgeschwindigkeit durch ein ungünstigeres Oberflächen-zu-Volumen-Verhältnis und

der stärkeren Erwärmung ist ebenfalls von einem beschleunigten Schädigungsfortschritt auszugehen.

Die starken Dehnungszuwächse der unter Wasser gelagerten und geprüften Proben in Phase III, ausgedrückt als Anstieg der Dehnung innerhalb dieser Phase, bezogen auf den gesamten Dehnungszuwachs während der zyklischen Beanspruchung bis zum Bruch, lassen sich mit sprunghaften Anstiegen der Dehnungsentwicklung erklären (s. a. Abschnitt 6.4.1). Es zeigte sich ein von der Versuchsdurchführung mit trocken gelagerten und geprüften Proben abweichendes Versagensverhalten mit einer ausgeprägten Rissbildung und großflächigen Ausbrüchen (vgl. Abschnitt 6.3). Es ist davon auszugehen, dass der lastübertragende Querschnitt geschwächt wird, und es zu einer Erhöhung der Beanspruchung im Restquerschnitt kommt. Ein beschleunigter Schädigungsfortschritt wäre die Folge. Dieser deutet sich anhand der größeren logarithmierten Steigung der Oberdehnung in Phase II an.

Ein Einfluss eines verhinderten Wasserzutritts während der zyklischen Beanspruchung konnte anhand einer etwas längeren Phase I, höheren Dehnungswerten an den Phasenübergängen und einer kleineren logarithmierten Steigung der Oberdehnung in Phase II im Vergleich zur Prüfung unversiegelter Proben unter Wasser beobachtet werden. Dass es sich beim Einfluss des Wassers auf den Ermüdungswiderstand nur um einen Randzoneneffekt, wie von Nygard et al. [10] vermutet, handelt, der mit steigender Probengröße abnimmt, konnte anhand der Ergebnisse in diesem Abschnitt weder bestätigt noch widerlegt werden. Hierfür sind vergleichende Untersuchungen mit unversiegelt und versiegelt unter Wasser geprüften Proben mit $D = 60$ mm erforderlich. Hinweise auf einen wie von Murdock [48] erwähnten Grenzwert der Dehnung, bei dessen Erreichen der Ermüdungsbruch eintritt, wurden nicht gefunden.

6.5 Steifigkeitsentwicklung

Die Entwicklung der Betonsteifigkeit bzw. die Steifigkeitsdegradation infolge der Ermüdungsbeanspruchung wird in diesem Abschnitt in Abhängigkeit der Lagerungs- und Prüfumgebung betrachtet. Nach Oneschkow [36] könnte die Steifigkeitsdegradation im Zusammenhang mit der Schädigungsentwicklung im Ermüdungsversuch stehen. Nach von der Haar [65] besteht ein Zusammenhang zwischen der Steifigkeitsdegradation und der Kompressibilität des Zementsteins sowie der Rissbildung in Krafrichtung und orthogonal dazu. Auf Basis der Ergebnisse vorangegangener Abschnitte deutete sich an, dass ein erhöhter Wassergehalt im Betongefüge Auswirkungen auf die Kompressibilität des Zementsteins sowie die Rissbildung bzw. die Schädigungsentwicklung hat und sich damit auch auf den Sekantenmodul auswirken muss. Die Auswertung der Steifigkeitsdegradation erfolgt für die Versuche, für die

auch die Dehnungsentwicklung ausgewertet wurde. Der Sekantenmodul wird fortlaufend zwischen dem ersten Lastwechsel nach dem Einschwingen und dem letzten vollständigen Lastwechsel ausgewertet. Er darf nicht mit dem statischen Elastizitätsmodul gleichgesetzt werden. Der Sekantenmodul ergibt sich aus einer sinusförmigen Beanspruchung anstelle der monoton steigenden Beanspruchung wie bei der Bestimmung des statischen Elastizitätsmoduls. Darüber hinaus werden die Proben der Ermüdungsversuche mit einer deutlich größeren Beanspruchungsgeschwindigkeit und größeren Spannungsamplitude beansprucht. Auch die Dehnung muss versuchs-technisch bedingt auf unterschiedliche Weise gemessen werden (vgl. Abbildung 3.12 und Abbildung 3.14). Daher ist davon auszugehen, dass der Sekantenmodul kleiner ausfallen wird als der statische Elastizitätsmodul.

Die Verläufe des Sekantenmoduls über die bezogene Bruchlastwechselzahl sind in Abbildung 6.33 bis Abbildung 6.35 dargestellt. Im Anhang sind die Kenngrößen des Sekantenmoduls für sämtlichen Proben enthalten (Tabelle A-4.3).

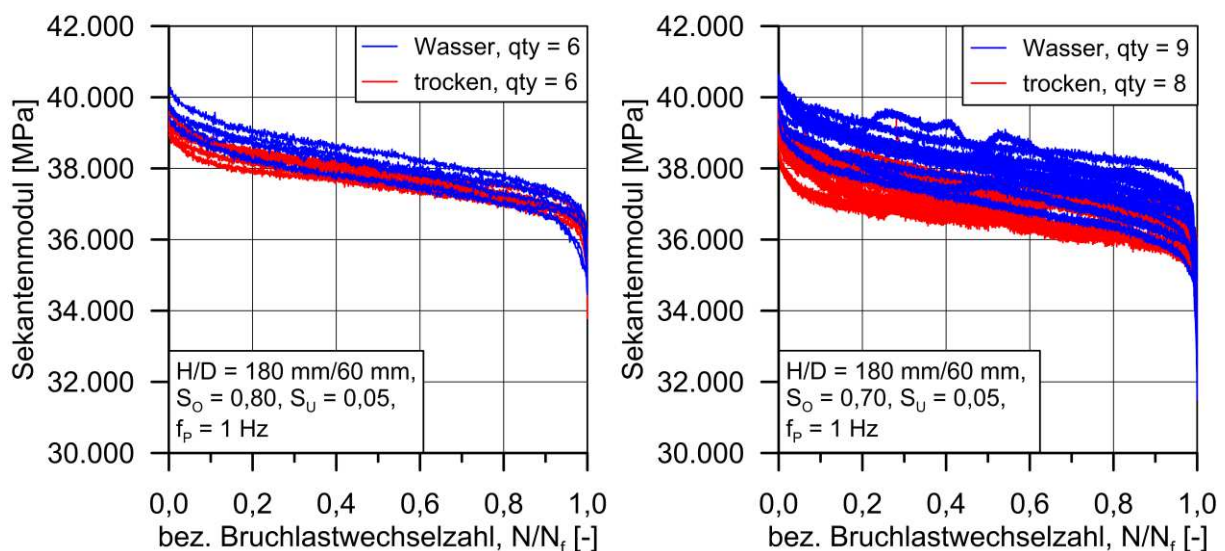


Abbildung 6.33: Verlauf des Sekantenmoduls der Proben mit $H/D = 180 \text{ mm}/60 \text{ mm}$ für $S_o = 0,80$ (links) und $S_o = 0,70$ (rechts)

Aus Ergebnissen in der Literatur ist bekannt, dass der Verlauf des Sekantenmoduls bei zyklischer Druckschwellbeanspruchung, ähnlich der Dehnungsentwicklung, in drei Phasen eingeteilt werden kann [76], [53], [36], und [65]. Die Verläufe des Sekantenmoduls in Abbildung 6.33 bestätigen dies unabhängig von der Lagerungs- und Prüfumgebung sowie der bezogenen Oberspannung. Die Ausprägung der einzelnen Phasen der Steifigkeitsentwicklung ähnelt derer der Dehnungsverläufe. Die Verläufe in Abbildung 6.33 deuten an, dass der Sekantenmodul der unter Wasser gelagerten und geprüften Proben zu Beginn der Ermüdungsbeanspruchung höher ist als für die trocken gelagerten und geprüften Proben. Abbildung 6.33, rechts, zeigt am Ende der

Ermüdungsversuche bei $S_0 = 0,70$ einen starken Abfall des Sekantenmoduls der unter Wasser gelagerten und geprüften Proben. Dieser Abfall ist auf die Schädigung mit teilweise großflächigen Ausbrüchen zurückzuführen (s. a. Abschnitt 6.3) In Tabelle 6.9 ist der Sekantenmodul als Mittelwert zu verschiedenen Zeitpunkten im Ermüdungsversuch dargestellt. Die Einzelwerte sind im Anhang dokumentiert (Tabelle A-4.3). Es handelt sich dabei um den Lastwechsel unmittelbar nach dem Einschwingen, den Lastwechsel am Phasenübergang der Dehnung von Phase I zu Phase II, am Phasenübergang von Phase II zu Phase III und den letzten vollständigen Lastwechsel vor dem Ermüdungsbruch. Die Reststeifigkeit, ausgedrückt als Quotient aus dem Sekantenmodul zum jeweiligen Zeitpunkt und dem Sekantenmodul nach dem Einschwingen, ist ebenfalls in der Tabelle 6.9 enthalten.

Tabelle 6.9: Mittelwert Sekantenmodul und Reststeifigkeit für die Proben mit H/D = 180 mm/60 mm für unterschiedliche Lastwechsel im Ermüdungsversuch

H/D = 180 mm/60 mm			Sekantenmodul [MPa]				Reststeifigkeit [%]		
Ch.	S_0/S_U	Umg.	$E_{S,m}^0$	$E_{S,m}^{I/II}$	$E_{S,m}^{II/III}$	$E_{S,m}^B$	$E_{S,m}^{I/II} / E_{S,m}^0$	$E_{S,m}^{II/III} / E_{S,m}^0$	$E_{S,m}^B / E_{S,m}^0$
D	0,80/0,05	Wasser	39.273	38.586	36.975	34.916	98,3	94,2	88,9
		trocken	39.214	38.517	36.944	34.938	98,2	94,2	89,1
	0,70/0,05	Wasser	40.214	38.933	37.128	32.105	96,8	92,3	79,8
		trocken	39.613	38.056	36.485	34.123	96,1	92,1	86,1

Aus Tabelle 6.9 geht hervor, dass die unter Wasser gelagerten und geprüften Proben unabhängig von der bezogenen Oberspannung mit Ausnahme von $E_{S,m}^B$ einen höheren Sekantenmodul haben als die trocken gelagerten und geprüften Proben. Dieser Trend einer „versteifenden Wirkung des Wassers“ zeigte sich schon bei der Auswertung des statischen und dynamischen Elastizitätsmoduls (Abschnitt 2.1.2 und 2.1.3). Tabelle 6.9 zeigt für den Sekantenmodul eine Abhängigkeit von der bezogenen Oberspannung. Mit abnehmender bezogener Oberspannung steigt der Sekantenmodul an. Dieses Ergebnis deckt sich mit denen von Petković [90], die ebenfalls einen hochfesten Beton untersuchte. Wird die Reststeifigkeit betrachtet, so zeigt sich eine vergleichbare prozentuale Steifigkeitsdegradation für die betrachteten Lastwechsel für unter Wasser gelagerte und geprüfte Proben und trocken gelagerte und geprüfte Proben. Lediglich bei $S_0 = 0,70$ ergeben sich für den Sekantenmodul im letzten vollständigen Lastwechsel Unterschiede in Abhängigkeit der Lagerung- und Prüfumgebung. Die Reststeifigkeit der unter Wasser gelagerten und geprüften Proben ist über 6 % kleiner als die der trockenen Proben. In Abschnitt 6.4.3 hat sich gezeigt, dass bei dieser Beanspruchung in diesem Lastwechsel die Dehnungsamplitude der unter Wasser gelagerten und geprüften Proben stärker zunahm, als es in trockener Umge-

bung der Fall war. Eine größer werdende Dehnungsamplitude ist bei konstanter Spannungsamplitude nach [36] gleichbedeutend mit einem Abfallen des Sekantenmoduls, was sich hier bestätigt. Die Auswertungen der Reststeifigkeit zeigen eine Abhängigkeit von der bezogenen Oberspannung, mit sinkender bezogener Oberspannung verringert sich die Reststeifigkeit in den betrachteten Lastwechseln. Dieses widerspricht der Angabe von Holmen [76], deckt sich jedoch mit den Ergebnissen von Do et al. [91] und Oneschkow [36], die ebenfalls die Steifigkeitsentwicklung von hochfestem Beton untersuchten.

Abbildung 6.34 zeigt die Verläufe des Sekantenmoduls für die Proben mit 100 mm Durchmesser. In der linken Abbildung sind die Verläufe bei $S_O = 0,80$ dargestellt, in der rechten Abbildung die für $S_O = 0,70$. Bei dieser Probengröße wurden weiterhin Ermüdungsversuche bei $S_O = 0,74$ und $S_O = 0,65$ durchgeführt, die zugehörigen Verläufe zeigt Abbildung 6.35.

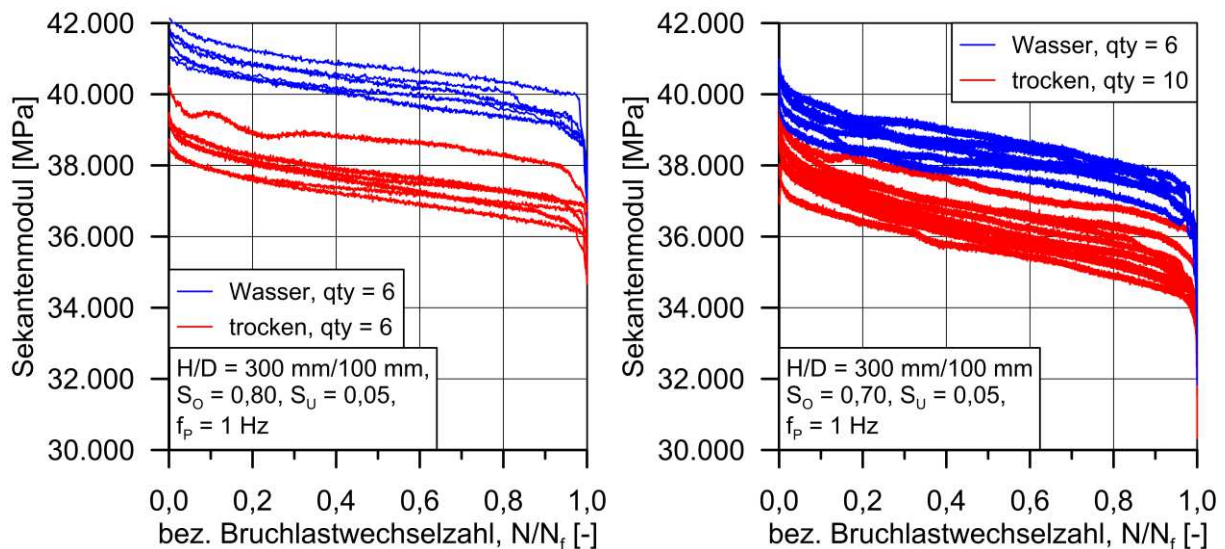


Abbildung 6.34: Verlauf des Sekantenmoduls der Proben mit $H/D = 300 \text{ mm}/100 \text{ mm}$ für $S_O = 0,80$ (links) und $S_O = 0,70$ (rechts)

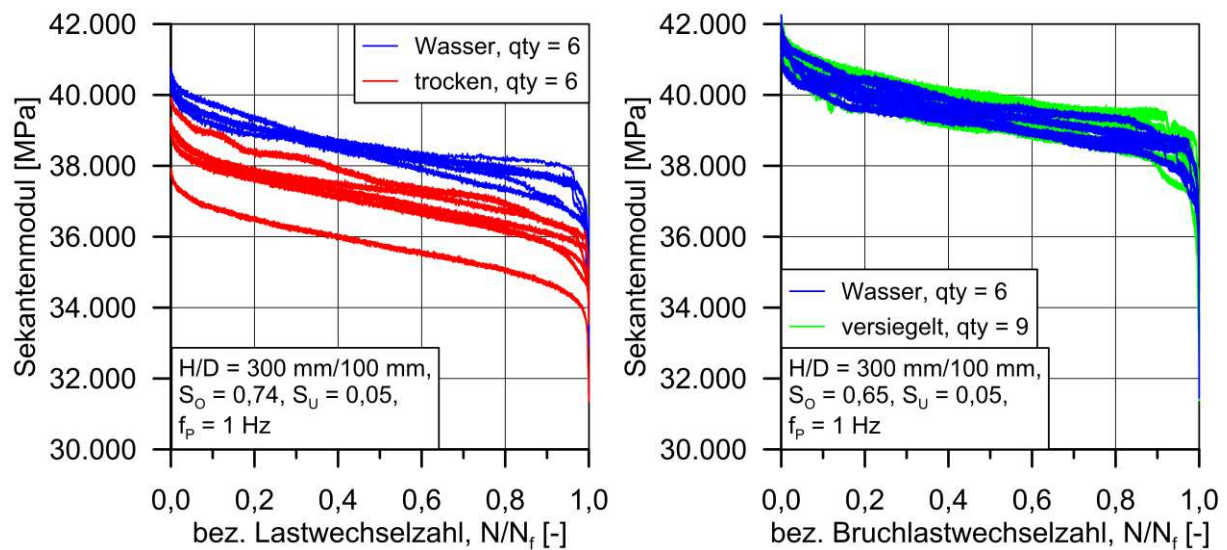


Abbildung 6.35: Verlauf des Sekantenmoduls der Proben mit $H/D = 300 \text{ mm}/100 \text{ mm}$ für $S_o = 0,74$ (links) und $S_o = 0,65$ (rechts)

Die in Abbildung 6.34 und Abbildung 6.35 dargestellten Sekantenmodulverläufe weisen alle den bereits für die Proben mit $D = 60 \text{ mm}$ festgestellten dreiphasigen Verlauf auf. Wesentliche Unterschiede in der Ausprägung der einzelnen Phasen lassen sich in Bezug auf die Lagerungs- und Prüfumgebung, die Probengröße und die bezogene Oberspannung nicht erkennen. Aus den Abbildungen geht hervor, dass der Sekantenmodul der unter Wasser gelagerten und geprüften Proben oberhalb des Sekantenmoduls der trocken gelagerten und geprüften liegt. Dieser Unterschied, der im Zusammenhang mit der Lagerungs- und Prüfumgebung steht, ist jedoch im Vergleich zu den Proben mit $D = 60 \text{ mm}$ größer. Ein Einfluss der Versiegelung auf die Steifigkeitsentwicklung ist anhand der in Abbildung 6.35, rechts, dargestellten Verläufe des Sekantenmoduls nicht nachweisbar. Die Verläufe der Sekantenmoduln beider Versuchsreihen sind nahezu deckungsgleich. Die Mittelwerte (mean) des Sekantenmoduls für die untersuchten Lastwechsel sowie der Reststeifigkeit sind in Tabelle 6.10 aufgeführt.

Tabelle 6.10: Mittelwert Sekantenmodul und Reststeifigkeit für die Proben mit H/D = 300 mm/100 mm für unterschiedliche Lastwechsel im Ermüdungsversuch

H/D = 300 mm/100 mm			Sekantenmodul [MPa]				Reststeifigkeit [%]		
Ch.	S_O/S_U	Umg.	$E_{S,m}^0$	$E_{S,m}^{I/II}$	$E_{S,m}^{II/III}$	$E_{S,m}^B$	$E_{S,m}^{I/II} / E_{S,m}^0$	$E_{S,m}^{II/III} / E_{S,m}^0$	$E_{S,m}^B / E_{S,m}^0$
E	0,80/0,05	Wasser	41.559	39.505	40.933	37.200	95,1	98,5	89,5
		trocken	39.249	37.536	38.103	35.350	95,6	97,1	90,1
F	0,74/0,05	Wasser	40.615	39.418	37.439	33.807	97,1	92,2	83,2
		trocken	39.073	37.917	36.008	33.465	97,0	92,2	85,7
F	0,70/0,05	Wasser	40.453	39.150	37.422	32.332	96,8	92,5	79,9
		trocken	38.828	37.590	35.389	31.212	96,8	91,1	80,4
E	0,65/0,05	Wasser	41.708	40.327	38.604	32.454	96,7	92,6	77,8
		versiegelt	41.780	40.439	38.744	32.446	96,8	92,7	77,7

Wie bereits in Abbildung 6.34 und Abbildung 6.35 zu sehen war, zeigen auch die Mittelwerte des Sekantenmoduls unmittelbar nach dem Einschwingen, dass die Differenz zwischen den Werten für die trocken gelagerten und geprüften Proben und die unter Wasser gelagerten und geprüften Proben mit einem Durchmesser von $D = 100$ mm größer ist als für die kleinen Proben. War der Sekantenmodul zu Beginn der Ermüdungsversuche für die Proben mit 60 mm Durchmesser in trockener Umgebung im Mittel je nach bezogener Oberspannung S_O um 0,2 % bis 1,5 % kleiner, ist er für die großen Proben nun um 4 % bis 6 % kleiner. Die Reihenfolge und die Größenordnung der Differenz des Sekantenmoduls gelten auch für die verbleibenden Betrachtungspunkte in Tabelle 6.10. Damit unterscheiden sich die Ergebnisse des Sekantenmoduls im letzten vollständigen Lastwechsel der Proben mit 100 mm Durchmesser von denen mit 60 mm Durchmesser. Die kleinen trockenen Proben besaßen zu diesem Zeitpunkt einen höheren Sekantenmodul als die unter Wasser gelagerten und geprüften Proben. Bei gleicher Lagerung und Prüfung hat die Probengröße nach Tabelle 6.9 und Tabelle 6.10 keinen signifikanten Einfluss auf die Größenordnung des Sekantenmoduls. Auch der Einfluss der Versiegelung und damit eines verhinderten Wasserzutritts während der zyklischen Beanspruchung scheint keinen signifikanten Einfluss auf den Sekantenmodul zu haben, wie Tabelle 6.10 zeigt. Die prozentuale Reststeifigkeit an den Phasenübergängen der Dehnung von Phase I zu Phase II sowie von Phase II zu Phase III zeigt keine eindeutige Abhängigkeit von der Lagerungs- und Prüfumgebung. Das differiert von den Ergebnissen der kleinen Proben, bei denen unmittelbar vor dem Versagen Unterschiede feststellbar waren.

6.5.1 Zusammenfassung und Fazit

Zusammenfassend bleibt festzuhalten, dass sich der Einfluss der Wasserlagerung und Prüfung unter Wasser unabhängig von der bezogenen Oberspannung S_0 , mit der der Ermüdungsversuch durchgeführt wurde, und auch unabhängig von der Probengröße in Form eines erhöhten Sekantenmoduls zu Beginn des Ermüdungsversuchs zeigte. Das deutet auf eine versteifende Wirkung des Wassers bzw. eine verminderte Kompressibilität des Zementsteins hin. Die prozentualen Steifigkeitsverluste an den Phasenübergängen sowie kurz vor dem Ermüdungsbruch ergaben eine vergleichbare Steifigkeitsdegradation der unter Wasser gelagerten und geprüften Proben und der trocken gelagerten und geprüften Proben. Wird die erreichte mittlere Bruchlastwechselzahl in die Bewertung mit einbezogen, so ist dieses Ergebnis für die unter Wasser gelagerten und geprüften Proben gleichbedeutend mit einer höheren Steifigkeitsdegradation bzw. Schädigungsentwicklung je Lastwechsel im Vergleich zur Lagerung und Prüfung in trockener Umgebung.

6.6 Exemplarische Auswertung des schädigungsindizierten Dehnungsanteils

Basierend auf den Ergebnissen der vorangegangenen Abschnitte soll mit Hilfe des von von der Haar [65] entwickelten additiven Dehnungsmodells der darin verwendete schädigungsinduzierte Dehnungsanteil (ϵ_d) exemplarisch abgeschätzt und auf eine Abhängigkeit von der Lagerungs- und Prüfumgebung untersucht werden. Dem additiven Dehnungsmodell nach [65] liegt die Hypothese zugrunde, dass aus der Ermüdungsbeanspruchung neben dem schädigungsinduzierten Dehnungsanteil (ϵ_d) drei weitere Dehnungsanteile resultieren. Diese können aus der gesamten Ermüdungsdehnung (ϵ_{fat}) bestimmt werden. Gemäß [65] handelt es sich dabei um einen elastischen Dehnungsanteil (ϵ_{el}), einen viskosen Dehnungsanteil (ϵ_{cr}) und einen Dehnungsanteil infolge Temperaturdehnung (ϵ_t), wie Abbildung 6.36 veranschaulicht. Der viskose Dehnungsanteil kann nach [65] aus Kriechversuchen mit dem von ihm definierten kriechaffinen Spannungsniveau abgeleitet werden.

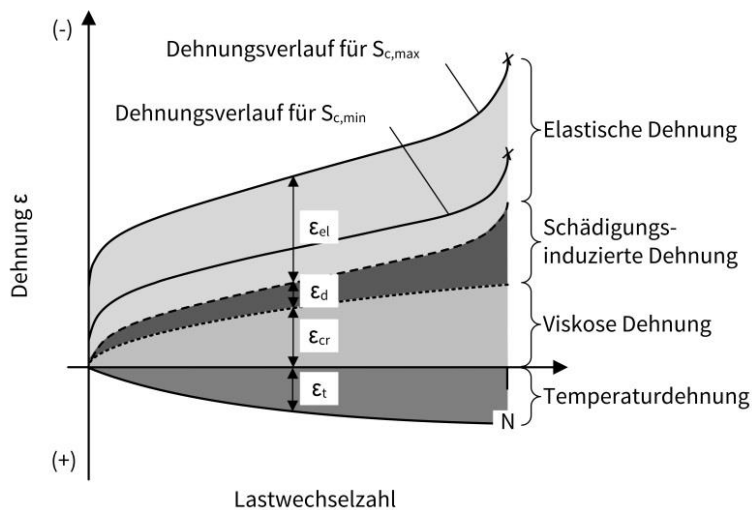


Abbildung 6.36: Dehnungsanteile im Ermüdungsversuch nach dem additiven Dehnungsmodell aus [65]

Für die eigenen Untersuchungen wird der viskose Dehnungsanteil (ϵ_{cr}) durch einen viskoelastischen Dehnungsanteil (ϵ_{v-el}) ersetzt. Die Temperatureausdehnung des hochfesten Betons ($\epsilon_{\Delta T, B}$) wird mit Hilfe der Änderung der mittleren Oberflächentemperatur $\Delta T_{m, \text{Beton}}$ [75] berechnet. Weiterhin wird das Modell für die Versuche mit trockenen gelagerten und geprüften Proben aufgrund der Erwärmung infolge der zyklischen Beanspruchung um einen Dehnungsanteil infolge Trocknungsschwinden bei erhöhter Temperatur erweitert ($\epsilon_{s,t,\Delta T}$). Die Ermüdungsdehnung ϵ_{fat} ergibt sich somit für die eigenen Ermüdungsversuche nach Gleichung 6.9.

$$|\epsilon_{fat}| = |\epsilon_{el}| + |\epsilon_d| + |\epsilon_{v-el}| + |\epsilon_{s,t,\Delta T}| - |\epsilon_{\Delta T, B}| \quad 6.9$$

Der elastische Dehnungsanteil (ϵ_{el}) wird mit Hilfe des Sekantenmoduls in jedem Lastwechsel bestimmt. Dafür ist es nach [65] erforderlich, die Differenz zwischen Oberdehnung (ϵ_{S_0}) und Dehnung im entlasteten Zustand (ϵ_{S_0}) auf Basis des Sekantenmoduls zu extrapolieren. Zur Bestimmung des viskoelastischen Dehnungsanteils (ϵ_{v-el}) und des Dehnungsanteils infolge Trocknungsschwinden bei erhöhter Temperatur ($\epsilon_{s,t,\Delta T}$) in Abhängigkeit der Belastungsdauer bzw. der Zeit werden die Messkurven aus den Abschnitten 5.3 und 6.1.5 über den folgenden Funktionstypen idealisiert:

$$y = 1 - e^{-(\lambda \cdot x)^k} \quad 6.10$$

Abbildung 6.37 und Abbildung 6.38 zeigen die Messergebnisse zusammen mit dem jeweiligen Kurvenfit.

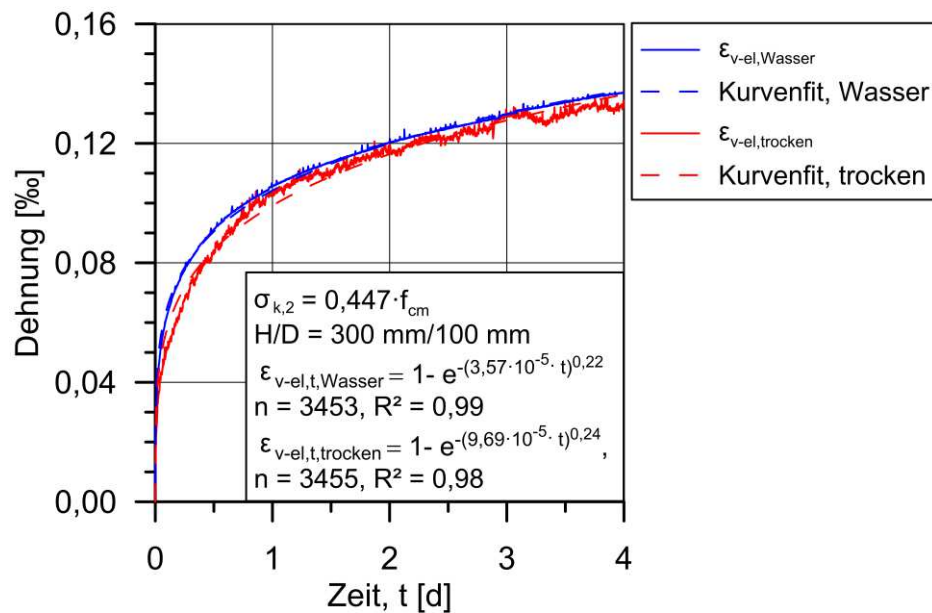


Abbildung 6.37: Gegenüberstellung der Messkurven des viskoelastischen Dehnungsanteils (ϵ_{v-el}) aus dem Rückkriechen mit dem dazugehörigen Kurvenfit

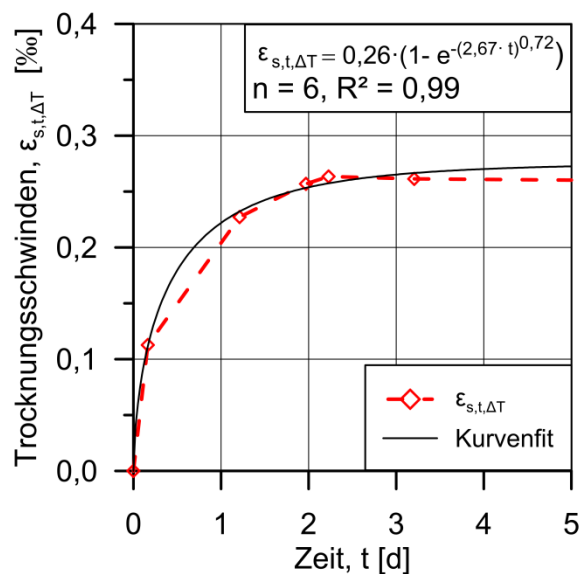


Abbildung 6.38: Gegenüberstellung der Messkurven des Trocknungsschwindens bei erhöhter Temperatur ($\epsilon_{s,t,\Delta T}$) mit dem dazugehörigen Kurvenfit

Auf Basis des additiven Dehnungsmodells wurde jeweils ein Versuch mit einer trockenen gelagerten und geprüften Probe und einer mit einer unter Wasser gelagerten und geprüften Probe der Probengröße $H/D = 180 \text{ mm}/60 \text{ mm}$ und $H/D = 300 \text{ mm}/100 \text{ mm}$ ausgewertet. Hierfür wurden Ermüdungsversuche, die mit einer bezogenen Oberspannung $S_O = 0,70$ belastet wurden, ausgewählt, da für dieses Beanspruchungsniveau die Unterschiede im Ermüdungswiderstand zwischen trocken gelagerten und geprüften Proben und unter Wasser gelagerten und geprüf-

ten Proben sehr groß ausfielen. Darüber hinaus wurden hier auch Ermüdungsbrüche erreicht. Für die Proben mit einem Durchmesser von 60 mm ergeben sich die in Abbildung 6.39 dargestellten Dehnungsanteile. Für die Proben mit einem Durchmesser von 100 mm sind die Dehnungsanteile in Abbildung 6.40 zu sehen.

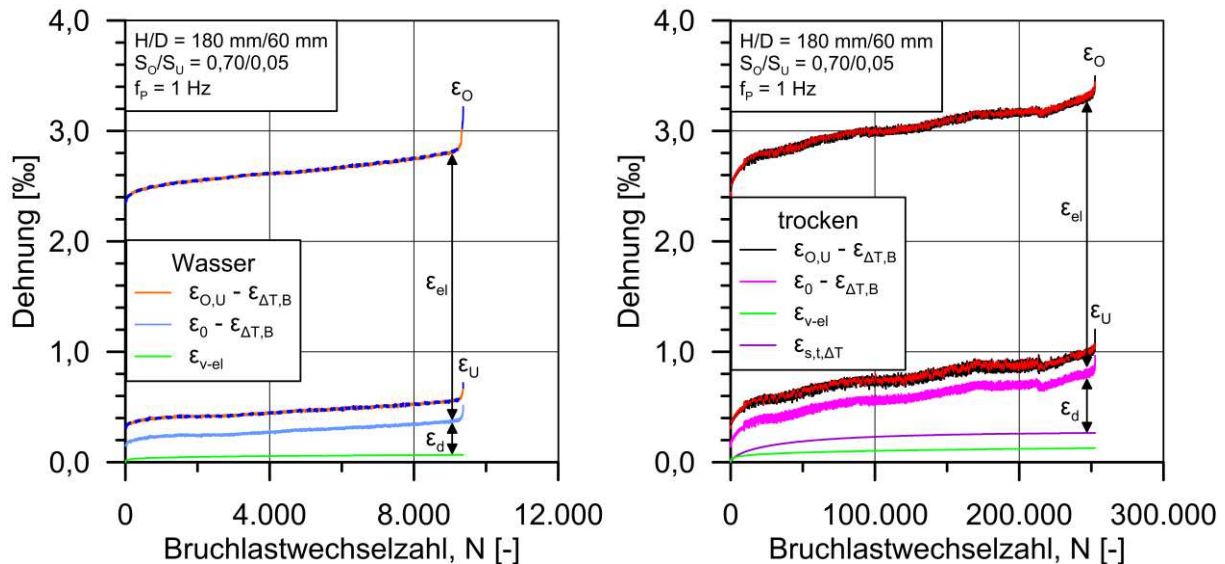


Abbildung 6.39: Dehnungsanteile für eine unter Wasser gelagerte und geprüfte Proben mit H/D = 180 mm/60 mm, links, und eine trocken gelagerte und geprüfte, rechts

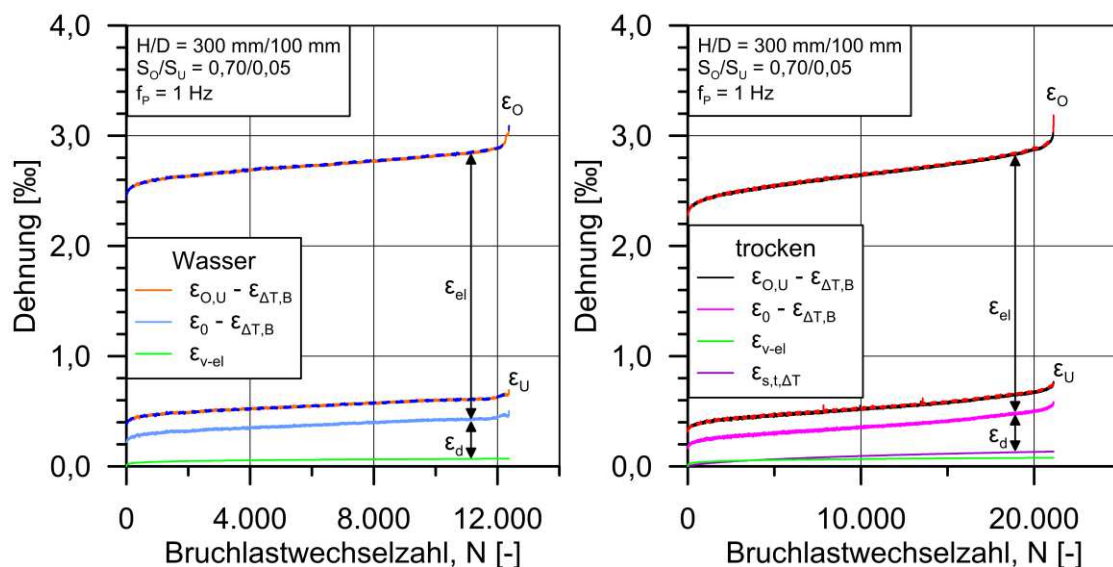


Abbildung 6.40: Dehnungsanteile für eine unter Wasser gelagerte und geprüfte Proben mit H/D = 300 mm/100 mm, links, und eine trocken gelagerte und geprüfte, rechts

Unter Zugrundelegung des additiven Dehnungsmodells [65] zeigen Abbildung 6.39 und Abbildung 6.40, dass der größte Anteil der gesamten Ermüdungsdehnung aus elastischen Dehnungen ε_{el} besteht. Dieser Anteil beträgt unabhängig von der Probengröße und der Lagerungs- und Prüfumgebung zu Beginn des Ermüdungsversuchs zwischen $\varepsilon_{el}^0 = 2,2 \text{ ‰} - 2,3 \text{ ‰}$ und erhöht sich bis unmittelbar vor dem Ermüdungsbruch auf $\varepsilon_{el}^B = 2,6 \text{ ‰} - 2,7 \text{ ‰}$. Bei den ausgewerteten Versuchen macht der elastische Dehnungsanteil zwischen 74 % bis 84 % der gesamten Ermüdungsdehnung aus. Die Temperaturdehnung erzeugt mit $\varepsilon_{\Delta T, B} = 0,007 \text{ ‰}$ den kleinsten Dehnungsanteil an der gesamten Ermüdungsdehnung, der darüber hinaus, entsprechend Gleichung 6.9, entgegen der anderen Dehnungsanteile wirkt. Der Dehnungsanteil, der für das Austrocknungsschwinden der trocken gelagerten und geprüften Proben errechnet wurde, beträgt für die Probe mit einem Durchmesser von 100 mm $\varepsilon_{s, t, \Delta T} = 0,13 \text{ ‰}$ und für die Probe mit einem Durchmesser von 60 mm $\varepsilon_{s, t, \Delta T} = 0,26 \text{ ‰}$ an der gesamten Ermüdungsdehnung, das entspricht einem Anteil von 2,5 % bzw. 7,5 %. Der viskoelastische Dehnungsanteil ε_{v-el} ergibt sich für die unter Wasser gelagerten und geprüften Proben unabhängig vom Probendurchmesser zu maximal $\varepsilon_{v-el, UW} = 0,07 \text{ ‰}$ für die trocken gelagerte und geprüfte Proben mit $D = 100 \text{ mm}$ zu $\varepsilon_{v-el, TR} = 0,08 \text{ ‰}$ und für die Probe mit $D = 60 \text{ mm}$ zu $\varepsilon_{v-el, TR} = 0,13 \text{ ‰}$. Dieser Anteil macht 2 % bis 3 % der der gesamten Ermüdungsdehnung aus. Abbildung 6.41 zeigt die Verläufe der schädigungsinduzierten Dehnung ε_d für die vier untersuchten Proben, aufgetragen über die logarithmierte Bruchlastwechselzahl.

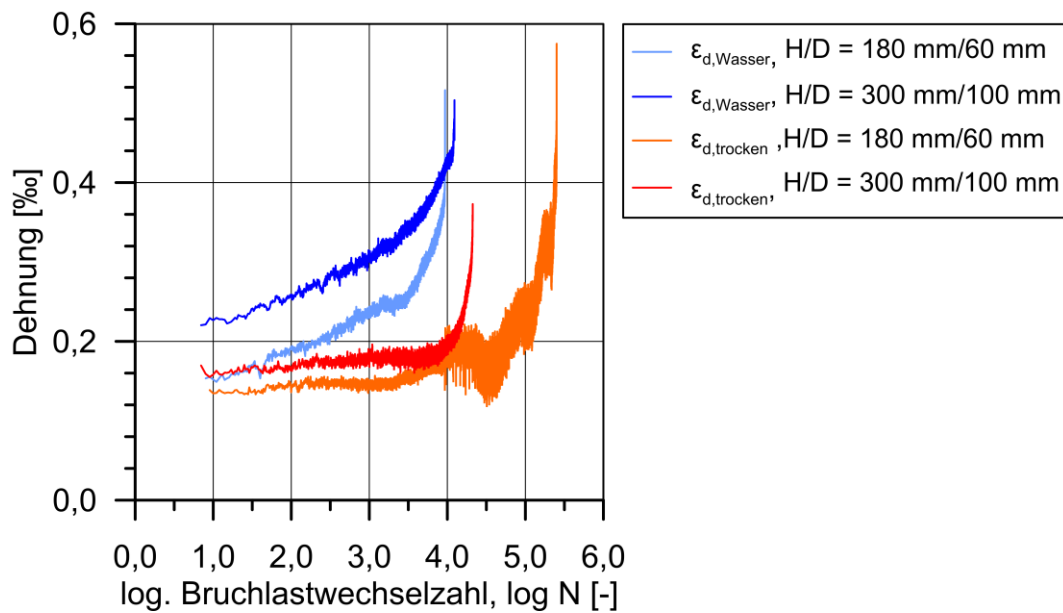


Abbildung 6.41: Vergleich des schädigungsinduzierten Dehnungsanteils für trocken gelagerte und geprüfte und unter Wasser gelagerte und geprüfte Proben mit H/D = 180 mm/60 mm und 300 mm/100 mm

Abbildung 6.41 zeigt für die unter Wasser gelagerten und geprüften Proben trotz unterschiedlicher Probengröße ähnliche Verläufe und Endwerte für den schädigungsinduzierten Dehnungsanteil. Für die Proben mit einem Durchmesser von 100 mm ergibt sich ein Wert von $\varepsilon_d^B = 0,50 \text{ ‰}$ anstelle von $\varepsilon_d^B = 0,52 \text{ ‰}$ für die Proben mit einem Durchmesser von 60 mm. Für die trockenen Proben ergeben sich größere Differenzen. Die Probe mit einem Durchmesser von 60 mm erreicht mit $\varepsilon_d^B = 0,58 \text{ ‰}$ den größten und die Probe mit einem Durchmesser von 100 mm mit $\varepsilon_d^B = 0,37 \text{ ‰}$ den kleinsten Wert der untersuchten Proben. Der kleine Wert könnte auf eine Überschätzung der Trocknungsschwinddehnungen zurückzuführen sein. Mit der Erhöhung der Probengröße geht eine Verringerung des A/V-Verhältnisses um das 1,7-fache einher. Für diese Probe kann es zu einer verlangsamten Austrocknung und somit zu niedrigeren Trocknungsschwindverformungen gekommen sein (vgl. Abschnitt 6.1.5). Bleibt dieser Verformungsanteil bei der Berechnung von ε_d^B unberücksichtigt, ergibt sich ein schädigungsinduzierter Dehnungsanteil für diese Probe von $\varepsilon_d^B = 0,51 \text{ ‰}$. Die schädigungsinduzierte Dehnung macht mit 12 % bis 16 % den zweithöchsten Anteil an der der gesamten Ermüdungsdehnung (ε_{fat}) aus.

6.6.1 Zusammenfassung und Fazit

Die exemplarische Auswertung des schädigungsinduzierten Dehnungsanteils mit dem additiven Dehnungsmodell nach von der Haar hat für die ausgewählten Ermüdungsversuche gezeigt, dass sich unabhängig von der Probengröße und der Lagerungs- und Prüfumgebung ähnliche Beträge für den Dehnungsanteil ϵ_d infolge der zyklischen Beanspruchung einstellten. Bei der Betrachtung der vier Einzelwerte von ϵ_d im Vergleich zum Mittelwert von ϵ_d , ergeben sich jedoch Abweichungen zwischen 17 % bis 24 %. Die Existenz einer Grenzdehnung bei deren Erreichen es zum Ermüdungsversagen kommt, wie von Nygard et al. vermutet [10], kann aufgrund der Ergebnisse nicht bestätigt werden. Um diese Hypothese zu verifizieren sind weitere Auswertungen erforderlich. In diesem Zusammenhang ist es auch sinnvoll das Trocknungsschwindverhalten bei erhöhter Temperatur im Ermüdungsversuch genauer zu untersuchen. Dieser Dehnungsanteil kann annähernd 10 % der gesamten Ermüdungsdehnung ausmachen und wurde im Rahmen dieser Arbeit nur vereinfacht abgeschätzt.

6.7 Zyklische Spannungs-Dehnungsbeziehung

In diesem Abschnitt wird die zyklische Spannungs-Dehnungsbeziehung betrachtet, die sich im Ermüdungsversuch für jeden Lastwechsel als Hysteresisschleife zeigt. Anhand der lastwechselzahlabhängigen Entwicklung der Hysteresisschleife, ihrer Form, ihrer Steigung im Be- und Entlastungsast und der von ihr eingeschlossenen Fläche, lassen sich Rückschlüsse auf die innere Dämpfung, die flüssige Reibung und auf den Schädigungszustand des Betongefüges ziehen. Die Auswertung der Hysteresisschleife erfolgt für ausgewählte Proben des Beanspruchungsniveaus $S_O/S_U = 0,70/0,05$ und $S_O/S_U = 0,65/0,05$ an unter Wasser gelagerten und geprüften Proben und trocken gelagerten und geprüften Proben. Es wurden Proben gewählt, deren Ermüdungswiderstand etwa dem mittleren Ermüdungswiderstand für das betrachtete Beanspruchungsniveau entsprach.

6.7.1 Lastwechselzahlabhängige Entwicklung der Hysteresisschleife

Zunächst wird vergleichend die Entwicklung der Hysteresisschleifen in Abhängigkeit der Lager- und Prüfumgebung an vier Lastwechsel innerhalb des Ermüdungsversuchs für eine bezogene Oberspannung $S_O = 0,70$ betrachtet. Es handelt sich dabei um die Lastwechsel gemäß Tabelle 6.11.

Tabelle 6.11: Betrachtete Lastwechsel für die exemplarische Auswertung von Hysteresisschleifen im Ermüdungsversuch, $S_o/S_u = 0,70/0,05$

H/D [mm]	180/60	300/100	180/60	300/100
Umg.	Wasser		trocken	
Probe	D-16	F-3-4	D-82	F-3-21
N_i	N_i/N_f			
N^0	0,0			
500	0,09	0,04	0,005	0,03
5.000	0,90	0,40	0,05	0,25
N^B	1,0			

Abbildung 6.42 zeigt die Hysteresisschleifen für die trocken gelagerte und geprüfte und die unter Wasser gelagerte und geprüfte Probe mit $D = 60$ mm. Die linke Abbildung zeigt die Hysteresisschleife für den ersten Lastwechsel nach dem Einschwingen (N^0) und die rechte Abbildung die für den Lastwechsel $N_i = 500$.

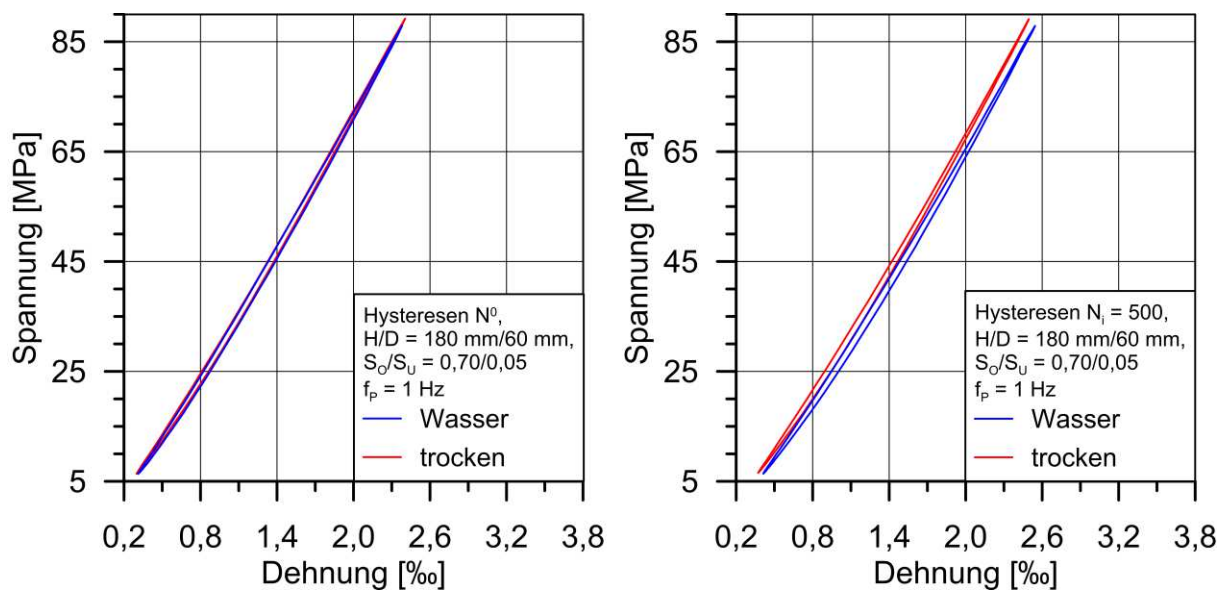


Abbildung 6.42: Hysteresisschleifen für $N_i = N^0$ (links) und $N_i = 500$ (rechts) bei $S_o = 0,70$ für eine trocken gelagerte und geprüfte und eine unter Wasser gelagerte und geprüfte Probe $H/D = 180$ mm/60 mm

Abbildung 6.42 zeigt, dass die dargestellten Hysteresisschleifen für N^0 deckungsgleich verlaufen und die beiden Proben somit ein sehr ähnliches Spannungs-Dehnungsverhalten aufweisen. Lediglich das Maximum der trocken gelagerten und geprüften Proben liegt höher, das ist auf die höhere mittlere Druckfestigkeit unter monoton steigender Beanspruchung f_{cm} (vgl. Abschnitt 4.4) zurückzuführen. Für $N_i = 500$ verläuft die Hysteresisschleife der unter Wasser gelagerten und geprüften Probe vollständig rechts neben der Schleife der trocken gelagerten und geprüften.

Die Hysteresisschleifen für $N_i = 5.000$ und $N_i = N^B$ für diese Proben zeigt Abbildung 6.43. Hier ist zu sehen, dass die Dehnungsdifferenz, die die Schleifen der beiden Lagerung- und Prüfumgebungen voneinander trennt, mit steigender Lastwechselzahl größer wird. Im letzten vollständigen Lastwechsel vor dem Eintritt des Ermüdungsbruchs (N^B) überschreiten die Hysteresisschleifen der trocken gelagerten und geprüften Probe, die der unter Wasser gelagerten und geprüften (Abbildung 6.43, rechts). Hierbei ist zu beachten, dass die Bruchlastwechselzahl der trocken gelagerten und geprüften Probe mehr als eine Zehnerpotenz ($\Delta \log N = 1,3$) größer ist und damit die zeitlichen, hygri-schen und thermischen Effekte zu deutlich größeren Verformungen geführt haben. Eine Berücksichtigung dieser Verformungsanteile findet im weiteren Verlauf dieses Abschnitts statt.

In Abbildung 6.44 und Abbildung 6.45 sind die Hysteresisschleifen für die beiden Proben mit einem Durchmesser von 100 mm zu sehen.

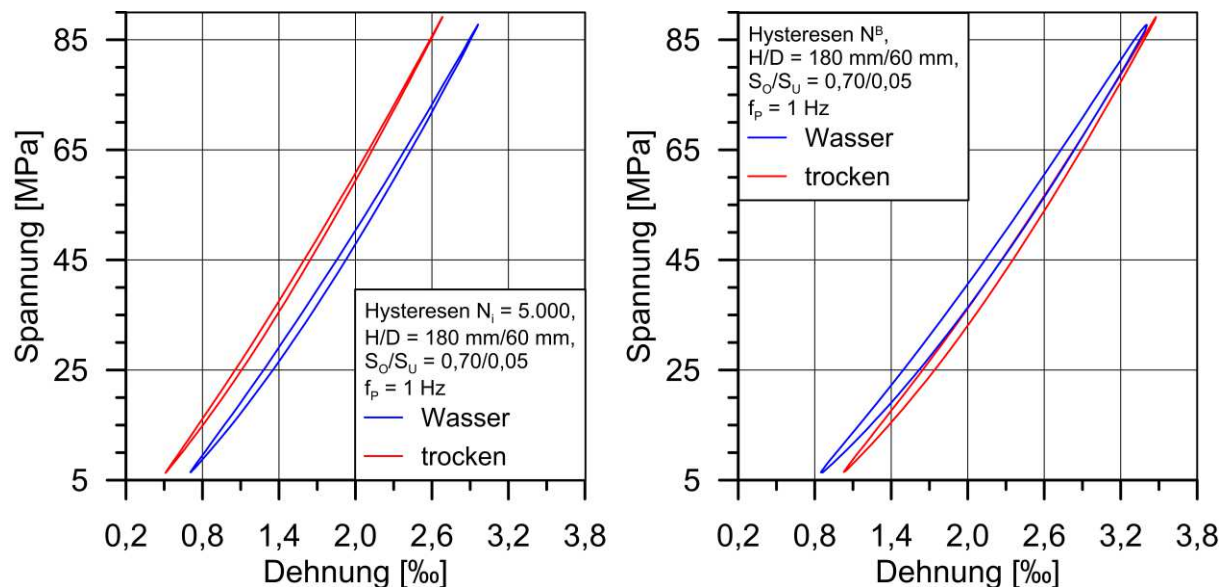


Abbildung 6.43: Hysteresisschleifen für $N_i = 5.000$ (links) und $N_i = N^B$ (rechts) bei $S_o = 0,70$ für eine trocken gelagerte/geprüfte und eine unter Wasser gelagerte/geprüfte Probe mit H/D = 180/ mm60 mm

Die Beobachtungen für die Proben mit einem Durchmesser von 60 mm treffen grundsätzlich auch für die Proben mit einem Durchmesser von 100 mm zu. Lediglich im letzten vollständigen Lastwechsel vor dem Ermüdungsbruch (N^B) erreicht die unter Wasser gelagerte und geprüfte Proben höhere Dehnungswerte (Abbildung 6.45, rechts). Der Unterschied im Ermüdungswiderstand dieser beiden Proben ist mit $\Delta \log N = 0,2$ deutlich kleiner als für die Proben mit einem Durchmesser von 60 mm. Es wird deutlich, dass Dehnungszunahme pro Lastwechsel bei der unter Wasser ge-

lagerten und geprüften Probe größer ist als bei der trocken gelagerten und geprüften Probe.

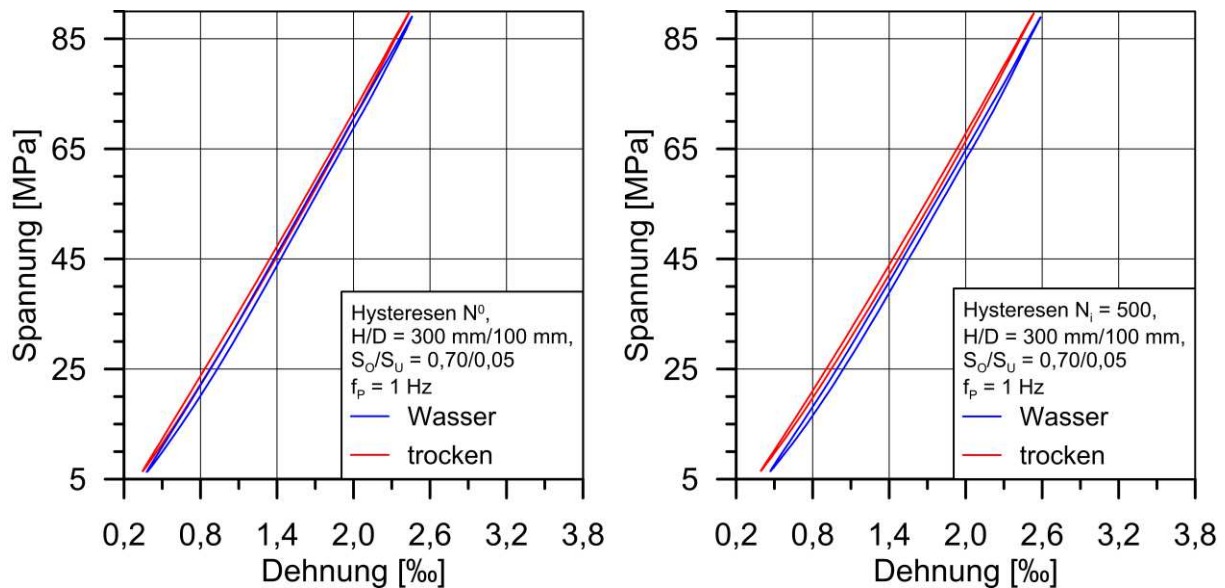


Abbildung 6.44: Hysteresisschleifen für $N_i = N^0$ (links) und $N_i = 500$ (rechts) bei $S_o = 0,70$ für eine trocken gelagerte/geprüfte und eine unter Wasser gelagerte/geprüfte Probe mit $H/D = 300 \text{ mm}/100 \text{ mm}$

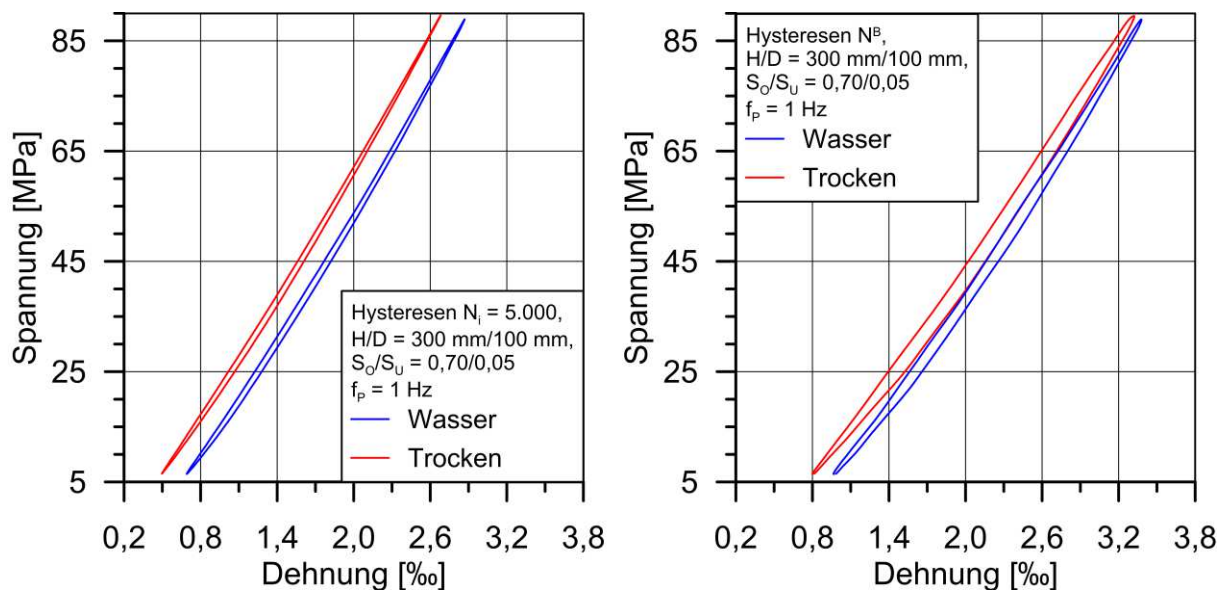


Abbildung 6.45: Hysteresisschleifen für $N_i = 5.000$ (links) und $N_i = N^B$ (rechts) bei $S_o = 0,70$ für eine trocken gelagerte/geprüfte und eine unter Wasser gelagerte/geprüfte Probe $H/D = 300 \text{ mm}/100 \text{ mm}$

Unter der Annahme, dass die im Ermüdungsversuch zu erwartenden viskosen Verformungen aus den Kriechversuchen mit dem entsprechenden kriechaffinen Beanspruchungsniveau näherungsweise abgeleitet werden können, ergeben sich bei ei-

ner identischen Lastwechselzahl für die unter Wasser gelagerten und geprüften Proben etwas höhere viskoelastische Verformungen als für die trocken gelagerten und geprüften. Die festgestellte Dehnungsdifferenz (vgl. Abbildung 6.43 links, Abbildung 6.45 links) bei S_U zwischen der Hysteresisschleife der trocken gelagerten und geprüften und der der unter Wasser gelagerten und geprüften Probe ist mit ca. 0,2 ‰ jedoch um fast das 20-fache größer als die Differenz der viskosen Verformungen. Der Unterschied kann nicht mit dem viskosen Verhalten erklärt werden, er deutet vielmehr auf eine beschleunigte Degradation des Betongefüges infolge der Lagerung und Prüfung unter Wasser hin.

In Abbildung 6.46 und Abbildung 6.47 werden die Be- und Entlastungsäste der Hysteresisschleifen für den Lastwechsel direkt nach dem Einschwingen (N^0) und den letzten vollständigen Lastwechsel vor dem Ermüdungsbruch (N^B) gezeigt. Weiterhin ist in den Abbildungen noch die Sekante zwischen den Extrempunkten dargestellt. Die Betrachtung von Be- und Entlastungsästen bietet gegenüber der Betrachtung des Sekantenmoduls den Vorteil, dass Rückschlüsse auf das Dämpfungsverhalten und eine Schädigung möglich sind. Werden zunächst die Belastungs- und Entlastungsäste der Hysteresisschleifen in Bezug auf ihre Form/Krümmung betrachtet, so zeigen Abbildung 6.46 und Abbildung 6.47, dass sie unabhängig von der Lagerungs- und Prüfumgebung, der Probengröße sowie dem betrachteten Lastwechsel vollständig unterhalb der Sekante verlaufen und konvex dazu gekrümmt sind.

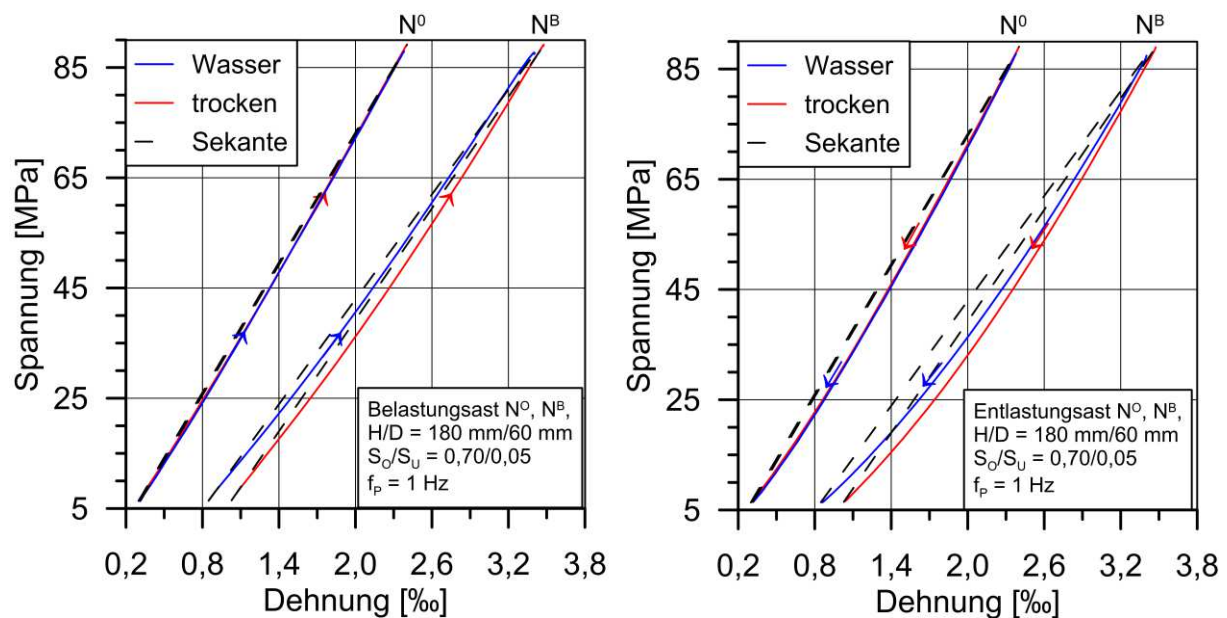


Abbildung 6.46: Belastungsäste (links) und Entlastungsäste (rechts) der Hysteresisschleifen für N^0 und N^B bei $S_O/S_U = 0,70/0,05$, $H/D = 180 \text{ mm}/60 \text{ mm}$

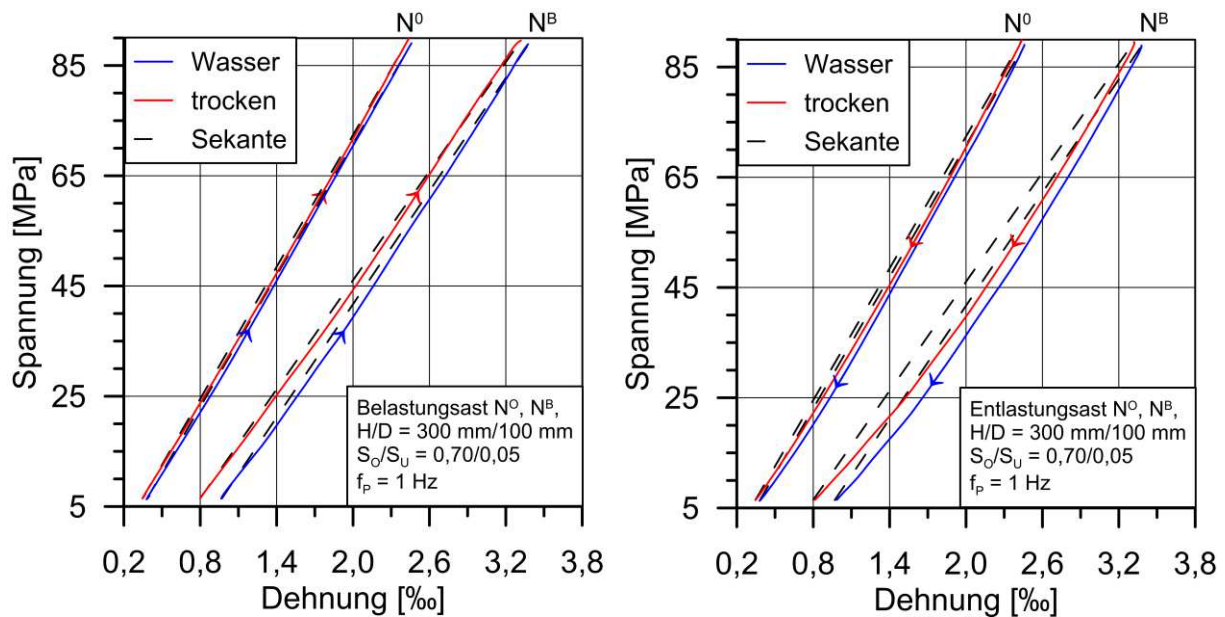


Abbildung 6.47: Belastungsstäbe (links) und Entlastungsstäbe (rechts) der Hysteresis-schleifen für N^0 und N^B bei $S_0/S_U = 0,70/0,05$, $H/D = 300 \text{ mm}/100 \text{ mm}$

Aus den Abbildungen der Be- und Entlastungsstäbe geht weiterhin hervor, dass unabhängig von der Lagerungs- und Prüfumgebung zu Beginn der zyklischen Beanspruchung (N^0) die Spannungs-Dehnungslinie im Belastungsast und der Sekantenmodul nahezu deckungsgleich verlaufen. Durch die Druckschwellbeanspruchung kommt es zu einer kontinuierlichen Veränderung der Spannungs-Dehnungslinie. So hat die Krümmung der Spannungs-Dehnungslinie im Belastungsast des letzten vollständigen Lastwechsels vor dem Ermüdungsbruch (N^B) deutlich gegenüber dem Sekantenmodul zugenommen. Die Steigung des Sekantenmoduls hat im Vergleich zum Belastungsbeginn (N^0) abgenommen. Werden die Spannungs-Dehnungslinien im Entlastungsast betrachtet so fällt auf, dass diese generell eine größere Krümmung haben als die im Belastungsast (Abbildung 6.46, rechts und Abbildung 6.47, rechts). Ein Einfluss der Probengröße für die unter Wasser gelagerten und geprüften Proben zeigt sich durch einen Vergleich der Entlastungsstäbe für N^B . Der Entlastungsast der Probe mit 60 mm Durchmesser verläuft flacher und hat eine etwas größere Krümmung als der für die Probe mit 100 mm Durchmesser. Eine größere Krümmung bedeutet im kraftgeregelten Versuch (konstante Spannungsgeschwindigkeit $\dot{\sigma}$) einen überproportionalen Anstieg der Dehnungsgeschwindigkeit $\dot{\epsilon}$ und damit eine Zunahme der inneren Dämpfung. Späth [92] gibt an, dass Änderungen in den Dämpfungseigenschaften zwangsläufig mit Änderungen der statischen Festigkeitswerte eines Materials verknüpft sind. Schädigung führt im Beton zu einer Reduktion der statischen Festigkeit, somit ist eine Erhöhung der Materialdämpfung mit einer Erhöhung der Schädigung gleichzusetzen. Die Probe mit 60 mm Durchmesser könnte im letzten vollständigen Lastwechsel vor dem Ermüdungsbruch also stärker geschädigt sein als

die Probe mit 100 mm Durchmesser. Aus den Ergebnissen der Abschnitte 6.1.3 und 6.3 ging hervor, dass es sich bei dem Einfluss des die Probe während der zyklischen Beanspruchung umgebenden Wassers um einen Randzoneneffekt handelt, der mit steigendem Probendurchmesser abnimmt. Die niedrigere innere Dämpfung der großen Probe deutet ebenfalls auf diesen Effekt hin.

Zusammenfassend hat dieser Abschnitt gezeigt, dass die Druckschwellbeanspruchung zu einer Veränderung der elastischen Eigenschaften und der Dämpfungseigenschaften führt, die mit einer Schädigungsentwicklung gleichzusetzen sind. Für die unter Wasser gelagerten und geprüften Proben war zu erkennen, dass die Schädigungsentwicklung im Vergleich zu den trocken gelagerten und geprüften Proben beschleunigt voranschreitet.

6.7.2 Dissipierte Energie je Lastwechsel

In diesem Abschnitt sollen Unterschiede der Energiedissipation, die auf die Lagerungs- und Prüfumgebung zurückzuführen sind, herausgearbeitet werden. Die Auswertung der dissipierten Energie erfolgte nicht kontinuierlich sondern nur für ausgewählte Lastwechsel.

Ausgewertet wurden die ersten drei Lastwechsel nach dem Einschwingen, nachfolgend die Lastwechsel 1×10^n , 2×10^n , 3×10^n usw., der letzte vollständige Lastwechsel sowie dessen drei Vorgänger. Eine Zusammenstellung der Beträge der in den betrachteten Lastwechsel dissipierten Energie für die einzelnen Proben ist in Tabelle A-4.4 des Anhangs vorhanden. In Abbildung 6.48 bis Abbildung 6.50 sind die Verläufe der dissipierten Energie getrennt nach Probengröße und bezogenem Ober Spannungsniveau S_0 über die bezogene Bruchlastwechselzahl N/N_f dargestellt. Neben den Verläufen für die einzelnen Proben ist auch ein Verlauf der mittleren dissipierten Energie für die trocken gelagerten und geprüften und die unter Wasser gelagerten und geprüften Proben dargestellt. Die Verläufe der mittleren dissipierten Energie für die Versuche, bei denen der Ermüdungsbruch eintrat, sind das Ergebnis einer Regressionsanalyse, der der folgende Funktionstyp zugrunde liegt:

$$E_D = \frac{a_1}{(1 - (N_i / N_f))^{a_2}} + a_3 + a_4 \cdot (N_i / N_f) \quad [\text{kJ/m}^3] \quad 6.11$$

Gleichung 6.11 besteht aus einem Hyperbelterm und einem linearen Term, diese Kombination wurde in Anlehnung an die Dehnungsentwicklung der Phase II (linearer Anstieg) und Phase III (überproportionaler Anstieg) gewählt. An dieser Stelle sei vorweggenommen, dass für die dissipierte Energie eine weitere Phase existiert, die zu Beginn der zyklischen Beanspruchung durch ein leicht überproportionales Abfallen der dissipierten Energie gekennzeichnet ist. Die Länge dieser Phase (N/N_f)

ist mit weniger als 1 % bis 3 % sehr kurz. Der Abfall der dissipierten Energie beträgt überwiegend wenige Zehntel und wird daher in Gleichung 6.11 vernachlässigt. Die zugrundeliegenden Koeffizienten a_1 bis a_4 sind in Tabelle 6.12 enthalten

Tabelle 6.12: Koeffizienten von E_D in Abhängigkeit der Lagerungs- und Prüfumgebung, der Probengröße und des bezogenen Beanspruchungsniveaus

Ch.	H/D [mm]	S_O/S_U	Umg.	a_1	a_2	a_3	a_4	r^2	n
D	180/60	0,80/0,05	Wasser	0,559	0,273	4,133	0,796	0,92	141
			trocken	4,352	0,072	0,050	0,038	0,89	153
		0,70/0,05	Wasser	3,003	0,104	0,083	0,417	0,95	87
			trocken	2,680	0,042	0,000	0,215	0,86	83
E	300/100	0,80/0,05	Wasser	1,075	0,195	3,947	0,163	0,92	134
			trocken	0,275	0,275	4,438	0,597	0,72	139
F		0,74/0,05	Wasser	0,832	0,207	2,893	0,798	0,91	201
			trocken	3,303	0,082	0,423	0,692	0,94	167
F	0,70/0,05	Wasser	1,297	0,139	1,878	0,812	0,89	211	
		trocken	0,611	0,194	2,274	1,00	0,91	349	
E		0,65/0,05	Wasser	1,537	0,130	1,155	0,287	0,94	223

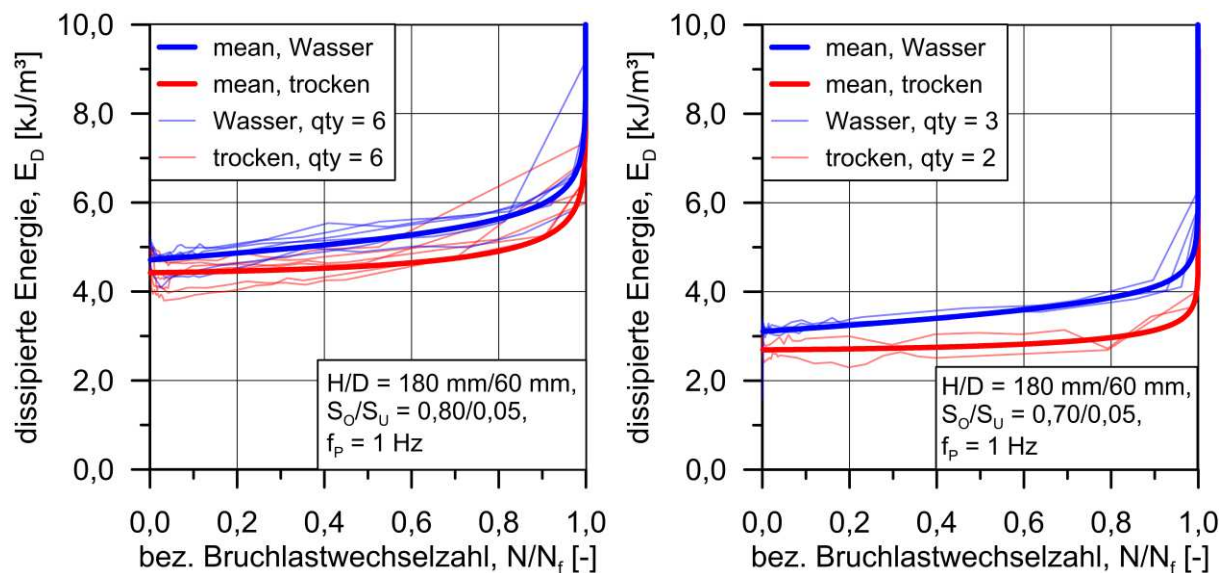


Abbildung 6.48: Dissipierte Energie für die Proben mit einem Durchmesser von 60 mm, bei $S_O = 0,80$, links, und bei $S_O = 0,70$, rechts

Abbildung 6.48 zeigt die Verläufe für die Proben mit einem Durchmesser von 60 mm und einer Höhe von 180 mm. Der Betrag der je Lastwechsel dissipierten Energie ist abhängig von der bezogenen Oberspannung und nimmt mit sinkender bezogener

Oberspannung von ca. $4,5 \text{ kJ/m}^3$ bei $S_O = 0,80$ auf ca. $3,0 \text{ kJ/m}^3$ bei $S_O = 0,70$ ab. Weiterhin veranschaulichen die beiden Abbildungen, dass der Anteil der Phase, in der E_D linear ansteigt, rund 70 % der Bruchlastwechselzahl beträgt. Für die dargestellten Versuche ist die Phasenlänge unabhängig von der Lagerungs- und Prüfumgebung ähnlich lang. Eine Unabhängigkeit der Phasenlänge von der bezogenen Oberspannung konnte auch für die Dehnungsentwicklung festgestellt werden. In diesem Zusammenhang fällt auf, dass der Übergang zum überproportionalen Anstieg der dissipierten Energie viel früher erfolgt als der Phasenübergang von Phase II zu Phase III bei der Dehnungsentwicklung ($N/N_f \approx 0,90$). Ein Einfluss der Lagerungs- und Prüfumgebung ist ebenfalls in beiden Abbildungen zu sehen. Die dissipierte Energie je Lastwechsel der unter Wasser gelagerten und geprüften Proben ist unabhängig von der bezogenen Oberspannung S_O größer als E_D für die trocken gelagerten und geprüften Proben. Der Mittelwert von E_D für den ersten Lastwechsel nach dem Einschwingen beträgt für die unter Wasser gelagerten und geprüften Proben bei $S_O = 0,80$ $E_{D,m} = 4,90 \text{ kJ/m}^3$ anstelle von $E_{D,m} = 4,73 \text{ kJ/m}^3$ für die trocken gelagerten und geprüften. Bei einer bezogenen Oberspannung $S_O = 0,70$ beträgt die dissipierte Energie für diesen Lastwechsel für die unter Wasser gelagerten und geprüften Proben $E_{D,m} = 3,34 \text{ kJ/m}^3$ und für die trocken gelagerten und geprüften $E_{D,m} = 3,02 \text{ kJ/m}^3$. Mit sinkender bezogener Oberspannung ist die Differenz zwischen der dissipierten Energie pro Lastwechsel der trocken gelagerten und geprüften Proben und der unter Wasser gelagerten und geprüften größer, dies zeigt sich von Versuchsbeginn an. Im Verlauf der Ermüdungsbeanspruchung nimmt die Spreizung zwischen der Mittelwertkurve für die trockenen Proben und die unter Wasser gelagerten und geprüften Proben zu.

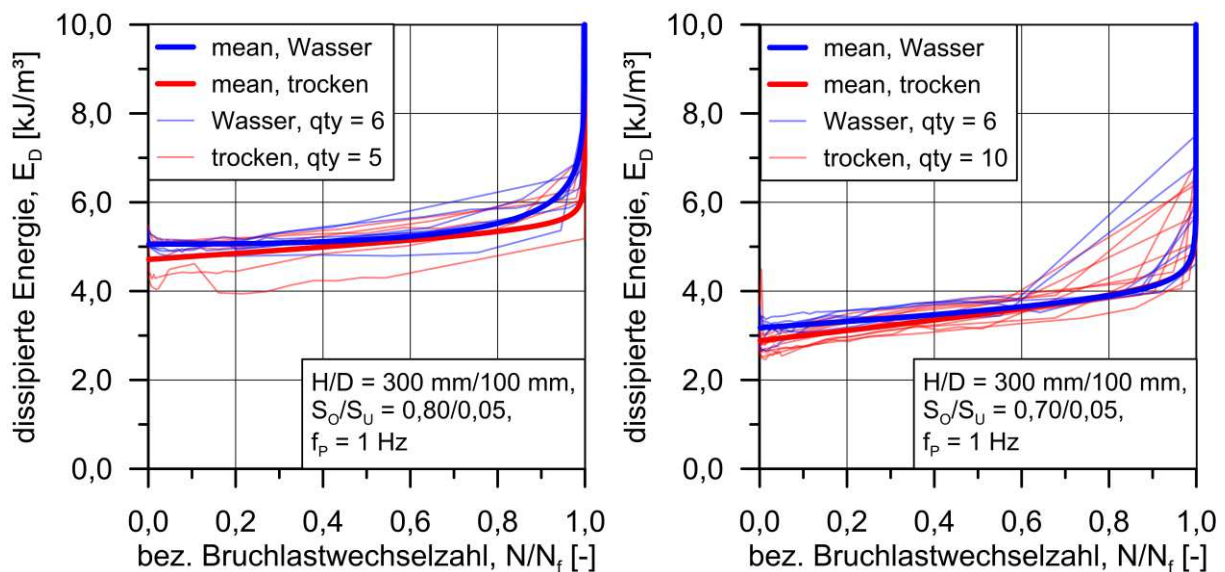


Abbildung 6.49: Dissipierte Energie für die Proben mit einem Durchmesser von 100 mm, bei $S_O = 0,80$, links und bei $S_O = 0,70$, rechts

Ähnliche Tendenzen wie für die Verläufe der dissipierten Energie je Lastwechsel der Proben mit einem Durchmesser von 60 mm ergeben sich auch für die Verläufe der Proben mit einem Durchmesser von 100 mm, die in Abbildung 6.49 zu sehen sind. Bei einer bezogenen Oberspannung $S_O = 0,80$ ist die dissipierte Energie je Lastwechsel zu Beginn der zyklischen Beanspruchung für die unter Wasser gelagerten und geprüften Proben $E_{D,m} = 5,26 \text{ kJ/m}^3$ und für die trocken gelagerten und geprüften Proben $E_{D,m} = 4,98 \text{ kJ/m}^3$. Diese Beträge sind höher als für die Proben mit einem Durchmesser von 60 mm. Bei einer bezogenen Oberspannung von $S_O = 0,70$, fällt zunächst auf, dass unabhängig von der Lagerungs und Prüfumgebung einige Verläufe ab $N/N_f = 0,60$ deutlich oberhalb des jeweiligen Mittelwerts verlaufen. Diese Abweichungen hängen mit dem Abstand der ausgewerteten Lastwechsel zusammen und deuten nicht auf ein abweichendes Materialverhalten hin. Die dissipierte Energie je Lastwechsel beträgt für die unter Wasser gelagerten und geprüften Proben $E_{D,m} = 3,35 \text{ kJ/m}^3$ und für die trocken gelagerten und geprüften Proben $E_{D,m} = 3,04 \text{ kJ/m}^3$. Hier sind die Mittelwerte vergleichbar mit den Beträgen für die Proben mit 60 mm Durchmesser. Im Gegensatz zu den mittleren Verläufen der dissipierten Energie der Proben mit einem Durchmesser von 60 mm, bei denen die Spreizung zwischen den Verläufen mit steigender Lastwechselzahl zunahm, zeigt sich für die Proben mit $D = 100 \text{ mm}$ ein gegenläufiger Trend. Die Kurven nähern sich hier an und verlaufen bei einer bezogenen Oberspannung $S_O = 0,70$ ab $N/N_f \approx 0,70$ deckungsgleich (Abbildung 6.49, rechts). Bei den Proben mit einem Durchmesser von 100 mm reduziert sich der Einfluss des Wasser auf die dissipierte Energie. Es ist zu beachten, dass der Wassergehalt der trocken gelagerten und geprüften Proben mit $D = 100 \text{ mm}$ vor

Beginn der Ermüdungsuntersuchungen höher war als der für die Proben mit 60 mm Durchmesser. Weiterhin kam es bei den Proben mit einem Durchmesser von 100 mm zu einer deutlich stärkeren Erwärmung, höheren Temperaturgradienten und damit verbunden höheren Temperatur- bzw. Zwangsspannungen als bei den Proben mit 60 mm Durchmesser (vgl. Abschnitt 6.1.3). Zusammen mit dem vergleichsweise niedrigen Ermüdungswiderstand der großen Proben deutet das auf einen beschleunigten Schädigungsfortschritt hin.

In Abbildung 6.50 sind die Verläufe der dissipierten Energie je Lastwechsel bei $S_O = 0,65$ zu sehen. Die Besonderheit bei diesem Beanspruchungsniveau ist, dass es sich bei den trocken gelagerten und geprüften Proben um Durchläuferversuche handelt. Diese Versuche wurden nach dem Erreichen einer Lastwechselzahl von $N = 400.000$ abgebrochen, ohne dass es Anzeichen eines Ermüdungsversagens gab. Auffällig bei diesen Verläufen ist, dass sie bis $N/N_{f,UW} \approx 0,05$, das entspricht einer Versuchslaufzeit von ca. 6 Stunden, ähnlich stark ansteigen wie die Verläufe der unter Wasser gelagerten und geprüften Proben. Zu diesem Zeitpunkt haben die trockenen Proben, die bei $S_O = 0,70$ geprüft wurden, bereits versagt. Im weiteren Verlauf sinken die Kurven der dissipierten Energie je Lastwechsel der Durchläuferproben nahezu konstant bis auf $E_D = 2 \text{ kJ/m}^3$ ab (Abbildung 6.50). Für die unter Wasser gelagerten und geprüften Proben steigt E_D weiter an.

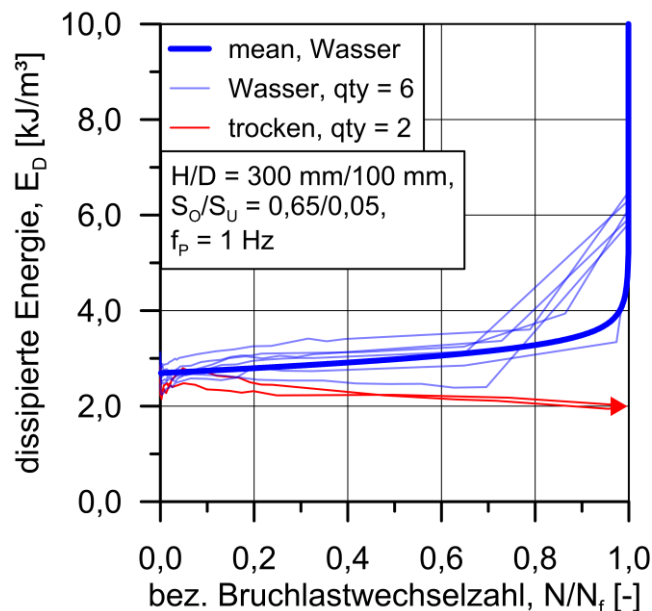


Abbildung 6.50: Dissipierte Energie für die Proben mit einem Durchmesser von 100 mm, bei $S_O = 0,65$

In Abbildung 6.51 ist die dissipierte Energie für die Durchläuferproben zusammen mit der Dehnungsentwicklung bei Oberspannung (links) und der Entwicklung der mittleren Temperaturerhöhung (rechts) dargestellt. Im Gegensatz zur dissipierten

Energie nimmt die Dehnung bei Oberspannung bis zum Erreichen des Durchläuferniveaus kontinuierlich zu. Die mittlere Temperaturerhöhung steigt zunächst bis ca. 10 % der bezogenen Lastwechselzahl N/N_f überproportional an. Im weiteren Verlauf wird die Steigung der Temperaturerhöhung zunehmend kleiner. Ab ca. 25 % der bezogenen Lastwechselzahl erreicht sie einen annähernd konstanten, negativen Wert. Der Verlauf der mittleren Temperaturerhöhung (nach Gleichung 3.11) zeigt also eine ähnliche Charakteristik wie der der dissipierte Energie. Da die Temperaturerhöhung von der Heizrate, also der dissipierten Energie je Zeiteinheit, abhängig ist, ist das schlüssig. Das das Temperaturmaximum auf der Probenoberfläche im Gegensatz zur dissipierten Energie zeitlich verzögert auftritt, ist den physikalischen Eigenschaften des Betons (z. B. der Wärmeleitfähigkeit und der Wärmekapazität) geschuldet. Die „Zacken“ in den Verläufen der Temperaturerhöhung wurden durch Schwankungen der Umgebungstemperatur hervorgerufen (vgl. Abschnitt 6.1.3).

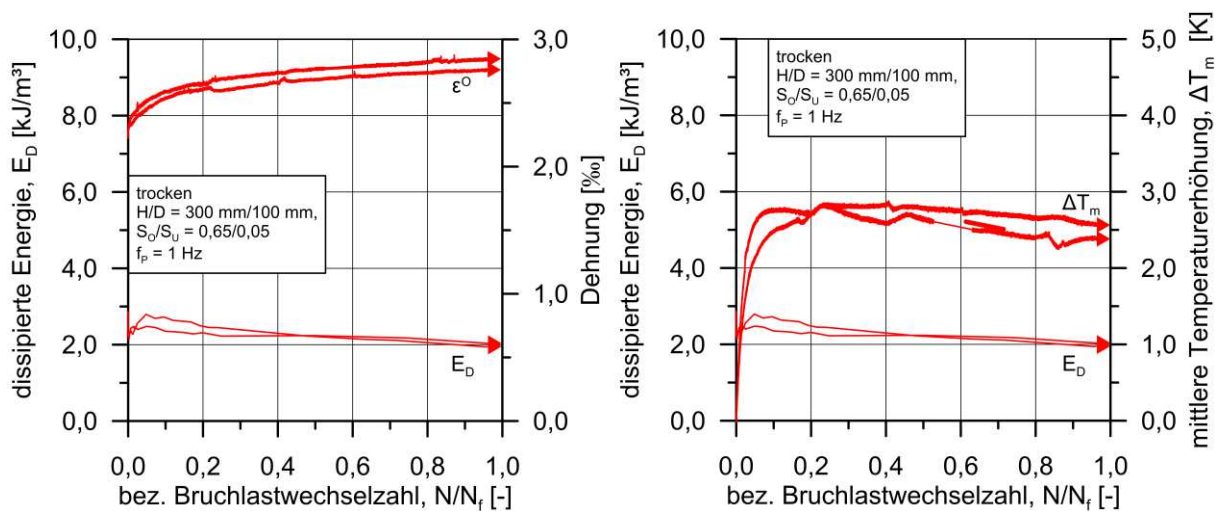


Abbildung 6.51: Dissipierte Energie für die trocken gelagerten und geprüften Proben mit einem Durchmesser von 100 mm bei $S_o = 0,65$ zusammen mit der Oberdehnung (links) und der mittleren Temperaturerhöhung (rechts)

Im Anschluss an die Ermüdungsversuche wurde die Druckfestigkeit unter monoton steigender Beanspruchung (Restfestigkeit) der Durchläuferproben bestimmt (vgl. Abschnitt 6.1.4). Wird die Restfestigkeit mit der Druckfestigkeit der Schwindproben oder auch der Restfestigkeit der Kriechproben (vgl. Abschnitt 5.6) ähnlichen Alters verglichen, so zeigt sich weder eine Zu- noch eine Abnahme der Restfestigkeit der Durchläuferproben. Der statische Elastizitätsmodul der Durchläuferproben nahm infolge der zyklischen Beanspruchung um mehr als 10 % gegenüber der Vergleichsproben aus den Kriechuntersuchungen ab. Die Temperaturerhöhung infolge der zyklischen Beanspruchung (Abbildung 6.51, rechts) führte zu einem Austrocknen der Proben mit einem mittleren Masserverlust von 0,12 M.-% gegenüber

dem Ausgangswert unmittelbar vor Versuchsbeginn. Da es bei den Durchläuferproben bei gleicher Druckfestigkeit unter monoton steigender Beanspruchung und einem verringerten Elastizitätsmodul nach Abbildung 6.51 zu einer Reduktion der inneren Dämpfung (Verringerung von E_D) kommt, muss diese mit dem Masseverlust in Verbindung stehen. Es ist davon auszugehen, dass die Reduktion von E_D nicht nur Auswirkungen auf die flüssige Reibung sondern auch auf die Schädigungsentwicklung hat, sodass mit zunehmender Austrocknung die Schädigungsentwicklung je Lastwechsel zurückgeht. Es ist nicht auszuschließen, dass die dissipierte Energie erneut ansteigt und der Ermüdungsbruch bei den Durchläuferproben eintritt, wenn die Versuche ausreichend lange durchgeführt werden.

Werden die eigenen Ergebnisse mit denen von Onoue und Matsushita [11] verglichen, so zeigt sich für die eigenen Untersuchungen, dass die dissipierte Energie am Ende des Ermüdungsversuchs deutlich stärker ansteigt als in [11]. Ein erhöhter Anstieg am Versuchsende erscheint plausibel, da mit stark zunehmender Schädigung ein größerer Energiebetrag durch Rissbildung und die Ausbildung von Bruchflächen „verbraucht“ wird. Onoue und Matsushita [11] stellen hingegen zu Beginn des Versuchs einen hohen Betrag der dissipierten Energie je Lastwechsel fest. Dieses ist möglicherweise auf ein Überschwingen der Spannungsamplitude während des Einschwingens und damit auf die Versuchstechnik zurückzuführen. Das Einschwingen ist wie zuvor erwähnt in Abbildung 6.48 bis Abbildung 6.50 nicht berücksichtigt.

6.7.3 Zusammenfassung und Fazit

Zusammenfassend bleibt festzuhalten, dass sich während der Ermüdungsversuche an deren Ende der Ermüdungsbruch eintrat, ein deutlicher Anstieg der dissipierten Energie je Lastwechsel zeigte. Der Anstieg der dissipierten Energie infolge der zyklischen Beanspruchung ist nach [92] mit einer größeren inneren Dämpfung und mit einer Reduktion der statischen Materialfestigkeit gleichzusetzen. Mit steigender Beanspruchung zeigte sich ein höherer Betrag für E_D . Das deutet im Umkehrschluss auf einen stärkeren Schädigungszuwachs je Lastwechsel hin, wodurch der Ermüdungswiderstand abnimmt. Auch die Lagerung und Prüfung der Proben unter Wasser hatte eine Erhöhung von E_D im Vergleich zur Lagerung und Prüfung in trockener Umgebung zur Folge. Durch einen erhöhten Wassergehalt im Betongefüge steigt nach Dieterle [26] der Anteil der flüssigen Reibung und damit auch die innere Dämpfung. In Abschnitt 4.2 konnte anhand des logarithmischen Dekrements Λ gezeigt werden, dass der Anteil der flüssigen Reibung für die unter Wasser gelagerten Proben bei einem um 0,70 M.-% höheren Wassergehalt im Betongefüge um 1,6 % höher war.

Wird die Differenz der mittleren dissipierten Energie im ersten Lastwechsel nach dem Einschwingen mit dieser Differenz verglichen, so war die Differenz der Energiebeträge der unter Wasser gelagerten und geprüften Proben bei $S_O = 0,80$ zwischen 3,7 % bis 5,7 % und bei $S_O = 0,70$ um mehr als 10 % größer als für die trocken gelagerten und geprüften Proben. Es ist davon auszugehen, dass hier zusätzliche wasserinduzierte Effekte wirken, die einen erhöhten Schädigungszuwachs je Lastwechsel zur Folge haben. Ein erhöhter Schädigungszuwachs deutete sich für diese Proben auch anhand der logarithmierten Steigung der Oberdehnung in Phase II an. Auf Basis der Restfestigkeit, des Elastizitätsmoduls und des Masseverlustes der Durchläuferversuche hat sich gezeigt, dass die Austrocknung einen wesentlichen Einfluss auf die dissipierte Energie und somit auch auf die Schädigungsentwicklung hat. Eine mögliche Ursache könnte in der Inkompressibilität von im Zementstein eingebundenem Wasser liegen, wodurch zusätzliche Zugspannungen im Zementstein induziert und Schädigungen hervorgerufen werden. Diese zusätzlichen Spannungen müssten mit zunehmender Austrocknung des Zementsteins abnehmen. Weiterhin konnte gezeigt werden, dass die Temperaturerhöhung und die dissipierte Energie ähnliche, wenn auch zeitlich verzögerte Kurvenverläufe haben. Unter anderem wird in [82], [69] und [70] von konstanten bzw. fallenden Verläufen der Oberflächentemperatur berichtet. Basierend auf den Erkenntnissen dieses Abschnittes sind solche Phänomene auf Veränderungen der inneren Dämpfung zurückzuführen. Die dissipierte Energie je Lastwechsel kann als Schädigungsindikator dienen, der im Gegensatz zur Messung der Oberflächentemperatur unabhängig von Temperaturschwankungen der Prüfumgebung ist.

6.8 Exemplarische Auswertung der Energiedichte

In diesem Abschnitt wird die Energiedichte nach Thiele [52] exemplarisch ausgewertet. Die eigene Auswertung erfolgt unter der Annahme, dass die Temperaturdehnung $\varepsilon_{\Delta T}$ nach Gleichung 3.10 in Abschnitt 3.9.2, die viskoelastische Dehnung ε_{v-el} infolge Kriechen nach Abschnitt 5.3 und die hygri-sche Dehnung infolge Trocknungsschwinden bei erhöhter Temperatur $\varepsilon_{s,t\Delta T}$ nach Abschnitt 6.1.5 berechnet werden können. Die Auswertung der Energiedichte erfolgt auf Basis des Belastungsastes der Hysteresisschleife des ersten Lastwechsels nach dem Einschwingen N^0 und des Belastungsastes des letzten vollständigen Lastwechsel N^B . Es werden Ermüdungsversuche von trocken gelagerten und geprüften und unter Wasser gelagerten und geprüften Proben mit 60 mm und 100 mm Durchmesser, die mit einer bezogenen Ober-spannung $S_O = 0,70$ und einer bezogenen Unterspannung $S_U = 0,05$ beansprucht wurden, ausgewertet. Die Dehnungsanteile ε_{v-el} und $\varepsilon_{s,t\Delta T}$ wurden mit Hilfe der in Abbildung 6.37 und Abbildung 6.38 (Abschnitt 6.6) angegebenen Gleichungen abge-

schätzt. Um den elastischen Dehnungsanteil zu entfernen, ist es nach Thiele [52] erforderlich, die Spannungs-Dehnungslinie bis zum Entlastungszustand zu extrapolieren. Dafür wurde, wie auch von Thiele [52], ein quadratischer Ansatz gewählt. Der quadratische Ansatz führt im entlasteten Zustand im Lastwechsel N^0 zu ca. 5 % kleineren und im Lastwechsel N^B zu ca. 10 % kleineren Dehnungen als der lineare Ansatz auf Basis des Sekantenmoduls aus Abschnitt 6.6. Die Anteile $w_{f,d1}$ und $w_{f,d2}$, die zusammen die Gesamtenergiedichte $w_{f,d}$ ergeben, sind in Abbildung 6.52 und Abbildung 6.53 dargestellt. In Abbildung 6.52 ist die Energiedichte exemplarisch für eine trocken gelagerte und geprüfte Probe mit einem Durchmesser von 60 mm zu sehen. Abbildung 6.53 zeigt exemplarisch die Energiedichte für eine unter Wasser gelagerte und geprüfte Probe derselben Größe. Die Energiedichte $w_{f,d}$ entspricht theoretisch der gesamten dissipierten Energie infolge der zyklischen Beanspruchung ohne elastische, viskose und austrocknungsbedingte Anteile. Der Anteil $w_{f,d2}$ soll nach [52] weitestgehend frei von plastischen und viskoplastischen Dehnungsanteilen sein. Dieser Anteil wird nur durch Veränderungen der Form und der Steigung der Spannungs-Dehnungslinie bestimmt [52]. Der Anteil $w_{f,d1}$ wird nachfolgend wie auch in [52] nicht näher betrachtet.

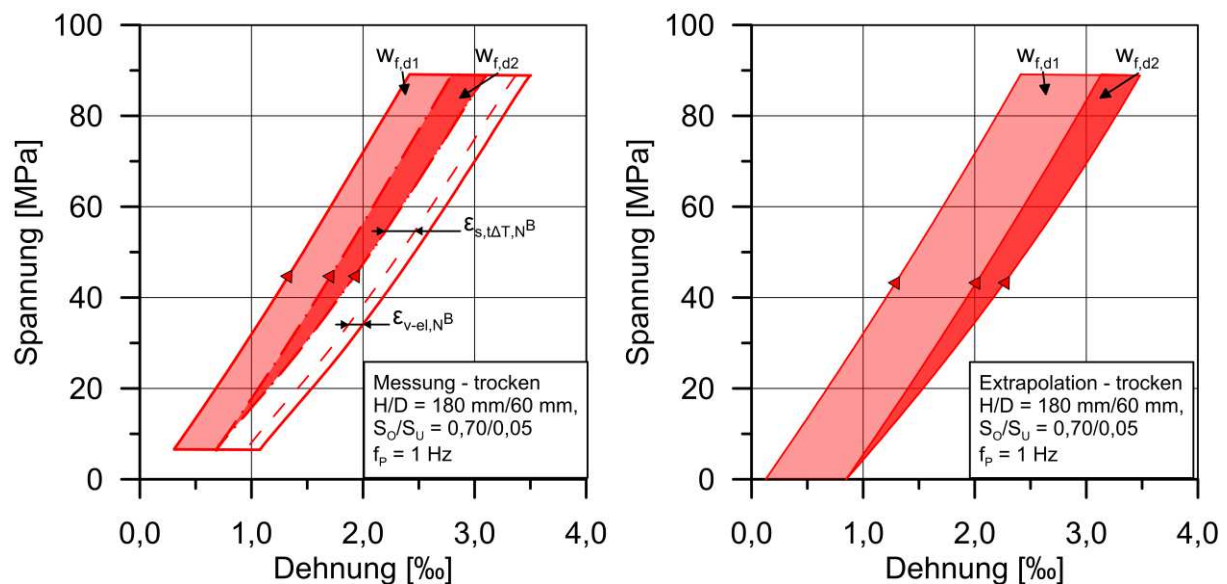


Abbildung 6.52: Exemplarische Darstellung der Energiedichte $w_{f,d}$ einer trocken gelagerten und geprüften Probe (D-73) mit H/D = 180 mm/60 mm bei $S_0 = 0,70$, links, messdatenbasiert, rechts, auf Basis der Extrapolation

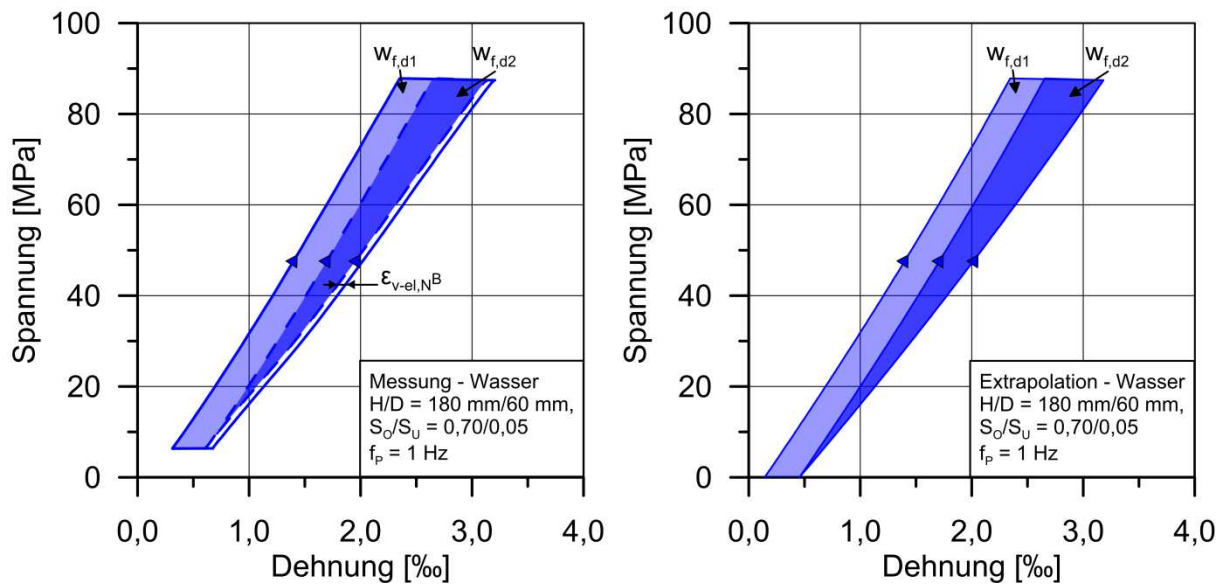


Abbildung 6.53: Exemplarische Darstellung der Energiedichte $w_{f,d}$ einer unter Wasser gelagerten und geprüften Probe (D-22) mit $H/D = 180 \text{ mm}/60 \text{ mm}$ bei $S_o = 0,70$, links, messdatenbasiert, rechts, auf Basis der Extrapolation

Die linken Abbildungen verdeutlichen die Größenordnung des möglichen Dehnungsanteils ϵ_{v-el} und $\epsilon_{s,t\Delta T}$ im letzten vollständigen Lastwechsel. Die Temperaturdehnung ist in den Abbildungen nicht mehr enthalten. Die rechten Abbildungen zeigen die beiden Anteile der Energiedichte ohne elastische, viskoelastische und temperaturbedingte Dehnungsanteile sowie den Anteil aus Trocknungsschwinden. Aus Abbildung 6.52 und Abbildung 6.53 wird deutlich, wie groß der Einfluss der zugrunde liegenden Modelle für die Beschreibung der viskoelastischen Dehnungsanteile und Dehnungsanteile aus Trocknungsschwinden auf den Anteil $w_{f,d1}$ der Energiedichte ist. Eine Bewertung der Absolutwerte der Energiedichte $w_{f,d}$ erscheint nicht sinnvoll. Dennoch lassen sich charakteristische Unterschiede für die Anteile der Energiedichte für die beiden dargestellten Proben erkennen, die im Zusammenhang mit der Lagerung- und Prüfumgebung der Proben stehen. Der Anteil $w_{f,d2}$ ist für die unter Wasser gelagerte und geprüfte Probe größer als für die trocken gelagerten und geprüften. In Tabelle 6.13 sind Ergebnisse der Auswertung der Energiedichte einer weiteren trocken gelagerten und geprüften und einer unter Wasser gelagerten und geprüften Probe mit 60 mm Durchmesser enthalten. Zusätzlich sind Ergebnisse für Proben mit 100 mm Durchmesser dokumentiert.

Tabelle 6.13: Energiedichte $w_{f,d}$ und $w_{f,d2}$ viskoelastischer Dehnungsanteil für das kriechaffine Beanspruchungsniveau ($0,447 \cdot f_{cm}$) und thermische Dehnung infolge Temperaturerhöhung

Ch.	H/D [mm]	S_o/S_u [-]	Nr.	Umg.	N_f [-]	σ_o [MPa]	$\epsilon_{v-el,N}^B$ [‰]	$\epsilon_{s,t,\Delta T,N}^B$ [‰]	$w_{f,d}$ [MPa]	$w_{f,d2}$ [MPa]
D	180/60	0,70/0,05	16	Wasser	5.576	88,0	0,059	-	0,052	0,026
			22		9.365	87,8	0,066	-	0,052	0,024
			73	trocken	252.484	89,3	0,127	0,265	0,085	0,021
			82		100.980	89,3	0,103	0,230	0,063	0,021
F	300/100	0,70/0,05	4	Wasser	12.369	89,0	0,070	-	0,042	0,020
			6		22.900	89,8	0,079	-	0,047	0,025
			14	trocken	21.113	83,2	0,078	0,134	0,055	0,023
			18		29.568	83,4	0,084	0,155	0,067	0,026
			21*		19.635	89,7	0,070	0,130	0,046	0,022

*Dieser Versuch wurde im Anschluss an die Kriechuntersuchungen zusammen mit den Versuchen unter Wasser durchgeführt. Die Beanspruchung wurde infolge einer Nacherhärtung angepasst.

Tabelle 6.13 zeigt, dass der Anteil für $w_{f,d2}$ der zweiten unter Wasser gelagerten und geprüften Proben mit $D = 60$ mm (Probe D-16) kleiner ist als der der beiden trockenen Proben. Die beiden trocken gelagerten und geprüften Proben mit 60 mm Durchmesser (Probe D-73 und D-82) weisen trotz eines großen Unterschieds der Bruchlastwechselzahlen (Faktor 2) einen nahezu identischen Anteil für $w_{f,d2}$ auf. Aufgrund des kleinen Umfangs der ausgewerteten eigenen Ermüdungsversuche ist nicht auszuschließen, dass es um ein zufälliges Ergebnis handelt. Dieses müsste in weiteren Auswertungen geklärt werden. Thiele stellte in seinen Untersuchungen in trockener Umgebung, unabhängig vom Beanspruchungsniveau, ebenfalls einen nahezu gleichen Wert für $w_{f,d2}$ fest. Für die Proben mit einem Durchmesser von 100 mm können keine eindeutigen Tendenzen für $w_{f,d2}$ in Bezug auf die Lagerungs- und Prüfumgebung abgeleitet werden. Probekörper F-4, der unter Wasser gelagert und geprüft wurde, besitzt von allen in Tabelle 6.13 enthaltenen Proben den kleinsten $w_{f,d2}$ -Wert und Probekörper F-6 den zweithöchsten. Die trocken gelagerten und geprüften Proben mit 100 mm Durchmesser erreichen tendenziell größere Beträge für $w_{f,d2}$ als die unter Wasser gelagerten und geprüften. Für die Energiedichte $w_{f,d}$ zeigt sich in Tabelle 6.13, dass diese bei hohen Bruchlastwechselzahlen maximal wird. Nach [52] kann der Energiedichteanteil $w_{f,d2}$ als Schädigungsindikator angesehen werden. Ein Anstieg von $w_{f,d2}$ müsste demnach mit einem höheren Schädigungsgrad des Betongefüges gleichzusetzen sein. Die optische Auswertung des Versagensverhaltens der Ermüdungsversuche mit unter Wasser gelagerten und geprüften Proben in Abschnitt 6.3 hat gezeigt, dass diese ein zu den trocken gelagerten und geprüften Proben abweichendes Versagensverhalten hatten. Dieses war durch eine stärkere Riss-

bildung und großflächige Ausbrüche gekennzeichnet. Ein höherer Schädigungsgrad zum Versagenszeitpunkt als in trockener Umgebung könnte das Resultat dieses abweichenden Schädigungsverhaltens sein. Der höhere Schädigungsgrad sollte sich in einem höheren Betrag von $w_{f,d2}$ zeigen. Für die unter Wasser gelagerten und geprüften Proben mit einem Durchmesser von 60 mm war $w_{f,d2}$ größer, für die Proben mit einem Durchmesser von 100 mm war ein solcher Trend nicht zu erkennen.

Zusammenfassend bleibt festzuhalten, dass anhand der Energiedichte der dargestellten Ergebnisse keine Hinweise auf das Vorhandensein einer Grenzenergie, bei deren Erreichen das Ermüdungsversagen eintritt, gefunden wurden. Die untersuchten Proben erreichten zwar vergleichbare Werte für den Energieflächenanteil $w_{f,d2}$. Werden die prozentualen Abweichungen untereinander betrachtet, so betragen diese jedoch bis zu 20 %. Damit ist die Streuung für $w_{f,d2}$ größer als z. B. für die Druckfestigkeit unter monoton steigender Beanspruchung.

Kapitel 7

Beurteilung von Hypothesen, Modell zur Quantifizierung des Wassereinflusses

7.1 Beurteilung der Hypothesen

H1 Da Wasser im Vergleich zum Zementsteingefüge nahezu inkompressibel ist, beteiligt es sich, solange es nicht aus den Poren verdrängt wird, am Lastabtrag. Infolge dieses Flüssigkeitsdrucks kann es auch zu wasserinduzierten Schädigungseffekten kommen. Unterhalb einer bestimmten Spannung kommt es zu einer Versteifung des Betons, oberhalb dieser Spannung kommt es zu einer zusätzlichen Schädigung.

- Die unter Wasser gelagerten Proben besaßen einen um 8 % höheren dynamischen und einen um 3 % höheren statischen Elastizitätsmodul als die trocken gelagerten Proben (Versteifung).
- Die viskoplastischen Dehnung (ϵ_{v-pl}) der unter Wasser gelagerten und geprüften Proben war für das erste Kriechniveau ($0,375 \cdot f_{cm}$) um Faktor 2,7 kleiner als für die trocken gelagerten und geprüften Proben (Versteifung).
- Die viskoplastischen Dehnung (ϵ_{v-pl}) der unter Wasser gelagerten und geprüften Proben wuchs für die Kriechspannung oberhalb von $0,375 \cdot f_{cm}$ um bis zu Faktor 2 stärker an als für die trocken gelagerten und geprüften Proben (zusätzliche Schädigung).
- Die Zunahme der Dehnung und der Abfall des Sekantenmoduls je Lastwechsel waren für die unter Wasser gelagerten und geprüften Proben größer als für die trocken gelagerten und geprüften Proben (zusätzliche Schädigung).
- Die unter Wasser gelagerten und geprüften Proben hatten eine zwischen 6 % bis 20 % größere logarithmierte Steigung der Oberdehnung in Phase II der Dehnungsentwicklung als die trocken gelagerten und geprüften Proben (zusätzliche Schädigung).

- Die dissipierte Energie je Lastwechsel der unter Wasser gelagerten und geprüften Proben war größer als für die trocken gelagerten und geprüften Proben (zusätzliche Schädigung).
- H2 Oberhalb einer bestimmten Spannung sinkt der Wassereinfluss mit steigender Beanspruchung, da hier der spannungsinduzierte Schädigungszuwachs je Lastwechsel so groß ist, dass er den Wassereinfluss überdeckt.*
- Die Druckfestigkeit unter monoton steigender Beanspruchung des hochfesten Betons war für alle Betonchargen unabhängig von der Lagerungs- und Prüfumgebung annähernd gleich groß.
 - Die Differenz der Bruchlastwechselzahlen zwischen unter Wasser gelagerten und geprüften Proben und trocken gelagerten und geprüften Proben wuchs mit sinkender Oberspannung an.
 - Die logarithmierte Steigung der Oberdehnung in Phase II der Dehnungsentwicklung stieg infolge einer zehnpromzentigen Erhöhung der bezogenen Oberspannung von $S_O = 0,70$ auf $S_O = 0,80$ um bis zu 40 % an.
- H3 Der sich aus der Wasserlagerung bis zum Beginn der Ermüdungsuntersuchung ergebende höhere Wassergehalt im Betongefüge führt im Vergleich zur Lagerung in trockener Umgebung zu einer deutlichen Reduktion des Ermüdungswiderstands. Der Wassereinfluss auf den Ermüdungswiderstand durch die Lagerung unter Wasser ist größer als der durch die Ermüdungsprüfung unter Wasser.*
- Die trocken gelagerten und geprüften Proben besaßen eine um bis zu zwei Zehnerpotenzen höhere mittlere Bruchlastwechselzahl.
 - Durch eine wasserundurchlässige Versiegelung der Proben während der Ermüdungsprüfung unter Wasser erhöhte sich die mittlere Bruchlastwechselzahl bei $S_O = 0,65$ um 8 % im Vergleich zur mittleren Bruchlastwechselzahl der unversiegelten Proben.
- H4 Die Lagerung und Ermüdungsprüfung unter Wasser führt zu einem von der Lagerung und Ermüdungsprüfung in trockener Umgebung abweichenden Versagensverhalten.*
- Das Versagensverhalten der unter Wasser gelagerten und geprüften Proben war durch eine ausgeprägte Rissbildung mit zum Teil großflächigen Ausbrüchen gekennzeichnet.
 - Es fand ein Wassertransport in Rissen statt, der in Form von „Nebelschwaden“ sichtbar wurde.

H5 Der Wassereinfluss auf den Ermüdungswiderstand infolge der Ermüdungsprüfung unter Wasser ist ein Randzoneneffekt, der mit steigendem Probendurchmesser, bei konstantem H/D-Verhältnis, kleiner wird.

- Die mittlere Bruchlastwechselzahl der unter Wasser gelagerten und geprüften Proben mit 100 mm Durchmesser war in Abhängigkeit der bezogenen Oberspannung S_0 um bis zu 50 % größer als die der Proben mit 60 mm Durchmesser.
- Die Wassereindringfront in radialer Richtung betrug bei Proben mit $D = 100$ mm ca. 10 mm. Die gleiche Eindringtiefe wurde auch Proben mit kleinerem Durchmesser festgestellt.
- Die während des Ermüdungsversuchs unter Wasser herausgebrochenen Stücke aus der Betonoberfläche der Proben besaßen unabhängig von dem Probendurchmesser eine vergleichbare Dicke. Solche Abbrüche wirken sich bei den Proben mit einem Durchmesser von 60 mm im Vergleich zu den Proben mit einem Durchmesser von 100 mm deutlich stärker aus, weil der kraftübertragende Restquerschnitt stärker reduziert wird.

H6 Es existiert eine Grenzdehnung bzw. Grenzenergie bei deren Erreichen im Ermüdungsversuch das Versagen des Betons unabhängig von der Lagerung und Prüfung, dem aufgebrachten Spannungsniveau, der Probengröße und der Bruchlastwechselzahl eintritt.

- Auf Basis der gemessenen Dehnung im Ermüdungsversuch ergaben sich erhebliche Unterschiede der Dehnung im letzten vollständigen Lastwechsel. Diese Differenzen sind auf unterschiedlich große viskose und hygrische Dehnungsanteile durch verschieden hohe Lastwechselzahlen zurückzuführen.
- Durch zusätzliche Kriech- und Trocknungsschwindversuche konnten viskose und hygrische Dehnungsanteile abgeschätzt werden. Für die Durchführung wurden Annahmen auf Basis in der Literatur dokumentierter Untersuchungen und den eigenen Untersuchungen zugrunde gelegt. Im Rahmen dieser Arbeit war es nicht möglich die Gültigkeit der Annahmen nachzuweisen. Wie gut die ergänzenden Versuche daher die viskosen und hygrischen Dehnungsanteile im Ermüdungsversuch abbilden, ist nicht bekannt.
- Anhand der exemplarischen Auswertung des schädigungsinduzierten Dehnungsanteil ϵ_d zeigten sich bei gleicher Beanspruchung für die unter Wasser gelagerten und geprüften und die trocken gelagerten und geprüften Proben Unterschiede im Bereich von 17 % bis 24 % für diesen Dehnungsanteil.
- In Abhängigkeit der Probengröße, der Lagerungs- und Prüfumgebung zeigten sich unterschiedlich große Anteile für die Energiedichtefläche $w_{fd,2}$. Für die trocken gelagerten und geprüften Proben mit $D = 100$ mm war $w_{fd,2}$ im Mittel um

14 % größer als für die mit $D = 60$ mm und für die unter Wasser gelagerten und geprüften Proben mit $D = 100$ mm war $w_{fd,2}$ im Mittel um 10 % kleiner als für die mit $D = 60$ mm.

- Auf Basis der durchgeführten Untersuchungen kann die Existenz einer Grenzdehnung und Grenzenergie nicht bestätigt werden.

H7 Der Einfluss der Probengröße auf den Ermüdungswiderstand von trocken gelagerten und geprüften Proben basiert im Wesentlichen auf Sekundäreffekten aus hygrischen und thermischen Anteilen.

- Die Festbetonrohddichte der Proben mit einem Durchmesser von 100 mm war zum Prüfbeginn höher als die für die Proben mit 60 mm Durchmesser, was auf einen höheren Feuchtegehalt (niedrigere Austrocknung) der größeren Proben schließen lässt. Zusätzlich sank während der Ermüdungsprüfung die Festbetonrohddichte der Proben mit einem Durchmesser von 100 mm pro Zeiteinheit um denselben Faktor langsamer, um den sich auch das Oberflächen-zu-Volumenverhältnis der beiden Probengrößen unterschied.
- Die dissipierte Energie je Lastwechsel war bei einer bezogenen Oberspannung $S_O = 0,70$ für die Proben mit einem Durchmesser von 100 mm bereits zu Beginn der zyklischen Beanspruchung um 30 % höher als für die Proben mit einem Durchmesser von 60 mm. Auch dieser Effekt könnte mit einem erhöhten Feuchtegehalt der größeren Proben zusammenhängen. Für dieses Beanspruchungsniveau war die Differenz des Ermüdungswiderstands zwischen den großen und kleinen Proben maximal.
- Anhand der Durchläuferversuche bei einer bezogenen Oberspannung von $S_O = 0,65$ zeigte sich, dass die trocken gelagerten und geprüften Proben und die unter Wasser gelagerten und geprüften Proben bis ca. 5 % der bezogenen Bruchlastwechselzahl vergleichbare Energiedissipationseigenschaften hatten. Mit zunehmender Versuchslaufzeit sank die dissipierte Energie je Lastwechsel der trockenen Proben ab (Wasserabgabe), wohingegen sie für die unter Wasser gelagerten und geprüften Proben anstieg (Wasseraufnahme).
- Nach Abbruch der Durchläuferversuche zeigte sich, dass die Restfestigkeit gegenüber dem Ausgangswert unverändert geblieben war. Der statische und der dynamische Elastizitätsmodul hatten sich verringert und die Proben hatten Gewicht verloren (Wasserabgabe). Die Veränderungen der Energiedissipation müssen daher, zumindest teilweise, auf Veränderung des Wassergehaltes zurückzuführen sein.
- Die trocken gelagerten und geprüften Proben mit $D = 100$ mm erwärmten sich deutlich stärker als die mit 60 mm Durchmesser. Bei gleicher bezogener Beanspruchung ($S_O/S_U = 0,70/0,05$) stellten sich bei den Proben mit einem

Durchmesser von 100 mm um bis zu Faktor 5 größere Temperaturgradienten auf der Probenoberfläche zwischen $H/2$ und dem oberen bzw. unteren Probenrand im Vergleich zu den Proben mit $D = 60$ mm ein. Die großen Proben könnten daher durch größere Temperaturspannung beansprucht worden sein als die kleinen Proben.

Die eigenen Untersuchungen haben gezeigt, dass die aufgestellten Hypothesen, für den untersuchten hochfesten Beton zutreffend sind. Lediglich bei der Hypothese H 6 konnten keine eindeutigen Belege für die Gültigkeit der These gefunden werden.

7.2 Modellvorstellung zum Wassereinfluss

Die Modellvorstellung zur Schädigungsentwicklung von druckschwellbeanspruchtem hochfesten Beton unter Wasser koppelt an die Modellvorstellung von Thiele [52] für druckschwellbeanspruchten Beton in trockener Umgebung an. Die von Thiele entwickelte Modellvorstellung ist in Abbildung 7.1 dargestellt.

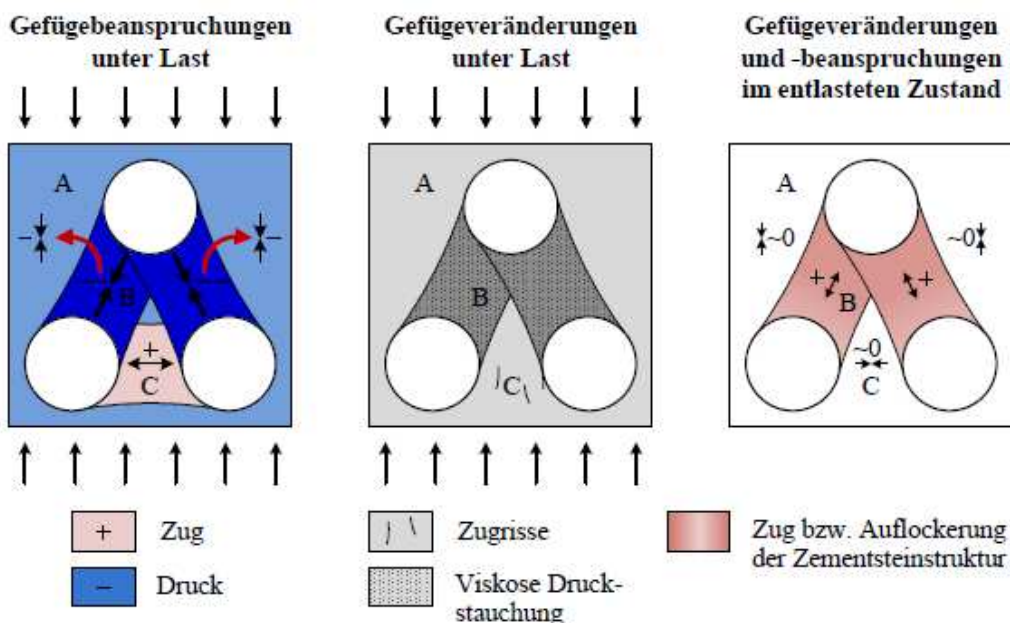


Abbildung 7.1: Schematische Modellvorstellung zur Schädigungsentwicklung von druckschwellbeanspruchtem Beton in trockener Umgebung aus [52]

Thiele [52] und Schwabach [53] gehen davon aus, dass es im Ermüdungsversuch in trockener Umgebung zu Spannungsumlagerungen kommen kann, die zu einem Abbau von lokalen Spannungsspitzen führen (Abbildung 7.1 links, Spannungsumlagerung von Bereich B nach A). Die Spannungsumlagerung erfolgt durch viskose Verformungen des Zementsteins [52]. Wie die eigenen Kriechuntersuchungen gezeigt haben, waren die viskosen Verformungen der trockenen Proben zum Teil deutlich größer als die der unter Wasser gelagerten und geprüften Proben. Zusätzlich zeigte

z. B. die Auswertung der Festbetonrohddichte, dass die Wasserlagerung eine Erhöhung des Wassergehaltes des Betons während der Lagerung und Prüfung zur Folge hatte. Bei Betonen, insbesondere solchen mit niedrigen Wasserzementwerten, wie bei dem hier verwendeten, ist das Wasser nach Wesche und Krause [14] in kleinen Gelporen des Zementsteins gebunden. Im Vergleich zur Zementsteinmatrix ist das Wasser inkompressibel. Es kann nach [14] nur bei sehr kleinen Spannungsgeschwindigkeiten von $\dot{\sigma} < 5 \cdot 10^{-4}$ MPa/s bzw. zeitlich verzögert aus den Gelporen herausgepresst werden [40]. In den eigenen Kriechuntersuchungen werden die deutlich niedrigeren viskosen Verformungen der unter Wasser gelagerten und geprüften Proben im Vergleich zu denen der trocken gelagerten und geprüften auf dieses Verhalten und die behinderte Austrocknung zurückgeführt. Basierend auf dieser Erkenntnis wird geschlussfolgert, dass ein Ineinanderverschieben bzw. Verdichten des Zementsteins und damit verbundene Spannungsumlagerungen vom Bereich B in den Bereich A (Abbildung 7.1) durch einen erhöhten Wassergehalt des Betons behindert werden.

Im Ermüdungsversuch ist innerhalb eines Lastwechsels nicht mit einer Wasserumlagerung zu rechnen, da die Spannungsgeschwindigkeit um ein vielfaches höher war als $\dot{\sigma} = 5 \cdot 10^{-4}$ MPa/s. Folglich muss sich innerhalb der Gelporen durch die äußere zyklische Druckspannung ein erheblicher Wasserdruck aufbauen, der mit steigendem Wassergehalt zunimmt. Die eigenen Untersuchungen mit unter Wasser gelagerten und geprüften Proben zeigten im Vergleich zu denen mit trocken gelagerten und geprüften Proben einen zusätzlichen wasserinduzierten Schädigungsmechanismus (vgl. Abschnitt 6.3), der mit einem erhöhten Schädigungszuwachs je Lastwechsel einherging (vgl. Abschnitt 6.4.3, 6.5 und 6.7.2). Es wird angenommen, dass dieser auf den in den Gelporen des Zementsteins vorhandenen Wasserdruck zurückzuführen ist. Der Wasserdruck führt zum Ermüdungsversagen des umgebenden Zementsteins unter Zugbeanspruchung und ruft damit zusätzliche Mikrorisse parallel zur äußeren Druckbeanspruchung im Bereich B hervor. Bei trocken gelagerten und geprüften Proben ist in diesem Bereich mit viskosen Druckstauchungen und nicht mit der Entstehung von Mikrorissen zu rechnen [52]. Mikrorisse entstehen bei trocken gelagerten und geprüften Proben nach [52] im Bereich C. Die äußere Druckspannung erzeugt im Bereich C Zugspannungen. Diese überschreiten die Zugfestigkeit des Zementsteins und führen zu Mikrorissen, die parallel zur äußeren Druckspannung verlaufen [52]. Ein erhöhter Wassergehalt im Betongefüge führt im Bereich C zu einem Wasserdruck in den Gelporen, sodass zusätzliche Mikrorisse entstehen, die orthogonal zur äußeren Druckbeanspruchung verlaufen.

7.3 Schädigungsmodell zur Quantifizierung des Wassereinflusses

Nachfolgend soll der Wassereinfluss mit Hilfe eines Schädigungsmodells quantifiziert werden. Das Schädigungsmodell basiert auf der Annahme einer linearen Schadensakkumulationshypothese ähnlich wie nach Palmgren-Miner [93, 94] gilt. Sie besagt, dass jeder Lastwechsel bzw. jede Hysteresisschleife im Ermüdungsversuch eine Teilschädigung erzeugt. Die linear aufsummierten Teilschädigungen ergeben die Gesamtschädigung $D_{ges.}$ (Gleichung 7.1). Das Ermüdungsversagen tritt definitionsgemäß ein, wenn der Grenzwert der Gesamtschädigung $D_{ges.} = 1,0$ erreicht ist.

$$D_{ges.} = \sum \frac{n_i}{N_i} = 1,0 \quad \begin{array}{l} n_i = \text{Lastwechselzahl mit konstanter Amplitude } S_a \\ N_i = \text{Bruchlastwechselzahl bei } S_a \end{array} \quad 7.1$$

Das Schädigungsmodell beruht weiterhin auf der Annahme, dass die Gesamtschädigung $D_{ges.}$ aus einem Schädigungsanteil D_M hervorgerufen durch die äußere mechanische Beanspruchung, und einem wasserinduzierten Schädigungsanteil D_W besteht. Der Schädigungsanteil D_M ist bei gleicher Beanspruchung unabhängig vom Wassergehalt im Betongefüge immer gleich groß. Hingegen ist der wasserinduzierte Schädigungsanteil D_W von der im Betongefüge enthaltenen Wassermenge des chemisch und physikalisch nicht gebundenen Wassers abhängig (Abbildung 7.2). Der wasserinduzierte Schädigungsanteil D_W führt dazu, dass der Grenzwert der Gesamtschädigung $D_{ges.}$, z. B. bei der Lagerung und Prüfung unter Wasser nach einer deutlich kleineren Anzahl von Lastwechseln erreicht wird als bei der trockenen Lagerung und Prüfung.

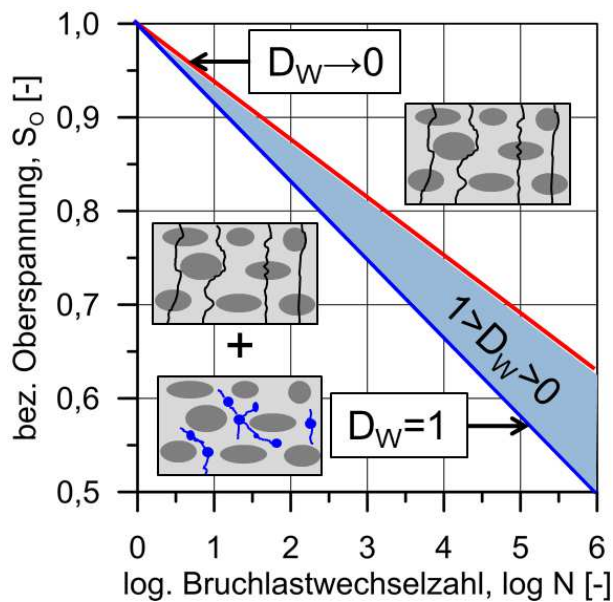


Abbildung 7.2: Schematische Darstellung zum wasserinduzierten Schädigungsanteil

Um den Wassereinfluss zu quantifizieren, sind verschiedene Herangehensweisen denkbar, die nachfolgend diskutiert werden.

Eine Herangehensweise, den Wassereinfluss zu quantifizieren, basiert auf der Annahme, dass die trockene Lagerung und die Ermüdungsprüfung in trockener Umgebung bei kleinformatigen Proben, wie die Proben mit $H/D = 180 \text{ mm}/60 \text{ mm}$ in den eigenen Untersuchungen (vgl. Abschnitt 6.1.2), zu einer nahezu vollständigen Austrocknung des Betongefüges führt (Wassersättigungsgrad $\varphi_W = 0 \%$). Der wasserinduzierte Schädigungsanteil wäre damit $D_W \approx 0$ (Gleichung 7.2). Werden die trocken gelagerten und geprüften Proben mit $H/D = 180 \text{ mm}/60 \text{ mm}$ als Bezugswert für $D_{\text{ges.}}$ gewählt, kommt es durch einen höheren Wassergehalt im Betongefüge (Wassersättigungsgrad $\varphi_W > 0 \%$) zu einem zusätzlichen wasserinduzierten Schädigungsanteil ΔD_W . Zur Erhöhung des Wassergehalts kann es infolge einer verzögerten Austrocknung während der Lagerung und Prüfung, bedingt durch ein kleineres A/V -Verhältnis (z. B. Proben mit $D = 100 \text{ mm}$), oder die Lagerung und Prüfung unter Wasser kommen. In Abhängigkeit des Wassergehaltes ergibt sich dann die Gesamtschädigung $D_{\text{ges.}}$ nach Gleichung 7.3.

$$\varphi_W = 0 \%$$

$$D_{\text{ges.}} = D_M + 0 \quad 7.2$$

$$\varphi_W > 0 \%$$

$$D_{\text{ges.}} = D_M + \Delta D_W \quad 7.3$$

Eine weitere Herangehensweise basiert auf den eigenen und den in der Literatur dokumentierten Ergebnissen der Ermüdungsuntersuchungen mit unter Wasser gelager-

ten und geprüften Proben. In Abschnitt 6.2 konnte gezeigt werden, dass der Wassereinfluss auf den Ermüdungswiderstand von Beton maximal ist, wenn die Lagerung und Prüfung unter Wasser erfolgt. Diese Lagerungs- und Prüfumgebung führt zu einem maximalen Wassergehalt im Betongefüge von chemisch und physikalisch nicht gebundenem Wasser (Wassersättigungsgrad $\varphi_W = 100\%$). Somit ist der wasserinduzierte Schädigungseinfluss ebenfalls maximal. Die Gesamtschädigung $D_{\text{ges.}}$ ergibt sich nach Gleichung 7.4. Weiterhin konnte gezeigt werden, dass die trocken gelagerten und geprüften Proben einen gewissen Wassergehalt im Betongefüge besaßen (vgl. Abschnitt 6.1.4 und 6.1.5). Somit wirkt auch hier der wasserinduzierte Schädigungsanteil. Dieser ist aufgrund des niedrigeren Wassergehaltes (Wassersättigung $\varphi_W < 100\%$) um ΔD_W kleiner als bei den unter Wasser gelagerten und geprüften Proben. Die Gesamtschädigung $D_{\text{ges.}}$ ergibt sich für trocken gelagerte und geprüfte Proben nach Gleichung 7.5.

$$\begin{aligned} \varphi_W &= 100\% \\ D_{\text{ges.}} &= D_M + D_W \end{aligned} \tag{7.4}$$

$$\begin{aligned} \varphi &< 100\% \\ D_{\text{ges.}} &= D_M + D_W - \Delta D_W \end{aligned} \tag{7.5}$$

Die Quantifizierung des Wassereinflusses erfolgt auf Basis der letztgenannten Herangehensweise (Gleichung 7.4 und 7.5). Einerseits war der Wassergehalt der trocken gelagerten und geprüften Proben für die eigenen Ermüdungsuntersuchungen unbekannt und andererseits wurde in [56] ein Wasseraustritt aus den Bruchflächen der Proben mit $H/D = 300\text{ mm}/100\text{ mm}$ aus Charge C (Ermüdungsprüfung in der Resonanzprüfmaschine) beobachtet. Zu diesem Wasseraustritt kam es, obwohl die verwendeten HPC-Proben bei 105 °C bis zu Massenkonstanz getrocknet wurden und sich anschließend im Ermüdungsversuch bis zum Versagen nach $\log N_f = 7,9 \cdot 10^7$ Lastwechseln (entspricht 14 Tagen Prüfzeit) um bis zu 160 K erwärmten. Das spricht dafür, dass selbst bei diesen Untersuchungen ein wasserinduzierter Schädigungsanteil wirksam war.

Der wasserinduzierte Schädigungsanteil D_W wird mit der mittleren logarithmierten Steigung des Verlaufs der dissipierten Energie je Lastwechsel auf Basis der Ergebnisse des Abschnitts 6.7.2 (Gleichung 6.11, Tabelle 6.12) bestimmt. Die mittlere Steigung wird nach Abbildung 7.3 im linearen Bereich zwischen der bezogenen Bruchlastwechselzahl $N/N_f = 0,05$ und $N/N_f = 0,70$ ausgewertet.

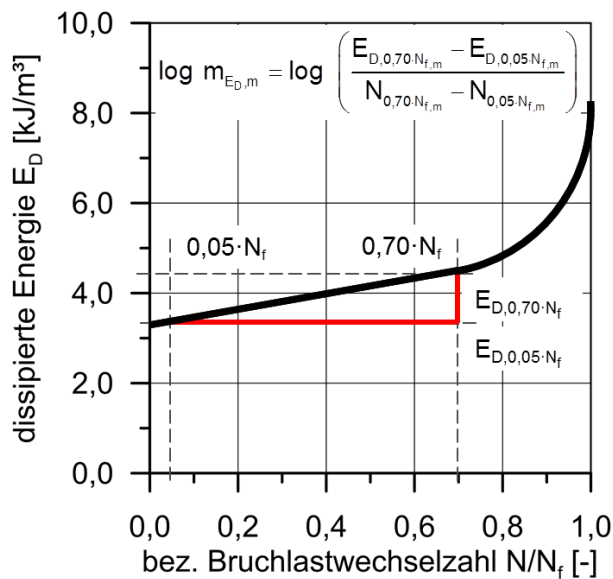
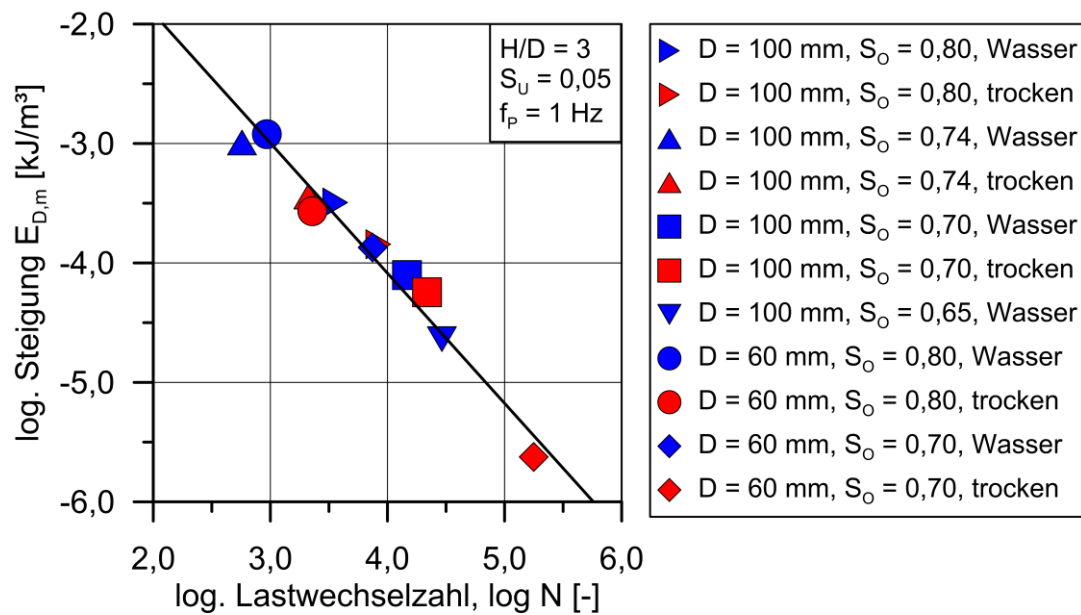


Abbildung 7.3: Schematische Abbildung zur Bestimmung der logarithmierten Steigung der dissipierten Energie

Die Berechnung der logarithmierten Steigung der dissipierten Energie erfolgt nach Gleichung 7.6.

$$\log m_{E_{D,m}} = \log \left(\frac{E_{D,0,70 \cdot N_{f,m}} - E_{D,0,05 \cdot N_{f,m}}}{N_{0,70 \cdot N_{f,m}} - N_{0,05 \cdot N_{f,m}}} \right) \quad 7.6$$

Die Betrachtung der logarithmierten Steigung der dissipierten Energie bietet gegenüber der Betrachtung der logarithmierten Steigung der Oberdehnung in Phase II den Vorteil, dass die dissipierte Energie in einem Lastwechsel nahezu unabhängig von viskosen, thermischen und hygrischen Dehnungen ist. Veränderungen der dissipierten Energie bzw. der logarithmierten Steigung der dissipierten Energie sind vorwiegend auf Änderungen der Druckfestigkeit [92] und der flüssigen Reibung [26], [27] zurückzuführen. Aus der Betrachtung der dissipierten Energie sind daher unmittelbar Rückschlüsse auf den wasserinduzierten Schädigungsanteil in jedem Lastwechsel möglich. Die logarithmierte Steigung der dissipierten Energie, aufgetragen über die logarithmierte Bruchlastwechselzahl und die zugehörige Regressionsgerade, zeigt Abbildung 7.4.


Abbildung 7.4: Mittlere logarithmierte Steigung der dissipierten Energie

$$\log N = -0,918 \cdot \log m_{E_{D,m}} - 0,246 \quad r^2 = 0,959 \quad n = 11 \quad 7.7$$

Nach Abbildung 7.4 ergibt sich für die logarithmierte Steigung der dissipierten Energie, genauso wie für die logarithmierte Steigung der Oberdehnung in Phase II (Abschnitt 6.4.3), ein linearer Zusammenhang, der mit Gleichung 7.7 beschrieben werden kann. Die unter Wasser gelagerten und geprüften Proben weisen gemäß Abbildung 7.4 und eine höhere logarithmierte Steigung der dissipierten Energie auf als die trocken gelagerten und geprüften Proben. Der wasserinduzierte Schädigungsanteil D_W wird aus dem Quotienten der logarithmierten Steigung der unter Wasser gelagerten und geprüften und der trocken gelagerten und geprüften Proben (Gleichung 7.8) abgeleitet, der ebenfalls in Tabelle 7.1 enthalten ist.

$$D_W = \frac{\log m_{E_{D,UW},m}}{\log m_{E_{D,TR},m}} \quad 7.8$$

$$\log N_{180 \text{ mm}/60 \text{ mm}} = (-9,66 \cdot S_o + 10,57) \cdot \frac{1}{D_W} \quad 7.9$$

$$\log N_{300 \text{ mm}/100 \text{ mm}} = (-10,56 \cdot S_o + 11,06) \cdot \frac{1}{D_W} \quad 7.10$$

Tabelle 7.1: Mittlere logarithmierte Steigung der dissipierten Energie und wasserinduzierter Schädigungsanteil D_W

		Wasser		trocken	
H/D [mm]	S_O/S_U [-]	$\log m_{E_{D,UW,m}} [\text{kJ/m}^3]$	D_W [-]	$\log m_{E_{D,TR,m}} [\text{kJ/m}^3]$	D_W [-]
180/60	0,80/0,05	-2,92	1,0	-3,57	0,82
	0,70/0,05	-3,87		-5,62	0,69
300/100	0,80/0,05	-3,49		-3,84	0,91
	0,74/0,05	-2,99		-3,44	0,87
	0,70/0,05	-4,10		-4,25	0,97

Zur Quantifizierung des Wassereinflusses werden die Regressionsgeraden der logarithmierten Bruchlastwechselzahlen für die unter Wasser gelagerten und geprüften Proben aus Abschnitt 6.2 (Gleichung 6.1 und 6.2) um den wasserinduzierten Schädigungsanteil D_W erweitert (Gleichung 7.9 und 7.10). Abbildung 7.5 zeigt die mittleren logarithmierten Bruchlastwechselzahlen der Ermüdungsversuche für die trocken gelagerten und geprüften und die unter Wasser gelagerten und geprüften Proben bei der Probengrößen. Weiterhin sind in dieser Abbildung die Geraden nach Gleichung 7.9 und 7.10 unter Berücksichtigung des wasserinduzierten Schädigungsanteils D_W dargestellt.

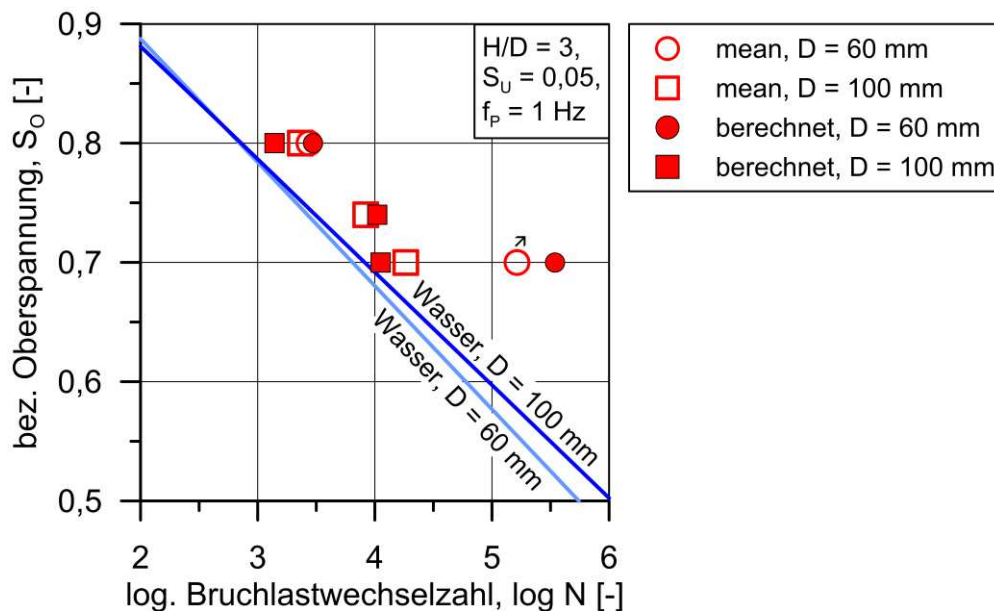

Abbildung 7.5: Mittlere logarithmierte Bruchlastwechselzahlen für trocken gelagerte und geprüfte und unter Wasser gelagerte und geprüfte Proben ($H/D = 180 \text{ mm}/60 \text{ mm}$, $300 \text{ mm}/100 \text{ mm}$) und $\log N_{TR,D_W}$

Abbildung 7.5 zeigt, dass die mittlere logarithmierte Bruchlastwechselzahl bei $S_O = 0,80$ für die trocken gelagerten und geprüften Proben mit $D = 60$ mm sehr gut durch das Schädigungsmodell abgebildet wird ($\log N_{m,TR}/\log N_{TR,DW} = 3,44/3,47$). Bei $S_O = 0,70$ überschätzt das Schädigungsmodell den Ermüdungswiderstand der Proben mit 60 mm Durchmesser ($\log N_{m,TR}/\log N_{TR,DW} = 5,21/5,54$). Bei diesem Beanspruchungsniveau ist zu beachten, dass zwei der elf trocken gelagerten und geprüften Proben das Durchläufniveau von $N = 400.000$ erreichten. Der dargestellte Mittelwert fällt also etwas zu klein aus. Für die Proben mit einem Durchmesser von 100 mm unterschätzt das Schädigungsmodell den Ermüdungswiderstand bei einer bezogenen Oberspannung $S_O = 0,80$ ($\log N_{m,TR}/\log N_{TR,DW} = 3,32/3,14$) und $S_O = 0,70$ ($\log N_{m,TR}/\log N_{TR,DW} = 4,22/4,05$). Bei $S_O = 0,74$ wird $\log N$ hingegen leicht überschätzt ($\log N_{m,TR}/\log N_{TR,DW} = 3,92/4,02$). In Summe wird der Ermüdungswiderstand der trocken gelagerten und geprüften Proben gut durch das entwickelte Schädigungsmodell abgebildet. Mit dem entwickelten Schädigungsmodell kann erklärt werden, dass die Wöhlerlinie für die Ermüdungsbemessung von Beton unter Wasser (Abschnitt 6.2) physikalisch begründet steiler verlaufen muss. Der Grenzwert der Gesamtschädigung $D_{ges.}$ wird durch den wasserinduzierten Schädigungsanteil D_W schneller erreicht als in trockener Umgebung.

Die zuvor beschriebene Herangehensweise zur Quantifizierung des Wassereinflusses auf den Ermüdungswiderstand von Beton setzt das Ermüdungsversagen des zyklisch belasteten Probekörpers voraus, da für die Phaseneinteilung die Bruchlastwechselzahl benötigt wird. Nachfolgend soll daher die logarithmierte Steigung der dissipierten Energie für beliebige Lastwechselbereiche der Phase mit konstanter Steigung exemplarisch ausgewertet werden. Die exemplarische Auswertung erfolgt für Ermüdungsversuche mit einem Spannungsniveau von $S_O/S_U = 0,70/0,05$, einer Beanspruchungsfrequenz von $f_P = 1$ Hz mit unter Wasser gelagerten und geprüften sowie trocken gelagerten und geprüften zylindrischen Proben ($H/D = 300$ mm/100 mm) aus einem höherfesten Normalbeton (Festigkeitsklasse C50/60). Abbildung 7.6 zeigt jeweils zwei Verläufe der dissipierten Energie für unter Wasser gelagerte und geprüfte Proben sowie für trocken gelagerte und geprüfte Proben.

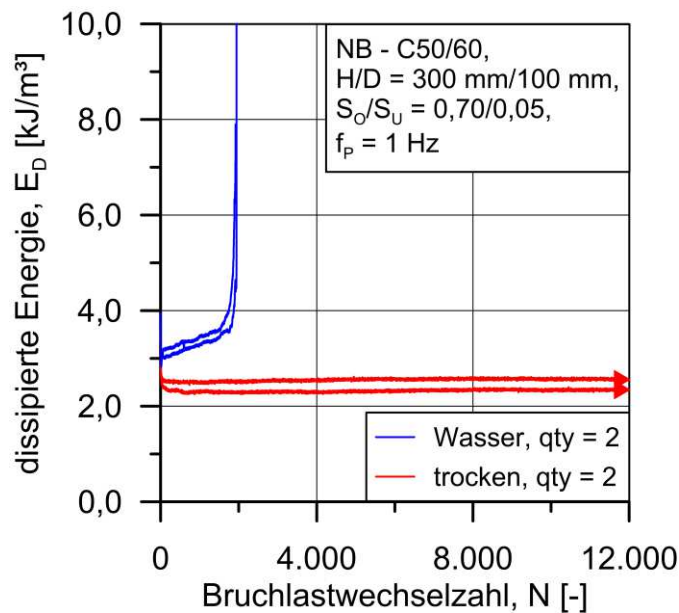


Abbildung 7.6: Verläufe der dissipierten Energie von zwei unter Wasser gelagerten und geprüften und zwei trocken gelagerten und geprüften Proben aus höherfestem Normalbeton

Die unter Wasser gelagerten und geprüften Proben versagten bei einer mittleren Bruchlastwechselzahl von $N_{f,m} = 1.925$ ($\log N_{f,m} = 3,29$). Es wird angenommen, dass die Ermüdungsversuche mit den trocken gelagerten und geprüften Proben nach dem Erreichen von 12.000 Lastwechseln abgebrochen wurden. Die Bruchlastwechselzahl wäre somit unbekannt. Die Phase mit einer konstanten Steigung ergibt sich nach Abbildung 7.6 für die unter Wasser gelagerten und geprüften Proben zwischen 200 und 800 Lastwechseln. Für die trocken gelagerten und geprüften Proben ergibt sich die Phase mit einer konstanten Steigung zwischen 2.000 und 10.000 Lastwechseln (Abbildung 7.6). Die logarithmierten Steigungen der dissipierten Energie für die genannten Lastwechselbereiche sind in Tabelle 7.2 enthalten. Zusätzlich ist dort der wasserinduzierte Schädigungsanteil D_w enthalten, der sich aus dem Quotienten des Mittelwerts der logarithmierten Steigung der dissipierten Energie der unter Wasser gelagerten und geprüften und der trocken gelagerten und geprüften Proben, nach Gleichung 7.8, ergibt.

Tabelle 7.2: logarithmierte Steigung der dissipierten Energie und wasserinduzierter Schädigungsanteil D_W für beliebige Lastwechselbereiche mit konstanter Steigung

		Wasser		trocken	
H/D [mm]	S_O/S_U [-]	$\log m_{E_{D,UW,m}} [kJ/m^3]$	D_W [-]	$\log m_{E_{D,TR,m}} [kJ/m^3]$	D_W [-]
300/100	0,70/0,05	-3,64		-5,07	
		-3,29		-5,64	
Mittelwert:		-3,54	1,0	-5,47	0,65

Auf Basis der mittleren logarithmierten Bruchlastwechselzahl der unter Wasser gelagerten und geprüften Proben und des wasserinduzierten Schädigungsanteils D_W kann die logarithmierte Bruchlastwechselzahl der trocken gelagerten und geprüften Proben nach Gleichung 7.11 berechnet werden:

$$\log N_{m,TR,berechnet} = 3,29 \cdot \frac{1}{0,65} = 5,08 \quad 7.11$$

Abbildung 7.7 zeigt die Einzelwerte der logarithmierten Bruchlastwechselzahl der unter Wasser gelagerten und geprüften sowie der trocken gelagerten und geprüften Proben. Die auf Basis des entwickelten Schädigungsmodells berechnete mittlere logarithmierte Bruchlastwechselzahl für die trocken gelagerten und geprüften Proben (berechnet) ist ebenfalls in Abbildung 7.7 enthalten.

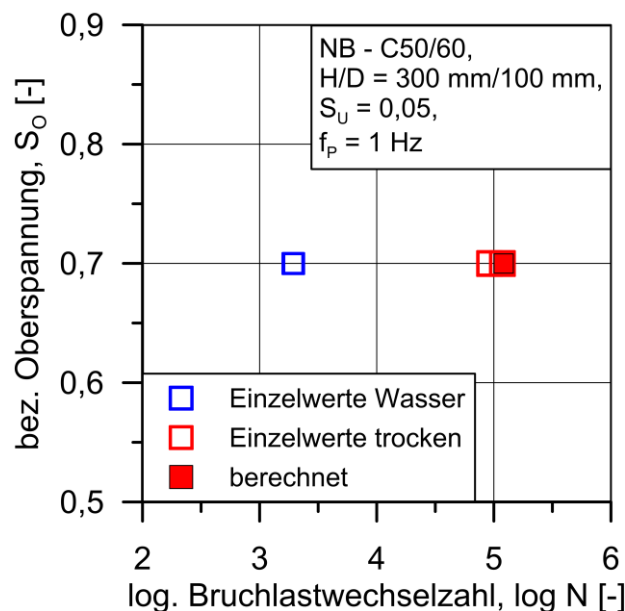


Abbildung 7.7: Einzelwerte der logarithmierten Bruchlastwechselzahl der unter Wasser gelagerten und geprüften und der trocken gelagerten und geprüften Proben zusammen mit berechneter logarithmierter Bruchlastwechselzahl

Abbildung 7.7 zeigt, dass die logarithmierte Bruchlastwechselzahl des höherfesten Normalbetons in trockener Umgebung für das ausgewertete Beanspruchungsniveau gut durch das entwickelte Schädigungsmodell abgeschätzt wird. Darüber hinaus liefert das Modell eine gute Abschätzung des Ermüdungswiderstands in trockener Umgebung auf Basis der logarithmierten Steigung der dissipierten Energie für den beliebig gewählten Lastwechselbereich innerhalb der Phase mit konstanter Steigung. Damit ist eine Prognose der Bruchlastwechselzahl von Durchläuferversuchen möglich. Durch das in diesem Abschnitt vorgestellte Vorgehen wäre eine Reduzierung der Prüfzeit in trockener Umgebung von jeweils 30 Stunden möglich gewesen.

Kapitel 8

Zusammenfassung und Ausblick

8.1 Zusammenfassung

Das Ermüdungsverhalten von Beton ist seit mehr als 100 Jahren Gegenstand der Forschung. Nach wie vor existieren Wissenslücken, die eine sichere Beurteilung des Ermüdungswiderstands erschweren. Durch stetig steigende Betondruckfestigkeiten ergeben sich neue Einsatzgebiete für die Betonbauweise, wie z. B. Türme und Gründungskonstruktionen von Offshore-Windenergieanlagen. Der Einfluss des umgebenden Wassers auf den Ermüdungswiderstand für solche Konstruktionen stellt eine besonders wesentliche Wissenslücke dar. Bekannt ist, dass der Ermüdungswiderstand unter Wasser deutlich kleiner ausfällt als in trockener Umgebung. Dennoch bleibt der Wassereinflusses in den üblichen Regelwerken/Normen bisher meist unberücksichtigt, da die Datenbasis von unter Wasser durchgeführten Wöhlerversuchen zu klein ist und abgesicherte Erkenntnisse zu den im Betongefüge ablaufenden Schädigungsmechanismen fehlen. Lediglich die privatrechtlichen Regelwerke des DNV-GL berücksichtigen diese Unsicherheiten bei der Ermüdungsbemessung über erhebliche Sicherheitsabschläge. Aufgrund dieser Unsicherheiten kann das Potential von hochfestem Beton hinsichtlich seines Ermüdungswiderstands derzeit nicht ausgeschöpft werden.

Das Ziel dieser Dissertation war es daher, grundlegende Erkenntnisse zum Ermüdungsverhalten von hochfestem Beton unter Wasser zu erarbeiten und somit zu einem besseren Verständnis der im Betongefüge ablaufenden Mechanismen zu gelangen. Um dieses Ziel zu erreichen, wurde das Ermüdungsverhalten von druck-schwellbeanspruchtem hochfesten Beton mit unter Wasser gelagerten und geprüften Proben im Vergleich zum Ermüdungsverhalten von in trockener Umgebung gelagerten und geprüften Proben systematisch untersucht. Es wurden Ermüdungsversuche mit unterschiedlicher bezogener Oberspannung S_O und zwei verschiedenen Proben-größen durchgeführt. Die Auswertungen der Ermüdungsuntersuchungen fokussierten sich neben den erreichten Bruchlastwechselzahlen auch auf die Dehnungs- und Steifigkeitsentwicklung sowie die dissipierte Energie.

Die im Ermüdungsversuch gemessene Dehnung setzt sich aus verschiedenen Dehnungsanteilen zusammen. In der Literatur werden elastische, thermische, viskose und plastische Dehnungsanteile genannt. In trockener Umgebung blieben bisher hygri-sche Dehnungsanteile infolge einer Austrocknung durch eine Erwärmung der Proben im Ermüdungsversuch unberücksichtigt. Die verschiedenen Dehnungsanteile der Ermüdungsdehnung wurden im Rahmen dieser Arbeit auf systematische Unterschiede, die auf die Lagerungs- und Prüfumgebung zurückgeführt werden können, überprüft. Da die viskosen und hygri-schen Dehnungsanteile nicht direkt aus der Ermüdungsdehnung abzuleiten sind, wurden ergänzende Kriech- und Trocknungsschwindversuche durchgeführt. Die viskosen Verformungen wurden für vier unterschiedliche Beanspruchungen bestimmt, da in der Literatur kein Konsens darüber herrscht, welche Spannung im Kriechversuch, dieselben Kriechverformungen wie im Ermüdungsversuch erzeugt. Nach jedem Beanspruchungsblock wurden die Proben entlastet, um auch das Rückkriechen bestimmen zu können. So konnte eine Unterteilung der viskosen Verformungen in einen viskoelastischen und einen viskoplastischen Anteil vorgenommen werden. Die Verläufe der Sekantensteifigkeit und der dissipierten Energie je Lastwechsel konnten ebenfalls auf Einflüsse der Lagerungs- und Prüfumgebung zurückgeführt werden. Ergänzend wurden die Ermüdungsversuche per Video aufgezeichnet, um das Versagensverhalten dokumentieren und visuell auswerten zu können.

Ein Wassereinfluss zeigte sich insbesondere bei den elastischen und viskosen Dehnungen. Bis zu einer kritischen Spannung, unterhalb von 40 % der mittleren Druckfestigkeit unter monoton steigender Beanspruchung, waren die elastischen, viskoelastischen und viskoplastischen Dehnungen für die unter Wasser gelagerten und geprüften Proben kleiner als für die trocken gelagerten und geprüften. Nach dem Überschreiten dieser Spannung stiegen die viskoplastischen Dehnungen für die unter Wasser gelagerten und geprüften Proben deutlich stärker an als für die trockenen. Die logarithmierte Steigung der Oberdehnung in Phase II (linearer Anstieg der Oberdehnung) im Ermüdungsversuch war abhängig von der bezogenen Oberspannung S_0 . Mit zunehmender bezogener Oberspannung S_0 wurde die logarithmierte Steigung der Oberdehnung in Phase II größer. Dabei zeigte sich, dass eine höhere logarithmierte Steigung der Oberdehnung in Phase II zu einer Verringerung der Bruchlastwechselzahlen führte. Eine große logarithmierte Steigung der Oberdehnung in Phase II wurde daher mit einem erhöhten Schädigungszuwachs je Lastwechsel begründet. Ein durch die Lagerung und Prüfung unter Wasser erhöhter Wassergehalt im Betongefüge führte ebenfalls zu einer Erhöhung der logarithmierten Steigung der Oberdehnung in Phase II, ebenso wie eine Vergrößerung der Abmessung der Proben bei trocken gelagerten und geprüften Proben. Die trocken gelagerten und geprüften Proben mit 100 mm Durchmesser besaßen einen höheren Wassergehalt und

erwärmten sich im Vergleich zu den Proben mit einem Durchmesser von 60 mm stärker. Zusätzlich bildeten sich auch größere Temperaturgradienten zwischen der Probenmitte ($H/2$) und den Lasteinleitungsflächen aus. Der deutlich kleinere Ermüdungswiderstand dieser Proben kann auf gekoppelte Sekundäreffekte des Wassers und der Temperatur zurückgeführt werden. Unter Berücksichtigung der „Erwärmungsproblematik“ zeigten die Bruchlastwechselzahlen, dass der Einfluss des Wassers mit abnehmender bezogener Oberspannung S_O ansteigt. Die Unterschiede im Ermüdungswiderstand zwischen trocken gelagerten und geprüften und den unter Wasser gelagerten und geprüften Proben wurden mit sinkender bezogener Oberspannung S_O größer. Diese Beobachtung wurde mit einem stärkeren spannungsbedingten Schädigungszuwachs bei hoher bezogener Oberspannung, der den Wassereinfluss zunehmend überdeckt, begründet.

Die prozentuale Abnahme des Sekantenmoduls an den Phasenübergängen der Phase I/II und Phase II/III ergab für die unter Wasser gelagerten und geprüften und die trocken gelagerten und geprüften Proben eine ähnliche Größenordnung. Da die Lastwechselzahl innerhalb der einzelnen Phasen für die trocken gelagerten und geprüften Proben wesentlich größer war als für die unter Wasser gelagerten und geprüften, ist von einem beschleunigten Schädigungsfortschritt infolge der Prüfung und Lagerung unter Wasser auszugehen. Das zeigte sich auch bei der Auswertung der dissipierten Energie je Lastwechsel. Die dissipierte Energie je Lastwechsel erlaubt Rückschlüsse auf die Schädigungsentwicklung. Der Betrag der dissipierten Energie je Lastwechsel war für die unter Wasser gelagerten und geprüften Proben immer größer als für die trocken gelagerten und geprüften. Außerdem war die dissipierte Energie bei hoher bezogener Oberspannung S_O größer als bei niedriger. Anhand der Durchläuferversuche mit trocken gelagerten und geprüften Proben hat sich jedoch ein abweichendes Verhalten gezeigt. Hier stieg die dissipierte Energie zunächst an und fiel nach dem Überschreiten eines Maximums kontinuierlich ab. Nach der Auswertung der Restfestigkeit, des Elastizitätsmoduls und des Masseverlustes konnte dieses Verhalten auf den Wasserverlust während der Prüfung zurückgeführt werden.

Die Auswertung der Videoaufzeichnungen hat für die unter Wasser gelagerten und geprüften Proben ein abweichendes Versagensverhalten von dem in trockener Umgebung ergeben. Die unter Wasser gelagerten und geprüften Proben versagten mit einer Vorankündigung, die sich durch Rissbildungen und großflächige Ausbrüche zeigte. Die Vorankündigung war für die Proben mit einem Durchmesser von 100 mm unabhängig von der bezogenen Oberspannung S_O zu erkennen. Für die Proben mit 60 mm Durchmesser kam es lediglich bei einer bezogenen Oberspannung $S_O = 0,70$ zu einer solchen Vorankündigung. Die Ausbrüche hatten unabhängig von der Probengröße eine vergleichbare Dicke. Zusammen mit den deutlich höheren Bruchlast-

wechselzahlen der großen Proben wurde daraus abgeleitet, dass es sich bei diesem Versagensverhalten um einen Randzoneneffekt handelt, dessen Einfluss auf den Ermüdungswiderstand mit steigendem Probendurchmesser kleiner wird. Vergleichende Ermüdungsversuche mit wasserundurchlässig versiegelten Proben haben in diesem Zusammenhang gezeigt, dass der Wassereinfluss wesentlich auf den bereits vor Beginn der zyklischen Beanspruchung im Betongefüge vorhandenen Wassergehalt zurückzuführen ist. Die mittlere Bruchlastwechselzahl der unter Wasser gelagerten und versiegelt unter Wasser geprüften Proben war im Vergleich zu der der unter Wasser gelagerten und geprüften Proben nur um 8 % größer. Die trocken gelagerten und geprüften Proben erreichten hingegen einen um mindestens eine Zehnerpotenz höheren Ermüdungswiderstand als die unter Wasser gelagerten und unter Wasser versiegelt geprüften Proben.

Die mittleren Bruchlastwechselzahlen wurden im Zusammenhang mit Wöhlerlinien aus vorhandenen Regelwerken ausgewertet. Hier wurde festgestellt, dass der Ermüdungswiderstand des hochfesten Betons unter Wasser durch die vorhandenen Wöhlerlinien nicht ausreichend beschrieben wird. Die mittleren Bruchlastwechselzahlen der untersuchten Beanspruchungsniveaus unterschritten die in den Regelwerken angegebenen Wöhlerlinien deutlich. Auf Basis der im Rahmen dieser Arbeit generierten Ergebnisse und weiterer aus der Literatur wurde ein Vorschlag entwickelt, mit dem der Wassereinfluss in Regelwerken berücksichtigt werden könnte.

Die gewonnenen Erkenntnisse zum Ermüdungsverhalten von hochfestem Beton unter Wasser wurden in eine vorhandene Modellvorstellung zur Schädigungsentwicklung von druckschwellbeanspruchtem Beton in trockener Umgebung integriert. Weiterhin wurde ein Modell zur Quantifizierung des wasserinduzierten Schädigungsanteils auf den Ermüdungswiderstand von hochfestem Beton entwickelt, auf dessen Basis der steilere Verlauf von Wöhlerlinien für Beton unter Wasser begründet werden konnte.

Diese Arbeit hat gezeigt, dass ein relevanter Wassereinfluss auf den Ermüdungswiderstand von hochfestem Beton vorhanden ist. Dieser zeigte sich in Bezug auf den Ermüdungswiderstand. Die Wasserlagerung und die Prüfung unter Wasser stellten dabei die ungünstigste Umgebungsbedingung dar. Der Wassereinfluss zeigte sich anhand der Dehnungsentwicklung, des Sekantenmoduls und der dissipierten Energie. Damit widersprechen die Ergebnisse der vorliegenden Arbeit zum Teil Untersuchungen in der Literatur, die besagen, dass für hochfesten Beton kein wesentlicher Wassereinfluss vorhanden sei. Bei diesen Untersuchungen, die nur einen kleinen Probenumfang aufwiesen, ist jedoch zu beachten, dass der Ermüdungswiderstand der trocken gelagerten und geprüften Proben zum Teil ungewöhnlich klein war. In diesem Zusammenhang hat sich anhand der eigenen Untersuchungen gezeigt, dass

der Wassergehalt zu Beginn der Prüfung und das Oberflächen-zu-Volumenverhältnis der Proben einen wesentlichen Einfluss auf die Austrocknung und die Entwicklung von Temperaturgradienten während der zyklischen Beanspruchung haben. Eine verminderte Austrocknung und dadurch bedingt größere Temperaturgradienten wirkten sich bei den Ermüdungsversuchen mit trocken gelagerten und geprüften Proben reduzierend auf den Ermüdungswiderstand aus. Es ergaben sich Hinweise, dass der festgestellte Wassereinfluss in den eigenen Untersuchungen auf einen schädigenden Wasserdruck in den Gelporen des Zementsteins zurückgeführt werden kann. Es wurde angenommen, dass das in den Gelporen vorhandene Wasser infolge der äußeren Druckschwellbeanspruchung nicht umgelagert werden konnte und es zu zusätzlichen Zugspannungen im Zementstein, die dessen Ermüdungswiderstand herabsetzen, kam. Im Vergleich zu den Ermüdungsversuchen mit trocken gelagerten und geprüften Proben kam es somit zu zusätzlichen wasserinduzierten Schädigungen, wodurch der Grenzwert der Gesamtschädigung in einer kleineren Anzahl von Lastwechsel erreicht wurde.

Ein Wassereinfluss und zusätzliche Temperaturspannungen könnten auch eine mögliche Erklärung für einen relativ kleinen Ermüdungswiderstand von trocken gelagerten und geprüften hochfesten Betonproben in der Literatur sein. Die Ergebnisse der vorliegenden Arbeit haben gezeigt, dass bei der Planung und Durchführung künftiger Ermüdungsuntersuchungen generell eine Berücksichtigung des Feuchtezustands und der Austrocknung erfolgen sollte. Weiterhin sollte die Beurteilung bzw. die Neubewertung des Ermüdungswiderstands von in der Literatur dokumentierten Ergebnissen ebenfalls unter Berücksichtigung des Feuchtezustands und einer möglichen Austrocknung erfolgen.

Abschließend konnte gezeigt werden, dass die dissipierte Energie pro Lastwechsel als Kenngröße zur Beschreibung der wasserinduzierten Schädigung geeignet ist. Der entwickelte Modellansatz auf Basis des wasserinduzierten Schädigungsanteils D_w ermöglicht eine Quantifizierung des Wassereinflusses auf das Ermüdungsverhalten von Beton ohne aufwendige Zusatzuntersuchungen. Zusätzlich konnte exemplarisch gezeigt werden, dass dieser Modellansatz auch eine gute Abschätzung des Ermüdungswiderstands in trockener Umgebung für Ermüdungsversuche mit Proben aus einem höherfesten Normalbeton und für beliebige Lastwechselbereiche in der Phase der konstanten Steigung der dissipierten Energie liefert.

Es bleibt festzuhalten, dass die Problematik eines Porenwasserdruckes vor allem für hochfeste und ultra-hochfeste Betone sowie Vergussmörtel/-betone von besonderer Bedeutung ist. Diese besitzen hohe Zementstein- und Feinstoffgehalte, eine niedrige Porosität und kleine Luftporengehalte. Das Gefüge dieser Betone ist somit sehr dicht, sodass das Wasser nur sehr langsam aus den Gelporen entweichen kann. Bei die-

sen Materialien besteht daher ein größeres Potential für schädigende Porenwasserdrücke als bei Normalbeton.

8.2 Ausblick

Im Rahmen dieser Arbeit wurde das Ermüdungsverhalten unter Wasser für einen hochfesten Beton untersucht. Die Ergebnisse belegen, dass der Wassereinfluss den Ermüdungswiderstand solcher Betone wesentlich reduziert. Weiterhin hat sich gezeigt, dass das methodische Vorgehen, den Wassereinfluss für einzelne Dehnungsanteile getrennt zu betrachten, zielführend ist, um die unterschiedlichen Mechanismen besser zu verstehen. Die erstmalige Betrachtung des Dehnungsanteils infolge Trocknungsschwinden bei erhöhter Temperatur in trockener Umgebung hat sich ebenfalls als zielführend erwiesen. Die getroffenen Annahmen stellen eine starke Vereinfachung der realen Bedingungen im Ermüdungsversuch dar, können jedoch als Schritt in die richtige Richtung gewertet werden. In weiteren Untersuchungen sollte eine genauere Analyse der Erwärmung und der Austrocknung erfolgen, um den Anteil des Trocknungsschwindens infolge der Erwärmung während der zyklischen Beanspruchung noch besser abschätzen zu können. Als ursächlich für den deutlich kleineren Ermüdungswiderstand unter Wasser konnte eine erhöhte Schädigung je Lastwechsel identifiziert werden. Die erhöhte Schädigung unter Wasser wurde auf einen Porenwasserdruck im Zementstein zurückgeführt. Dem Nachweis eines schädigenden Porenwasserdruckes kommt zukünftig eine besondere Bedeutung zu. An die zu verwendende Messtechnik werden hinsichtlich der Sensorgröße, der Robustheit und der zu messenden Drücke große Anforderungen gestellt. Möglicherweise könnten hier Sensoren aus der Medizintechnik Verwendung finden. Sollte ein Nachweis des Porendruckes mittelfristig nicht gelingen, kann es auf Basis der Erkenntnisse dieser Arbeit zielführend sein, zusätzliche Luftporen als Expansionsraum in das Gefüge einzubringen oder Proben mit bestimmten Wassergehalten zu konditionieren, um so den Porenwasserdruck zu kontrollieren. Überprüft werden sollte im Zusammenhang mit dem Porenwasserdruck auch, ob ein kritischer Wassergehalt sowie ein Grenzwert der Beanspruchungsfrequenz existieren, unterhalb derer es nicht mehr zu einer erhöhten Schädigung durch das Wasser kommt. Inwieweit die Ergebnisse für andere Betone oder für Beton allgemein gelten, sollte ebenfalls überprüft werden.

Es ist auch zu klären, wo die wasserinduzierten Mechanismen wirken. Möglich ist, dass sie vorwiegend in der Randzone oder in der Rand- und Kernzone der Proben wirksam werden. In diesem Zusammenhang sollten Untersuchungen zum Wasserprofil innerhalb des Betonquerschnitts erfolgen. Hier könnte die Kernspinresonanzspektroskopie (NMR-Spektroskopie) eingesetzt werden. Das von der Versuchsdurchführung mit trocken gelagerten und geprüften Proben abweichende Schädigungsver-

halten im Ermüdungsversuch unter Wasser sollte mit Gefügeuntersuchungen zu verschiedenen Zeitpunkten im Ermüdungsversuch analysiert werden. Der Fokus sollte auf einer zusätzlichen Mikrorissbildung infolge des Porenwasserdruckes liegen. Die Computertomographie wäre in diesem Fall ein geeignetes bildgebendes Verfahren für die Auswertung.

Für die Weiterentwicklung von Bemessungsmodellen für die Ermüdungsbemessung unter Wasser werden weitere Ermüdungsversuche benötigt. Dabei sollten Untersuchungen mit höheren bezogenen Unterspannungen und niedrigeren bezogenen Oberspannungen im „Very-high-cycle-fatigue-Bereich“ ($N > 10^7$) durchgeführt werden. Die bisherigen Untersuchungen wurden mit, im Vergleich zu realen Beanspruchungen im Bauwerk, hohen Spannungen durchgeführt. Auch sollten Ermüdungsversuche mit niedrigerer Beanspruchungsfrequenz, z. B. $f_p = 0,33$ Hz, durchgeführt werden, die typischerweise in der Realität zu erwarten sind. Das Ermüdungsverhalten von hochfesten Vergussmörteln und –betonen unter Wasser ist für die sichere Beurteilung des Ermüdungswiderstands dieser Materialien noch nicht ausreichend untersucht.

Der entwickelte Modellansatz zur Beschreibung und quantitativen Abschätzung des Wassereinflusses auf das Ermüdungsverhalten von Beton auf Basis des wasserinduzierten Schädigungsanteils sollte für weitere Betone überprüft werden.

Diese Arbeit hat gezeigt, dass trotz der gewonnenen Erkenntnisse noch ein erheblicher Forschungsbedarf besteht.

Literaturverzeichnis

- [01] Hartwig, U.; Mayer, T., Entwurfsaspekte bei Gründungen für Offshore-Windenergieanlagen. Bautechnik 89: (2012), Heft 3, S. 153–161.
- [02] Lang, M.; Bachmann, H., Gründung von Offshore-Windenergieanlagen aus filigranen Betonstrukturen unter besonderer Beachtung des Ermüdungsverhaltens von hochfesten Beton. Abschlussbericht ; Berichtszeitraum: 01.08.2007 - 31.07.2010. Züblin, Stuttgart: 2009.
- [03] Mor, A.; Hester, Weston, T.; Gerwick, B. C., Fatigue of submerged concrete under low-cycle, high-magnitude loads. Journal of Testing and Evaluation, Volume 17, Issue 3: (1989), S. 157–166.
- [04] Brosge, S., Dissertation: Beitrag zur Ermüdungsfestigkeit von hochfestem Beton. Leipzig: 2001.
- [05] Sørensen, E. V.; Westhof, L.; Yde, E.; Serednicki, A., Fatigue life of high performance grout in dry and wet environment for wind turbine grouted connections. Poster session presented at EWEA OFFSHORE. Amsterdam: 2011.
- [06] Gerwick, C. B.; Venuti, J. W., High-and-low-cycle fatigue behaviour of prestressed concrete in offshore structures, Eleventh annual offshore technology conference. Society of Petroleum Engineers Journal: (1980), S. 304–310.
- [07] Nishiyama, M.; Muguruma, H.; Watanabe, F., On the low-cycle fatigue behaviours of concrete and concrete members under submerged condition, Utilization of high strength concrete, Proceedings. Trondheim: 1987.
- [08] Muguruma, H., Study on the low cycle fatigue behaviour of concrete members under submerged condition. Proceedings of the 26th Japan congress on materials research: (1983), S. 181–185.
- [09] Muguruma, H.; Watanabe, F., On the low-cycle compressive fatigue behaviour of concrete under submerged condition, Proceedings of the 26th Japan congress on materials research: (1984), S. 219–224.
- [10] Nygard, K.; Petković, G.; Rosseland, S.; Stemland, H., High strength concrete. The influence of moisture conditions on the fatigue strength of concrete. STF-70, A-92127. SINTEF, Trondheim: 1992.
- [11] Onoue, K.; Matsushita, H., Reduction mechanisms of fatigue strength of concrete under compression due to permeation of liquids: 2012.

- [12] Grübl, P.; Weigler, H.; Karl, S., Beton: Arten, Herstellung und Eigenschaften, 2nd Edition. Ernst & Sohn, Berlin: 2001.
- [13] Dahms, J., Einfluß der Eigenfeuchtigkeit auf die Druckfestigkeit des Betons. *etom*: (1968), Bericht 68, S. 361–365.
- [14] Wesche, K.; Krause, K., Der Einfluß der Belastungsgeschwindigkeit auf Druckfestigkeit und Elastizitätsmodul von Beton. *Materialprüfung* 14 (7): (1972), S. 212–218.
- [15] Deutsches Institut für Normung e.V: DIN EN 12390-2/A20: 2015-12, Prüfung von Festbeton – Teil 2: Herstellung und Lagerung von Probekörpern für Festigkeitsprüfungen.
- [16] Kleinlogel, A.; Walz, K.; Vierheller, H., Einflüsse auf Beton und Stahlbeton. Die chemischen, mechanischen und sonstigen Einwirkungen auf Beton und Stahlbeton, sowie die Beeinflussung der zugehörigen Eigenschaften ; ein Auskunfts- buch für die Praxis. Ernst & Sohn, Berlin: 1950.
- [17] Ross, C. A.; David, M. J.; Joseph W., T.; Mary L., H., Moisture and strain rate effects on concrete strength. *Materials Journal* 93 (3) 1996, S. 293–300.
- [18] Nöldgen, M., Modellierung von ultrahochfestem Beton (UHPC) unter Impaktbelastung. Auslegung eines Hochhauskerns gegen Flugzeuganprall, Diss. Schriftenreihe Baustoffe und Massivbau, Heft 14. Kassel Univ. Press, Kassel: 2009.
- [19] Stefan, J., Versuche über die scheinbare Adhäsion, Sitzungsberichte der kaiserlichen Akademie der Wissenschaften. Mathematisch-naturwissenschaftliche Classe, 69. Band (1874). 713-735. Wien: 1875.
- [20] Wesche, K. (Hrsg.), Baustoffe für tragende Bauteile, Band 2. Beton, Mauerwerk (Nichtmetallische-anorganische Stoffe): Herstellung, Eigenschaften, Verwendung, Dauerhaftigkeit. Vieweg+Teubner Verlag, Wiesbaden, Berlin: 1993.
- [21] Budelmann, H., Zum Einfluß erhöhter Temperatur auf Festigkeit und Verformung von Beton mit unterschiedlichen Feuchtegehalten. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, Heft 76. Braunschweig: 1987.
- [22] Winkler, H. (Hrsg.), Über mechanische Eigenschaften von normalfestem und hochfestem Beton unter besonderer Berücksichtigung des Elastizitätsmoduls, Forschungsbericht 288. Berlin: 2010.

- [23] Erfurt, W., Erfassung von Gefügeveränderungen in Beton durch Anwendung zerstörungsfreier Prüfverfahren zur Einschätzung der Dauerhaftigkeit, Dissertation. Bauhaus-Universität Weimar, Weimar: 2002.
- [24] Schwiete, H.-E.; Ludwig, U.; Lühr, H.-P., Resonanzfrequenzmessungen an in Wasser und aggressiven Lösungen gelagerten Mörtelprismen. Forschungsberichte des Landes Nordrhein-Westfalen, Heft 1720. VS Verlag für Sozialwissenschaften, Wiesbaden, s.l.: 1967.
- [25] Lang Sensorik GmbH, Bedienungsanleitung - RA 100 Concrete (V3.3).
- [26] Dieterle, R., Modelle für das Dämpfungsverhalten von schwingenden Stahlbetonträgern im ungerissenen und gerissenen Zustand. Institut für Baustatik und Konstruktion ETH Zürich, Heft 111. Birkhäuser Basel, Basel: 1981.
- [27] Teichen, K.-T., Über die innere Dämpfung von Beton, Otto-Graf-Institut, Amtliche Forschungs- und Materialprüfungsanstalt für das Bauwesen. Heft 38. Stuttgart: 1968.
- [28] Anders, I., Stoffgesetz zur Beschreibung des Kriech- und Relaxationsverhaltens junger normal- und hochfester Betone. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 624. Beuth Verlag GmbH, Berlin: 2017.
- [29] Müller, H. S., Pristl, S., Creep and shrinkage of concrete at variable ambient conditions. RILEM Proceedings, Heft 22. E & FN Spon, London, New York: 1993.
- [30] Oneschkow, N.; von der Haar, C.; Hümme, J.; Otto, C.; Lohaus, L.; Marx, S., Zum Ermüdungsnachweis von druckschwellbeanspruchtem Beton. Materialverhalten, Modellbildung, Bemessung, veröffentlicht in: Bergmeister, F.; Fingerloos, F.; Wörner, J.-D. (Hrsg.): Betonkalender 2018: Schwerpunkte: Bautenschutz, Brandschutz, Band 2. Ernst & Sohn.
- [31] van Leeuwen, J.; Siemes, A. J. M., Miner's rule with respect to plain concrete, Forschungsbericht. Heron, Delft: 1979.
- [32] Hohberg, R., Dissertation: Zum Ermüdungsverhalten von Beton. Fakultät VI Bauingenieurwesen und Angewandete Geowissenschaften, Berlin: 2004.
- [33] Hümme, J.; Elsmeier, K.; Lohaus, L., Influence of the Load Frequency in dry and submerged Conditions on the Fatigue Behaviour of High-Strength Concrete, Proceedings of HiPerMat 2016 4th, International Symposium on Ultra-High Performance Concrete and High Performance Materials. Kassel: 2016.

- [34] CEB – Comité Euro-international du Béton, Bulletin d'Information. Model Code 1990. No. 213/214. Thomas Telford Ltd., London: 1993.
- [35] Deutsches Institut für Normung e.V: DIN EN 1992-2: 2010-12, Eurocode 2 - Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerke.
- [36] Oneschkow, N., Analyse des Ermüdungsverhaltens von Beton anhand der Dehnungsentwicklung. Dissertation. Berichte aus dem Institut für Baustoffe, Heft 13, Leibniz Universität Hannover, Hannover: 2014.
- [37] Schneider, S.; Vöcker, D.; Marx, S., Zum Einfluss der Belastungsfrequenz und der Spannungsgeschwindigkeit auf die Ermüdungsfestigkeit von Beton. Beton- und Stahlbetonbau 2012, Heft 12, S. 836–845.
- [38] König, G.; Danielewicz, I., Ermüdungsfestigkeit von Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen mit Erläuterungen zu den Nachweisen gemäß CEB-FIP Model Code 1990. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 439. Beuth, Berlin: 1994.
- [39] Ohgishi, S.; Ono, H.; Tanahashi, I., Influence of surface tension of several kinds of impregnated liquids on the strength and Young's modulus of cement mortar. Fracture mechanics of concrete: (1986), S. 215–218.
- [40] Pesch, A., Dissertation: Ein Beitrag zum zeitabhängigen Verhalten von hochfestem Beton und hochfestem Mörtel. Darmstadt: 1997.
- [41] Waagaard, K., Experimental investigation on the fatigue strength of offshore concrete structures, Offshore operations Symposium: 1986.
- [42] Waagaard, K., Fatigue strength evaluation of offshore concrete structures. IAB-SE proceedings: (1982), S. 373–397.
- [43] Waagaard, K., Fatigue of offshore concrete structures - design and experimental investigations, 9th Annual OTC (offshore technology conference): (1977), S. 341–349.
- [44] Paterson, W. S., Fatigue of reinforced concrete in sea water. American Concrete Institute: 1980.
- [45] Hümme, J., Fatigue Behaviour of High-Strength Grouting Concrete Tested Under Water, in Concrete - Innovation and Design. Proceedings of fib Symposium, 18.-20.05.2015, S. 327–328, Heft 2015. Copenhagen: 2015.
- [46] Hümme, J.; Lohaus, L., Fatigue behaviour of high-strength grout in dry and wet environment. Proceedings of the International Wind Engineering Conference IWEC. Hannover: 2014.

- [47] Sparks, P. R.; Menzies, J. B., The effect of rate of loading upon the static and fatigue strengths of plain concrete in compression. Magazine of concrete research: (1973), Vol. 25, Issue 83.
- [48] Murdock, J. W., The mechanism of fatigue failure in concrete, Phd-Thesis. Illinois: 1960.
- [49] Neville, A. M., Properties of concrete. Pearson Education, Harlow [etc.]: 2011.
- [50] Luz, E., Gedämpfte Schwingungen kontinuierlicher Gebilde bei Annahme eines nichtlinearen viskoelastischen Stoffgesetzes, Diss. Stuttgart: 1996.
- [51] Pfanner, D., Zur Degradation von Stahlbetonbauteilen unter Ermüdungsbeanspruchung, Zugl.: Bochum, Ruhr-Universität, Diss., 2002. Technisch-wissenschaftliche Mitteilungen, Heft 189. VDI-Verl., Düsseldorf: 2003.
- [52] Thiele, M., Experimentelle Untersuchung und Analyse der Schädigungsevolution in Beton unter hochzyklischen Ermüdungsbeanspruchungen. BAM-Dissertationsreihe, Band 140. Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung (BAM), Berlin: 2016.
- [53] Schwabach, E., Verformungs- und Degradationsverhalten von niederzyklisch uniaxial druckbeanspruchten Beton, Diss. Weimar: 2005.
- [54] Hori, M., The strength of cement based materials from the viewpoint of surface energy. J Ceram Assoc Jpn: 1962.
- [55] Matsushita, H.; Onoue, K., Influence of Surface Energy on Compressive Strength of Concrete under Static and Dynamic Loading. Journal of Advanced Concrete Technology: (2006), Vol. 4, No. 3, S. 409–421.
- [56] Marx, S.; Hansen, M.; Haar, von der, Christoph; Diederley, J.; Lohaus, L.; Hümme, J., Entwicklung und versuchstechnische Erprobung von ermüdungsfesten Gründungskonstruktionen aus Beton für Offshore-Windenergieanlagen - ProBeton. Forschungsprojekt : Schlussbericht. Leibniz Universität Hannover Institut für Massivbau, Hannover: 2017-04.
- [57] Manns, W., Elastizitätsmodul von Zementstein und Beton, Betontechnische Berichte. Beton-Verlag, Düsseldorf: 1971.
- [58] Deutsches Institut für Normung e.V: DIN EN 12350-5: 2009-08, Prüfung von Frischbeton – Teil 5: Ausbreitmaß.
- [59] Deutsches Institut für Normung e.V: DIN EN 12350-7: 2009-08, Prüfung von Frischbeton – Teil 7: Luftgehalt - Druckverfahren;

- [60] Deutsches Institut für Normung e.V: DIN EN 12390-2: 2009-08, Prüfung von Festbeton – Prüfung von Festbeton – Teil 2: Herstellung und Lagerung von Probekörpern für Festigkeitsprüfungen.
- [61] Deutsches Institut für Normung e.V: DIN EN 206: 2014-07, Beton - Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität.
- [62] ASTM International, ASTM E1876-15: Test Method for Dynamic Young's Modulus, Shear Modulus, and Poisson's Ratio by Impulse Excitation of Vibration. West Conshohocken: 2015.
- [63] Deutsches Institut für Normung e.V: DIN EN 12390-3: 2009-07, Prüfung von Festbeton – Teil 3: Druckfestigkeit von Probekörpern.
- [64] Deutsches Institut für Normung e.V: DIN 1048-5: 1991-06, Prüfverfahren für Beton - Festbeton, gesondert hergestellte Probekörper.
- [65] von der Haar, C., Ein mechanisch basiertes Dehnungsmodell für ermüdungsbeanspruchten Beton. Dissertation. Fakultät für Bauingenieurwesen und Geodäsie, Leibniz Universität Hannover, Hannover: 2016.
- [66] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Prüfung von Beton, Empfehlungen und Hinweise als Ergänzung zu DIN 1048.
- [67] Deutsches Institut für Normung e.V: DIN EN ISO 7500-1: 2016-05, Metallische Werkstoffe –Kalibrierung und Überprüfung von statischen einachsigen Prüfmaschinen-Teil 1: Zug- und Druckprüfmaschinen – Kalibrierung und Überprüfung der Kraftmesseinrichtung.
- [68] Deutsches Institut für Normung e.V: DIN EN ISO 9513: 2013-05, Metallische Werkstoffe – Kalibrierung von Längenänderungsmesseinrichtungen für die Prüfung mit einachsiger Beanspruchung.
- [69] Elsmeyer, K.; Hümme, J.; Oneschkow, N.; Lohaus, L., Prüftechnische Einflüsse auf das Ermüdungsverhalten hochfester feinkörniger Vergussbetone. Beton- und Stahlbetonbau 111: (2016), Heft 4, S. 233–240.
- [70] von der Haar, C.; Hümme, J.; Marx, S.; Lohaus, L., Untersuchungen zum Ermüdungsverhalten eines höherfesten Normalbetons. Beton- und Stahlbetonbau 110, Heft 10: (2015), S. 699–709.
- [71] Deutsches Institut für Normung e.V: DIN 50100: 2016-12, Schwingfestigkeitsversuch – Durchführung und Auswertung von zyklischen Versuchen mit konstanter Lastamplitude für metallische Werkstoffproben und Bauteile.

- [72] Wefer, M., Materialverhalten und Bemessungswerte von ultrahochfestem Beton unter einaxialer Ermüdungsbeanspruchung, Diss. Berichte aus dem Institut für Baustoffe, Leibniz Universität Hannover, Heft 7. IfB, Hannover: 2010.
- [73] Evonik Industries AG, Arcylic Polymers, Pelxiglas.
<http://www.plexiglas.de/sites/lists/PM/DocumentsAP/211-1-PLEXIGLAS-GS-XT-de.pdf>.
- [74] Abrams Engineering Services GmbH & Co. KG, ABRAMS PREMIUM STAHL.
<http://www.premium-stahl.de/images/filedownloads/de/datenblaetter/1.2842.pdf>.
- [75] Drake, K.-H., Berechnung der mittleren Probekörpertemperatur zylindrischer Betonproben, Institutsinterner Forschungsbericht. Hannover: 2017.
- [76] Holmen, J. O., Fatigue of concrete by constant and variable amplitude loading. The Norwegian Institute of Technology, University of Trondheim: 1979.
- [77] Deutsches Institut für Normung e.V: DIN EN 1992-1-1: 2011-01, Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau.
- [78] Adam, T., Ein Modell zur Beschreibung der Hydratation von Beton in Abhängigkeit vom Feuchtegehalt, Dissertation. Fachbereich Bauingenieurwesen der Technischen Universität Darmstadt, Darmstadt: 2006.
- [79] Kern, R., Der Einfluß der Austrocknung auf die Wasserbindung und Eigenschaften des Betons, Diss. Darmstadt: 1998.
- [80] Stark, J.; Möser, B.; Bellmann, F., Ein neues Modell der Zementhydratation, Proceedings „15. Internationale Baustofftagung ibausil“, S. 1.
- [81] Hümme, J., Ermüdungsuntersuchungen an einem hochfesten Vergussmörtel unter Wasser, Institutsinterner Forschungsbericht. Hannover: 2015.
- [82] Elsmeyer, K., Einfluss der Probekörperwärmung auf den Ermüdungswiderstand von Beton, Dissertation, Schriftenreihe des Instituts für Baustoffe. Leibniz Universität Hannover, Intitut für Baustoffe: 2018.
- [83] Schneider, S.; Hümme, J.; Marx, S.; Lohaus, L., Untersuchungen zum Einfluss der Probekörpergröße auf den Ermüdungswiderstand von hochfestem Beton. Beton- und Stahlbetonbau 113, Heft 1: (2018), S. 58–67.
- [84] Fédération internationale du béton, fib Model Code for concrete structures 2010. Ernst & Sohn, Berlin: 2013.

- [85] Klausen, D., Festigkeit und Schädigung von Beton bei häufig wiederholter Beanspruchung, Diss. Darmstadt: 1978.
- [86] Weigler, H.; Rings, K.-H., Unbewehrter und bewehrter Beton unter häufig wiederholter Wechselbeanspruchung. Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Heft 383. Verlag für Architektur und technische Wissenschaften Ernst & Sohn, Berlin: 1987.
- [87] Zhao, G. – Y.; Wu, P. – G.; Bai, L. – M., Research on fatigue behavior of high-strength concrete under compressive cyclic loading, Proceedings of the 4th International Symposium on Utilization of High-strength/High-performance concrete: (1996), S. 757–764.
- [88] Medeiros, A.; Zhang, X. X.; Ruiz, G., Frequency effect on the compressive fatigue behaviour of plain and fiber-reinforced concretes. VIII International Conference on Fracture Mechanics of Concrete and Concrete Structures FraMCoS-8: (2013), S. 815–823.
- [89] Petković, G.; Stemland, H.; Rosseland, S., High strength concrete SP 3 - Fatigue. Fatigue of High Strength Concrete, Report 3.2. Trondheim: 1992.
- [90] Petković, G., Properties of concrete related to fatigue damage with emphasis on high strength concrete. Dissertation. Trondheim: 1991.
- [91] Do, M.; Chaallal, O.; Aïtcin, P., Fatigue Behavior of High-Performance Concrete. Journal of Materials in Civil Engineering: (1993), Vol. 5, No. 1,
- [92] Späth; Wilhelm, Physik der mechanischen Werkstoffprüfung. Springer Berlin Heidelberg, Berlin, Heidelberg: 1938.
- [93] Palmgren, A., Die Lebensdauer von Kugellagern. Zeitschrift des VDI 68: (1924), Heft 14, S. 339–341.
- [94] Miner, M. A., Cumulative Damage in Fatigue Vol. 12, Nr. 3: (1945), S. 159–164.

Abbildungsverzeichnis

Abbildung 1.1:	Entwurf eines Schwerkrafftfundaments (links) aus [1] und einer aufgelösten Fachwerkstruktur (rechts) aus hochfestem Beton aus [2].....	1
Abbildung 2.1:	Druckfestigkeit in Abhängigkeit der Betonfeuchte und der Dehnrate [17].....	8
Abbildung 2.2:	Schematische Darstellung des Abklingens der Resonanzschwingung [25] (links), Grundlage für die Berechnung des logarithmischen Dekrements Λ aus [24] (rechts).....	11
Abbildung 2.3:	Ermüdungswiderstand von Normalbeton in Abhängigkeit des Feuchtezustands [8].....	16
Abbildung 2.4:	Ermüdungswiderstand von hochfestem Beton in Abhängigkeit des w/z-Werts und des Feuchtezustands [9].....	17
Abbildung 2.5:	Mittlere Bruchlastwechselzahlen in Abhängigkeit der Betonart und der Konditionierungsart [10].....	19
Abbildung 2.6:	Bruchlastwechselzahlen in Abhängigkeit der Betondruckfestigkeit und der Probenlagerung (trocken, unter Wasser) [32].....	21
Abbildung 2.7:	Regressionsgeraden auf Basis der logarithmierten Bruchlastwechselzahlen von Hohberg [32].....	22
Abbildung 2.8:	Mittlere Bruchlastwechselzahlen eines höherfesten Normalbetons und eines hochfesten Betons [33].....	23
Abbildung 2.9:	Mittlere Bruchlastwechselzahlen eines hochfesten Betons in Abhängigkeit der Konditionierungsart und der Probengröße [10].....	24
Abbildung 2.10:	Bruchlastwechselzahlen unter Wasser gelagerter und geprüfter Normalbetonproben in Abhängigkeit der Beanspruchungsfrequenz f_p [31].....	25
Abbildung 2.11:	Bruchlastwechselzahlen in Abhängigkeit der Betondruckfestigkeit, der Beanspruchungsfrequenz und der Lagerungsart [32].....	27
Abbildung 2.12:	Mittlere Bruchlastwechselzahlen in Abhängigkeit des Spannungsverhältnisses R [31].....	29
Abbildung 2.13:	Druckfestigkeit unter monoton steigender Beanspruchung in Abhängigkeit der Oberflächenspannung der eindringenden Flüssigkeit aus [11].....	30
Abbildung 2.14:	Regressionsgeraden der logarithmierten Bruchlastwechselzahlen in Abhängigkeit der Oberflächenspannung des Prüfmediums aus [11].....	31
Abbildung 2.15:	Porenwasserdruckmodell für zyklisch belasteten Beton aus [4].....	33
Abbildung 2.16:	Wassertransport im Riss infolge Öffnen und Schließen des Risses aus [42].....	34
Abbildung 2.17:	„Nebelschwaden“ infolge eines Partikeltransports, hervorgerufen durch Wasserströmungen in Rissen bei zyklischer Beanspruchung aus [45].....	35
Abbildung 2.18:	Abplatzung eines Feinmörtelplättchens nach ca. 30 % (links) und großflächige Ausbrüche nach ca. 95 % der Bruchlastwechselzahl am Probenrand ($H/D = 180 \text{ mm}/60 \text{ mm}$) (Mitte und rechts) aus [45].....	36
Abbildung 2.19:	Dehnungsentwicklung eines normalfesten Betons in trockener Umgebung und unter Wasser aus [8].....	37

Abbildung 2.20: Spannungs-Dehnungsbeziehung eines normalfesten Betons im Ermüdungsversuch in trockener Umgebung (links) und unter Wasser (rechts) aus [8]	38
Abbildung 2.21: Spannungs-Dehnungsbeziehung für hochfesten Beton im Ermüdungsversuch in trockener Umgebung (links) und unter Wasser (rechts) aus [9]	38
Abbildung 2.22: Ergebnisse einer Schallemissionsanalyse aus [9]	39
Abbildung 2.23: Entwicklung der Längs- (longitudinal) und Querdehnung (transversal) in Abhängigkeit der Lagerungs- und Prüfumgebung aus [10]	40
Abbildung 2.24: Dehnrate in Abhängigkeit der logarithmierten Bruchlastwechsel und der Prüflösung in der die Proben aus hochfestem Beton gelagert und geprüft wurden aus [11]	42
Abbildung 2.25: Spannungs-Dehnungsdiagramm (Hysteresisschleife) aus [27]	44
Abbildung 2.26: Hypothese gleicher infolge Schädigung dissipierter Energie bei zyklischer und monoton steigender Beanspruchung aus [51]	45
Abbildung 2.27: Aufteilung der Gesamtenergie für zyklisch belasteten Beton aus [53]	46
Abbildung 2.28: Definition der Energieanteile in der Spannungs-Dehnungsbeziehung für zyklisch belasteten HPC aus [11] (links), dissipierte Energie je Lastwechsel aus [11] (rechts)	47
Abbildung 2.29: Darstellung der Energieanteile $w_{f,d}$ und $w_{f,d2}$ aus [52]	49
Abbildung 2.30: Vergleich der gemittelten Energieanteile aus [52]	49
Abbildung 2.31: Vergleich der gemittelten Energieanteile in Abhängigkeit des Probendurchmessers aus [52]	50
Abbildung 3.1: PVC-Einmalschalung für die zylindrischen Proben, links H/D = 180 mm/60 mm, rechts H/D = 300 mm/100 mm	56
Abbildung 3.2: Schematische Darstellung der Messachsen der zylindrischen Probekörper	58
Abbildung 3.3: Überblick über die experimentellen Untersuchungen	60
Abbildung 3.4: Überblick über die Ermüdungsuntersuchungen und die Versuchsrandbedingungen	61
Abbildung 3.5: Spannungs-Zeit-Verlauf zur Bestimmung des statischen Elastizitätsmoduls [64]	62
Abbildung 3.6: Ablauf der Kriechuntersuchungen	63
Abbildung 3.7: Schematischer Kraft-Zeit-Verlauf	65
Abbildung 3.8: Probekörper zur Bestimmung des Trocknungsschwindmaßes (links), Probekörper mit aufgesetztem Setzdehnungsmesser (rechts)	66
Abbildung 3.9: 2,5 MN servohydraulische Universalprüfmaschine (links) und 5 MN servohydraulische Universalprüfmaschine (rechts)	67
Abbildung 3.10: Vier-Säulen Prüfrahen (drei Stück) für die Kriechversuche	68
Abbildung 3.11: Schematische Darstellung des Versuchsaufbaus zur Bestimmung der Druckfestigkeit und des Ermüdungswiderstands in trockener Umgebung und unter Wasser	69
Abbildung 3.12: Versuchsaufbau in der 2,5 MN servohydraulischen Universalprüfmaschine, Betonzyylinder H/D = 180 mm/60 mm	70
Abbildung 3.13: Versuchsaufbau für die Kriechversuche unter Wasser (links) und in trockener Umgebung (rechts)	71

Abbildung 3.14:	Versuchsaufbau zur Bestimmung des statischen Elastizitätsmoduls	72
Abbildung 3.15:	Schematische Darstellung des Einschwingvorgangs.....	73
Abbildung 3.16:	Definition der Ermüdungsbruchdehnung (schematisch)	75
Abbildung 3.17:	Schematische Darstellung der Wirkrichtung der Temperaturdehnung	76
Abbildung 4.1:	Massenentwicklung (links) und Resonanzfrequenzentwicklung (rechts) in Abhängigkeit des Probenalters.....	79
Abbildung 4.2:	Exemplarischer Auszug einer Resonanzkurve einer im Klimaraum gelagerten Probe (links) und einer unter Wasser gelagerten Probe (rechts).....	80
Abbildung 4.3:	Vergleich des mittleren dynamischen Elastizitätsmoduls in Abhängigkeit der Charge, Probengröße und Lagerungsart	81
Abbildung 4.4:	Spannungs-Dehnungslinie statischer Elastizitätsmodul.....	82
Abbildung 4.5:	Spannungs-Dehnungslinien der Proben mit H/D = 180 mm/60 mm aus Charge A und B	84
Abbildung 4.6:	Spannungs-Dehnungslinien der Proben aus Charge D	85
Abbildung 4.7:	Spannungs-Dehnungslinien der Proben aus Charge E	86
Abbildung 4.8:	Spannungs-Dehnungslinien der Proben aus Charge F	87
Abbildung 5.1:	Schematische Darstellung der Dehnungsanteile im Kriechversuch	93
Abbildung 5.2:	Mittelwertlinien der Kriechdehnung für das erste Kriechniveau	93
Abbildung 5.3:	Mittelwertlinien der Kriechdehnung für das zweite Kriechniveau	95
Abbildung 5.4:	Mittelwertlinien der Kriechdehnung für das dritte Kriechniveau	96
Abbildung 5.5:	Mittelwertlinien der Kriechdehnung für das vierte Kriechniveau.....	97
Abbildung 5.6:	Spannungs-Dehnungslinien der Proben zur Bestimmung der Referenzdruckfestigkeit f_{cm} (links), der trocken gelagerten und geprüften Kriechproben, der Schwindprobe und der unter Wasser gelagerten und geprüften Kriechproben nach den Kriechuntersuchungen (rechts)	101
Abbildung 6.1:	Logarithmierte Bruchlastwechselzahlen in Abhängigkeit der bezogenen Oberspannung für die Proben mit einem Durchmesser von 60 mm	105
Abbildung 6.2:	Logarithmierte Bruchlastwechselzahlen in Abhängigkeit der bezogenen Oberspannung für die Proben mit einem Durchmesser von 100 mm	107
Abbildung 6.3:	Mittelwertgeraden der logarithmierten Bruchlastwechselzahlen in Abhängigkeit des Probekörperdurchmessers für $S_0 = 0,80$	109
Abbildung 6.4:	Mittelwertgeraden der logarithmierten Bruchlastwechselzahlen in Abhängigkeit des Probekörperdurchmessers für $S_0 = 0,70$ für die eigenen Untersuchungen und aus [10].....	110
Abbildung 6.5:	Vergleich der Wassereindringfront beim Erreichen eines bestimmten Dehnungs- bzw. Schädigungszustands für eine hochfeste Vergussmörtelprobe (H/D = 180 mm/60 mm) [81], links, und eine Probe aus HPC mit D = 100 mm, rechts	111
Abbildung 6.6:	Temperaturerhöhung der trocken gelagerten und geprüften Proben infolge der zyklischen Beanspruchung aufgetragen über N (links) und N/N_f (rechts).....	113
Abbildung 6.7:	Exemplarischer Verlauf der Temperaturerhöhung in Probenmitte, oben und unten für eine trocken gelagerte und geprüfte Proben mit D = 60 mm	114

Abbildung 6.8:	Exemplarischer Verlauf der Temperaturerhöhung in Probenmitte, oben und unten für eine trocken gelagerte und geprüfte Probe mit $D = 100 \text{ mm}$	115
Abbildung 6.9:	Exemplarischer Verlauf der Temperaturerhöhung in Probenmitte, oben und unten für eine trocken gelagerte und geprüfte Probe bei $S_O = 0,65$..	116
Abbildung 6.10:	Verläufe des Trocknungsschwindens und des Masseverlustes bei erhöhter Temperatur	119
Abbildung 6.11:	Versiegelter Probekörper in der Ansicht, links und in der Draufsicht, rechts	121
Abbildung 6.12:	Einfluss der Versiegelung im Vergleich zu nicht versiegelten Probekörpern ($\log N_m$) und Wöhlerlinie nach Model Code 2010	122
Abbildung 6.13:	Einzelwerte der logarithmierten Bruchlastwechselzahl der unter Wasser gelagerten und geprüften Proben und die Regressionsgeraden für die Proben mit $H/D = 180 \text{ mm}/60 \text{ mm}$, $300 \text{ mm}/100 \text{ mm}$	127
Abbildung 6.14:	Versuchsergebnisse unter Wasser und Wöhlerlinien nach [84] und [35] .	128
Abbildung 6.15:	Gerade durch die Punkte P_1 und P_2 und mit $\alpha_w = 0,75$ abgeminderte Wöhlerlinien nach [84] und [35]	129
Abbildung 6.16:	Schematische Darstellung der Kameraanordnung	130
Abbildung 6.17:	Rasterteilung der Seitenansicht für die Videoaufzeichnung	130
Abbildung 6.18:	Exemplarischer Vergleich zwischen einer bei $S_O = 0,70$ und $S_U = 0,05$ beanspruchten Probe ($H/D = 180 \text{ mm}/60 \text{ mm}$) kurz vor dem Ermüdungsbruch und der Schädigungsaktivität zu diesem Zeitpunkt (gerundet)	133
Abbildung 6.19:	Vergleich der sichtbaren Schädigung in Abhängigkeit der bezogenen Oberspannung unmittelbar vor dem Ermüdungsbruch, $H/D = 180 \text{ mm}/60 \text{ mm}$	134
Abbildung 6.20:	Vergleich der sichtbaren Schädigung in Abhängigkeit der bezogenen Oberspannung unmittelbar vor dem Ermüdungsbruch, $H/D = 300 \text{ mm}/100 \text{ mm}$	135
Abbildung 6.21:	Vergleich der sichtbaren Probenschädigung unmittelbar vor dem Ermüdungsbruch in Abhängigkeit der Probengröße bei $S_O = 0,70$, $S_U = 0,05$	136
Abbildung 6.22:	Sichtbare Risse auf der Probenoberfläche nach dem Ermüdungsversuch (links), davon ausgehende sichtbare Wassereindringfront in radialer Richtung (rechts) ($H/D = 300 \text{ mm}/100 \text{ mm}$, $S_O = 0,55$, $S_U = 0,05$)	136
Abbildung 6.23:	Schematische Darstellung der Dehnungsentwicklung infolge zyklischer Druckschwellbeanspruchung aus [36]	138
Abbildung 6.24:	Exemplarische Darstellung der Dehnungsentwicklung über die bezogene Bruchlastwechselzahl N/N_f (links) und die absolute Bruchlastwechselzahl (rechts)	139
Abbildung 6.25:	Dehnungsentwicklung der Proben mit $H/D = 180 \text{ mm}/60 \text{ mm}$ für $S_O = 0,80$ (links) und $S_O = 0,70$ (rechts)	141
Abbildung 6.26:	Mittelwerte der Oberdehnung und Unterdehnung im letzten vollständigen Lastwechsel, $H/D = 180 \text{ mm}/60 \text{ mm}$	142
Abbildung 6.27:	Dehnungsentwicklung der Proben mit $H/D = 300 \text{ mm}/100 \text{ mm}$ für $S_O = 0,80$ (links) und $S_O = 0,70$ (rechts)	144

Abbildung 6.28: Dehnungsentwicklung der Proben mit $H/D = 300 \text{ mm}/100 \text{ mm}$ für $S_O = 0,74$ (links) und $S_O = 0,65$ (rechts)	144
Abbildung 6.29: Oberdehnung und Unterdehnung im letzten vollständigen Lastwechsel, $H/D = 300 \text{ mm}/100 \text{ mm}$	146
Abbildung 6.30: Einzel- und Mittelwerte der logarithmierten Steigung der Oberdehnung in Phase II über $\log N$ für die Proben $H/D = 180 \text{ mm}/60 \text{ mm}$	152
Abbildung 6.31: Einzel- und Mittelwerte der logarithmierten Steigung der Oberdehnung in Phase II über $\log N$ für die Proben $H/D = 300 \text{ mm}/100 \text{ mm}$	155
Abbildung 6.32: Mittelwerte der logarithmierten Steigung der Oberdehnung in Phase II für die Proben $H/D = 180 \text{ mm}/60 \text{ mm}$, $300 \text{ mm}/100 \text{ mm}$ und Regressionsgerade	156
Abbildung 6.33: Verlauf des Sekantenmoduls der Proben mit $H/D = 180 \text{ mm}/60 \text{ mm}$ für $S_O = 0,80$ (links) und $S_O = 0,70$ (rechts)	159
Abbildung 6.34: Verlauf des Sekantenmoduls der Proben mit $H/D = 300 \text{ mm}/100 \text{ mm}$ für $S_O = 0,80$ (links) und $S_O = 0,70$ (rechts)	161
Abbildung 6.35: Verlauf des Sekantenmoduls der Proben mit $H/D = 300 \text{ mm}/100 \text{ mm}$ für $S_O = 0,74$ (links) und $S_O = 0,65$ (rechts)	162
Abbildung 6.36: Dehnungsanteile im Ermüdungsversuch nach dem additiven Dehnungsmodell aus [65].....	165
Abbildung 6.37: Gegenüberstellung der Messkurven des viskoelastischen Dehnungsanteils (ϵ_{v-el}) aus dem Rückkriechen mit dem dazugehörigen Kurvenfit.....	166
Abbildung 6.38: Gegenüberstellung der Messkurven des Trocknungsschwindens bei erhöhter Temperatur ($\epsilon_{s,t,\Delta T}$) mit dem dazugehörigen Kurvenfit.....	166
Abbildung 6.39: Dehnungsanteile für eine unter Wasser gelagerte und geprüfte Proben mit $H/D = 180 \text{ mm}/60 \text{ mm}$, links, und eine trocken gelagerte und geprüfte, rechts	167
Abbildung 6.40: Dehnungsanteile für eine unter Wasser gelagerte und geprüfte Proben mit $H/D = 300 \text{ mm}/100 \text{ mm}$, links und eine trocken gelagerte und geprüfte, rechts	167
Abbildung 6.41: Vergleich des schädigungsinduzierten Dehnungsanteils für trocken gelagerte und geprüfte und unter Wasser gelagerte und geprüfte Proben mit $H/D = 180 \text{ mm}/60 \text{ mm}$ und $300 \text{ mm}/100 \text{ mm}$	169
Abbildung 6.42: Hysteresisschleifen für $N_i = N^0$ (links) und $N_i = 500$ (rechts) bei $S_O = 0,70$ für eine trocken gelagerte und geprüfte und eine unter Wasser gelagerte und geprüfte Probe $H/D = 180 \text{ mm}/60 \text{ mm}$	171
Abbildung 6.43: Hysteresisschleifen für $N_i = 5.000$ (links) und $N_i = N^B$ (rechts) bei $S_O = 0,70$ für eine trocken gelagerte/geprüfte und eine unter Wasser gelagerte/geprüfte Probe mit $H/D = 180/ \text{ mm}60 \text{ mm}$	172
Abbildung 6.44: Hysteresisschleifen für $N_i = N^0$ (links) und $N_i = 500$ (rechts) bei $S_O = 0,70$ für eine trocken gelagerte/geprüfte und eine unter Wasser gelagerte/geprüfte Probe mit $H/D = 300 \text{ mm}/100 \text{ mm}$	173
Abbildung 6.45: Hysteresisschleifen für $N_i = 5.000$ (links) und $N_i = N^B$ (rechts) bei $S_O = 0,70$ für eine trocken gelagerte/geprüfte und eine unter Wasser gelagerte/geprüfte Probe $H/D = 300 \text{ mm}/100 \text{ mm}$	173
Abbildung 6.46: Belastungsäste (links) und Entlastungsäste (rechts) der Hysteresisschleifen für N^0 und N^B bei $S_O/S_U = 0,70/0,05$, $H/D = 180 \text{ mm}/60 \text{ mm}$	174

Abbildung 6.47:	Belastungsäste (links) und Entlastungsäste (rechts) der Hysteresisschleifen für N^0 und N^B bei $S_O/S_U = 0,70/0,05$, $H/D = 300 \text{ mm}/100 \text{ mm}$	175
Abbildung 6.48:	Dissipierte Energie für die Proben mit einem Durchmesser von 60 mm, bei $S_O = 0,80$, links, und bei $S_O = 0,70$, rechts.....	177
Abbildung 6.49:	Dissipierte Energie für die Proben mit einem Durchmesser von 100 mm, bei $S_O = 0,80$, links und bei $S_O = 0,70$, rechts	179
Abbildung 6.50:	Dissipierte Energie für die Proben mit einem Durchmesser von 100 mm, bei $S_O = 0,65$	180
Abbildung 6.51:	Dissipierte Energie für die trocken gelagerten und geprüften Proben mit einem Durchmesser von 100 mm bei $S_O = 0,65$ zusammen mit der Oberdehnung (links) und der mittleren Temperaturerhöhung (rechts)	181
Abbildung 6.52:	Exemplarische Darstellung der Energiedichte $w_{f,d}$ einer trocken gelagerten und geprüften Probe (D-73) mit $H/D = 180 \text{ mm}/60 \text{ mm}$ bei $S_O = 0,70$, links, messdatenbasiert, rechts, auf Basis der Extrapolation ..	184
Abbildung 6.53:	Exemplarische Darstellung der Energiedichte $w_{f,d}$ einer unter Wasser gelagerten und geprüften Probe (D-22) mit $H/D = 180 \text{ mm}/60 \text{ mm}$ bei $S_O = 0,70$, links, messdatenbasiert, rechts, auf Basis der Extrapolation ..	185
Abbildung 7.1:	Schematische Modellvorstellung zur Schädigungsentwicklung von druckschwellbeanspruchtem Beton in trockener Umgebung aus [52].....	192
Abbildung 7.2:	Schematische Darstellung zum wasserinduzierten Schädigungsanteil....	195
Abbildung 7.3:	Schematische Abbildung zur Bestimmung der logarithmierten Steigung der dissipierten Energie	197
Abbildung 7.4:	Mittlere logarithmierte Steigung der dissipierten Energie	198
Abbildung 7.5:	Mittlere logarithmierte Bruchlastwechselzahlen für trocken gelagerte und geprüfte und unter Wasser gelagerte und geprüfte Proben ($H/D = 180 \text{ mm}/60 \text{ mm}$, $300 \text{ mm}/100 \text{ mm}$) und $\log N_{TR,DW}$	199
Abbildung 7.6:	Verläufe der dissipierten Energie von zwei unter Wasser gelagerten und geprüften und zwei trocken gelagerten und geprüften Proben aus höherfestem Normalbeton.....	201
Abbildung 7.7:	Einzelwerte der logarithmierten Bruchlastwechselzahl der unter Wasser gelagerten und geprüften und der trocken gelagerten und geprüften Proben zusammen mit berechneter logarithmierter Bruchlastwechselzahl.....	202

Tabellenverzeichnis

Tabelle 2.1:	Untersuchungen zum Feuchteinfluss auf den Ermüdungswiderstand.....	14
Tabelle 3.1:	Betonzusammensetzung.....	54
Tabelle 3.2:	Beanspruchungsniveaus der Kriechuntersuchungen.....	64
Tabelle 4.1:	Ergebnisse des logarithmischen Dekrements Λ im Alter von 28 Tagen.....	80
Tabelle 4.2:	Ergebnisse der Versuche unter monoton steigender Beanspruchung (Mittelwerte)	87
Tabelle 4.3:	Einfluss der Lagerung und Prüfung unter Wasser im Vergleich zur Lagerung und Prüfung in trockener Umgebung auf f_{cm} und ϵ_{cm}	89
Tabelle 5.1:	Dehnungsanteile für das erste Kriechniveau	94
Tabelle 5.2:	Dehnungsanteile für das zweite Kriechniveau	95
Tabelle 5.3:	Dehnungsanteile für das dritte Kriechniveau	97
Tabelle 5.4:	Dehnungsanteile für das vierte Kriechniveau	98
Tabelle 5.5:	Zusammenfassung der Dehnungsanteile für die Kriechniveaus	98
Tabelle 5.6:	Dynamischer und statischer Restelastizitätsmodul, Restdruckfestigkeit unter monoton steigender Beanspruchung und Bruchdehnung nach dem Kriechversuch	100
Tabelle 6.1:	Materialkenngrößen der Durchläuferproben ($N = 400.000$) und Vergleichswerte im Alter von 34 Tagen ($H/D = 300 \text{ mm}/100 \text{ mm}$)	117
Tabelle 6.2:	Charakteristische Schädigungsereignisse während der zyklischen Beanspruchung unter Wasser	131
Tabelle 6.3:	Kenngrößen der Dehnungsentwicklung der Proben $H/D = 180 \text{ mm}/60 \text{ mm}$, $S_O = 0,70, 0,80$ (Mittelwerte).....	141
Tabelle 6.4:	Kenngrößen der Dehnungsentwicklung der Proben $H/D = 300 \text{ mm}/100 \text{ mm}$, $S_O = 0,80, 0,74, 0,70$ und $0,65$ (Mittelwerte)	145
Tabelle 6.5:	Bezogene Bruchlastwechselzahl an den Phasenübergängen und zugehörige Dehnung für $H/D = 180 \text{ mm}/60 \text{ mm}$ (Mittelwerte).....	150
Tabelle 6.6:	Logarithmierte Steigung der Oberdehnung in Phase II, Dehnungszuwachs bei Ober- und Unterdehnung innerhalb der drei Phasen (Mittelwerte)	151
Tabelle 6.7:	Bezogene Bruchlastwechselzahl an den Phasenübergängen und zugehörige Dehnung für $H/D = 300 \text{ mm}/100 \text{ mm}$	153
Tabelle 6.8:	Logarithmierte Steigung der Oberdehnung in Phase II, Dehnungszuwachs bei Ober- und Unterdehnung innerhalb der drei Phasen für $H/D = 300 \text{ mm}/100 \text{ mm}$ (Mittelwerte).....	154
Tabelle 6.9:	Mittelwert Sekantenmodul und Reststeifigkeit für die Proben mit $H/D = 180 \text{ mm}/60 \text{ mm}$ für unterschiedliche Lastwechsel im Ermüdungsversuch	160
Tabelle 6.10:	Mittelwert Sekantenmodul und Reststeifigkeit für die Proben mit $H/D = 300 \text{ mm}/100 \text{ mm}$ für unterschiedliche Lastwechsel im Ermüdungsversuch	163
Tabelle 6.11:	Betrachtete Lastwechsel für die exemplarische Auswertung von Hysteresisschleifen im Ermüdungsversuch, $S_O/S_U = 0,70/0,05$	171

Tabelle 6.12:	Koeffizienten von E_D in Abhängigkeit der Lagerungs- und Prüfumgebung, der Probengröße und des bezogenen Beanspruchungsniveaus	177
Tabelle 6.13:	Energiedichte $w_{f,d}$ und $w_{f,d2}$ viskoelastischer Dehnungsanteil für das kriechaffine Beanspruchungsniveau ($0,447 \cdot f_{cm}$) und thermische Dehnung infolge Temperaturerhöhung	186
Tabelle 7.1:	Mittlere logarithmierte Steigung der dissipierten Energie und wasserinduzierter Schädigungsanteil D_w	199
Tabelle 7.2:	logarithmierte Steigung der dissipierten Energie und wasserinduzierter Schädigungsanteil D_w für beliebige Lastwechselbereiche mit konstanter Steigung	202

Anhang

A-1

Abmessungen, dynamischer Elastizitätsmodul

A-1.1 Abmessungen, dynamischer Elastizitätsmodul

Ch.	Nr.	Umg.	H _m [mm]	D _m [mm]	m [kg]	A/V [m ⁻¹]	E _{dyn} [GPa]
A	5	trocken	179,86	58,68	1,1740	79,28	47,41
A	8	trocken	180,17	58,96	1,1720	78,94	-
A	9	trocken	180,56	58,79	1,1820	79,12	-
A	10	trocken	179,97	58,91	1,1800	79,01	-
A	11	trocken	179,95	58,67	1,1720	79,29	-
A	6	Wasser	178,26	58,85	1,1770	79,19	51,04
A	7	Wasser	180,82	59,00	1,1980	78,86	-
A	12	Wasser	180,71	59,06	1,1970	78,80	53,26
A	13	Wasser	180,77	58,89	1,1970	78,99	54,17
A	14	Wasser	180,95	58,90	1,1960	78,96	-
A	15	Wasser	180,78	59,07	1,1990	78,78	53,06
A	16	Wasser	180,65	58,92	1,1970	78,96	-
B	6	trocken	179,58	59,03	1,1760	78,91	46,66
B	8	trocken	180,05	58,89	1,1740	79,03	47,79
B	9	trocken	179,94	58,72	1,1750	79,23	47,67
B	10	trocken	179,70	58,94	1,1760	79,00	47,81
B	12	trocken	178,62	58,88	1,1590	79,13	-
B	13	trocken	180,25	58,80	1,1670	79,12	-
B	14	trocken	179,66	58,96	1,1760	78,97	48,28
B	7	Wasser	179,93	58,90	1,1860	79,03	-
B	15	Wasser	176,81	58,80	1,1610	79,34	-
B	16	Wasser	177,56	58,89	1,1720	79,19	-
B	17	Wasser	181,19	58,81	1,1900	79,05	52,45
B	18	Wasser	179,69	58,89	1,1900	79,05	-
B	19	Wasser	176,62	59,01	1,1700	79,11	53,05
B	20	Wasser	180,90	58,93	1,2000	78,93	-
B	21	trocken	180,55	58,85	1,1780	79,05	-
B	22	trocken	180,47	58,69	1,1740	79,24	-
B	23	trocken	181,09	58,67	1,1760	79,22	-

Fortsetzung

Ch.	Nr.	Umg.	H _m [mm]	D _m [mm]	m [kg]	A/V [mm ⁻¹]	E _{dyn} [GPa]
D	50	trocken	180,74	56,83	1,1098	81,45	50,55
D	51	trocken	181,07	56,92	1,1073	81,32	50,05
D	52	trocken	179,61	56,86	1,0930	81,48	48,93
D	53	trocken	180,51	56,89	1,1025	81,39	49,83
D	54	trocken	180,57	56,90	1,1039	81,37	50,53
D	55	trocken	180,49	56,90	1,1051	81,38	50,24
D	56	trocken	180,72	56,90	1,1068	81,37	50,19
D	57	trocken	180,82	56,93	1,1075	81,32	50,2
D	58	trocken	180,90	56,92	1,1050	81,33	49,29
D	59	trocken	181,04	56,95	1,1105	81,28	49,84
D	60	trocken	180,66	56,95	1,1066	81,31	49,42
D	61	trocken	180,64	56,91	1,1014	81,36	49,83
D	71	trocken	180,29	56,85	1,1094	81,45	-
D	73	trocken	180,79	56,90	1,1105	81,36	50,38
D	75	trocken	180,51	56,85	1,1155	81,44	-
D	78	trocken	180,41	56,89	1,1163	81,40	-
D	79	trocken	180,15	56,82	1,1154	81,50	-
D	80	trocken	180,17	56,88	1,1117	81,42	-
D	81	trocken	179,98	56,91	1,1147	81,40	-
D	82	trocken	180,19	56,89	1,1140	81,41	-
D	83	trocken	180,73	56,85	1,1106	81,43	-
D	5	Wasser	180,76	56,91	1,1130	81,35	54,17
D	6	Wasser	180,84	56,90	1,1120	81,36	53,23
D	7	Wasser	180,72	56,86	1,1131	81,42	54,62
D	8	Wasser	180,66	56,96	1,1173	81,30	53,83
D	11	Wasser	180,68	56,88	1,1122	81,39	53,85
D	12	Wasser	180,19	56,97	1,1117	81,31	53,86
D	15	Wasser	180,72	56,83	1,1113	81,45	54,97
D	16	Wasser	180,40	56,91	1,1113	81,37	53,18
D	17	Wasser	180,57	56,92	1,1136	81,35	54,05
D	18	Wasser	180,51	56,91	1,1128	81,37	54,33
D	19	Wasser	180,60	56,93	1,1138	81,33	53,71
D	21	Wasser	180,55	56,91	1,1188	81,37	54,01
D	22	Wasser	180,75	56,96	1,1204	81,29	54,03
D	23	Wasser	180,83	56,82	1,1127	81,46	54,52
D	24	Wasser	180,58	56,90	1,1168	81,37	53,94
D	25	Wasser	180,50	56,90	1,1116	81,38	53,99
D	26	Wasser	180,73	56,88	1,1162	81,39	54,08
D	28	Wasser	180,63	56,91	1,1154	81,36	54,17
D	29	Wasser	180,29	56,94	1,1133	81,34	53,43
D	32	Wasser	180,63	56,92	1,1123	81,35	53,05
D	34	Wasser	180,63	56,87	1,1144	81,41	53,93
D	35	Wasser	180,11	56,89	1,1095	81,42	53,59

Fortsetzung

Ch.	Nr.	Umg.	H _m [mm]	D _m [mm]	m [kg]	A/V [mm ⁻¹]	E _{dyn} [GPa]
D	37	Wasser	180,75	56,92	1,1138	81,34	53,22
D	38	Wasser	180,06	56,84	1,1054	81,48	53,5
D	39	Wasser	179,51	56,88	1,1103	81,46	53,88
D	40	Wasser	180,16	56,89	1,1117	81,41	53,76
D	41	Wasser	180,54	56,92	1,1176	81,35	53,9
A	17	trocken	280,46	104,45	5,7850	45,43	48,92
A	18	trocken	280,83	103,94	5,7230	45,61	48,91
A	20	trocken	280,70	104,01	5,7200	45,58	47,93
A	22	trocken	280,31	104,57	5,7780	45,39	48,81
A	23	trocken	269,62	103,47	5,6330	46,08	44,2
B	24	trocken	280,55	104,03	5,7220	45,58	48,85
B	26	trocken	280,69	103,89	5,7150	45,63	49,26
B	29	trocken	280,50	103,19	5,6460	45,89	48,67
A	24	Wasser	281,18	104,56	5,8150	45,37	52,27
A	26	Wasser	280,02	103,28	5,6600	45,87	53,61
A	27	Wasser	280,33	103,27	5,6660	45,87	52,45
A	28	Wasser	280,17	104,61	5,8120	45,38	52,64
B	31	Wasser	280,21	103,31	5,6660	45,86	52,34
B	32	Wasser	280,74	104,56	5,7960	45,38	51,91
E-2	12	trocken	281,72	98,56	5,1946	47,68	49,93
E-2	13	trocken	281,62	99,08	5,2296	47,47	49,94
E-2	16	trocken	280,96	98,56	5,1941	47,70	50,39
E-2	17	trocken	281,28	98,38	5,1779	47,77	50,68
E-2	19	trocken	280,17	98,71	5,1752	47,66	50,25
E-2	20	trocken	280,74	99,04	5,2177	47,51	50,34
E-3	17	trocken	281,53	99,21	5,2471	47,42	49,85
E-3	18	trocken	281,07	99,16	5,2440	47,45	50,32
E-3	19	trocken	281,20	98,50	5,1778	47,72	49,84
E-3	20	trocken	280,25	98,37	5,1445	47,80	50,36
E-3	21	trocken	280,72	99,09	5,2213	47,49	50,08
E-1	6	Wasser	280,22	98,61	5,2131	47,70	54,5
E-1	10	Wasser	281,35	98,62	5,2205	47,67	54,16
E-1	11	Wasser	281,96	98,68	5,2411	47,63	54,76
E-1	12	Wasser	281,16	98,70	5,2347	47,64	54,29
E-1	15	Wasser	282,02	98,51	5,2213	47,70	54,43
E-1	16	Wasser	282,18	98,42	5,2444	47,73	54,68
E-1	17	Wasser	282,32	98,61	5,2426	47,65	54,16
E-1	18	Wasser	282,34	98,99	5,2750	47,49	54,49
E-1	19	Wasser	281,79	98,86	5,2375	47,56	54,72
E-1	20	Wasser	282,43	98,69	5,2309	47,61	53,28
E-1	21	Wasser	282,45	98,66	5,2462	47,62	54,15
E-2	2	Wasser	280,19	98,41	5,2010	47,78	54,96
E-2	4	Wasser	280,82	98,65	5,2225	47,67	54,57

Fortsetzung

Ch.	Nr.	Umg.	H _m [mm]	D _m [mm]	m [kg]	A/V [mm ⁻¹]	E _{dyn} [GPa]
E-2	5	Wasser	280,79	98,48	5,2146	47,74	54,79
E-2	6	Wasser	280,56	98,59	5,2110	47,70	54,66
E-2	7	Wasser	281,26	98,71	5,2460	47,63	55,14
E-2	8	Wasser	280,99	98,35	5,2190	47,79	54,69
E-2	9	Wasser	282,26	98,46	5,2349	47,71	54,33
E-2	10	Wasser	281,41	98,58	5,2387	47,68	54,91
E-2	AB	Wasser	281,02	98,67	5,2232	47,66	54,40
E-3	3	Wasser	279,82	98,54	5,2077	47,74	54,39
E-3	4	Wasser	282,10	98,66	5,2556	47,63	54,68
E-3	6	Wasser	280,52	98,41	5,1901	47,78	54,30
E-3	7	Wasser	280,97	98,59	5,2149	47,69	54,21
E-3	8	Wasser	281,52	98,44	5,2321	47,74	55,37
E-3	9	Wasser	280,66	98,59	5,2158	47,70	54,30
E-3	10	Wasser	280,16	98,60	5,2178	47,71	54,55
E-3	11	Wasser	281,11	98,51	5,2206	47,72	54,71
F-1	14	trocken	280,12	98,45	5,1260	47,77	49,22
F-1	15	trocken	272,91	98,38	4,9940	47,99	-
F-1	16	trocken	280,42	98,51	5,1540	47,74	-
F-1	17	trocken	280,39	98,43	5,1330	47,77	49,79
F-1	18	trocken	279,77	98,23	5,1080	47,87	49,64
F-1	19	trocken	279,96	99,24	5,2000	47,45	50,17
F-1	20	trocken	280,40	98,57	5,1380	47,71	49,68
F-1	21	trocken	280,88	98,92	5,1720	47,56	46,33
F-1	22	trocken	280,96	98,55	5,1670	47,71	49,87
F-1	23	trocken	280,63	98,54	5,1510	47,72	50,06
F-1	24	trocken	280,57	98,34	5,1460	47,81	49,70
F-1	25	trocken	280,68	98,48	5,1500	47,74	47,20
F-2	15	trocken	279,98	98,66	5,1470	47,69	49,99
F-2	16	trocken	280,42	99,37	5,1470	47,39	49,28
F-2	17	trocken	280,49	99,28	5,2280	47,42	50,35
F-2	18	trocken	279,84	98,55	5,1260	47,74	50,11
F-2	19	trocken	280,43	99,19	5,2010	47,46	49,83
F-2	20	trocken	280,53	98,51	5,1500	47,73	50,44
F-2	21	trocken	280,01	98,57	5,1420	47,72	50,15
F-2	22	trocken	280,77	98,48	5,1330	47,74	49,77
F-2	23	trocken	280,93	98,99	5,1840	47,53	50,11
F-2	24	trocken	280,56	98,54	5,1450	47,72	50,06
F-3	14	trocken	280,68	98,62	5,1790	47,69	50,40
F-3	15	trocken	281,21	98,43	5,1720	47,75	50,80
F-3	16	trocken	280,34	99,21	5,1370	47,45	49,57
F-3	17	trocken	278,06	99,33	5,1740	47,46	50,19
F-3	18	trocken	279,87	98,49	5,2420	47,76	51,39
F-3	19	trocken	275,62	99,24	5,0550	47,56	49,64

Fortsetzung

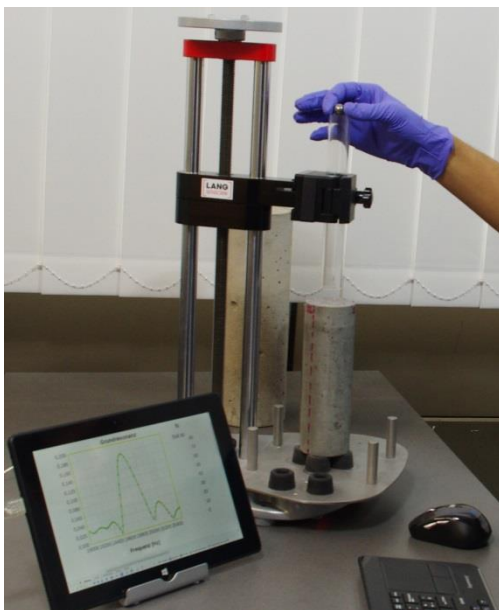
Ch.	Nr.	Umg.	H _m [mm]	D _m [mm]	m [kg]	A/V [mm ⁻¹]	E _{dyn} [GPa]
F-3	20	trocken	280,75	98,51	5,2120	47,73	47,39
F-3	21	trocken	280,56	98,61	5,1410	47,69	49,65
F-3	22	trocken	280,89	98,54	5,1720	47,71	50,67
F-3	21.1	trocken	280,89	98,61	5,1430	47,68	50,09
F-1	4	Wasser	280,61	99,27	5,2610	47,42	51,99
F-1	5	Wasser	280,69	98,44	5,1730	47,76	51,72
F-1	6	Wasser	277,61	99,31	5,2140	47,48	52,38
F-1	7	Wasser	280,64	99,26	5,2670	47,42	52,20
F-1	8	Wasser	280,65	98,51	5,1810	47,73	51,83
F-1	9*	Wasser	280,67	98,82	5,1900	47,60	48,84
F-1	10	Wasser	280,64	98,94	5,1980	47,56	51,26
F-1	11	Wasser	280,66	98,64	5,1710	47,68	48,81
F-1	12	Wasser	280,64	98,83	5,2020	47,60	48,88
F-1	13	Wasser	280,65	98,68	5,1840	47,66	51,73
F-2	4	Wasser	280,94	98,84	5,2060	47,59	52,02
F-2	5	Wasser	280,94	98,61	5,1870	47,68	52,19
F-2	6	Wasser	281,23	98,44	5,1750	47,75	51,85
F-2	7	Wasser	281,10	98,54	5,1840	47,71	52,16
F-2	8	Wasser	280,69	98,59	5,1910	47,70	52,50
F-2	9	Wasser	280,52	99,42	5,2430	47,36	51,88
F-2	10	Wasser	280,76	99,04	5,2370	47,51	52,31
F-2	11	Wasser	280,59	99,24	5,2570	47,43	52,43
F-2	12	Wasser	280,14	98,43	5,1760	47,78	52,45
F-2	13	Wasser	269,12	98,72	4,9660	47,95	47,99
F-3	4	Wasser	280,91	99,31	5,2540	47,40	52,28
F-3	5	Wasser	280,85	98,52	5,1960	47,72	52,92
F-3	6	Wasser	280,81	98,88	5,2350	47,58	53,04
F-3	7	Wasser	280,88	98,43	5,1810	47,76	52,13
F-3	8	Wasser	280,83	98,77	5,2090	47,62	52,53
F-3	9	Wasser	280,92	98,57	5,1880	47,70	52,62
F-3	10	Wasser	280,89	98,85	5,2240	47,59	52,39
F-3	11	Wasser	280,10	99,35	5,2500	47,40	52,61
F-3	12	Wasser	280,81	98,59	5,3910	47,69	54,78

Bei den Chargen A – E wurde E_{dyn} mit der Flexurschwingung bestimmt und bei der Charge F mit der Longitudinalschwingung

A-1.2 Fotos zum Messverfahren für die Bestimmung von E_{dyn} mit dem Grindo Sonic MK4 (Flexuralschwingung)



A-1.3 Foto zum Messverfahren für die Bestimmung von E_{dyn} mit dem Lang RA 100 (Longitudinalschwingung)



A-2 Druckfestigkeit unter monoton steigender Beanspruchung

A-2.1 Kenngrößen der Würfeldruckfestigkeit

Ch.	Nr.	Umg.	A [d]	L [mm]	B [mm]	H [mm]	m [kg]	F _c [kN]	F _{cm} [kN]	f _{cm} [MPa]
A	1	Wasser	7	100,28	100,21	100,19	2,429	1.103	-	-
A	2	Wasser	28	100,22	100,28	100,44	2,422	1.311	1.252	125
A	3	Wasser	28	99,90	100,21	100,06	2,422	1.232		
A	4	Wasser	28	100,47	100,09	99,43	2,421	1.275		
A	5	Wasser	28	99,89	100,17	100,34	2,391	1.191		
B	1	trocken	7	100,64	100,22	100,20	2,429	1.063	-	-
B	2	trocken	28	99,89	100,10	100,91	2,397	1.190	1.193	119
B	3	trocken	28	100,26	100,58	100,65	2,403	1.183		
B	4	trocken	28	99,73	99,80	100,36	2,395	1.205		
D	1	Wasser	28	100,88	100,42	100,31	2,436	1.256	1.230	121
D	2	Wasser	28	101,51	100,18	100,40	2,457	1.211		
D	3	Wasser	28	101,81	100,18	100,30	2,448	1.224		
E-1	1	Wasser	28	99,47	99,85	100,31	2,405	1.274	1.280	127
E-2	1	Wasser	28	100,14	99,62	100,03	2,404	1.294		
E-3	1	Wasser	28	101,22	101,08	100,46	2,404	1.271		
F-1	1	Norm*	28	101,09	100,40	100,75	2,435	1.385	1.380	137
F-1	2	Norm*	28	99,58	100,28	100,18	2,389	1.385		
F-1	3	Norm*	28	100,00	100,28	100,33	2,407	1.369		
F-2	1	Norm*	28	102,83	100,51	100,54	2,474	1.372	1.373	135
F-2	2	Norm*	28	101,23	100,21	100,34	2,431	1.332		
F-2	3	Norm*	28	100,82	100,31	100,36	2,425	1.415		
F-2	4	Norm*	28	151,71	149,93	149,82	8,163	2.914	-	-
F-3	1	Norm*	28	99,06	100,46	100,60	2,394	1.378	1.363	136
F-3	2	Norm*	28	101,30	100,35	100,17	2,430	1.326		
F-3	3	Norm*	28	99,97	100,34	100,30	2,414	1.384		
F-3	4	Norm*	28	149,93	150,02	149,88	8,029	2.991	-	-

*Norm = Probekörper für 6 Tage bei 20 ± 2 °C im Wasserbad, 21 d bei 20 °C und 65 % relativer Luftfeuchte

A-2.2 Kenngrößen der Zylinderdruckfestigkeit

Ch.	Nr.	Umg.	A [d]	D _m [mm]	F _{c,i} [kN]	F _{cm} [kN]	f _{c,i} [MPa]	f _{cm} [MPa]	ε _{c,i} [‰]	ε _{cm} [‰]
A	5	trocken	100	58,68	332,82	338,82	123,06	124,49	-4,01	-4,00
B	6	trocken	100	59,03	336,87		123,11		-3,80	
B	8	trocken	100	58,89	346,77		127,30		-4,18	
A	6	Wasser	127	58,85	349,96	355,94	128,68	130,56	-4,72	-4,34
A	7	Wasser	127	59,00	365,52		133,70		-4,10	
B	7	Wasser	127	58,90	352,33		129,30		-4,21	
D	51	trocken	161	56,92	321,70	324,00	126,41	127,35	-3,63	-3,68
D	53	trocken	161	56,89	322,18		126,73		-3,69	
D	54	trocken	161	56,90	331,05		130,18		-3,76	
D	58	trocken	161	56,92	325,63		127,98		-3,75	
D	59	trocken	161	56,95	332,20		130,41		-3,80	
D	61	trocken	161	56,91	311,25		122,37		-3,47	
D	8	Wasser	161	56,96	322,93	319,50	126,75	125,62	-3,56	-3,57
D	19	Wasser	161	56,93	316,90		124,49		-3,61	
D	21	Wasser	161	56,91	323,55		127,22		-3,60	
D	23	Wasser	159	56,82	324,04		127,81		-3,70	
D	28	Wasser	159	56,91	318,23		125,10		-3,45	
D	37	Wasser	161	56,92	311,37		122,37		-3,51	
A	17	trocken	63	104,45	1098,13	1084,72	128,17	127,46	-4,39	-4,33
A	18	trocken	64	103,94	1083,73		127,73		-4,49	
B	26	trocken	64	103,89	1072,30		126,49		-4,10	
A	24	trocken	76	104,56	1047,00	1037,36	121,93	121,80	-4,25	-4,25
B	31	Wasser	76	103,31	1043,60		124,51		-4,30	
B	32	Wasser	76	104,56	1021,47		118,95		-4,20	
E-2	16	trocken	295	98,56	996,62	988,95	130,62	129,57	-3,85	-3,93
E-2	17	trocken	295	98,38	997,38		131,21		-3,90	
E-3	19	trocken	295	98,50	910,24		119,45		-3,97	
E-3	20	trocken	295	98,37	1017,12		133,85		-4,03	
E-3	21	trocken	295	99,09	1023,38		132,72		-3,90	
E-2	10	Wasser	296	98,58	1038,07	1056,98	136,01	138,60	-3,78	-3,90
E-3	8	Wasser	296	98,44	1059,39		139,19		-3,94	
E-3	10	Wasser	297	98,60	1073,49		140,60		-3,99	
E-2	19	trocken	427	98,71	975,84	1010,79	127,53	131,48	-3,65	-3,78
E-3	18	trocken	427	99,16	1045,73		135,42		-3,92	
E-1	17	Wasser	414	98,61	1058,47	1073,48	138,59	140,38	-3,85	-3,92
E-1	18	Wasser	414	98,99	1083,07		140,73		-3,90	
E-2	5	Wasser	414	98,48	1076,89		141,39		-4,10	
E-2	7	Wasser	414	98,71	1067,12		139,46		-3,87	
E-3	4	Wasser	414	98,66	1085,34		141,96		-3,93	
E-3	9	Wasser	414	98,59	1069,96		140,15		-3,88	

Fortsetzung

Ch.	Nr.	Umg.	A [d]	D _m [mm]	F _{c,i} [kN]	F _{cm} [kN]	f _{c,i} [MPa]	f _{cm} [MPa]	ε _{c,i} [‰]	ε _{cm} [‰]
F-1	14	trocken	34	98,45	886,28	906,68	116,43	119,18	-3,44	-3,57
F-1	16	trocken	34	98,51	951,48		124,83		-3,79	
F-1	24	trocken	34	98,34	881,65		116,08		-3,52	
F-1	18	trocken	34	98,23	909,71		120,05		-3,55	
F-1	20	trocken	34	98,57	904,27		118,51		-3,55	
F-1	17*	trocken	64	98,43	988,06	958,99	129,86	125,65	-3,83	-3,60
F-1	21**	trocken	64	98,92	986,70		128,40		-3,70	
F-1	22	trocken	64	98,55	871,77		114,28		-3,38	
F-1	25**	trocken	64	98,48	973,20		127,76		-3,55	
F-3	20**	trocken	64	98,51	975,24		127,96		-3,56	
F-1	4	Wasser	34	99,27	895,69	915,07	115,73	119,15	-3,46	-3,29
F-1	5	Wasser	34	98,44	890,11		116,96		-2,24	
F-1	7	Wasser	34	99,26	959,61		124,01		-3,72	
F-1	8	Wasser	34	98,51	919,91		120,70		-3,56	
F-1	10	Wasser	34	98,94	910,04		118,37		-3,46	
F-1	9**	Wasser	64	98,82	989,12	948,82	128,97	123,90	-3,64	-3,56
F-1	11**	Wasser	64	98,64	975,01		127,59		-3,59	
F-1	12**	Wasser	64	98,83	988,54		128,86		-3,61	
F-1	13	Wasser	64	98,68	842,60		110,18		-3,38	

*Trocknungsschwindprobe, **Kriechprobe

A-3

Versuche unter quasi statischer Beanspruchung

A-3.1 Kenngrößen der Kriechdehnung

Ch.	Nr.	Umg.	Alter [d]	Niveau	F_k [kN]	$\epsilon_{el,0}$ [‰]	$\epsilon_{s,t}$ [‰]	ϵ_{max} [‰]	ϵ_{el} [‰]	ϵ_k [‰]	ϵ_{v-el} [‰]	ϵ_{v-pl} [‰]
F-1	25	trocken	35	1 (0,375· f_{cm})	340,2	1,061	0,000	1,216	0,963	0,253	0,113	0,139
F-1	21							1,351	1,135	0,215	0,134	0,081
F-3	20							1,289	1,092	0,197	0,121	0,076
F-1	9	Wasser			343,4	1,030	-	1,203	1,046	0,157	0,138	0,019
F-1	11							1,130	0,964	0,166	0,130	0,036
F-1	25							1,251	1,064	0,187	0,132	0,055
F-1	25	trocken	42	2 (0,447· f_{cm})	405,6	1,265	0,026	1,301	1,146	0,155	0,144	0,011
F-1	21							1,514	1,359	0,155	0,135	0,020
F-3	20							1,446	1,304	0,142	0,124	0,018
F-1	9	Wasser			409,3	1,228	-	1,393	1,235	0,158	0,138	0,019
F-1	11							1,293	1,133	0,160	0,131	0,029
F-1	25							1,437	1,263	0,174	0,142	0,032
F-1	25	trocken	49	3 (0,600· f_{cm})	544,4	1,698	0,016	1,795	1,535	0,260	0,163	0,098
F-1	21							2,103	1,819	0,284	0,182	0,102
F-3	20							1,995	1,742	0,253	0,171	0,082
F-1	9	Wasser			549,4	1,648	-	1,913	1,666	0,247	0,168	0,079
F-1	11							1,778	1,541	0,237	0,157	0,080
F-1	25							1,989	1,711	0,278	0,172	0,106
F-1	25	trocken	56	4 (0,700· f_{cm})	635,1	1,981	0,016	2,086	1,858	0,228	0,159	0,068
F-1	21							2,450	2,150	0,300	0,203	0,097
F-3	20							2,325	2,059	0,266	0,188	0,078
F-1	9	Wasser			641,0	1,923	-	2,213	1,926	0,287	0,212	0,075
F-1	11							2,048	1,770	0,278	0,202	0,076
F-1	25							2,273	1,961	0,312	0,215	0,098

A-4

Ermüdungsversuche

A-4.1 Werte der Bruchlastwechselzahlen

Ch.	Nr.	Umg.	A [d]	D _m [mm]	F _{cm} [kN]	S _o [-]	S _U [-]	N _i [-]	Log N _{f,i} [-]	Log N _{f,m} [-]
B	10	trocken	119	58,94	339,08	0,80	0,05	4.313	3,63	3,69
B	14	trocken	119	58,96		0,80	0,05	5.523	3,74	
B	15	Wasser	128	58,80	356,20	0,80	0,05	265	2,42	2,57
B	17	Wasser	128	58,81		0,80	0,05	512	2,71	
A	10*	trocken	100	58,91	339,08	0,70	0,05	400.000	5,60	5,60
B	9*	trocken	107	58,72		0,70	0,05	400.000	5,60	
A	15	Wasser	127	59,07	356,20	0,70	0,05	7.811	3,89	4,18
B	19	Wasser	128	59,01		0,70	0,05	5.644	3,75	
A	13	Wasser	128	58,89	356,20	0,60	0,05	76.917	4,89	
D	71	trocken	204	56,85	324,24	0,80	0,05	1.900	3,28	3,35
D	75	trocken	205	56,85		0,80	0,05	2.515	3,40	
D	79	trocken	205	56,82		0,80	0,05	2.203	3,34	
D	80	trocken	204	56,88		0,80	0,05	2.834	3,45	
D	81	trocken	204	56,91		0,80	0,05	2.015	3,30	
D	83	trocken	205	56,85		0,80	0,05	2.227	3,35	
D	5	Wasser	205	56,91	319,70	0,80	0,05	763	2,88	2,96
D	11	Wasser	205	56,88		0,80	0,05	819	2,91	
D	15	Wasser	205	56,83		0,80	0,05	1.132	3,05	
D	32	Wasser	205	56,92		0,80	0,05	726	2,86	
D	39	Wasser	205	56,88		0,80	0,05	1.229	3,09	
D	40	Wasser	205	56,89		0,80	0,05	933	2,97	
D	50	trocken	166	56,83	324,24	0,70	0,05	232.442	5,37	5,13
D	52	trocken	191	56,86		0,70	0,05	113.825	5,06	
D	55	trocken	189	56,90		0,70	0,05	145.921	5,16	
D	56	trocken	163	56,90		0,70	0,05	168.040	5,23	
D	57	trocken	171	56,93		0,70	0,05	117.651	5,07	
D	60	trocken	161	56,95		0,70	0,05	57.157	4,76	
D	73	trocken	198	56,90		0,70	0,05	252.484	5,40	
D	78	trocken	203	56,89		0,70	0,05	123.815	5,09	
D	82	trocken	202	56,89	0,70	0,05	100.980	5,00		

Fortsetzung

Ch.	Nr.	Umg.	A [d]	D _m [mm]	F _{cm} [kN]	S _o [-]	S _u [-]	N _i [-]	Log N _{f,i} [-]	Log N _{f,m} [-]
D	6	Wasser	168	56,90	319,70	0,70	0,05	4.316	3,64	3,77
D	7	Wasser	183	56,86		0,70	0,05	3.716	3,57	
D	16	Wasser	198	56,91		0,70	0,05	5.576	3,75	
D	17	Wasser	188	56,92		0,70	0,05	9.719	3,99	
D	22	Wasser	198	56,96		0,70	0,05	9.365	3,97	
D	26	Wasser	187	56,88		0,70	0,05	8.927	3,95	
D	29	Wasser	189	56,94		0,70	0,05	1.698	3,23	
D	34	Wasser	183	56,87		0,70	0,05	10.641	4,03	
D	41	Wasser	189	56,92		0,70	0,05	7.177	3,86	
D	12	Wasser	217	56,97		0,60	0,05	49.067	4,69	4,78
D	18	Wasser	215	56,91		0,60	0,05	80.445	4,91	
D	24	Wasser	212	56,90		0,60	0,05	46.459	4,67	
D	25	Wasser	212	56,90		0,60	0,05	79.184	4,90	
D	35	Wasser	208	56,89		0,60	0,05	40.958	4,61	
D	38	Wasser	216	56,84		0,60	0,05	83.395	4,92	
B	24	trocken	73	104,03		1084,59	0,80	0,05	1.458	3,16
B	29	trocken	73	103,19	0,80		0,05	1.292	3,11	
A	27	Wasser	90	103,27	1037,50	0,80	0,05	1.463	3,17	-
A	20	trocken	65	104,01	1084,59	0,70	0,05	10.320	4,01	3,92
A	23	trocken	66	103,47		0,70	0,05	6.621	3,82	
A	28	Wasser	80	104,61	1084,59	0,70	0,05	6.526	3,81	-
A	22*	trocken	69	104,57	1084,59	0,60	0,05	400.000	5,60	-
A	26	Wasser	76	103,28	1037,50	0,60	0,05	169.429	5,23	-
E-3	17	trocken	297	99,21	995,40	0,80	0,05	5.054	3,70	3,37
E-2	12	trocken	308	98,56		0,80	0,05	2.045	3,31	
E-2	13	trocken	308	99,08		0,80	0,05	3.084	3,49	
E-3	18	trocken	308	99,16		0,80	0,05	1.194	3,08	
E-2	20	trocken	427	99,04		0,80	0,05	1.842	3,27	
E-1	19	Wasser	414	98,86	1073,97	0,80	0,05	313	2,50	2,67
E-1	20	Wasser	414	98,69		0,80	0,05	206	2,31	
E-2	6	Wasser	414	98,59		0,80	0,05	950	2,98	
E-2	8	Wasser	414	98,35		0,80	0,05	531	2,73	
E-3	4	Wasser	414	98,66		0,80	0,05	711	2,85	
E-3	7	Wasser	414	98,59		0,80	0,05	469	2,67	
E-1	6	Wasser	424	98,61		0,65	0,05	21.013	4,32	4,24
E-1	10	Wasser	423	98,62		0,65	0,05	14.394	4,16	
E-1	11	Wasser	424	98,68		0,65	0,05	12.340	4,09	
E-1	21	Wasser	414	98,66		0,65	0,05	26.592	4,42	
E-2	9	Wasser	415	98,46		0,65	0,05	17.185	4,24	
E-3	3	Wasser	415	98,54	0,65	0,05	17.274	4,24		

Fortsetzung

Ch.	Nr.	Umg.	A [d]	D _m [mm]	F _{cm} [kN]	S _o [-]	S _u [-]	N _i [-]	Log N _{f,i} [-]	Log N _{f,m} [-]	
E-1	12**	Wasser	421	98,70	1073,97	0,65	0,05	17.672	4,25	4,27	
E-1	15**	Wasser	417	98,51		0,65	0,05	19.544	4,29		
E-1	16**	Wasser	422	98,42		0,65	0,05	20.950	4,32		
E-2	2**	Wasser	423	98,41		0,65	0,05	21.973	4,34		
E-2	4**	Wasser	417	98,65		0,65	0,05	15.806	4,20		
E-2	7**	Wasser	422	98,71		0,65	0,05	13.108	4,12		
E-2	AB**	Wasser	420	98,67		0,65	0,05	29.052	4,46		
E-3	6**	Wasser	419	98,41		0,65	0,05	10.409	4,02		
E-3	11**	Wasser	420	98,51		0,65	0,05	27.742	4,44		
F-3	21.1	trocken	79	98,61	978,85	0,80	0,05	2.149	3,33	3,35	
F-2	22	trocken	79	98,48	0,80	0,05	2.703	3,43			
F-2	13	Wasser	79	98,72	984,68	0,80	0,05	1.970	3,29	3,92	
F-2	17	trocken	60	99,28	978,85	0,74	0,05	9.333	3,97		
F-2	19	trocken	63	99,19		0,74	0,05	9.800	3,99		
F-2	23	trocken	69	98,99		0,74	0,05	7.245	3,86		
F-3	15	trocken	69	98,43		0,74	0,05	9.054	3,96		
F-3	17	trocken	63	99,33		0,74	0,05	6.794	3,83		
F-3	19	trocken	69	99,24		0,74	0,05	7.906	3,90		
F-2	4	Wasser	71	98,84		984,68	0,74	0,05	3.444		3,54
F-2	6	Wasser	70	98,44			0,74	0,05	946		2,98
F-2	7	Wasser	66	98,54			0,74	0,05	4.105	3,61	
F-3	7	Wasser	71	98,43	0,74		0,05	4.582	3,66		
F-3	10	Wasser	66	98,85	0,74		0,05	3.547	3,55		
F-3	11	Wasser	66	99,35	0,74		0,05	4.856	3,69		
F-1	15	trocken	41	98,38	907,30	0,70	0,05	23.336	4,37	4,28	
F-1	19	trocken	43	99,24		0,70	0,05	8.140	3,91		
F-1	23	trocken	42	98,54		0,70	0,05	14.739	4,17		
F-2	20	trocken	43	98,51		0,70	0,05	31.026	4,49		
F-2	16	trocken	43	99,37		0,70	0,05	16.642	4,22		
F-2	24	trocken	42	98,54		0,70	0,05	17.686	4,25		
F-3	14	trocken	44	98,62		0,70	0,05	21.113	4,32		
F-3	16	trocken	45	99,21		0,70	0,05	22.153	4,35		
F-3	18	trocken	44	98,49		0,70	0,05	29.568	4,47		
F-3	21	trocken	78	98,61		0,70	0,05	19.635	4,29		
F-2	5	Wasser	77	98,61	984,68	0,70	0,05	6.915	3,84	4,14	
F-2	11	Wasser	65	99,24		0,70	0,05	16.907	4,23		
F-3	4	Wasser	76	99,31		0,70	0,05	12.369	4,09		
F-3	5	Wasser	78	98,52		0,70	0,05	18.146	4,26		
F-3	6	Wasser	77	98,88		0,70	0,05	22.900	4,36		
F-3	8	Wasser	66	98,77		0,70	0,05	10.900	4,04		
F-2	21*	trocken	79	98,57	978,85	0,65	0,05	400.000	5,60	5,60	
F-3	22*	trocken	71	98,54	0,65	0,05	400.000	5,60			

Fortsetzung

Ch.	Nr.	Umg.	A [d]	D _m [mm]	F _{cm} [kN]	S _o [-]	S _u [-]	N _i [-]	Log N _{f,i} [-]	Log N _{f,m} [-]
F-1	6	Wasser	52	99,31	984,68	0,65	0,05	25.339	4,40	4,44
F-2	8	Wasser	76	98,59		0,65	0,05	30.801	4,49	
F-2	10	Wasser	60	99,04		0,65	0,05	30.740	4,49	
F-2	12	Wasser	61	98,43		0,65	0,05	46.283	4,67	
F-3	9	Wasser	64	98,57		0,65	0,05	27.461	4,44	
F-3	12	Wasser	63	98,59		0,65	0,05	14.368	4,16	
F-2	15*	trocken	45	98,66	978,85	0,55	0,05	400.000	5,60	5,60
F-2	18*	trocken	53	98,55		0,55	0,05	400.000	5,60	
F-2	9*	Wasser	48	99,42	984,68	0,55	0,05	400.000	5,60	-

*Durchläufer, **unter Wasser gelagert und unter Wasser versiegelt geprüft

A-4.2 Kenngrößen der Dehnungsentwicklung (ohne Durchläufer)

Ch.	Nr.	Umg.	D _m [mm]	S ₀ [-]	PhÜ I/II	PhÜ II/III	ε ₀ ⁰ [‰]	ε ₀ ^{I/II} [‰]	ε ₀ ^{II/III} [‰]	ε ₀ ^B [‰]	ε _U ⁰ [‰]	ε _U ^{I/II} [‰]	ε _U ^{II/III} [‰]	ε _U ^B [‰]	ε ^F [‰]
B	10	trocken	58,94	0,80	0,11	0,95	3,08	3,25	3,57	3,74	0,45	0,57	0,77	0,84	3,77
B	14	trocken	58,96	0,80	0,15	0,87	3,03	3,23	3,51	3,68	0,44	0,59	0,77	0,86	4,03
B	15	Wasser	58,80	0,80	0,10	0,91	3,24	3,30	3,48	3,65	0,44	0,49	0,62	0,65	4,16
B	17	Wasser	58,81	0,80	0,14	0,90	3,12	3,20	3,35	3,50	0,43	0,51	0,67	0,72	3,43
A	10	trocken	58,91	0,70	0,24	0,64	2,50	2,89	3,14	3,71	0,27	0,61	0,82	1,09	4,09
A	15	Wasser	59,07	0,70	0,10	0,94	2,51	2,68	3,04	3,41	0,31	0,42	0,63	0,79	3,28
B	19	Wasser	59,01	0,70	0,09	0,85	2,71	2,81	3,13	3,83	0,34	0,39	0,62	0,85	4,16
A	13	Wasser	58,89	0,60	0,21	0,92	2,27	2,72	2,93	3,67	0,27	0,64	0,79	1,09	3,69
D	71	trocken	56,85	0,80	0,10	0,91	2,82	2,96	3,20	3,42	0,36	0,46	0,60	0,67	3,45
D	75	trocken	56,85	0,80	0,15	0,88	2,73	2,86	3,07	3,26	0,27	0,38	0,48	0,59	3,27
D	79	trocken	56,82	0,80	0,09	0,91	2,80	2,92	3,16	3,35	0,37	0,45	0,57	0,65	3,30
D	80	trocken	56,88	0,80	0,10	0,87	2,77	2,89	3,13	3,51	0,35	0,43	0,56	0,69	3,55
D	81	trocken	56,91	0,80	0,10	0,91	2,70	2,82	3,05	3,33	0,28	0,36	0,49	0,59	3,36
D	83	trocken	56,85	0,80	0,09	0,92	2,79	2,90	3,13	3,29	0,34	0,42	0,54	0,59	3,36
D	5	Wasser	56,91	0,80	0,12	0,92	2,73	2,83	3,07	3,28	0,33	0,39	0,52	0,58	3,49
D	11	Wasser	56,88	0,80	0,10	0,90	2,72	2,81	3,03	3,15	0,35	0,40	0,50	0,55	3,31
D	15	Wasser	56,83	0,80	0,09	0,92	2,79	2,89	3,16	3,33	0,41	0,49	0,61	0,70	3,37
D	32	Wasser	56,92	0,80	0,07	0,89	2,75	2,82	3,08	3,31	0,38	0,42	0,56	0,61	3,37
D	39	Wasser	56,88	0,80	0,10	0,92	2,68	2,77	2,99	3,27	0,34	0,39	0,47	0,57	3,31
D	40	Wasser	56,89	0,80	0,09	0,88	2,73	2,83	3,07	3,33	0,34	0,40	0,52	0,61	3,38
D	50	trocken	56,83	0,70	0,07	0,92	2,41	2,65	3,13	3,55	0,33	0,50	0,86	1,06	3,55
D	52	trocken	56,86	0,70	0,08	0,94	2,44	2,70	3,10	3,49	0,33	0,52	0,84	0,99	3,71
D	55	trocken	56,90	0,70	0,09	0,78	2,47	2,69	2,98	3,59	0,44	0,58	0,79	1,05	4,10
D	56	trocken	56,90	0,70	0,09	0,92	2,38	2,59	2,99	3,27	0,30	0,44	0,75	0,87	3,28
D	57	trocken	56,93	0,70	0,20	0,90	2,40	2,74	3,05	3,33	0,34	0,57	0,79	0,90	3,34
D	60	trocken	56,95	0,70	0,10	0,92	2,41	2,62	3,02	3,32	0,33	0,48	0,77	0,93	4,94
D	73	trocken	56,90	0,70	0,10	0,95	2,41	2,80	3,27	3,50	0,31	0,57	0,97	1,20	3,89
D	82	trocken	56,89	0,70	0,10	0,91	2,41	2,61	3,01	3,28	0,30	0,41	0,70	0,84	3,33
D	6	Wasser	56,90	0,70	0,12	0,83	2,29	2,45	2,67	3,34	0,26	0,33	0,46	0,60	3,43
D	7	Wasser	56,86	0,70	0,08	0,91	2,43	2,54	2,73	3,42	0,41	0,48	0,59	0,85	3,70
D	16	Wasser	56,91	0,70	0,09	0,87	2,38	2,54	2,78	3,23	0,31	0,40	0,53	0,67	3,29
D	17	Wasser	56,92	0,70	0,10	0,92	2,34	2,50	2,79	3,39	0,33	0,42	0,60	0,80	7,30
D	22	Wasser	56,96	0,70	0,08	0,88	2,35	2,50	2,77	3,21	0,31	0,40	0,53	0,71	3,38
D	26	Wasser	56,88	0,70	0,11	0,88	2,35	2,59	2,84	3,51	0,33	0,51	0,66	0,94	7,25
D	29	Wasser	56,94	0,70	0,09	0,92	2,57	2,65	2,83	3,26	0,51	0,57	0,66	0,89	5,82
D	34	Wasser	56,87	0,70	0,11	0,89	2,29	2,40	2,65	2,88	0,27	0,33	0,44	0,55	4,09
D	41	Wasser	56,92	0,70	0,21	0,90	2,30	2,49	2,64	3,31	0,28	0,41	0,47	0,70	7,14

Fortsetzung

Ch.	Nr.	Umg.	D _m [mm]	S _o [-]	PhÜ I/II	PhÜ II/III	ε _o ⁰ [‰]	ε _o ^{I/II} [‰]	ε _o ^{II/III} [‰]	ε _o ^B [‰]	ε _U ⁰ [‰]	ε _U ^{I/II} [‰]	ε _U ^{II/III} [‰]	ε _U ^B [‰]	ε ^F [‰]
D	12	Wasser	56,97	0,60	0,11	0,91	1,97	2,09	2,46	3,36	0,26	0,30	0,59	0,92	3,35
D	18	Wasser	56,91	0,60	0,08	0,88	1,98	2,15	2,67	3,17	0,27	0,37	0,79	0,97	6,72
D	24	Wasser	56,90	0,60	0,09	0,86	2,02	2,25	2,62	3,38	0,27	0,48	0,76	1,03	3,41
D	25	Wasser	56,90	0,60	0,10	0,86	1,97	2,10	2,48	3,03	0,24	0,30	0,60	0,83	3,12
D	35	Wasser	56,89	0,60	0,10	0,87	2,11	2,27	2,51	3,38	0,36	0,48	0,66	1,00	6,82
D	38	Wasser	56,84	0,60	0,12	0,88	1,99	2,28	2,69	3,44	0,27	0,47	0,77	1,14	6,84
B	24	trocken	104,03	0,80	0,10	0,93	3,18	3,29	3,56	3,63	0,45	0,52	0,62	0,73	3,79
B	29	trocken	103,19	0,80	0,19	0,91	3,32	3,52	3,72	3,94	0,50	0,61	0,70	0,80	3,88
A	27	Wasser	103,27	0,80	0,08	0,93	2,63	2,76	2,97	3,08	0,28	0,52	0,50	0,46	3,34
A	20	trocken	104,01	0,70	0,16	0,84	3,08	3,23	3,46	3,66	0,41	0,35	0,58	0,63	4,10
A	23	trocken	103,47	0,70	0,10	0,89	2,95	3,15	3,29	3,48	0,50	0,61	0,70	0,73	3,39
A	28	Wasser	104,61	0,70	0,15	0,92	2,80	2,99	3,29	3,80	0,45	0,58	0,80	1,04	4,04
A	26	Wasser	103,28	0,60	0,06	0,93	2,29	2,60	3,11	3,44	0,37	0,66	1,13	1,19	4,17
E-2	12	trocken	98,56	0,80	0,12	0,88	2,93	3,05	3,21	3,46	0,38	0,47	0,54	0,61	3,47
E-2	13	trocken	99,08	0,80	0,12	0,91	2,81	2,96	3,18	3,33	0,32	0,41	0,50	0,54	3,34
E-3	18	trocken	99,16	0,80	0,08	0,94	2,94	3,04	3,20	3,38	0,40	0,46	0,55	0,58	3,39
E-2	20	trocken	99,04	0,80	0,11	0,94	2,85	2,96	3,12	3,26	0,39	0,47	0,54	0,60	3,58
E-1	19	Wasser	98,86	0,80	0,10	0,88	2,88	2,93	3,05	3,29	0,32	0,35	0,40	0,45	3,33
E-1	20	Wasser	98,69	0,80	0,11	0,86	2,93	2,98	3,11	3,25	0,37	0,40	0,45	0,39	3,29
E-2	6	Wasser	98,59	0,80	0,10	0,91	2,91	3,00	3,15	3,45	0,37	0,42	0,47	0,54	3,48
E-2	8	Wasser	98,35	0,80	0,14	0,94	2,91	3,00	3,12	3,39	0,39	0,44	0,48	0,52	3,42
E-3	4	Wasser	98,66	0,80	0,11	0,90	2,89	2,97	3,11	3,33	0,36	0,42	0,45	0,51	3,39
E-3	7	Wasser	98,59	0,80	0,07	0,90	2,93	2,98	3,15	3,30	0,39	0,42	0,48	0,51	3,33
E-1	6	Wasser	98,61	0,65	0,11	0,93	2,40	2,56	2,72	3,30	0,33	0,43	0,53	0,66	3,31
E-1	10	Wasser	98,62	0,65	0,10	0,89	2,37	2,47	2,61	3,16	0,30	0,37	0,41	0,55	3,23
E-1	11	Wasser	98,68	0,65	0,10	0,89	2,34	2,41	2,63	3,12	0,31	0,31	0,44	0,53	3,14
E-1	21	Wasser	98,66	0,65	0,08	0,87	2,36	2,49	2,72	3,45	0,31	0,38	0,51	0,66	3,45
E-2	9	Wasser	98,46	0,65	0,13	0,93	2,35	2,47	2,66	3,02	0,33	0,37	0,46	0,54	3,05
E-3	3	Wasser	98,54	0,65	0,08	0,92	2,35	2,42	2,61	3,12	0,30	0,33	0,42	0,53	3,30
E-1	12**	Wasser	98,70	0,65	0,10	0,93	2,42	2,60	2,78	3,17	0,36	0,49	0,53	0,64	3,33
E-1	15**	Wasser	98,51	0,65	0,16	0,93	2,37	2,55	2,74	3,36	0,32	0,43	0,54	0,67	3,58
E-1	16**	Wasser	98,42	0,65	0,09	0,90	2,35	2,47	2,69	3,27	0,30	0,37	0,46	0,59	3,31
E-2	2**	Wasser	98,41	0,65	0,10	0,91	2,39	2,51	2,69	3,26	0,34	0,39	0,50	0,64	3,42
E-2	4**	Wasser	98,65	0,65	0,12	0,88	2,35	2,50	2,64	3,12	0,33	0,42	0,50	0,62	3,53
E-2	7**	Wasser	98,71	0,65	0,14	0,80	2,38	2,57	2,65	3,30	0,36	0,48	0,50	0,66	3,32
E-2	AB**	Wasser	98,67	0,65	0,14	0,92	2,32	2,46	2,68	3,36	0,29	0,34	0,46	0,64	3,32
E-3	6**	Wasser	98,41	0,65	0,07	0,89	2,39	2,50	2,67	3,11	0,34	0,43	0,51	0,62	3,17
E-3	11**	Wasser	98,51	0,65	0,11	0,93	2,37	2,51	2,74	3,43	0,31	0,41	0,56	0,72	3,48

Fortsetzung

Ch.	Nr.	Umg.	D _m [mm]	S _o [-]	PhÜ I/II	PhÜ II/III	ε _O ⁰ [‰]	ε _O ^{I/II} [‰]	ε _O ^{II/III} [‰]	ε _O ^B [‰]	ε _U ⁰ [‰]	ε _U ^{I/II} [‰]	ε _U ^{II/III} [‰]	ε _U ^B [‰]	ε ^F [‰]
F-3	21.1	trocken	98,61	0,80	0,11	0,90	2,80	2,92	3,12	3,32	0,37	0,45	0,54	0,60	3,34
F-2	22	trocken	98,48	0,80	0,16	0,90	2,82	2,98	3,17	3,43	0,36	0,47	0,55	0,64	3,52
F-2	13	Wasser	98,72	0,80	0,08	0,91	2,82	2,91	3,15	3,38	0,36	0,40	0,52	0,59	3,50
F-2	17	trocken	99,28	0,74	0,12	0,84	2,58	2,75	3,01	3,32	0,33	0,45	0,57	0,71	3,37
F-2	19	trocken	99,19	0,74	0,10	0,84	2,58	2,74	3,04	3,34	0,32	0,43	0,61	0,74	3,35
F-2	23	trocken	98,99	0,74	0,11	0,92	2,60	2,73	2,95	3,18	0,33	0,40	0,51	0,59	3,36
F-3	15	trocken	98,43	0,74	0,13	0,91	2,57	2,80	2,96	3,30	0,33	0,50	0,50	0,67	3,36
F-3	17	trocken	99,33	0,74	0,16	0,87	2,57	2,77	2,87	3,14	0,33	0,46	0,47	0,55	3,21
F-3	19	trocken	99,24	0,74	0,11	0,83	2,67	2,82	3,05	3,52	0,34	0,43	0,54	0,72	3,55
F-2	4	Wasser	98,84	0,74	0,09	0,87	2,53	2,64	2,85	3,15	0,31	0,37	0,45	0,54	3,34
F-2	7	Wasser	98,54	0,74	0,09	0,88	2,53	2,65	2,87	3,11	0,32	0,39	0,45	0,53	3,14
F-3	7	Wasser	98,43	0,74	0,10	0,91	2,57	2,68	2,90	3,27	0,30	0,39	0,51	0,57	3,32
F-3	10	Wasser	98,85	0,74	0,09	0,92	2,52	2,63	2,83	3,23	0,31	0,36	0,45	0,55	3,35
F-3	11	Wasser	99,35	0,74	0,09	0,92	2,49	2,60	2,77	3,25	0,31	0,35	0,43	0,60	3,22
F-1	15	trocken	98,38	0,70	0,15	0,90	2,47	2,63	2,98	3,59	0,37	0,55	0,77	0,95	3,68
F-1	19	trocken	99,24	0,70	0,08	0,84	2,26	2,37	2,60	3,02	0,30	0,36	0,48	0,62	3,15
F-1	23	trocken	98,54	0,70	0,14	0,88	2,33	2,55	2,85	3,48	0,35	0,49	0,68	0,84	3,49
F-2	20	trocken	98,51	0,70	0,09	0,91	2,32	2,49	2,90	3,41	0,33	0,44	0,71	0,87	3,51
F-2	16	trocken	99,37	0,70	0,09	0,92	2,32	2,51	2,83	3,09	0,32	0,44	0,63	0,74	3,45
F-2	24	trocken	98,54	0,70	0,11	0,86	2,33	2,52	2,84	3,23	0,33	0,44	0,65	0,83	3,33
F-3	14	trocken	98,62	0,70	0,08	0,92	2,29	2,45	2,85	3,18	0,32	0,41	0,66	0,77	3,46
F-3	16	trocken	99,21	0,70	0,06	0,89	2,30	2,46	2,88	3,22	0,33	0,44	0,70	0,82	3,38
F-3	18	trocken	98,49	0,70	0,08	0,87	2,27	2,45	2,84	3,41	0,31	0,43	0,70	0,88	3,55
F-3	21	trocken	98,61	0,70	0,08	0,92	2,44	2,59	2,84	3,17	0,35	0,42	0,56	0,66	3,34
F-2	5	Wasser	98,61	0,70	0,09	0,87	2,41	2,50	2,63	3,18	0,31	0,36	0,42	0,56	3,29
F-2	11	Wasser	99,24	0,70	0,11	0,92	2,40	2,55	2,80	3,36	0,34	0,43	0,59	0,70	3,49
F-3	4	Wasser	99,31	0,70	0,13	0,91	2,46	2,63	2,85	3,09	0,38	0,49	0,61	0,69	3,46
F-3	5	Wasser	98,52	0,70	0,18	0,93	2,37	2,54	2,76	3,33	0,32	0,42	0,54	0,69	3,43
F-3	6	Wasser	98,88	0,70	0,08	0,90	2,36	2,46	2,73	3,20	0,31	0,35	0,50	0,59	3,32
F-3	8	Wasser	98,77	0,70	0,07	0,90	2,40	2,49	2,73	3,12	0,34	0,38	0,50	0,59	3,19
F-1	6	Wasser	99,31	0,65	0,10	0,85	2,25	2,41	2,68	3,46	0,31	0,41	0,56	0,72	3,32
F-2	8	Wasser	98,59	0,65	0,13	0,91	2,22	2,38	2,56	3,07	0,29	0,38	0,48	0,59	3,13
F-2	10	Wasser	99,04	0,65	0,09	0,84	2,22	2,35	2,57	3,27	0,31	0,37	0,50	0,66	3,36
F-2	12	Wasser	98,43	0,65	0,11	0,82	2,24	2,41	2,65	3,24	0,30	0,39	0,57	0,73	3,34
F-3	9	Wasser	98,57	0,65	0,09	0,89	2,24	2,38	2,63	3,22	0,28	0,36	0,52	0,67	3,32
F-3	12	Wasser	98,59	0,65	0,11	0,89	2,20	2,31	2,44	3,11	0,27	0,32	0,40	0,56	3,21

**unter Wasser gelagert und unter Wasser versiegelt geprüft

A-4.3 Kenngrößen des Sekantenmoduls (ohne Durchläufer)

Ch.	Nr.	Umg.	D _m [mm]	S _o [-]	E _s ^o [MPa]	E _s ^{I/II} [MPa]	E _s ^{II/III} [MPa]	E _s ^B [MPa]	E _s ^{I/II} /E _s ^o [%]	E _s ^{II/III} /E _s ^o [%]	E _s ^B /E _s ^o [%]
B	10	trocken	58,94	0,80	35.549	34.795	33.219	31.736	97,9	93,4	89,3
B	14	trocken	58,96	0,80	36.156	35.144	33.877	32.970	97,2	93,7	91,2
B	15	Wasser	58,80	0,80	35.131	34.962	34.406	32.533	99,5	97,9	92,6
B	17	Wasser	58,81	0,80	36.692	36.454	36.661	35.248	99,4	99,9	96,1
A	10	trocken	58,91	0,70	36.521	35.499	34.829	30.740	97,2	95,4	84,2
A	15	Wasser	59,07	0,70	38.662	37.249	35.050	31.947	96,3	90,7	82,6
B	19	Wasser	59,01	0,70	35.781	34.900	33.590	28.391	97,5	93,9	79,3
A	13	Wasser	58,89	0,60	36.390	34.618	33.468	27.555	95,1	92,0	75,7
D	71	trocken	56,85	0,80	38.949	38.127	36.625	34.750	97,9	94,0	89,2
D	75	trocken	56,85	0,80	39.080	38.539	36.986	35.773	98,6	94,6	91,5
D	79	trocken	56,82	0,80	39.250	38.660	36.783	35.330	98,5	93,7	90,0
D	80	trocken	56,88	0,80	39.486	38.721	37.105	33.776	98,1	94,0	85,5
D	81	trocken	56,91	0,80	39.434	38.691	37.280	34.756	98,1	94,5	88,1
D	83	trocken	56,85	0,80	39.083	38.366	36.884	35.246	98,2	94,4	90,2
D	5	Wasser	56,91	0,80	39.306	38.542	36.815	34.618	98,1	93,7	88,1
D	11	Wasser	56,88	0,80	39.753	38.999	37.266	36.067	98,1	93,7	90,7
D	15	Wasser	56,83	0,80	39.751	39.205	36.972	35.115	98,6	93,0	88,3
D	32	Wasser	56,92	0,80	39.755	39.084	37.193	34.736	98,3	93,6	87,4
D	39	Wasser	56,88	0,80	40.201	39.470	37.327	34.759	98,2	92,9	86,5
D	40	Wasser	56,89	0,80	39.453	38.674	36.734	34.506	98,0	93,1	87,5
D	50	trocken	56,83	0,70	39.925	38.513	36.527	33.048	96,5	91,5	82,8
D	52	trocken	56,86	0,70	39.237	38.042	36.610	33.014	97,0	93,3	84,1
D	55	trocken	56,90	0,70	39.877	38.329	37.070	31.795	96,1	93,0	79,7
D	56	trocken	56,90	0,70	39.821	38.514	36.889	34.354	96,7	92,6	86,3
D	57	trocken	56,93	0,70	39.979	37.924	36.441	33.761	94,9	91,2	84,4
D	60	trocken	56,95	0,70	39.610	38.500	36.652	34.397	97,2	92,5	86,8
D	73	trocken	56,90	0,70	39.113	37.084	35.862	35.125	94,8	91,7	89,8
D	82	trocken	56,89	0,70	39.345	37.540	35.832	37.493	95,4	91,1	95,3
D	6	Wasser	56,90	0,70	40.348	38.482	36.992	29.738	95,4	91,7	73,7
D	7	Wasser	56,86	0,70	40.498	39.600	38.011	31.717	97,8	93,9	78,3
D	16	Wasser	56,91	0,70	39.477	38.004	36.163	31.864	96,3	91,6	80,7
D	17	Wasser	56,92	0,70	40.585	39.151	37.240	31.504	96,5	91,8	77,6
D	22	Wasser	56,96	0,70	39.980	38.775	36.373	32.404	97,0	91,0	81,0
D	26	Wasser	56,88	0,70	40.449	39.004	37.340	31.523	96,4	92,3	77,9
D	29	Wasser	56,94	0,70	39.637	38.984	37.486	34.306	98,4	94,6	86,6
D	34	Wasser	56,87	0,70	40.638	39.312	36.932	34.868	96,7	90,9	85,8
D	41	Wasser	56,92	0,70	40.316	39.082	37.614	31.024	96,9	93,3	77,0

Fortsetzung

Ch.	Nr.	Umg.	D _m [mm]	S ₀ [-]	E _s ⁰ [MPa]	E _s ^{I/II} [MPa]	E _s ^{II/III} [MPa]	E _s ^B [MPa]	E _s ^{I/II} /E _s ⁰ [%]	E _s ^{II/III} /E _s ⁰ [%]	E _s ^B /E _s ⁰ [%]
D	12	Wasser	56,97	0,60	40.416	38.282	36.838	28.171	94,7	91,1	69,7
D	18	Wasser	56,91	0,60	40.502	38.521	36.635	30.920	95,1	90,5	76,3
D	24	Wasser	56,90	0,60	40.237	38.814	36.946	29.219	96,5	91,8	72,6
D	25	Wasser	56,90	0,60	39.852	38.099	36.644	29.822	95,6	92,0	74,8
D	35	Wasser	56,89	0,60	39.491	38.264	37.182	28.822	96,9	94,2	73,0
D	38	Wasser	56,84	0,60	39.990	37.958	35.939	29.938	94,9	89,9	74,9
B	24	trocken	104,03	0,80	35.238	34.562	32.557	32.865	98,1	92,4	93,3
B	29	trocken	103,19	0,80	34.856	33.452	32.232	30.955	96,0	92,5	88,8
A	27	Wasser	103,27	0,80	35.092	34.244	32.288	30.572	97,6	92,0	87,1
A	20	trocken	104,01	0,70	35.549	34.298	33.541	31.573	96,5	94,4	88,8
A	23	trocken	103,47	0,70	34.436	32.975	32.254	30.463	95,8	93,7	88,5
A	28	Wasser	104,61	0,70	33.680	32.471	31.449	28.386	96,4	93,4	84,3
A	26	Wasser	103,28	0,60	35.697	35.080	34.471	30.142	98,3	96,6	84,4
E-2	12	trocken	98,56	0,80	39.152	37.172	38.327	34.673	94,9	97,9	88,6
E-2	13	trocken	99,08	0,80	39.417	38.412	38.152	35.142	97,4	96,8	89,2
E-3	18	trocken	99,16	0,80	38.543	36.810	37.917	34.870	95,5	98,4	90,5
E-2	20	trocken	99,04	0,80	40.233	39.434	37.962	36.922	98,0	94,4	91,8
E-1	19	Wasser	98,86	0,80	41.017	39.509	40.590	36.935	96,3	99,0	90,0
E-1	20	Wasser	98,69	0,80	41.084	39.443	40.709	37.955	96,0	99,1	92,4
E-2	6	Wasser	98,59	0,80	41.555	39.196	40.691	36.323	94,3	97,9	87,4
E-2	8	Wasser	98,35	0,80	42.086	39.981	41.323	36.880	95,0	98,2	87,6
E-3	4	Wasser	98,66	0,80	41.884	39.500	41.178	37.332	94,3	98,3	89,1
E-3	7	Wasser	98,59	0,80	41.730	39.399	41.106	37.775	94,4	98,5	90,5
E-1	6	Wasser	98,61	0,65	41.357	38.604	39.933	31.977	93,3	96,6	77,3
E-1	10	Wasser	98,62	0,65	41.250	38.647	40.246	32.351	93,7	97,6	78,4
E-1	11	Wasser	98,68	0,65	41.983	38.574	40.344	32.783	91,9	96,1	78,1
E-1	21	Wasser	98,66	0,65	41.687	38.225	40.245	30.427	91,7	96,5	73,0
E-2	9	Wasser	98,46	0,65	42.242	38.727	40.652	34.424	91,7	96,2	81,5
E-3	3	Wasser	98,54	0,65	41.728	38.845	40.539	32.759	93,1	97,2	78,5
E-1	12**	Wasser	98,70	0,65	41.217	40.073	37.588	33.478	97,2	91,2	81,2
E-1	15**	Wasser	98,51	0,65	41.777	40.112	38.662	31.612	96,0	92,5	75,7
E-1	16**	Wasser	98,42	0,65	41.842	40.644	38.230	31.733	97,1	91,4	75,8
E-2	2**	Wasser	98,41	0,65	41.785	40.123	38.788	32.484	96,0	92,8	77,7
E-2	4**	Wasser	98,65	0,65	42.177	40.801	39.514	33.891	96,7	93,7	80,4
E-2	7**	Wasser	98,71	0,65	41.915	40.608	39.367	32.060	96,9	93,9	76,5
E-2	AB**	Wasser	98,67	0,65	41.953	40.018	38.232	31.121	95,4	91,1	74,2
E-3	6**	Wasser	98,41	0,65	41.773	41.088	39.367	34.260	98,4	94,2	82,0
E-3	11**	Wasser	98,51	0,65	41.578	40.482	38.952	31.379	97,4	93,7	75,5

Fortsetzung

Ch.	Nr.	Umg.	D _m [mm]	S ₀ [-]	E _s ⁰ [MPa]	E _s ^{III} [MPa]	E _s ^{III/III} [MPa]	E _s ^B [MPa]	E _s ^{III/E_s⁰} [%]	E _s ^{III/III/E_s⁰} [%]	E _s ^{B/E_s⁰} [%]
F-3	21.1	trocken	98,61	0,80	39.835	38.921	37.217	35.320	97,7	93,4	88,7
F-2	22	trocken	98,48	0,80	39.444	38.341	36.729	34.523	97,2	93,1	87,5
F-2	13	Wasser	98,72	0,80	39.371	38.382	36.577	34.425	97,5	92,9	87,4
F-2	17	trocken	99,28	0,74	39.240	38.091	36.013	33.543	97,1	91,8	85,5
F-2	19	trocken	99,19	0,74	39.030	37.971	36.050	33.804	97,3	92,4	86,6
F-2	23	trocken	98,99	0,74	39.082	37.952	36.066	34.375	97,1	92,3	88,0
F-3	15	trocken	98,43	0,74	40.037	38.824	36.397	33.909	97,0	90,9	84,7
F-3	17	trocken	99,33	0,74	39.167	37.927	36.554	33.835	96,8	93,3	86,4
F-3	19	trocken	99,24	0,74	37.881	36.739	34.967	31.325	97,0	92,3	82,7
F-2	4	Wasser	98,84	0,74	40.350	39.198	37.259	34.219	97,1	92,3	84,8
F-2	7	Wasser	98,54	0,74	40.719	39.785	37.057	34.727	97,7	91,0	85,3
F-3	7	Wasser	98,43	0,74	40.532	39.420	37.631	33.414	97,3	92,8	82,4
F-3	10	Wasser	98,85	0,74	40.723	39.346	37.554	33.430	96,6	92,2	82,1
F-3	11	Wasser	99,35	0,74	40.753	39.342	37.695	33.243	96,5	92,5	81,6
F-1	15	trocken	98,38	0,70	37.068	37.037	34.911	29.366	99,9	94,2	79,2
F-1	19	trocken	99,24	0,70	38.888	37.893	35.880	31.645	97,4	92,3	81,4
F-1	23	trocken	98,54	0,70	39.128	37.523	35.549	29.148	95,9	90,9	74,5
F-2	20	trocken	98,51	0,70	38.991	37.531	35.266	30.326	96,3	90,4	77,8
F-2	16	trocken	99,37	0,70	38.016	36.783	34.497	32.329	96,8	90,7	85,0
F-2	24	trocken	98,54	0,70	38.625	37.176	35.148	32.178	96,2	91,0	83,3
F-3	14	trocken	98,62	0,70	39.329	37.890	35.176	31.860	96,3	89,4	81,0
F-3	16	trocken	99,21	0,70	38.737	37.571	34.901	31.788	97,0	90,1	82,1
F-3	18	trocken	98,49	0,70	39.567	38.140	36.135	30.442	96,4	91,3	76,9
F-3	21	trocken	98,61	0,70	39.927	38.359	36.432	33.038	96,1	91,2	82,7
F-2	5	Wasser	98,61	0,70	40.112	39.088	37.891	31.883	97,4	94,5	79,5
F-2	11	Wasser	99,24	0,70	40.280	38.975	37.371	31.029	96,8	92,8	77,0
F-3	4	Wasser	99,31	0,70	39.818	38.461	36.759	34.373	96,6	92,3	86,3
F-3	5	Wasser	98,52	0,70	41.005	39.380	37.739	31.838	96,0	92,0	77,6
F-3	6	Wasser	98,88	0,70	40.878	39.420	37.255	31.899	96,4	91,1	78,0
F-3	8	Wasser	98,77	0,70	40.627	39.576	37.516	32.968	97,4	92,3	81,1
F-1	6	Wasser	99,31	0,65	39.672	38.161	36.199	27.959	96,2	91,2	70,5
F-2	8	Wasser	98,59	0,65	40.427	38.968	37.329	31.410	96,4	92,3	77,7
F-2	10	Wasser	99,04	0,65	40.487	38.958	37.242	29.606	96,2	92,0	73,1
F-2	12	Wasser	98,43	0,65	40.567	38.619	37.498	31.087	95,2	92,4	76,6
F-3	9	Wasser	98,57	0,65	39.971	38.632	36.884	30.526	96,7	92,3	76,4
F-3	12	Wasser	98,59	0,65	40.844	39.179	38.236	30.351	95,9	93,6	74,3

**unter Wasser gelagert und unter Wasser versiegelt geprüft

A-4.4 Dissipierte Energie je Lastwechsel

S ₀ /S _U = 0,74/0,05, trocken, H/D = 300 mm/100 mm									
F-2-17 N _f = 9.333		F-2-19 N _f = 9.800		F-2-23 N _f = 7.245		F-3-15 N _f = 9.054		F-3-17 N _f = 6.794	
E _D [kJ/m ³]	N _i [-]	E _D [kJ/m ³]	N _i [-]	E _D [kJ/m ³]	N _i [-]	E _D [kJ/m ³]	N _i [-]	E _D [kJ/m ³]	N _i [-]
3,99	0	3,84	0	4,28	0	3,80	0	3,68	0
3,89	1	3,82	1	4,21	1	3,69	1	3,67	1
3,90	2	3,73	2	4,11	2	3,66	2	3,61	2
3,84	3	3,68	3	4,10	3	3,63	3	3,57	12
3,70	13	3,53	13	4,05	4	3,50	13	3,52	22
3,68	23	3,53	23	3,91	14	3,47	23	3,50	32
3,63	33	3,48	33	3,96	24	3,39	33	3,47	42
3,61	43	3,49	43	3,92	34	3,34	43	3,54	52
3,62	53	3,45	53	3,85	44	3,34	53	3,54	62
3,65	63	3,48	63	3,85	54	3,33	63	3,53	72
3,60	73	3,50	73	3,85	64	3,29	73	3,54	82
3,61	83	3,46	83	3,90	74	3,38	83	3,48	92
3,60	93	3,49	93	3,88	84	3,29	93	3,57	193
3,62	194	3,47	194	3,90	94	3,31	194	3,61	293
3,66	294	3,50	294	3,84	195	3,27	294	3,67	394
3,62	394	3,51	394	3,87	295	3,23	394	3,65	494
3,66	494	3,55	494	3,89	395	3,22	494	3,66	594
3,67	595	3,56	594	3,98	495	3,23	595	3,68	694
3,71	695	3,59	695	4,00	596	3,19	695	3,70	794
3,74	795	3,66	795	4,02	696	3,11	795	3,73	894
3,79	895	3,67	895	4,07	796	3,15	895	3,73	994
3,73	995	3,67	995	4,12	896	3,06	995	3,88	1.996
3,93	1.996	3,88	1.996	4,11	996	3,31	1.996	4,03	2.997
4,09	2.997	4,02	2.996	4,27	1.997	3,44	2.997	4,16	3.998
4,21	3.997	4,16	3.997	4,44	2.998	3,68	3.998	4,32	4.999
4,42	4.997	4,34	4.997	4,47	3.999	4,02	4.997	4,60	6.000
4,59	5.998	4,46	5.998	4,68	4.999	4,21	5.998	6,12	6.790
4,76	6.998	4,62	6.998	4,92	6.000	4,33	6.998	6,29	6.791
4,98	7.999	4,79	7.999	5,38	7.000	4,79	7.999	6,71	6.792
5,37	9.000	5,04	8.999	6,83	7.241	5,49	9.000	7,29	6.793
7,50	9.329	7,02	9.796	6,93	7.242	7,55	9.050	8,85	6.794
7,71	9.330	7,06	9.797	7,07	7.243	7,58	9.051		
7,80	9.331	7,03	9.798	7,35	7.244	7,70	9.052		
7,88	9.332	7,11	9.799	8,94	7.245	8,26	9.053		
8,62	9.333	7,34	9.800			23,14	9.054		

So/Su = 0,74/0,05 trocken		So/Su = 0,74/0,05, Wasser, H/D = 300 mm/100 mm							
F-3-19 Nf = 7.906		F-2-4 Nf = 3.444		F-2-6 Nf = 946		F-2-7 Nf = 4.105		F-3-10 Nf = 3.547	
ED [kJ/m ³]	Ni [-]	ED [kJ/m ³]	Ni [-]	ED [kJ/m ³]	Ni [-]	ED [kJ/m ³]	Ni [-]	ED [kJ/m ³]	Ni [-]
4,61	0	3,95	0	4,26	0	3,35	0	3,11	0
4,52	1	3,89	1	4,20	1	3,33	1	3,09	1
4,46	2	3,82	2	4,17	2	3,31	2	3,10	2
4,39	3	3,81	3	4,11	3	3,21	12	3,16	12
4,37	4	3,76	13	4,02	13	3,23	22	3,19	22
4,24	14	3,70	23	4,10	23	3,21	32	3,20	32
4,19	24	3,73	33	4,06	33	3,15	42	3,20	42
4,16	34	3,69	43	4,07	43	3,20	52	3,22	52
4,13	44	3,70	53	4,19	54	3,17	62	3,24	62
4,13	54	3,72	63	4,00	64	3,20	72	3,30	72
4,16	64	3,73	73	4,07	74	3,23	82	3,28	82
4,17	74	3,73	83	4,07	84	3,19	92	3,25	92
4,10	84	3,72	93	4,12	94	3,32	193	3,45	193
4,15	94	3,81	194	4,17	196	3,42	294	3,60	294
4,15	195	3,80	295	4,41	297	3,49	394	3,65	394
4,17	295	3,89	395	4,50	398	3,56	494	3,73	494
4,20	395	3,94	495	4,50	499	3,66	594	3,80	595
4,21	495	3,99	595	4,54	600	3,72	695	3,85	695
4,23	596	3,97	696	4,60	701	3,81	795	3,89	795
4,29	696	3,98	796	4,57	802	3,93	895	3,94	895
4,28	796	4,01	896	4,80	903	3,93	995	3,99	996
4,30	896	4,05	996	6,16	942	4,42	1.997	4,48	1.998
4,32	996	4,36	1.999	5,93	943	4,52	3.000	4,58	3.001
4,51	1.997	4,87	3.001	6,09	944	5,45	4.002	6,77	3.543
4,71	2.998	6,37	3.440	6,13	945	7,25	4.101	8,04	3.544
4,85	3.999	6,62	3.441	23,87	946	7,33	4.102	7,54	3.545
5,03	4.998	7,70	3.442			7,52	4.103	7,80	3.546
5,26	5.999	8,45	3.443			7,86	4.104	10,59	3.547
5,53	6.999	14,05	3.444			16,99	4.105		
9,30	7.902								
9,47	7.903								
9,63	7.904								
10,05	7.905								
11,55	7.906								
4,61	0								
4,52	1								

$S_o/S_u = 0,74/0,05$, Wasser, H/D = 300/100				$S_o/S_u = 0,70/0,05$, trocken, H/D = 300 mm/100 mm					
F-3-11 $N_f = 4.856$		F-3-7 $N_f = 4.882$		F-1-15 $N_f = 23.336$		F-1-23 $N_f = 14.739$		F-2-24 $N_f = 17.686$	
E_D [kJ/m ³]	N_i [-]	E_D [kJ/m ³]	N_i [-]	E_D [kJ/m ³]	N_i [-]	E_D [kJ/m ³]	N_i [-]	E_D [kJ/m ³]	N_i [-]
3,65	0	4,37	0	3,79	0	3,10	0	3,02	0
3,61	1	4,29	1	3,72	1	3,10	1	3,04	1
3,60	2	4,27	2	3,68	2	3,10	2	2,97	2
3,58	3	4,25	3	3,68	3	2,97	12	2,88	12
3,75	13	4,22	13	3,78	13	2,94	22	2,80	22
3,75	23	4,18	23	4,01	23	2,95	32	2,84	32
3,68	33	4,14	33	4,16	33	2,94	42	2,78	42
3,73	43	4,16	43	4,17	43	2,95	52	2,80	52
3,69	53	4,18	53	4,22	53	2,92	62	2,82	62
3,75	63	4,20	63	4,25	63	2,92	72	2,79	72
3,73	73	4,18	73	4,34	73	2,93	82	2,80	82
3,77	83	4,18	83	4,47	83	2,90	92	2,79	92
3,79	93	4,22	93	4,49	93	2,90	193	2,81	193
3,80	194	4,10	194	2,98	194	2,95	293	2,83	293
3,84	294	4,13	295	3,02	294	3,00	393	2,87	393
3,91	395	4,11	395	3,03	394	3,00	493	2,90	493
3,96	495	4,19	495	3,03	494	3,03	593	2,89	593
4,03	595	4,14	595	3,07	594	3,04	693	2,89	693
4,01	695	4,14	695	3,07	694	3,07	793	2,91	793
4,00	795	4,20	795	3,11	794	3,05	894	2,93	893
4,05	895	4,21	896	3,09	894	3,10	994	2,93	994
4,09	996	4,24	996	3,11	994	3,21	1.994	3,13	1.994
4,09	1.997	4,46	1.997	3,26	1.995	3,35	2.995	3,26	2.995
4,21	2.999	4,66	2.999	3,34	2.995	3,44	3.995	3,38	3.995
4,67	4.001	4,85	4.001	3,42	3.995	3,53	4.995	3,49	4.995
8,42	4.852	8,13	4.578	3,51	4.995	3,60	5.996	3,58	5.995
7,95	4.853	7,97	4.579	3,55	5.995	3,67	6.995	3,69	6.995
7,99	4.854	8,36	4.580	3,58	6.994	3,73	7.996	3,71	7.995
8,71	4.855	8,41	4.581	3,63	7.995	3,85	8.996	3,78	8.996
34,55	4.856	9,23	4.582	3,73	8.995	3,91	9.997	3,82	9.996
				3,76	9.995	6,52	14.735	6,41	17.682
				4,20	19.996	6,42	14.736	6,49	17.683
				6,91	23.332	6,53	14.737	6,81	17.684
				7,07	23.333	11,28	14.738	7,49	17.685
				12,11	23.334	27,99	14.739	10,05	17.686
				9,15	23.335				
				9,70	23.336				

S ₀ /S _U = 0,70/0,05, trocken, H/D = 300 mm/100 mm									
F-2-16 N _f = 16.642		F-2-19 N _f = 8.140		F-2-20 N _f = 31.026		F-3-18 N _f = 29.568		F-3-14 N _f = 21.113	
E _D [kJ/m ³]	N _i [-]	E _D [kJ/m ³]	N _i [-]	E _D [kJ/m ³]	N _i [-]	E _D [kJ/m ³]	N _i [-]	E _D [kJ/m ³]	N _i [-]
3,19	0	2,93	0	3,14	0	2,86	0	2,82	0
3,20	1	2,91	1	3,11	1	2,78	1	2,81	1
3,17	2	2,86	2	3,07	2	2,74	2	2,82	2
3,07	12	2,76	12	3,02	3	2,64	12	2,72	12
3,03	22	2,70	22	2,92	13	2,63	22	2,69	22
3,02	32	2,70	32	2,87	23	2,60	32	2,68	32
3,01	42	2,65	42	2,86	33	2,58	42	2,67	42
3,01	52	2,66	52	2,83	43	2,55	52	2,71	52
2,99	62	2,63	62	2,82	53	2,54	62	2,67	62
3,04	72	2,66	72	2,83	63	2,57	72	2,64	72
3,06	82	2,66	82	2,81	73	2,53	82	2,63	82
3,02	92	2,65	92	2,82	83	2,54	92	2,67	92
3,04	193	2,67	193	2,82	93	2,48	193	2,69	193
3,07	293	2,69	293	2,80	194	2,48	293	2,71	293
3,13	393	2,71	393	2,81	294	2,46	393	2,72	393
3,17	493	2,74	494	2,79	394	2,50	493	2,72	493
3,17	593	2,72	594	2,85	494	2,54	593	2,74	593
3,20	693	2,77	694	2,84	594	2,56	693	2,79	693
3,16	793	2,75	794	2,86	694	2,57	793	2,76	793
3,20	893	2,75	894	2,86	794	2,56	893	2,76	893
3,21	994	2,80	994	2,85	894	2,59	993	2,81	993
3,31	1.994	2,96	1.995	2,85	994	2,68	1.994	2,91	1.994
3,35	2.995	3,05	2.996	3,01	1.995	2,76	2.994	3,00	2.994
3,42	3.995	3,17	3.997	3,07	2.995	2,85	3.994	3,12	3.995
3,43	4.995	3,28	4.998	3,12	3.995	2,96	4.994	3,20	4.994
3,59	5.995	3,39	5.999	3,20	4.994	2,96	5.994	3,29	5.995
3,66	6.995	3,61	6.999	3,27	5.995	3,03	6.993	3,37	6.994
3,70	7.995	4,25	8.000	3,32	6.994	3,09	7.994	3,44	7.994
3,80	8.996	5,27	8.136	3,32	7.994	3,14	8.994	3,49	8.995
3,83	9.996	5,44	8.137	3,40	8.994	3,17	9.994	3,62	9.995
5,70	16.638	7,48	8.138	3,45	9.995	3,39	19.995	4,43	19.997
5,87	16.639	9,69	8.139	3,62	19.994	4,88	29.565	6,15	21.109
6,06	16.640	13,71	8.140	4,05	29.994	6,27	29.565	6,32	21.110
6,37	16.641			7,13	31.022	6,28	29.566	6,59	21.111
13,65	16.642			7,17	31.023	6,63	29.567	7,31	21.112
				7,53	31.024	9,05	29.568	12,12	21.113
				7,81	31.025				
				8,50	31.026				

$S_o/S_u = 0,70/0,05$, trocken, H/D = 300/100				$S_o/S_u = 0,70/0,05$, Wasser, H/D = 300 mm/100 mm					
F-3-16 $N_f = 22.153$		F-3-21 $N_f = 19.635$		F-2-11 $N_f = 16.709$		F-3-8 $N_f = 10.900$		F-3-4 $N_f = 12.369$	
E_D [kJ/m ³]	N_i [-]	E_D [kJ/m ³]	N_i [-]	E_D [kJ/m ³]	N_i [-]	E_D [kJ/m ³]	N_i [-]	E_D [kJ/m ³]	N_i [-]
2,73	0	2,86	0	3,35	0	3,04	0	3,50	0
2,69	1	2,76	1	3,34	1	3,02	1	3,47	1
2,69	2	2,82	2	3,34	2	3,03	2	3,44	2
2,62	12	2,72	12	3,25	3	2,94	12	3,35	12
2,60	22	2,68	22	3,19	13	2,85	22	3,32	22
2,56	32	2,70	32	3,15	23	2,87	32	3,27	32
2,56	42	2,67	42	3,16	33	2,84	42	3,29	42
2,54	52	2,73	52	3,21	43	2,84	52	3,26	52
2,57	62	2,69	62	3,14	53	2,84	62	3,33	62
2,53	72	2,71	72	3,11	63	2,84	72	3,31	72
2,54	82	2,69	82	3,18	73	2,88	82	3,26	82
2,53	92	2,66	92	3,12	83	2,91	92	3,25	92
2,53	193	2,69	193	3,13	93	3,07	193	3,26	193
2,54	293	2,62	293	3,14	194	3,15	293	3,22	293
2,56	393	2,63	393	3,15	294	3,12	393	3,29	393
2,58	493	2,68	493	3,12	394	3,04	493	3,29	493
2,58	593	2,64	593	3,15	494	3,16	593	3,30	593
2,58	693	2,64	693	3,12	594	3,12	694	3,32	694
2,61	793	2,59	793	3,18	694	3,09	794	3,33	794
2,65	893	2,64	893	3,25	794	3,19	894	3,33	894
2,70	993	2,54	993	3,16	894	3,22	994	3,30	994
2,74	1.994	2,75	1.994	3,24	994	3,29	1.995	3,45	1.994
2,81	2.994	2,92	2.994	3,35	1.995	3,63	2.995	3,41	2.995
2,95	3.995	2,87	3.995	3,54	2.995	3,72	3.996	3,35	3.996
3,00	4.994	2,99	4.994	3,60	3.996	3,78	4.996	3,40	4.996
3,08	5.994	3,03	5.995	3,62	4.995	3,71	5.997	3,51	5.996
3,13	6.994	3,23	6.994	3,72	5.996	3,52	6.997	3,60	6.996
3,22	7.994	3,13	7.995	3,77	6.995	3,75	7.998	3,67	7.997
3,24	8.995	3,20	8.995	3,84	7.996	3,93	8.998	3,72	8.998
3,31	9.995	3,15	9.996	3,89	8.996	3,96	9.999	3,84	9.998
3,96	19.996	5,10	19.631	3,83	9.997	4,61	10.896	5,09	12.365
6,26	22.149	5,12	19.632	7,52	16.903	8,16	10.897	5,10	12.366
6,36	22.150	5,33	19.633	6,46	16.904	6,91	10.898	5,19	12.367
6,57	22.151	7,59	19.634	6,71	16.905	9,33	10.899	5,71	12.368
6,93	22.152	8,85	19.635	10,89	16.906	8,81	10.900	6,30	12.369
8,10	22.153			10,74	16.907				

$S_o/S_u = 0,70/0,05$, Wasser, H/D = 300 mm/100 mm						$S_o/S_u = 0,65/0,05$, Wasser, H/D = 300 /100			
F-2-5 $N_f = 6.915$		F-3-6 $N_f = 22.900$		F-3-5 $N_f = 18.146$		F-1-6 $N_f = 25.339$		F-2-8 $N_f = 30.801$	
E_D [kJ/m ³]	N_i [-]	E_D [kJ/m ³]	N_i [-]	E_D [kJ/m ³]	N_i [-]	E_D [kJ/m ³]	N_i [-]	E_D [kJ/m ³]	N_i [-]
3,68	0	2,92	0	3,60	0	3,10	0	2,48	0
3,59	1	2,84	1	3,55	1	3,05	1	2,41	1
3,58	2	2,83	2	3,49	2	2,99	2	2,39	2
3,56	3	2,82	3	3,46	12	2,94	12	2,35	12
3,52	4	2,75	13	3,43	22	2,90	22	2,31	22
3,41	14	2,70	23	3,44	32	2,87	32	2,25	32
3,43	24	2,67	33	3,37	42	2,83	42	2,26	42
3,39	34	2,67	43	3,40	52	2,85	52	2,29	52
3,42	44	2,71	53	3,40	62	2,82	62	2,26	62
3,43	54	2,65	63	3,43	72	2,89	72	2,27	72
3,41	64	2,71	73	3,36	82	2,82	82	2,29	82
3,40	74	2,68	83	3,35	92	2,89	92	2,24	92
3,39	84	2,66	93	3,32	193	2,86	193	2,26	193
3,36	94	2,69	194	3,31	293	2,88	293	2,32	293
3,43	195	2,67	294	3,28	393	2,89	393	2,37	393
3,43	295	2,67	394	3,27	493	2,93	493	2,37	493
3,44	395	2,70	494	3,23	593	2,94	593	2,39	593
3,47	495	2,74	594	3,24	693	2,97	693	2,44	693
3,50	596	2,73	694	3,17	793	3,00	793	2,40	793
3,52	696	2,75	794	3,13	893	2,97	893	2,45	893
3,49	796	2,77	894	3,10	993	3,01	993	2,49	993
3,54	896	2,83	994	3,07	1.994	3,09	1.994	2,58	1.994
3,53	996	3,04	1.995	3,14	2.994	3,15	2.994	2,57	2.994
3,60	1.997	3,32	2.995	3,21	3.995	3,19	3.994	2,54	3.994
3,72	2.998	3,41	3.995	3,33	4.994	3,26	4.994	2,60	4.993
3,78	3.999	3,37	4.995	3,27	5.995	3,26	5.994	2,79	5.994
3,85	4.999	3,42	5.995	3,34	6.994	3,34	6.993	2,78	6.993
4,01	6.000	3,41	6.994	3,36	7.995	3,41	7.994	2,74	7.993
5,69	6.911	3,46	7.995	3,42	8.995	3,36	8.994	2,74	8.994
5,86	6.912	3,50	8.995	3,44	9.996	3,41	9.995	2,73	9.994
6,30	6.913	3,45	9.995	6,81	18.142	3,61	19.995	2,85	19.994
7,68	6.914	3,92	19.996	6,74	18.143	6,49	25.335	3,34	29.994
15,32	6.915	5,93	22.896	7,21	18.144	6,64	25.336	5,12	30.797
		6,02	22.897	7,74	18.145	6,97	25.337	5,58	30.798
		7,17	22.898	13,38	18.146	12,42	25.338	5,67	30.799
		7,42	22.899			18,40	25.339	6,01	30.800
		12,40	22.900					6,34	30.801

S ₀ /S _U = 0,65/0,05, Wasser, H/D = 300 mm/100 mm							
F-2-10 N _f = 30.740		F-2-12 N _f = 46.283		F-3-9 N _f = 27.461		F-3-12 N _f = 14.368	
E _D [kJ/m ³]	N _i [-]	E _D [kJ/m ³]	N _i [-]	E _D [kJ/m ³]	N _i [-]	E _D [kJ/m ³]	N _i [-]
2,69	0	2,99	0	2,94	0	3,14	0
2,68	1	2,87	1	2,93	1	3,05	1
2,65	2	2,78	2	2,88	2	2,99	2
2,56	12	2,77	3	2,87	3	2,97	3
2,58	22	2,75	4	2,80	4	2,97	4
2,52	32	2,68	14	2,77	14	2,91	14
2,52	42	2,66	24	2,67	24	2,85	24
2,53	52	2,62	34	2,59	34	2,81	34
2,53	62	2,60	44	2,55	44	2,81	44
2,51	72	2,65	54	2,50	54	2,83	54
2,53	82	2,63	64	2,51	64	2,81	64
2,53	92	2,65	74	2,47	74	2,83	74
2,54	194	2,63	84	2,48	84	2,77	84
2,56	294	2,59	94	2,47	94	2,75	94
2,54	394	2,62	195	2,48	195	2,78	195
2,63	495	2,65	295	2,48	295	2,71	295
2,60	595	2,75	395	2,53	395	2,68	395
2,62	696	2,67	495	2,57	495	2,71	495
2,55	796	2,72	595	2,57	595	2,68	595
2,58	896	2,69	695	2,55	695	2,69	695
2,62	997	2,68	795	2,53	795	2,65	795
2,67	2.000	2,71	895	2,52	895	2,66	895
2,76	3.004	2,67	995	2,57	995	2,67	995
2,86	4.008	2,84	1.995	2,76	1.996	2,64	1.996
2,88	5.011	2,85	2.995	2,86	2.996	2,55	2.996
2,95	6.015	2,92	3.996	3,00	3.996	2,54	3.997
2,97	7.017	2,95	4.995	3,04	4.995	2,54	4.996
2,99	8.021	2,97	5.995	3,00	5.996	2,47	5.997
3,01	9.025	3,03	6.994	3,06	6.995	2,46	6.996
3,01	10.029	3,06	7.994	3,03	7.995	2,47	7.997
3,14	20.063	3,06	8.994	3,09	8.995	2,39	8.997
6,31	30.736	3,10	9.995	3,11	9.996	2,40	9.998
6,32	30.737	3,13	19.993	3,37	19.995	5,82	14.364
6,75	30.738	3,25	29.992	5,92	27.457	6,03	14.365
7,84	30.739	3,94	39.990	6,82	27.458	6,25	14.366
9,24	30.740	6,13	46.280	6,71	27.459	7,14	14.367
		6,77	46.281	7,58	27.460	10,61	14.368
		6,95	46.282	11,01	27.461		
		8,34	46.283				

S₀/S_U = 0,80/0,05, trocken, H/D = 300 mm/100 mm								S₀/S_U = 0,80/0,05, Wasser	
E-2-12 N_f = 2.045		E-2-13 N_f = 3.084		E-2-20 N_f = 1.842		E-3-18 N_f = 1.194		E-3-7 N_f = 469	
E_D [kJ/m ³]	N_i [-]	E_D [kJ/m ³]	N_i [-]	E_D [kJ/m ³]	N_i [-]	E_D [kJ/m ³]	N_i [-]	E_D [kJ/m ³]	N_i [-]
5,43	0	5,02	0	4,35	0	5,49	0	5,32	0
5,43	1	4,98	1	4,34	1	5,41	1	5,16	1
5,37	2	4,93	2	4,32	2	5,36	2	5,09	2
5,29	3	4,87	3	4,27	3	5,22	12	5,03	3
5,21	13	4,76	13	4,11	13	5,20	22	4,97	4
5,13	23	4,73	23	4,06	23	5,19	32	5,02	14
5,14	33	4,72	33	4,04	33	5,11	42	5,05	24
5,12	43	4,72	43	4,06	43	5,16	52	5,08	35
5,13	53	4,75	53	4,16	53	5,11	62	5,04	45
5,12	63	4,72	63	4,23	63	5,15	73	5,02	55
5,09	73	4,73	73	4,33	73	5,13	83	5,07	65
5,13	83	4,76	83	4,46	83	5,12	93	5,08	75
5,11	93	4,76	93	4,50	93	5,13	194	5,05	85
5,15	195	4,89	195	4,62	195	5,21	295	4,94	96
5,19	295	4,95	295	3,96	295	5,26	396	5,17	198
5,20	396	4,97	395	3,94	396	5,30	497	5,42	300
5,21	496	4,95	495	3,99	496	5,30	598	6,08	402
5,28	597	4,99	596	4,13	597	5,43	698	6,96	465
5,31	697	4,99	696	4,23	697	5,41	799	7,28	466
5,36	798	5,08	796	4,23	797	5,55	900	7,16	467
5,39	898	5,11	897	4,30	898	5,52	1.001	8,07	468
5,47	998	5,14	997	4,30	998	7,05	1.190	8,57	469
6,09	2.003	5,58	2.000	5,18	1.838	7,08	1.191		
6,77	2.042	6,28	3.003	5,20	1.839	7,08	1.192		
7,36	2.043	7,41	3.081	5,16	1.840	7,23	1.193		
8,40	2.044	7,11	3.082	5,54	1.841	7,35	1.194		
11,62	2.045	7,23	3.083	21,46	1.842				
		7,24	3.084						

S ₀ /S _U = 0,80/0,05, Wasser, H/D = 300 mm/100 mm									
E-1-19 N _f = 313		E-1-20 N _f = 206		E-2-6 N _f = 950		E-2-8 N _f = 531		E-3-4 N _f = 711	
E _D [kJ/m ³]	N _i [-]	E _D [kJ/m ³]	N _i [-]	E _D [kJ/m ³]	N _i [-]	E _D [kJ/m ³]	N _i [-]	E _D [kJ/m ³]	N _i [-]
5,26	0	5,44	0	5,13	0	5,11	0	5,33	0
5,15	1	5,29	1	5,15	1	5,11	1	5,20	1
5,10	2	5,26	2	5,08	2	5,06	2	5,15	2
5,05	12	5,23	3	4,99	3	4,97	3	5,06	3
5,07	23	5,17	4	4,96	13	4,84	13	5,00	4
5,06	33	5,16	14	4,91	23	4,79	23	4,95	14
5,06	43	5,12	25	4,90	33	4,80	34	4,97	24
5,09	54	5,23	35	4,90	43	4,82	44	4,91	34
5,13	64	5,16	46	4,91	53	4,83	54	4,90	44
5,08	74	5,28	56	4,95	64	4,84	64	4,95	55
5,20	84	5,34	66	4,88	74	4,82	74	4,92	65
5,17	95	5,38	77	4,95	84	4,82	84	4,93	75
5,32	199	5,44	87	4,97	94	4,79	94	4,98	85
5,88	302	5,54	97	5,12	196	4,82	197	4,91	95
6,00	309	6,61	202	5,33	297	4,79	298	5,01	197
6,27	310	6,61	202	5,47	397	4,87	400	5,16	298
10,71	311	6,67	203	5,57	498	5,37	502	5,29	399
11,08	312	7,31	204	5,67	599	7,72	527	5,40	500
8,49	313	7,89	205	5,84	700	10,83	528	5,57	601
		10,12	206	5,87	801	7,34	529	6,31	702
				6,08	902	8,69	530	6,99	707
				6,80	946	11,51	531	6,85	708
				6,81	947			7,11	709
				6,96	948			7,83	710
				10,05	949			18,68	711
				22,09	950				

S₀/S_U = 0,80/0,05, trocken, H/D = 180 mm/60 mm									
D-71 N_f = 1.900		D-75 N_f = 2.515		D-79 N_f = 2.203		D-80 N_f = 2.834		D-81 N_f = 2.015	
E_D [kJ/m ³]	N_i [-]	E_D [kJ/m ³]	N_i [-]	E_D [kJ/m ³]	N_i [-]	E_D [kJ/m ³]	N_i [-]	E_D [kJ/m ³]	N_i [-]
5,04	0	4,92	0	4,76	0	4,41	0	4,70	0
4,76	10	4,87	1	4,62	1	4,09	10	4,76	1
4,75	20	4,85	2	4,62	2	3,95	20	4,76	2
4,68	30	4,92	12	4,37	12	4,03	30	4,73	3
4,67	40	5,00	22	4,30	22	3,92	40	4,99	13
4,67	50	4,93	32	4,29	32	3,95	50	4,39	23
4,70	60	4,92	42	4,32	42	3,87	60	4,03	33
4,67	70	4,90	52	4,28	52	3,93	70	4,12	43
4,59	80	4,82	62	4,31	62	3,90	80	4,07	53
4,65	91	4,69	72	4,27	72	3,80	90	4,06	63
4,72	192	4,68	82	4,32	82	3,84	192	4,11	73
4,69	293	4,66	92	4,29	92	3,92	292	4,07	83
4,88	393	4,63	194	4,43	194	3,97	393	4,29	93
4,78	494	4,65	294	4,48	294	4,00	493	4,57	195
4,76	594	4,61	394	4,54	395	4,06	593	4,60	295
4,91	695	4,65	495	4,53	495	4,14	694	4,61	396
4,96	796	4,66	595	4,59	595	4,15	794	4,61	496
4,97	896	4,72	695	4,62	696	4,30	894	4,57	596
5,00	997	4,70	796	4,69	796	4,25	995	4,63	697
7,35	1.896	4,72	896	4,64	897	4,79	1.999	4,60	797
7,48	1.897	4,78	997	4,66	997	6,95	2.830	4,60	898
7,72	1.898	5,17	2.000	5,26	2.001	7,37	2.831	4,64	998
8,23	1.899	5,99	2.511	6,52	2.199	8,91	2.832	6,22	2.002
8,88	1.900	6,17	2.512	6,64	2.200	12,47	2.833	7,15	2.011
		6,38	2.513	7,00	2.201	14,54	2.834	7,92	2.012
		6,80	2.514	7,81	2.202			8,80	2.013
		9,43	2.515	11,53	2.203			10,18	2.014
								15,69	2.015

S_O/S_U = 0,80/0,05, trocken, H/D = 180/60		S_O/S_U = 0,80/0,05, Wasser H/D = 180/60	
D-83 N_f = 2.227		D-5 N_f = 763	
E_D [kJ/m³]	N_i [-]	E_D [kJ/m³]	N_i [-]
4,56	0	4,96	0
4,43	1	4,85	1
4,41	2	4,84	2
4,25	12	4,76	12
4,13	22	4,75	22
4,11	32	4,80	32
4,12	42	4,80	42
4,10	52	4,89	53
4,10	62	4,81	63
4,05	72	4,90	73
4,01	82	4,83	83
3,97	92	4,90	93
4,09	194	5,08	195
4,08	294	5,14	296
4,15	395	5,22	398
4,23	495	5,35	499
4,19	595	5,63	600
4,19	696	5,94	701
4,15	796	6,90	759
4,25	897	7,27	760
4,26	997	7,97	761
5,17	2.001	8,55	762
6,53	2.223	16,75	763
6,61	2.224		
6,64	2.225		
7,52	2.226		
9,18	2.227		

S₀/S_U = 0,80/0,05, Wasser, H/D = 180 mm/60 mm									
D-39 N_f = 726		D-40 N_f = 726		D-11 N_f = 819		D-15 N_f = 1.132		D-32 N_f = 726	
E_D [kJ/m ³]	N_i [-]	E_D [kJ/m ³]	N_i [-]	E_D [kJ/m ³]	N_i [-]	E_D [kJ/m ³]	N_i [-]	E_D [kJ/m ³]	N_i [-]
4,70	0	5,08	0	4,48	0	5,04	0	5,21	0
4,58	1	5,06	1	4,47	1	5,12	1	5,17	1
4,52	2	5,02	2	4,27	11	4,85	11	5,12	2
4,42	12	4,79	12	4,09	21	4,82	21	4,80	12
4,39	22	4,80	22	4,22	31	4,79	31	4,83	22
4,43	32	4,80	32	4,34	42	4,79	41	4,89	32
4,31	42	4,81	42	4,34	52	4,86	51	4,76	43
4,34	52	4,81	53	4,34	62	4,90	62	4,86	53
4,38	62	4,83	63	4,33	72	5,03	72	4,88	63
4,35	73	4,82	73	4,36	82	5,05	82	4,93	73
4,43	83	4,80	83	4,32	92	4,99	92	5,07	83
4,40	93	4,81	93	4,61	194	4,99	194	4,97	93
4,58	194	4,90	195	4,99	296	5,15	295	5,18	195
4,69	295	5,09	296	4,89	397	5,22	395	5,54	297
4,80	396	5,23	397	5,02	498	5,39	496	5,45	398
4,90	497	5,40	498	5,00	599	5,57	597	5,68	499
5,02	597	5,56	599	5,30	701	5,63	698	5,80	600
5,19	698	5,69	700	5,86	802	5,67	799	6,57	702
5,24	799	6,00	801	6,76	815	5,81	900	7,15	722
5,37	900	6,50	902	6,92	816	6,00	1.001	7,18	723
5,58	1.000	7,77	929	7,10	817	6,89	1.128	7,39	724
9,12	1.225	7,97	930	7,47	818	7,52	1.129	7,79	725
8,73	1.226	8,18	931	7,47	819	8,74	1.130	8,97	726
9,35	1.227	8,54	932			8,30	1.131		
8,91	1.228	10,04	933			18,40	1.132		
17,36	1.229								

S_O/S_U = 0,70/0,05, trocken				S_O/S_U = 0,70/0,05, Wasser, H/D = 180 mm/60 mm					
D-73 N_f = 252.484		D-82 N_f = 100.980		D-22 N_f = 9.365		D-6 N_f = 4.316		D-16 N_f = 5.576	
E_D [kJ/m³]	N [-]	E_D [kJ/m³]	N [-]	E_D [kJ/m³]	N [-]	E_D [kJ/m³]	N [-]	E_D [kJ/m³]	N [-]
2,97	0	3,07	0	3,29	0	1,58	0	3,38	0
2,88	10	2,91	10	3,21	1	1,73	1	3,33	1
2,78	20	2,86	20	3,10	11	3,30	11	3,21	11
2,66	30	2,85	30	3,02	21	3,20	21	3,19	21
2,64	40	2,84	40	3,08	31	3,18	31	3,17	31
2,65	50	2,88	50	3,21	41	3,19	41	3,15	41
2,61	60	2,86	60	3,05	51	3,20	51	3,15	51
2,55	70	2,87	70	2,97	61	3,29	61	3,17	61
2,56	80	2,77	80	3,02	71	3,18	71	3,16	71
2,56	90	2,82	90	3,03	81	3,21	81	3,21	81
2,50	191	2,84	191	3,09	91	3,25	91	3,18	91
2,46	291	2,87	291	3,05	192	3,19	192	3,15	192
2,44	391	2,80	391	3,02	292	3,32	293	3,20	293
2,47	491	2,81	491	3,02	392	3,36	393	3,21	393
2,43	591	2,81	591	3,08	493	3,27	493	3,29	493
2,44	691	2,80	691	3,10	593	3,30	594	3,26	593
2,47	791	2,76	791	3,09	693	3,30	694	3,23	693
2,46	891	2,78	891	3,07	793	3,34	794	3,32	793
2,41	991	2,79	991	3,15	893	3,39	894	3,42	894
2,44	1.991	2,83	1.991	3,15	993	3,43	995	3,30	994
2,48	2.991	2,90	2.991	3,23	1.994	3,63	1.997	3,37	1.996
2,52	3.991	2,98	3.991	3,31	2.996	3,71	3.000	3,56	2.997
2,49	4.990	2,83	4.991	3,38	3.997	4,04	4.002	3,80	3.999
2,62	5.990	3,03	5.991	3,56	4.997	5,89	4.313	4,26	5.000
2,60	6.989	2,90	6.990	3,55	5.998	6,16	4.314	6,27	5.572
2,61	7.989	2,89	7.990	3,69	6.998	6,67	4.315	6,57	5.573
2,54	8.989	2,90	8.990	3,83	7.999	14,75	4.316	6,82	5.574
2,57	9.989	2,94	9.990	4,11	9.001			7,20	5.575
2,52	19.987	3,00	19.988	5,91	9.362			8,41	5.576
2,39	29.984	2,80	29.987	6,07	9.363				
2,41	39.982	3,04	39.985	6,39	9.364				
2,30	49.979	3,08	49.983	6,77	9.365				
2,37	59.977	3,04	59.981						
2,56	69.975	3,14	69.980						
2,64	79.972	2,72	79.979						
2,55	89.970	3,44	89.977						
2,51	99.967	3,66	99.975						
2,69	199.943	5,06	100.977						
4,03	252.480	5,14	100.978						
4,09	252.481	5,12	100.979						
4,12	252.482	5,52	100.980						
4,37	252.483								
17,24	252.484								

A-5

Versagensverhalten unter Wasser gelagerter und geprüfter Proben

A-5.1 Vollständige Auswertung der Schädigungsaktivität für Probekörper D-15

D-15, $S_O/S_U = 0,80/0,05$ [-], $N_f = 1.132$ [-], Richtung = 0°						
Schädigungsaktivität [%]						
6	44	0				
0	4	3				
30	5	8				
N [-]	Zeit [hh:mm:ss]	Erscheinung	Position	qty	Faktor	Gesamt
1	00:00:01	Luftblasenbildung	V3H3	5	0,10	0,50
4	00:00:04	Luftblasenbildung	V1H1	1	1,00	1,00
17	00:00:17	Mörtelplättchen	V1H1	1	1,00	1,00
40	00:00:40	Luftblasenbildung	V3H3	1	0,10	0,10
57	00:00:57	Mörtelplättchen	V3H3	1	1,00	1,00
105	00:01:45	Mörtelplättchen	V3H3	1	1,00	1,00
140	00:02:20	Nebelschwade	V2H1	1	1,00	1,00
155	00:02:35	Luftblasenbildung	V1H1	1	1,00	1,00
166	00:02:46	Mörtelplättchen	V2H1	1	1,00	1,00
172	00:02:52	Mörtelplättchen	V2H3	1	1,00	1,00
189	00:03:09	Mörtelplättchen	V2H3	1	1,00	1,00
203	00:03:23	Nebelschwade	V3H2	1	1,00	1,00
209	00:03:29	Mörtelplättchen	V2H1	1	1,00	1,00
309	00:05:09	Mörtelplättchen	V2H2	1	1,00	1,00
317	00:05:17	Mörtelplättchen	V3H3	1	1,00	1,00
340	00:05:40	Mörtelplättchen	V1H1	1	1,00	1,00
377	00:06:17	Mörtelplättchen	V2H1	1	1,00	1,00

Fortsetzung

N [-]	Zeit [hh:mm:ss]	Erscheinung	Position	qty	Faktor	Gesamt
429	00:07:09	Mörtelplättchen	V2H2	1	1,00	1,00
478	00:07:58	Luftblasenbildung	V1H3	1	0,10	0,10
496	00:08:16	Mörtelplättchen	V3H2	1	1,00	1,00
611	00:10:11	Luftblasenbildung	V1H3	2	0,10	0,20
638	00:10:38	Luftblasenbildung	V1H3	1	0,10	0,10
641	00:10:41	Mörtelplättchen	V2H3	1	1,00	1,00
675	00:11:15	Luftblasenbildung	V1H3	200	0,10	20,00
680	00:11:20	Luftblasenbildung	V1H3	1	0,10	0,10
725	00:12:05	Luftblasenbildung	V2H1	1	0,10	0,10
746	00:12:26	Nebelschwade	V2H1	1	1,00	1,00
762	00:12:42	Luftblasenbildung	V2H1	1	0,10	0,10
763	00:12:43	Luftblasenbildung	V3H3	1	0,10	0,10
858	00:14:18	Luftblasenbildung	V2H3	1	0,10	0,10
873	00:14:33	Luftblasenbildung	V2H3	1	0,10	0,10
882	00:14:42	Luftblasenbildung	V3H3	1	0,10	0,10
883	00:14:43	Luftblasenbildung	V2H3	1	0,10	0,10
912	00:15:12	Luftblasenbildung	V2H1	1	0,10	0,10
915	00:15:15	Luftblasenbildung	V2H1	1	1,00	1,00
918	00:15:18	Mörtelplättchen	V3H3	1	1,00	1,00
922	00:15:22	Luftblasenbildung	V2H1	1	1,00	1,00
969	00:16:09	Rissbildung	V2H1	1	1,00	1,00
970	00:16:10	Nebelschwade	V2H1	1	1,00	1,00
975	00:16:15	Luftblasenbildung	V2H3	1	0,10	0,10
994	00:16:34	Luftblasenbildung	V2H1	1	0,50	0,50
1.009	00:16:49	Nebelschwade	V2H1	1	1,00	1,00
1.020	00:17:00	Nebelschwade	V2H1	1	1,00	1,00
1.021	00:17:01	Luftblasenbildung	V3H3	1	0,10	0,10
1.023	00:17:03	Luftblasenbildung	V2H1	1	1,00	1,00
1.040	00:17:20	Luftblasenbildung	V2H1	1	0,50	0,50
1.044	00:17:24	Luftblasenbildung	V2H1	1	0,50	0,50
1.054	00:17:34	Luftblasenbildung	V2H1	1	0,50	0,50
1.059	00:17:39	Nebelschwade	V2H1	1	1,00	1,00
1.060	00:17:40	Luftblasenbildung	V1H1	1	0,50	0,50
1.066	00:17:46	Luftblasenbildung	V2H1	1	0,50	0,50
1.066	00:17:46	Mörtelplättchen	V3H3	1	1,00	1,00
1.067	00:17:47	Luftblasenbildung	V2H1	3	0,50	1,50

Fortsetzung

N [-]	Zeit [hh:mm:ss]	Erscheinung	Position	qty	Faktor	Gesamt
1.068	00:17:48	Nebelschwade	V2H1	1	1,00	1,00
1.070	00:17:50	Luftblasenbildung	V2H1	7	0,10	0,70
1.077	00:17:57	Luftblasenbildung	V2H1	1	1,00	1,00
1.080	00:18:00	Gefügebrauflockerung	V2H1	1	1,00	1,00
1.083	00:18:03	Luftblasenbildung	V2H1	1	0,50	0,50
1.088	00:18:08	Nebelschwade	V2H1	2	1,00	2,00
1.089	00:18:09	Luftblasenbildung	V2H1	1	0,50	0,50
1.095	00:18:15	Nebelschwade	V2H1	1	1,00	1,00
1.100	00:18:20	Luftblasenbildung	V3H3	1	0,10	0,10
1.103	00:18:23	Nebelschwade	V2H1	1	1,00	1,00
1.104	00:18:24	Luftblasenbildung	V2H1	1	0,50	0,50
1.108	00:18:28	Mörtelplättchen	V2H2	1	1,00	1,00
1.112	00:18:32	Luftblasenbildung	V2H1	2	0,50	1,00
1.116	00:18:36	Luftblasenbildung	V2H1	1	1,00	1,00
1.124	00:18:44	Luftblasenbildung	V2H1	2	0,10	0,20
1.128	00:18:48	Luftblasenbildung	V2H1	4	0,50	2,00
1.131	00:18:51	Versagen	V2H1	1	1,00	1,00
1.131	00:18:51	Versagen	V1H3	1	1,00	1,00

Summe= 72,10

A-5.2 Kurzauswertung der Schädigungsaktivität

F-3-4, $S_o/S_u = 0,70/0,05$ [-], $N_f = 12.365$ [-]			
Richtung 0°	Schädigungsaktivität [%]		
	10	17	3
	19	4	3
	24	7	13
Richtung 180°	Schädigungsaktivität [%]		Schalhaut 1%
	0	1	19
	0	0	4
	4	21	50
			Luftblasenbildung 49%
			Mörtelplättchen 35%
			Ausbrüche 5%
			Nebelschwade 1%
		Rissbildung 0%	
		Rissausbreitung 0%	
		Gefügebrauflockerung 9%	
		Schalhaut 4%	
		Luftblasenbildung 71%	
		Mörtelplättchen 13%	
		Ausbrüche 6%	
		Nebelschwade 2%	
		Rissbildung 1%	
		Rissausbreitung 1%	
		Gefügebrauflockerung 3%	

D-29, $S_o/S_u = 0,70/0,05$ [-], $N_f = 1.698$ [-]			
Richtung 0°	Schädigungsaktivität [%]		
	0	1	0
	0	13	1
	35	48	3
Richtung 180°	Schädigungsaktivität [%]		Schalhaut 1%
	0	6	0
	0	44	0
	0	28	21
			Luftblasenbildung 41%
			Mörtelplättchen 16%
			Ausbrüche 21%
			Nebelschwade 6%
		Rissbildung 4%	
		Rissausbreitung 4%	
		Gefügebrauflockerung 4%	
		Schalhaut 0%	
		Luftblasenbildung 67%	
		Mörtelplättchen 16%	
		Ausbrüche 6%	
		Nebelschwade 2%	
		Rissbildung 2%	
		Rissausbreitung 2%	
		Gefügebrauflockerung 4%	

Fortsetzung

F2-13, $S_O/S_U = 0,80/0,05$ [-], $N_f = 1.968$ [-]					
Richtung 0°	Schädigungsaktivität [%]		Schalhaut	0%	
	7	31	1	Luftblasenbildung	19%
	5	24	4	Mörtelplättchen	46%
	4	22	3	Ausbrüche	9%
				Nebelschwade	9%
				Rissbildung	9%
				Rissausbreitung	0%
Richtung 180°	Schädigungsaktivität [%]		Gefügebrauflockerung	8%	
	5	4	21	Schalhaut	0%
	2	2	12	Luftblasenbildung	55%
	21	22	12	Mörtelplättchen	15%
				Ausbrüche	25%
				Nebelschwade	0%
				Rissbildung	2%
			Rissausbreitung	0%	
			Gefügebrauflockerung	4%	

D-11, $S_O/S_U = 0,80/0,05$ [-], $N_f = 820$ [-]					
Richtung 0°	Schädigungsaktivität [%]		Schalhaut	1%	
	1	46	13	Luftblasenbildung	71%
	1	25	14	Mörtelplättchen	19%
	0	0	0	Ausbrüche	0%
				Nebelschwade	4%
				Rissbildung	0%
Richtung 180°	Schädigungsaktivität [%]		Rissausbreitung	4%	
	5	0	0	Gefügebrauflockerung	1%
	0	1	24	Schalhaut	0%
	0	69	0	Luftblasenbildung	76%
				Mörtelplättchen	15%
				Ausbrüche	0%
			Nebelschwade	9%	
			Rissbildung	0%	
			Rissausbreitung	0%	
			Gefügebrauflockerung	0%	

Wissenschaftlicher Werdegang

Name: Julian Hümme

Schulische Ausbildung:

1991 – 1995: Grundschule, Steinhude

1995 – 1997: Orientierungsstufe, Steinhude

1997 – 2001: Graf-Wilhelm-Schule, Steinhude
Abschluss: Sekundarabschluss I

2001 – 2002: Berufsbildende Schule, Neustadt a. Rgbe.
Abschluss: erweiterter Sekundarabschluss I

2002 – 2005: Fachgymnasium Technik BBS-ME, Hannover
Abschluss: allgemeinen Hochschulreife

Akademische Ausbildung:

2006 – 2005: Wirtschaftsingenieurwesen,
Gottfried Wilhelm Leibniz Universität Hannover

2006 – 2011: Bauingenieurwesen, Fachrichtung Bauwerksplanung und
-konstruktion,
Gottfried Wilhelm Leibniz Universität Hannover
Abschluss: Diplom-Ingenieur

Beruflicher Werdegang:

2011 – 2018: Wissenschaftlicher Mitarbeiter am Institut für Baustoffe,
Gottfried Wilhelm Leibniz Universität Hannover

2018: Ingenieur bei der LPI Ingenieurgesellschaft in Hannover

Berichte aus dem Institut für Baustoffe

Bisher in dieser Schriftenreihe erschienene Hefte:

- Heft 1: Thomas Freimann: „Einfluß von Steinkohlenflugaschen auf das rheologische Verhalten von Zementleimen und –mörteln“, 2002.
- Heft 2: Susanne Thoke-Weidlich: „Alkaliionendiffusion in carbonatisierte und nicht carbonatisierte Betone“, 2002
- Heft 3: Lasse Petersen: „Einfluss baustofflicher Schädigungsprozesse auf das Tragverhalten von Stahlbetonbauteilen“, 2003
- Heft 4: Holger Höveling: „Robustheit von Selbstverdichtendem Beton (SVB)“, 2006
- Heft 5: Jens Uwe Pott: „Entwicklungsstrategien für zementgebundene Schäume“, 2006
- Heft 6: Steffen Anders: „Betontechnologische Einflüsse auf das Tragverhalten von Grouted Joints“, 2008
- Heft 7: Maik Wefer: „Materialverhalten und Bemessungswerte von ultrahochfestem Beton unter einaxialer Ermüdungsbeanspruchung“, 2010
- Heft 8: Fongjan Yirasit: „Chemical, Mechanical and Microstructural Properties of Alkali-Activated Cement“, 2010
- Sonderheft 2. Betonfachtagung Nord – Sichtbeton, 2010
- Heft 9: Ludger Lohaus; Thomas Steinborn: „Fortschritte in der Baustofftechnik: Festschrift 10 Jahre Institut für Baustoffe“, Leibniz Universität Hannover und 70 Jahre Harald Schorn, 2011
- Sonderheft 4. Betonfachtagung Nord – WU-Konstruktionen als Regel- und Sonderbauweise, 2012
- Heft 10: Nick Lindschulte: „Drucktragverhalten von Rohren aus Ultrahochfestem Beton mit Stahlblechummantelung“, 2013
- Heft 11: Karen Fischer: „Betontechnische Einflüsse auf das Erscheinungsbild von Sichtbetonflächen bei Zementleimleckagen“, 2014
- Heft 12: Thomas Steinborn (Hrsg.): „Festschrift Ludger Lohaus zur Vollendung des sechzigsten Lebensjahres“, 2014
- Heft 13: Nadja Oneschkow: „Analyse des Ermüdungsverhaltens von Beton anhand der Dehnungsentwicklung“, 2014
- Heft 14: Yared Assefa Abebe: "Flowable and Stable Concrete: Design, Characterization and Performance Evaluation“, 2017
- Heft 15: Michael Werner: „Realitätsnahe Materialeigenschaften von hochfesten Feinkornbetonen in Grouted Joints“, 2017
- Heft 16: Jesko Gerlach: „Ein performance-basiertes Konzept zur Dauerhaftigkeitsbemessung chemisch beanspruchter Betonbauteile“, 2017
- Heft 17: Thomas Gläser: „Optimierung der Wassereffizienz von Mörtelzusammensetzungen als Basis für den Entwurf von Hochleistungsbetonen“, 2017
- Heft 18: Julian Hümme: „Ermüdungsverhalten von hochfestem Beton unter Wasser“, 2018

Mitteilungen des Instituts für Baustoffkunde und Materialprüfung

Die Hefte der bis 1995 laufenden Schriftenreihe „Mitteilungen des Instituts für Baustoffkunde und Materialprüfung“ können ebenfalls über das Institut für Baustoffe der Gottfried Wilhelm Leibniz Universität Hannover bezogen werden.

Institut für Baustoffe
Gottfried Wilhelm Leibniz Universität Hannover
Appelstr. 9a und Nienburger Str. 3
30167 Hannover

Tel.: 0511/762-3722

Fax: 0511/762-4736

www.baustoff.uni-hannover.de

Der Autor:

Julian Hümme, Jahrgang 1984, studierte von 2006 bis 2011 Bauingenieurwesen mit der Fachrichtung Bauwerksplanung und -konstruktion an der Gottfried Wilhelm Leibniz Universität Hannover. Von 2011 bis 2018 war er als wissenschaftlicher Mitarbeiter am Institut für Baustoffe der Gottfried Wilhelm Leibniz Universität Hannover tätig. Im Rahmen dieser Tätigkeit leitete er von 2016 bis 2018 die Arbeitsgruppe Betonermüdung. Neben dem Ermüdungsverhalten von normalfestem und hochfestem Beton unter Wasser beschäftigte er sich auch mit dem Ermüdungsverhalten hochfester Vergussmörtel und -betone sowie deren Verwendbarkeit und Verarbeitung im Bereich von Onshore-Windenergieanlagen.

Dieses Buch stellt die genehmigte Dissertation des Autors dar.

ISBN 978-3-936634-21-1