

Ermüdungsinduzierte Schädigung von UHPC – Experimentelle Ergebnisse und BPM-Modellierung

Vom Promotionsausschuss der
Technischen Universität Hamburg
zur Erlangung des akademischen Grades

Doktor-Ingenieur (Dr.-Ing.)

genehmigte Dissertation (Monographie)

von

Sebastian Rybczyński

aus

Celle

2024

DOI: <https://doi.org/10.15480/882.13203>

Gutachter:

Prof. Dr.-Ing. Frank Schmidt-Döhl

Dr.-Ing. Maksym Dosta

Tag der mündlichen Prüfung:

20. Oktober 2023

Kurzfassung

Aufgrund der steigenden Bedeutung von filigraneren, leichteren und damit nachhaltigeren Betonstrukturen wird der Bedarf an ultrahochfesten Betonen (UHPC - ultra-high performance concrete) immer größer. Trotz der beeindruckenden mechanischen Eigenschaften muss festgehalten werden, dass die Toleranz gegenüber zyklischen Belastungen im Vergleich zu Normalbeton deutlich reduziert ist. Bisher erfolgte die Beschreibung des Ermüdungswiderstandes über makroskopische Zusammenhänge. Eine Untersuchung der Mechanismen auf kleineren Skalen fand im Hinblick auf die Ermüdungsproblematik aber nicht statt. Infolgedessen verfolgt diese Arbeit das Ziel, ermüdungsinduzierte Schädigungen auf der Nano-, Mikro- sowie Meso- und Makroskala mithilfe experimenteller (REM, TEM) und numerischer Methoden (Bonded-Particle-Model) zu untersuchen.

Im Zuge einer umfangreichen mechanischen Charakterisierung eines UHPC wurden sowohl statische als auch zyklische Versuche durchgeführt. Ein eigens entwickeltes rheologisches Ermüdungsmodell ermöglichte es, Ermüdungssimulationen durchzuführen, welche die essenziellen Ermüdungscharakteristika des Materials wiedergeben. Hervorzuheben ist dabei der schädigende Einfluss der Gesteinskörnung, der zu Spannungsspitzen im Gefüge führt und somit eine Schlüsselrolle in den mesoskaligen Schädigungsmechanismen spielt.

Darüber hinaus wurde im Rahmen dieser Arbeit eine Zyklensprungmethode entwickelt, um tiefere Einblicke während hochzyklischer Belastung zu erlangen. Diese Methode wurde in Verbindung mit Erkenntnissen über den Einfluss des unhydratisierten Zements auf die Bruchlastspielzahlen gebracht, wodurch mögliche Erklärungen für die beobachteten experimentellen Streuungen gezeigt werden konnten.

Zudem zeigten TEM Untersuchungen signifikante Gefügeveränderungen in der C-S-H-Struktur und eine Ausbildung von Rissvorstufen während der Ermüdung. Durch eine höhere Konzentration von Schwefel und Aluminium im umliegenden Bereich der Rissvorstufen wird vermutet, dass die Veränderungen mit der Präsenz und Umkristallisation von Ettringit assoziiert sind.

Die Kopplung der angewandten experimentellen und numerischen Methoden erwies sich als effektives Werkzeug für die Untersuchungen auf Nano-, Mikro-, Meso- und Makroskala. Dadurch wurden essentiell Erkenntnisse gewonnen, die das Verständnis des Ermüdungsprozesses entscheidend vertiefen.

Abstract

Due to the growing demand for more delicate, lighter and therefore more sustainable concrete structures, the need for UHPC is becoming more and more significant. Despite the impressive mechanical properties, it must be noted that the tolerance to cyclic loads is significantly reduced compared to normal concrete. Until now, the description of fatigue resistance has been based on macroscopic relationships. However, an investigation of the mechanisms on smaller scales did not take place with regard to the fatigue problem. Consequently, this work pursues the goal of investigating fatigue-induced damage on the nano, micro, meso and macro scales using experimental (SEM, TEM) and numerical methods (Bonded-Particle-Model).

In the scope of mechanical characterisation of the UHPC, both static and cyclic tests were carried out. A specially developed rheological fatigue model made it possible to carry out fatigue simulations that reflect the essential fatigue characteristics of the material. The damaging influence of the aggregate, which leads to stress peaks in the microstructure and thus plays a key role in the mesoscale damage mechanisms, should be emphasised.

Furthermore, a cycle jump method was developed within the scope of this work in order to gain deeper insights during high-cycle loading. This method was combined with findings on the influence of the unhydrated cement on the fracture load cycles, showing possible explanations for the observed experimental scatter.

In addition, TEM investigations showed significant microstructural changes in the C-S-H structure and a formation of crack precursors during fatigue. Due to a higher concentration of sulphur and aluminium in the surrounding area of the crack precursors, it is suspected that the changes are associated with the presence and recrystallisation of ettringite.

The joint coupling of the applied experimental and numerical methods proved to be an effective tool for the investigations on nano, micro, meso and macro scales. As a result, essential insights were gained that decisively deepen the understanding of the fatigue process.

Inhaltsverzeichnis

Kurzfassung	I
Abstract	II
Inhaltsverzeichnis	III
Symbol- und Abkürzungsverzeichnis	VI
1 Einleitung	1
1.1 Motivation	1
1.2 Zielsetzung	2
1.3 Aufbau der Arbeit.....	3
2 Grundlagen und Literaturlauswertung	4
2.1 Ultrahochfester Beton.....	4
2.2 Betonermüdung	7
2.2.1 Belastungsarten und Betrachtungsebenen.....	8
2.2.2 Wöhlerlinien.....	11
2.2.3 Mechanische Schädigung.....	16
2.2.4 Thermisch-induzierte Schädigung	20
2.2.5 Wasserinduzierte Schädigung	24
2.3 Rauheitsmessungen	28
2.3.1 Definition der Rauheit.....	29
2.3.2 Messmethoden	31
2.3.3 Auswerteverfahren	34
2.4 Transmissionselektronenmikroskopie	44
2.4.1 Aufbau und Funktionsweise.....	44
2.4.2 Annular Dark Field imaging	46
2.5 Rasterelektronenmikroskopie	46
2.5.1 Aufbau und Funktionsweise.....	46
2.5.2 Energiedispersive Röntgenspektroskopie	47
2.6 Diskrete-Elemente-Methode	48
2.6.1 Kontaktdetektion	49
2.6.2 Kräfteberechnung.....	49
2.6.3 Bewegungsgleichung und Position	52
2.6.4 Bonded-Particle-Model	53

3	Experimentelle Untersuchungen und Ergebnisse.....	58
3.1	Material, Probekörper, Lagerung	58
3.2	Mechanische Untersuchungen.....	61
3.2.1	Statische Druckversuche	62
3.2.2	Zyklische Druckversuche.....	65
3.3	Rauheitsanalysen	70
3.3.1	Untersuchungskonzept	70
3.3.2	Gesamtrauheit von Mörtelbruchflächen.....	71
3.3.3	Gesamtrauheit von UHPC-Bruchflächen.....	74
3.3.4	Rauheit der Gesteinskörnung im UHPC	78
3.3.5	Rauheit der Ausgangsgesteinskörnung.....	79
3.4	Elektronenmikroskopische Untersuchungen.....	81
3.4.1	Rasterelektronenmikroskopische Untersuchungen	81
3.4.2	Transmissionselektronenmikroskopische Untersuchungen	87
4	Numerische Untersuchungen und Ergebnisse	92
4.1	Mesoskaliges BPM-Modell.....	92
4.1.1	Partikelkontakt- und rheologisches Ermüdungsmodell	93
4.1.2	Algorithmen und Parameterkalibrierung	99
4.1.3	Strukturgenerierung des UHPC-Modells	104
4.1.4	Statische Simulationen.....	105
4.1.5	Niederzyklische Simulationen	109
4.1.6	Zyklensprungmethode.....	114
4.1.7	Hochzyklische Simulationen.....	117
4.2	Makroskaliges BPM-Modell	121
4.2.1	Analyse der REM-Bilder auf Gesteinsinhomogenitäten.....	121
4.2.2	Parameterkalibrierung und Strukturgenerierung.....	125
4.2.3	Statische Simulationen.....	128
4.2.4	Niederzyklische Simulationen	129
5	Schlussbetrachtung.....	132
5.1	Zusammenfassung und Diskussion	132
5.2	Ausblick.....	137
	Literaturverzeichnis.....	138
	Abbildungsverzeichnis.....	149

Tabellenverzeichnis..... 151
Anhang..... 152

Symbol- und Abkürzungsverzeichnis

Griechische Buchstaben

α	Entfestigungsfaktor im rheologischen Ermüdungsmodell
$\Delta\varepsilon$	Inkrement der Dehnung im rheologischen Ermüdungsmodell
$\Delta\sigma$	Inkrement der Spannung im rheologischen Ermüdungsmodell
δ_{fat}	Sprungparameter der Zyklensprungmethode
δ_n	Schädigungsparameter im rheologischen Ermüdungsmodell (Zug)
δ_s	Schädigungsparameter im rheologischen Ermüdungsmodell (Tang.)
ε	Dehnung
μ	Reibbeiwert
φ_W	Wassersättigungsgrad
ψ	Energiepotential
ω	Winkelgeschwindigkeit
σ_a	Spannungsamplitude
σ_{max}	Oberspannung (Exp.)/ Materialfestigkeit Bond (Sim.)
σ_{min}	Unterspannung
σ_o	Oberspannung
$\sigma_{\text{cd,max}}$	Bemessungswert der maximalen Druckspannung
σ_{current}	Aktueller Spannungswert im rheologischen Ermüdungsmodell
σ_{Rausch}	Parameter zur Rauschunterdrückung im NLDM-Plugin
σ^{res}	Resultierende Spannung in DEM-Simulationen
$\sigma_{\text{ten,fatigue}}$	Schwellwert zur Ermüdung im rheologischen Ermüdungsmodell (Zug)
$\sigma_{\text{ten,yield}}$	Fließpunkt im rheologischen Ermüdungsmodell (Zug)
τ_{max}	Materialfestigkeit Bond (Sim.)
τ^{res}	Resultierende Spannung in DEM-Simulationen
$\tau_{\text{s,fatigue}}$	Fließpunkt im rheologischen Ermüdungsmodell (Tang.)

Große lateinische Buchstaben

A	Oberfläche/Querschnittsfläche/Projektionsfläche
A_O	Bruchfläche
A_{Riss}	Rissuferfläche
A_b	Querschnittsfläche eines Bonds
D_{BC}	Fraktale Dimension nach der Box-Counting-Methode
D_{CC}	Fraktale Dimension nach der Cube-Counting-Methode
D_{GS}	Fraktale Dimension nach der Grid-Scaling-Methode
D_{SI}	Fraktale Dimension nach der Slit-Island-Methode
D_W	Mechanische Schädigung
D_W	Wasserinduzierte Schädigung
$D_{\text{ges.}}$	Gesamtschädigung
E_D	Dissipierte Energie
E_{Reib}	Reibenergie
$E_{\text{cd,max}}$	Max. Niveau der Druckspannung
$E_{\delta,\text{Vers}}(N)$	Dissipationsenergie zum Zyklus N auf Versagenskurve
$E_{\delta,\text{vorh}}(N)$	Dissipationsenergie zum Zyklus N im Ermüdungsversuch
E_b	Elastizitätsmodul eines Bonds
E_{el}	Elastischer Energieanteil
E_{δ}	Dämpfender Energieanteil
E_{pl}	Plastischer Energieanteil
$\vec{F}_{\text{t,damping}}$	Dämpfung in Tangentialrichtung bei Partikelkontakt
$\vec{F}_{\text{t,kor}}$	Korrigierte Tangentialkraft während Partikelreibung
F_t	Tangentialkraft
F_N	Normalkraft
I	Flächenträgheitsmoment
I_T	Torsionsträgheitsmoment
J	Modellparameter der Zyklensprungmethode
K	Modellparameter der Zyklensprungmethode
L_{init}	Ausgangslänge eines Bonds
M_B	Auf einen Bond wirkendes Biegemoment
M_T	Auf einen Bond wirkendes Torsionsmoment

N	Anzahl (Lastwechsel, Messpunkte oder Iterationen)
$N(\varepsilon)$	Anzahl/Summe Gitterzellen
$N(r)$	Anzahl der Würfel
N_f	Bruchlastwechselzahl bei Ermüdung
$N_{f,m}$	Mittlere Bruchlastwechselzahl im Wöhlerversuch
R	Spannungsverhältnis
R_b	Bondradius
RN	Flächenrauheitswert
Sa	Mittlere arithmetische Höhe einer Bruchfläche
$S_{cd,max}$	Bemessungswert der bezogene Oberspannung
$S_{cd,min}$	Bemessungswert der bezogene Unterspannung
Sku	Wölbung einer Bruchfläche
$S_{max,eff}$	Max. effektive Spannungsniveaus
S_{max}	Bezogene Oberspannungsniveau im Ermüdungsversuch
$S_{max(T)}$	Temperaturabhängiges Oberspannungsniveau
$S_{min,eff}$	Min. effektive Spannungsniveaus
S_o	Oberspannung
Sq	Mittlere quadratische Höhe einer Bruchfläche
S_u	Unterspannung
Ssk	Schiefe einer Bruchfläche
T_{2Hz}	Innere Probekörpertemperatur in °C für Belastungsfrequenz von 2 Hz
T_f	Innere Probekörpertemperatur in °C für Belastungsfrequenz f

Kleine lateinische Buchstaben

\bar{d}_N	Durchschnittlicher Bonddurchmesser
d_{init}	Ausgangsdurchmesser eines Bonds
Δd_{max}	Maximal zulässige Bondänderung vor einem Zyklensprung
d_n	Dämpferkonstante in Normalenrichtung
d_{new}	Neuer Bonddurchmesser nach Ermüdungsschädigung
d_s	Dämpferkonstante in Tangentialrichtung
e	Restitutionskoeffizient bei Partikelkontakt
e_n	Richtungsvektor in Normalenrichtung

e_t	Richtungsvektor in Tangentialrichtung
$f_{cd,fat}$	Bemessungswert der Betonfestigkeit bei Ermüdung
$f_{d,n}$	Dämpfungskraft in Normalenrichtung
$f_{d,s}$	Dämpfungskraft in Tangentialrichtung
$\Delta f_{k,n}$	Inkrement der Federkraft in Normalenrichtung
$\Delta f_{k,s}$	Inkrement der Federkraft in Tangentialrichtung
f_c	Betonfestigkeit
k_n	Normalsteifigkeit
k_s	Tangentialsteifigkeit
l_c	Abstand zwischen Partikelzentren
l_i	Kontaktvektor zwischen den Partikelzentren
p_0	Mittelspannung wasserinduzierter Schädigung
$p_{ma}(t)$	Druck innerhalb der Makropore
$p_{me}(t)$	Druck innerhalb der Mesopore
r	Radius
t	Zeit
Δt	Zeitschritt
u	Verschiebung
v_{rel}	Relativgeschwindigkeit translatorisch
\dot{x}_{rel}	Relativgeschwindigkeit translatorisch

Abkürzungen

ADF	Annular Dark Field
BAS10	Referenzmischung mit 10% Basalt
BAS30	Referenzmischung mit 30% Basalt
BET	Methode zur Bestimmung der spezifischen Oberfläche
BPM	Bonded-Particle-Model
BSE	Backscattered electrons
CCD	REM-Detektor (Charge-Coupled Device)
CMOS	REM-Detektor (Complementary Metal-Oxide-Semiconductor)
DEM	Diskrete-Elemente-Methode
EDX	Energy-Dispersive X-ray Spectroscopy
FFT	Filterung mittels schneller Fourier-Transformation

FIB	Focused-Ion-Beam-Technik
GK	Gesteinskörnung
GRA10	Referenzmischung mit 10% Granit
GRA30	Referenzmischung mit 30% Granit
HAADF	High-angle annular dark field
HCF	High-Cycle Fatigue
HFB	Hochfester Beton
HPC	High Performance Concrete
HPC-B	Hochfester Beton mit Basalt
HPC-G	Hochfester Beton mit Granit
IQR	Interquartilsabstand
ITZ	Interfacial Transition Zone
LCF	Low-Cycle Fatigue
L-Filter	Longpass-Filter
LP	Luftporen
LW	Lastwechsel
MIP	Mercury Intrusion Porosimetry
MÖ	Mörtel
NLMD	Non-Local Means Denoising
NMR	Nuclear Magnetic Resonance
PK	Probekörper
REM	Rasterelektronenmikroskop
S-D-Linie	Spannungs-Dehnungs-Linie
STEM	Scanning-Transmissionselektronenmikroskope
TEM	Transmissionselektronenmikroskopie
UHPC	Ultra-high performance concrete
VHCF	Very-High-Cycle Fatigue
w/z-Wert	Wassorzementwert
WA	Wegaufnehmer
Z-D-Linie	Zyklen-Dehnungs-Linie

1 Einleitung

1.1 Motivation

Das Bauen mit Beton, insbesondere mit hochfesten Betonen, ist seit Jahrzehnten eine feste Größe im Ingenieurbau. Mit steigenden Anforderungen an die Tragfähigkeit, Dauerhaftigkeit und Ästhetik von Bauwerken ist jedoch auch die Komplexität des Materials und seiner Anwendungen gestiegen. Ein bislang wenig verstandenes und dennoch kritisches Phänomen in diesem Kontext ist die Ermüdung von Beton.

Beton, oft als eines der beständigsten Baumaterialien angesehen, zeigt bereits in seiner normalfesten Variante Ermüdungserscheinungen bei wiederholter Belastung. Allerdings haben bisherige Forschungsarbeiten gezeigt, dass hochfeste Varianten des Betons gegenüber diesen Ermüdungsphänomenen potenziell anfälliger sein könnten. Der Ursprung und die Mechanismen dieser Phänomene sind bisher nicht vollständig erfasst. Infolgedessen basieren viele der aktuellen Bemessungskriterien und -grundlagen, einschließlich maßgeblicher Normen wie dem Model-Code 1990, Model-Code 2010 und dem Eurocode 2, auf überaus konservativen Annahmen bei der Ermüdungsbemessung. Diese Annahmen dienen dazu, potenzielle Versagensmechanismen und ihre Auswirkungen zu berücksichtigen. Aktuelle Forschungsarbeiten deuten jedoch darauf hin, dass viele dieser bedeutenden Mechanismen auf kleinen Skalen ablaufen, wodurch das Bedürfnis nach einer umfassenden Erforschung und Integration dieser Prozesse in die Bemessungsnormen entsteht.

Parallel zu diesen technologischen Herausforderungen gibt es im Bauwesen einen deutlichen Trend: den Wunsch, immer filigranere, ästhetisch ansprechende und dennoch robuste Strukturen zu erbauen. Gleichzeitig steigt das Bestreben, wirtschaftlicher und ressourcenschonender zu bauen. Die bestehenden konservativen Annahmen hemmen jedoch teilweise diese Ansätze und verstärken den Druck, hochfeste Betone trotz der Unsicherheiten bezüglich ihres Ermüdungsverhaltens optimal und sicher einzusetzen.

Vor dem Hintergrund dieser Entwicklungen hat die Untersuchung der Ermüdung von hochleistungsfähigem Beton eine gesteigerte Priorität in der Bauingenieurforschung erhalten. Es besteht ein wachsendes Interesse, die bisherigen konservativen Bemessungsansätze durch fundierte, datengestützte Methoden zu ersetzen. Die beträchtliche Dauer der Ermüdungsversuche und die damit

verbundenen hohen Kosten verdeutlichen jedoch ebenso die Notwendigkeit, innovative Simulations- und Modellansätze zu entwickeln. In einer idealen zukünftigen Forschungslandschaft könnten herkömmliche Ermüdungsversuche durch Simulationen ergänzt oder, in bestimmten Szenarien, sogar ersetzt werden. Dies würde sowohl den Zeitaufwand reduzieren als auch wertvolle Ressourcen einsparen, während gleichzeitig ein tieferes Verständnis des Materialverhaltens erlangt wird.

1.2 Zielsetzung

Übergeordnetes Ziel dieser Arbeit ist es, ein tiefgreifendes Verständnis der ermüdungsinduzierten Schädigungsmechanismen bei der Ermüdung von ultra-hochfestem Beton zu erlangen. Zu diesem Zweck wird das Bonded-Particle-Model verwendet, das aufgrund seiner vorteilhaften Eigenschaften in der Schädigungs- und Rissanalyse granularer Materialien als vielversprechende Methode angesehen wird. Durch die Entwicklung eines rheologischen Ermüdungsmodells sollen ermüdungsinduzierte Schäden bereits bei niederzyklischer Belastung analysiert werden können.

Ein weiterer Schwerpunkt liegt auf der Entwicklung einer Zyklensprungmethode. Durch diesen Ansatz soll es ermöglicht werden, hochzyklische Simulationen mit vertretbarem Rechenaufwand zu analysieren. Dabei geht es nicht nur um die Identifizierung von Unterschieden zwischen nieder- und hochzyklischer Belastung, sondern auch um die detaillierte Analyse der Schädigungsmechanismen bei hochzyklischer Belastung.

Ein weiteres angestrebtes Ziel ist die Integration von Erkenntnissen aus der Rasterelektronen- und Transmissionselektronenmikroskopie in die rheologische Modellbildung. Die mikroskopischen Untersuchungen sollen nicht nur die Realitätsnähe der Simulationen gewährleisten, sondern auch eigenständige Einblicke in Ermüdungsphänomene auf Mikro- und Nanoskala liefern.

Abschließendes Ziel der Arbeit ist es, mögliche Optimierungsansätze für eine verbesserte Ermüdungsresistenz von UHPC abzuleiten.

1.3 Aufbau der Arbeit

Das Eröffnungskapitel „Grundlagen und Literaturlauswertung“ gibt einen umfassenden Überblick über die zentralen Grundlagen und bisherigen Forschungsergebnisse, die für diese Arbeit relevant sind. Hier wird das Augenmerk zunächst auf die besonderen Charakteristika und die Bedeutung des ultrahochfesten Betons gelegt. Anschließend erfolgt eine detaillierte Auseinandersetzung mit dem Phänomen der Betonermüdung. Ein zusätzlicher Schwerpunkt des Kapitels liegt auf dem Konzept der Rauheitsmessungen und den hierbei angewendeten Methoden. Des Weiteren werden die Techniken der Rasterelektronenmikroskopie (REM) und der Transmissionselektronenmikroskopie (TEM) erläutert, die in dieser Arbeit zur Analyse und Charakterisierung von Proben eingesetzt werden. Zum Abschluss dieses Kapitels wird eine Einführung in die Diskrete-Elemente-Methode (DEM) sowie deren Schlüsselmodelle, insbesondere das Bonded-Particle-Model (BPM), gegeben.

Im darauffolgenden Kapitel „Experimentelle Untersuchungen und Ergebnisse“ steht die Durchführung diverser experimenteller Untersuchungen im Mittelpunkt. Hier werden sowohl statische als auch zyklische Druckversuche an UHPC-Zylindern vorgestellt, mit dem Ziel, ein tiefgehendes Verständnis für das mechanische Verhalten von UHPC unter unterschiedlichen Belastungsbedingungen zu erlangen. Zudem beinhaltet dieses Kapitel eine ausführliche mikroskopische Analyse des Materials, wobei besonderes Augenmerk auf die Rauheitsprofile sowie elektronenmikroskopische Untersuchungen gelegt wird, um potentielle strukturelle Veränderungen und Schädigungsmechanismen aufzudecken.

Das Kapitel „Numerische Untersuchungen und Ergebnisse“ präsentiert die auf der DEM- und BPM Software MUSEN basierenden numerischen Untersuchungen. Dabei wird ausführlich auf die spezifischen Ansätze bei der Modellerstellung und Kalibrierung eingegangen, wobei ein besonderes Augenmerk auf die Entwicklung eines eigenen rheologischen Ermüdungsmodells gerichtet wird. Ein zusätzlicher Fokus stellt die Vorstellung einer neu entwickelten Zyklensprungmethode dar, welche Einblicke in hochzyklische Simulationen ermöglicht. Zudem werden Makroskalensimulationen erörtert, die Gesteinsinhomogenitäten auf der nächsthöheren Skala untersuchen.

Abschließend bietet die „Schlussbetrachtung“ eine Zusammenfassung der zentralen Erkenntnisse dieser Arbeit. Hier werden die wichtigsten Ergebnisse diskutiert, reflektiert und im Hinblick auf die zu Beginn gesteckten Ziele bewertet. Darüber hinaus werden Empfehlungen für zukünftige Forschungsansätze im Bereich der Betonermüdung gegeben.

2 Grundlagen und Literaturlauswertung

Das folgende Eröffnungskapitel bietet einen umfassenden Überblick über die wesentlichen Grundlagen und Ergebnisse aus der Literatur, die für die folgende Arbeit relevant sind.

Zu Beginn steht die Betrachtung des **Ultrahochfesten Betons** im Fokus, wobei die besonderen Charakteristika und die Relevanz dieses Materials in den Mittelpunkt gestellt werden. Im Anschluss erfolgt eine Auseinandersetzung mit den Phänomenen der **Betonermüdung**. Dabei werden die vielfältigen Faktoren, die zur Ermüdung von Beton beitragen sowie die Konsequenzen dieses Vorgangs mit dem speziellen Fokus auf aktuellste Forschung diskutiert.

Ein weiterer Schwerpunkt des Kapitels liegt auf dem Themenkomplex der **Rauheitsmessungen**. Hier wird ein Überblick über die Konzepte und Methoden gegeben, die für die Quantifizierung und Analyse der Oberflächenrauheit Anwendung finden.

Das abschließende Kapitel widmet sich der Diskreten-Elemente-Methode (DEM), einer Schlüssel­methode in der Simulation granularer Materialien. Im Rahmen dieser Diskussion werden die grundlegenden Mechanismen der DEM und die damit verbundenen Modelle, wie das Bonded-Particle-Model (BPM), vorgestellt.

Insgesamt stellt dieses Kapitel eine umfassende und zugleich kompakte Einführung in die Thematik dar und legt das Fundament für die darauffolgenden Kapitel, in denen die eigenen Untersuchungen dargestellt werden.

2.1 Ultrahochfester Beton

In der Literatur befinden sich teils widersprüchliche Aussagen darüber, in welcher Zeit die ersten hochfesten Betone hergestellt wurden. Allerdings gelang es [Walz - 1966] bereits 1966, einen Beton mit einer Festigkeit von bis zu 140 N/mm^2 herzustellen, was mit hoher Wahrscheinlichkeit zu den Anfängen in der Entwicklung gehört. Praktikabel einsetzbar waren diese Betone zu jener Zeit jedoch noch nicht. Erst mit der betontechnologischen Weiterentwicklung konnten Ende der 1980er-Jahre gesicherte Festigkeitsklassen von C100/150 erreicht werden, nachdem die Wirkungsweise von feinem, reaktivem Silikastaub in der Betonrezeptur entdeckt und die Entwicklung von leistungsfähigen Fließmitteln vorangebracht wurde.

Die erhöhte **Leistungsfähigkeit** von UHPC gegenüber Normalbetonen beruht nach [Fehling et al. - 2014] auf der Kombination mehrerer Faktoren. Zum einen liegt der **Wasserzementwert** (w/z-Wert) beim UHPC in einem Bereich zwischen 0,20 und 0,30, was gegenüber Normalbeton einen niedrigeren Kapillarporenanteil zwischen 1,5 % und 4,0 % nach sich zieht. Zum anderen kann durch die Zugabe von geeigneten mineralischen Zusatzstoffen wie Gesteinsmehlen, Hüttensand oder Puzzolanen verbunden mit einer Maximierung der Packungsdichte ein notwendiger hoher Feststoffgehalt der Bindemittelmatrix und des gesamten Betons gewährleistet werden. Zudem wird innerhalb der Zusammensetzung sowohl beim Zementstein als auch beim Grobzuschlag auf eine optimierte Packungsdichte geachtet. Im Folgenden ist häufiger von Zementstein die Rede. Gemeint ist damit die häufig komplexe Bindemittelmatrix des Betons, die neben Zement und Wasser auch aus anderen inerten und reaktiven feinkörnigen Komponenten bei der Hydratation gebildet wird.

Durch die Kombination des niedrigen w/z-Wertes, der Optimierung der Granulometrie, einer Reduzierung des Größtkorns sowie der Verwendung von Puzzolanen und hochwirksamen Fließmitteln, sind Festigkeiten im Bereich von 200 N/mm² problemlos möglich. Unter Einsatz von speziellen Mischern, erhöhten Temperaturen während der Erhärtung und optimierten Lagerungsbedingungen ist es zudem möglich, ultrahochfeste Betone mit Druckfestigkeiten von bis zu 300 N/mm² herzustellen. Die hohe Gefügedichtigkeit von UHPC erhöht neben der Druckfestigkeit ebenso die Dauerhaftigkeit des Baustoffes, geht jedoch mit einem spröderen Materialverhalten einher. Dem spröden Materialverhalten kann mit der Zugabe von Stahl- und Kunststofffasern entgegengewirkt und so ein duktileres Nachbruchverhalten erreicht werden.

Nach [Neroth & Vollenschaar - 2011] resultiert für UHPC eine verbesserte **Ökobilanz** gegenüber Normalbetonen, obwohl die Herstellung von UHPC hinsichtlich der hohen Bindemittel-, Fließmittel- und eventueller Stahlfasergehalte an sich eine größere Umwelteinwirkung darstellt. Das Treibhaus-, Versauerungs- und Eutrophierungspotenzial und die bodennahe Ozonbildung fällt beim UHPC in Anbetracht der Druckfestigkeit und insbesondere der höheren Dauerhaftigkeit gegenüber Normalbeton jedoch geringer aus.

Der angeführte niedrige w/z-Wert und die damit einhergehende geringere Menge an Zugabewasser bei der Herstellung von UHPC hat insbesondere Einfluss auf den **Hydratationsprozess** des Zementes. Während der Hydratation reagieren zunächst die Korngrenzen der Zementkörner mit dem Zugabewasser, die entstehenden Hydratationsprodukte wachsen in den mit Wasser gefüllten Raum hinein, bis die Reaktion durch eine vollständige Hydratation der Zementkörner oder durch kein

weiteres Vorhandensein von Zugabewasser zum Erliegen kommt. Abbildung 1 zeigt die schematische Darstellung des Hydratationsprozesses nach [Scrivener - 1984].

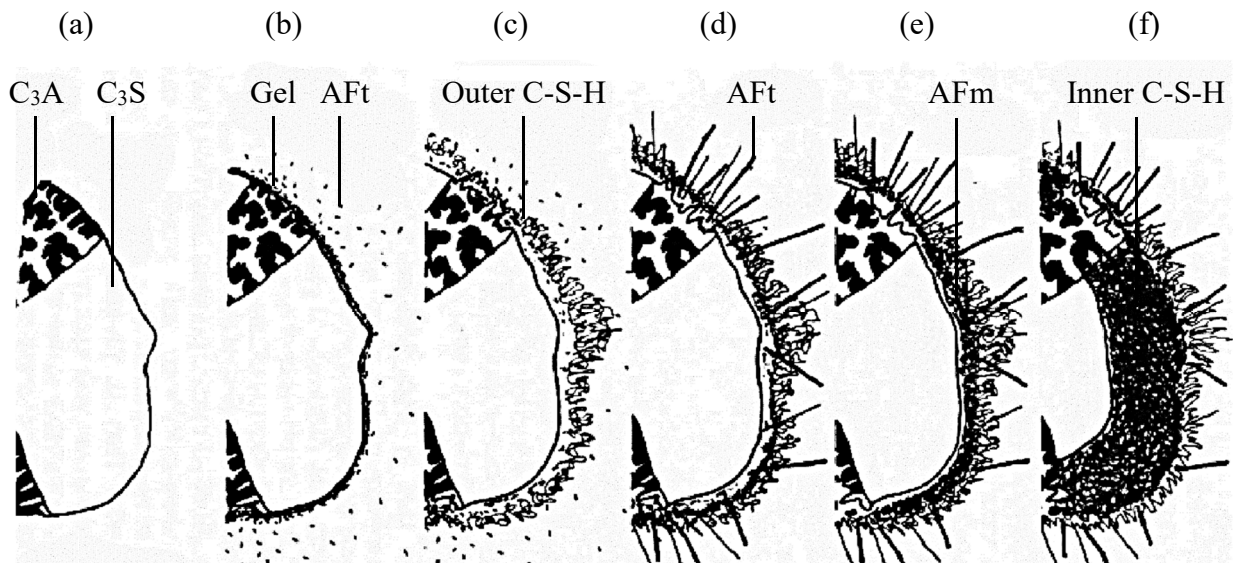


Abbildung 1. Schematisches Reaktionsmodell zur Hydratation eines Zementkorns nach [Scrivener - 1984]:

(a) unhydratisiert, (b) 10 min, (c) 10 Stunden, (d) 18 Stunden, (e) 1-3 Tage, (f) 14 Tage.

Eine vollständige Hydratation aller Zementkörner wird erst bei einer Menge an Zugabewasser von 35 - 40 M.-% des Zementes erreicht, was einem theoretischen w/z-Wert von 0,35 - 0,40 entspricht. Da in zementären Werkstoffen in der Praxis nie eine vollständige Hydratation erreicht wird, ist der tatsächliche Wasserzementwert, bei dem das vorhandene Wasser vollständig verbraucht wird, noch etwas geringer. Da der w/z-Wert von UHPC somit deutlich unter diesem Wert liegt, bleiben bei dem Hydratationsprozess im UHPC unhydratisierte Zementkerne, welche eine hochfeste Keramik darstellen, zurück, was einen wesentlichen Faktor beim Erreichen der hohen Festigkeiten darstellt, siehe Abbildung 2.

Aufgrund des geringen Wassergehaltes und den damit verbundenen eng beieinanderliegenden Zementkörnern wachsen die Schichten von hydratisiertem Zement um die unhydratisierten Zementkerne schneller zusammen, was zu einer Erhöhung der Festigkeit des Betons in jungem Alter führt. Zudem führt der geringe Abstand zwischen den einzelnen Zementkörnern zu einer hohen Dichtigkeit und Dauerhaftigkeit des Zementsteins, mit einer hohen Resistenz gegenüber Angriffen durch Chloride, Tausalze sowie anderer chemischer Stoffe. Eingesetzt wird UHPC dementsprechend nicht nur, um weitgespannte Träger sowie Stützen herzustellen, sondern auch um widerstandsfähige Fahrbahnplatten, Brückenkappen und andere Bauteile im Kontakt z. B. mit Chloridlösungen zu erzielen.

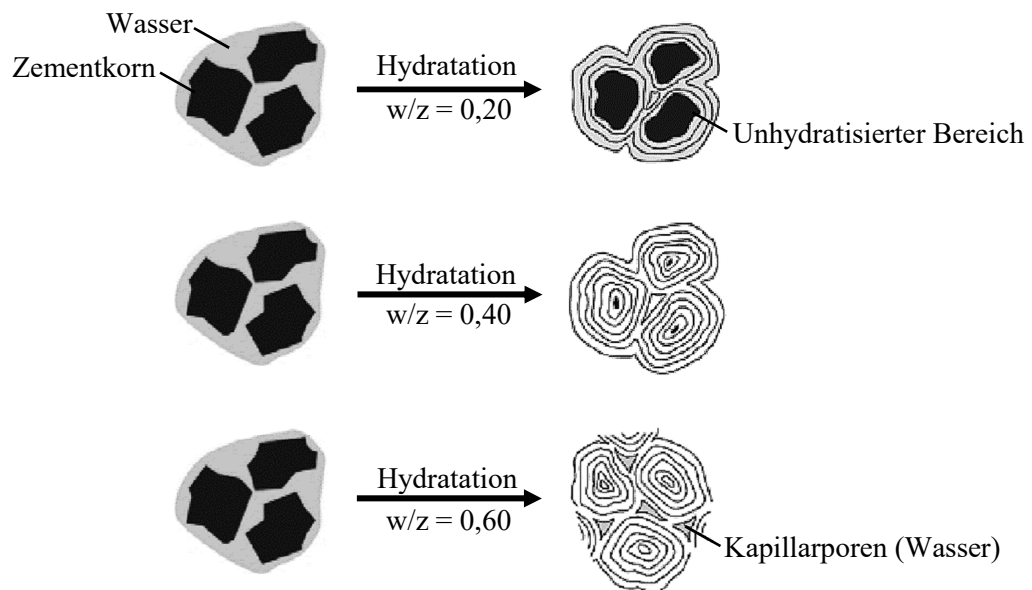


Abbildung 2. Schematische Darstellung der Hydratation bei unterschiedlichen w/z-Werten und einem theoretischen Hydratationsgrad von 1 nach [Keil - 1971].

2.2 Betonerermüdung

Anfänglich wurde die Ermüdungsschädigung von Beton vorwiegend auf rein makroskopischer Ebene beschrieben. Vorrangiges Ziel dabei war es, eine Bemessungsgrundlage für die Anwendung ermüdungsbeanspruchter Bauteile zu schaffen. Vor diesem Hintergrund lag ein wesentlicher Schwerpunkt auf der Untersuchung verschiedenster Einflussfaktoren auf die Ermüdungsresistenz, dazu gehören die Betondruckfestigkeit, die Belastungsfrequenz, die Lagerungsbedingungen, das Belastungsniveau sowie der Einsatz von verschiedenartigen Fasern. Derartige Untersuchungen sind von großer Relevanz für die Entwicklung sowie Weiterentwicklung geeigneter Bemessungskonzepte und bilden zudem eine bedeutende Grundlage für tiefergehende Untersuchungen.

In jüngster Zeit geht die Forschung zu schädigenden Mechanismen auf kleinere Skalen über, welche die bisher beschriebenen makroskopischen Effekte untermauern und zusätzlich erklären könnten. Da sich die vorliegende Arbeit mit der ermüdungsinduzierten Schädigung auf der Meso- und Mikroskala beschäftigt, konzentriert sich auch die folgende Literaturlauswertung stärker auf jüngeren Forschungsarbeiten auf diesen Skalen. Besonders die Analyse der Mikrostruktur von UHPC sowie das Verständnis der Wechselwirkungen zwischen den verschiedenen Bestandteilen auf diesen Skalen unter zyklischer Belastung könnten ein tieferes Verständnis der Ermüdungsmechanismen ermöglichen.

2.2.1 Belastungsarten und Betrachtungsebenen

Ermüdung im Zusammenhang mit Beton beschreibt das Phänomen der **Materialdegradation** oder des Versagens von Betonstrukturen aufgrund wiederholter Lastzyklen über einen längeren Zeitraum. Es tritt auf, wenn ein Betonbauteil wiederholt Spannungen erfährt, die unterhalb der statischen Festigkeit liegen, jedoch ausreichend hoch sind, um schädliche mikroskopische Schädigungen im Material zu verursachen.

Bei jedem Lastzyklus führt die Beanspruchung des Betons zu einer schrittweisen Ansammlung von Mikrorissen oder Mikroschäden im Material, die sich im Laufe der Zeit aufsummieren können. Diese Mikrorisse können zu einer Verringerung der Festigkeit, Steifigkeit und Dauerhaftigkeit des Betons führen.

Die Ermüdung von Beton kann durch verschiedene Faktoren beeinflusst werden, darunter die Belastungshöhe, die Frequenz, die Umgebungs- und Lagerungsbedingungen oder die Materialeigenschaften des Betons selbst. Um das Ermüdungsverhalten von Betonstrukturen zu bewerten, werden Ermüdungsversuche durchgeführt.

Die Ermüdungsversuche basieren auf **experimentellen Untersuchungen**, wobei reale Belastungsregime durch bestimmte Belastungsabfolgen idealisiert werden. Oft bedient man sich dabei sinusförmiger Belastungsfunktionen mit konstanten Spannungsniveaus. Daneben existieren auch dreiecks- und rechteckförmige Belastungsfunktionen, wie Abbildung 3 beispielhaft darstellt.

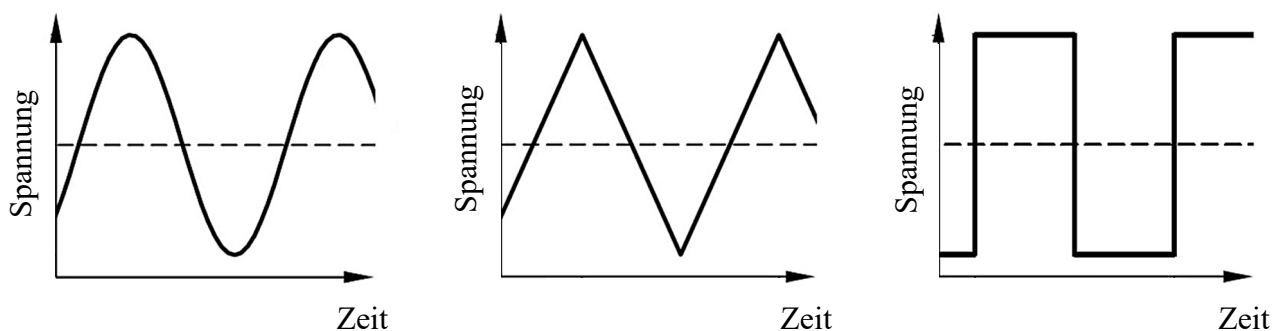


Abbildung 3. Beispielhafte Darstellung verschiedener Belastungsregime nach [Schneider - 2021]:
Sinus-, dreiecks- und rechteckförmige Belastungsabfolge.

Die Auswahl einer bestimmten **Belastungsfunktion** ist zum jetzigen Zeitpunkt nicht normativ geregelt und orientiert sich anhand möglicher Randbedingungen des zu prüfenden Werkstoffes oder an einschlägiger Literatur. Hinsichtlich der Terminologie werden oft die Bezeichnungen der [DIN 50100 - 2022] auf Ermüdungsversuche an mineralischen Baustoffen übertragen. Es sei jedoch

darauf hingewiesen, dass sich die Terminologie je nach Quelle leicht unterscheiden und in ihrer Definition variieren kann.

Zu den bedeutsamsten Bezeichnungen gehören beispielsweise die Belastungsfrequenz f , die maximale bzw. minimale aufgebrauchte Spannung σ_{\max} bzw. σ_{\min} , die auch als Ober- bzw. Unterspannung bezeichnet werden. Im Falle einer Sinuswelle bezeichnet σ_m die Mittelspannung, um die die Welle schwingt, wobei σ_a die Spannungsamplitude kennzeichnet. Bleiben die Randbedingungen im Laufe der Ermüdungsversuche konstant, so spricht man von **Einstufen-Versuchen**. Die Versuchsparameter können jedoch auch variieren, z.B. in Form von mehreren nacheinander ablaufenden Blöcken mit unterschiedlichen Beanspruchungshöhen. In diesem Fall spricht man von **Mehrstufen-Versuchen**. Allerdings bilden die kraftgeregelten Einstufen-Versuche die gängigste Belastungsart der in der Literatur dokumentierten Ermüdungsversuche, da sie die Grundlage zur Darstellung von Wöhlerdiagrammen (vgl. Kapitel 2.2.2) bilden.

Befinden sich Ober- und Unterspannung im Druckbereich, so spricht man von einer **Druckschwellbeanspruchung**. Umgekehrt, falls die Spannungen sich nur im Zugbereich befinden, wird von einer **Zugschwellbeanspruchung** gesprochen. Im Bereich der **Wechselbeanspruchung** treten sowohl Zug- als auch Druckspannungen bei Ober- und Unterlast auf. Da Beton auf Druckspannungen bemessen wird, besitzen Versuchsdaten aus Druckschwellbelastungen zumeist die größte praktische Relevanz.

[Hsu - 1981] unterteilt die Art der Betonermüdung in Abhängigkeit der auftretenden Lastwechsel in drei verschiedene Bereiche, siehe Tabelle 1. Tritt eine Betonermüdung bei Lastwechselzahlen $N_f \leq 10^3$ auf, so spricht man auf der Widerstandsseite von der Kurzzeitfestigkeit bzw. auf der Einwirkungsseite von „Low-Cycle Fatigue“ (LCF). Diese Art der Belastung ist mit einem Bauwerk unter Erdbebenbeanspruchung vergleichbar. Das Auftreten von Ermüdung bei Lastwechsel im Bereich $10^3 \leq N_f \leq 10^7$ wird analog als Zeitfestigkeit bzw. „High-Cycle Fatigue“ (HCF) bezeichnet und ist vergleichbar mit einer Belastung im Schienenverkehr oder auf Autobahnbrücken. Belastungen bei Offshore-Konstruktionen werden dem Lastwechselbereich zwischen $N_f = 10^7$ und $N_f = 10^9$ zugeordnet und als „Very-High-Cycle Fatigue“ (VHCF) bezeichnet.

Tabelle 1. Einordnung der Lastwechselzahlen nach [Hsu - 1981].

Low-Cycle-Fatigue	High-Cycle-Fatigue		Very-High-Cycle-Fatigue		
Erdbeben beanspruchte Bauwerke	Autobahnbrücken	Eisenbahnbrücken/ Eisenbahnschwellen	Bauwerke für Hochgeschwindigkeitsverkehr	Offshoreanlagen	
0	10^3	10^5	10^7	$5 \cdot 10^7$	10^9

In der Literatur wird häufig über die "Dauerschwingfestigkeit" von Betonstruktur diskutiert. Dabei umfasst dieser Begriff denjenigen Bereich, in dem eine zyklische Belastung theoretisch unendlich oft ertragen werden kann. Im traditionellen Sinne gibt es für Beton keine klar definierte Dauerschwingfestigkeit wie es bspw. bei Metallen der Fall ist. Der Grund dafür liegt in der komplexen, heterogenen Struktur von Beton, die zu einem nichtlinearen und komplexen Ermüdungsverhalten führt. In der Praxis bedeutet dies, dass Beton selbst unter niedrigen, wiederholten Belastungen im Laufe der Zeit Mikrorisse entwickeln und schließlich versagen kann. Experimentell kann eine Dauerschwingfestigkeit aufgrund der hohen Streuungen und Dauer der Versuche auch nicht explizit nachgewiesen werden. Aus diesem Grund wird in den technischen Richtlinien und Standards für Beton typischerweise auf den Ermüdungswiderstand und nicht auf die Dauerschwingfestigkeit Bezug genommen.

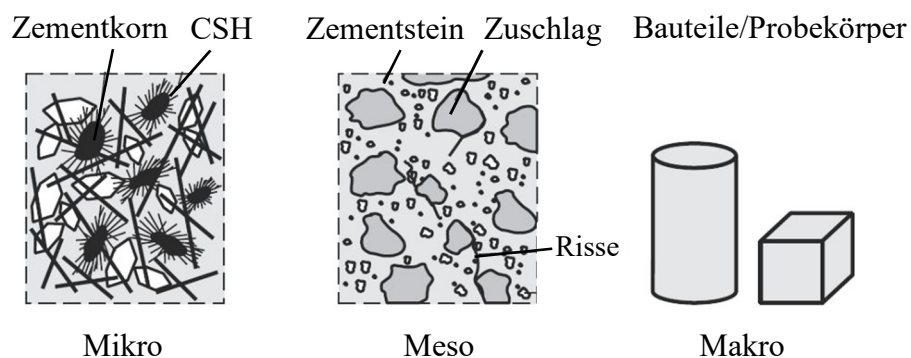


Abbildung 4. Verschiedene Modellebenen zur Beschreibung von Beton nach [Zilch & Zehetmaier - 2010].

Wie bereits erwähnt ist Beton ein heterogenes, komplexes Material, das aus mehreren Phasen besteht, darunter Zementstein, Zuschlag und die Kontaktzone zwischen Zuschlag und Bindemittelmatrix. Um das Verhalten von Beton unter mechanischer Belastung besser zu beschreiben, ist es oft hilfreich, verschiedene Betrachtungsebenen heranzuziehen. In der Literatur hat sich die Betrachtung der drei

verschiedenen Modellebenen Mikro-, Meso- und Makroebene bewährt, welche in Abbildung 4 dargestellt sind und sich wie im Folgenden beschreiben lassen:

- **Mikroebene:** Auf dieser Ebene wird die Mikrostruktur von Beton einschließlich der Struktur der Zementmatrix und der Kontaktzone betrachtet. Es können die Zusammensetzung des Zementhydrats, die Porosität, die Größe und Verteilung der Poren und Zusatzstoffe sowie andere Merkmale dargestellt werden. Untersuchungen auf dieser Ebene geben Einblicke in viele komplexe Mechanismen, die das Verhalten von Beton im Hinblick auf Festigkeit, Dauerhaftigkeit oder Verarbeitbarkeit beeinflussen.
- **Mesoebene:** Auf dieser Ebene wird Beton als zusammengesetztes Material (Dreiphasensystem) betrachtet, bestehend aus Zuschlag und Zementmatrix, die durch die Kontaktzone getrennt sind. Durch die gröbere Auflösung des komplexen Systems ermöglicht die Mesoebene, das Verhalten von Beton besser zu verstehen, einschließlich des Einflusses der Zuschlagstoffe und der Zementmatrix auf das Gesamtverhalten des Betons. Die Untersuchung von Beton auf der Mesoebene kann zur Entwicklung von verbesserten Mischungen, zur Vorhersage des Materialverhaltens unter komplexen Belastungen und zur Modellierung auf Basis mechanischer Gesetzmäßigkeiten genutzt werden.
- **Makroebene:** Die Verwendung der Makroebene bedient sich einer Betrachtung eines kontinuierlichen Materials. Dies ist die gängigste Betrachtungsweise in der Strukturanalyse und -bemessung von Bauteilen. Auf dieser Ebene steht das allgemeine Verhalten von Beton, einschließlich seiner Festigkeit, Steifigkeit, Dauerhaftigkeit und Reaktion auf verschiedene Belastungen und Umweltbedingungen, im Mittelpunkt der Betrachtung. Es ist hervorzuheben, dass diese Ebene idealisiert ist und nicht die innere Komplexität und Heterogenität von Beton widerspiegelt. Trotzdem ist sie unerlässlich für das Verständnis der makroskopischen Reaktion von Betonstrukturen auf Belastungen und die Implementierung in strukturmechanische Modelle. Zudem ermöglicht sie es, das komplexe Verhalten von Beton auf eine praxisgerechte, ingenieurtechnisch verwendbare Form zu reduzieren.

2.2.2 Wöhlerlinien

Die **Wöhlerlinien** oder auch **Ermüdungslinien** sind in der ermüdungsfokussierten Werkstoffprüfung von entscheidender Bedeutung. Sie wurden ursprünglich vom deutschen Ingenieur August Wöhler entwickelt und sind Kurven, die das Verhalten von Materialien unter zyklischer Belastung beschreiben. Bei Beton bieten Wöhlerlinien wertvolle Einblicke in dessen Ermüdungsverhalten und

helfen, die Lebensdauer von Betonstrukturen abzuschätzen und geeignete Bemessungsmodelle aufzustellen.

Die Wöhlerkurve für Beton wird typischerweise in einem halblogarithmischen oder logarithmischen Maßstab aufgetragen, in dem die Amplitude der zyklischen Spannung oder die Oberspannung (bei konstanter Unterspannung) auf der vertikalen Achse aufgetragen wird. Auch bezogene Größen wie das Verhältnis aus anliegender Oberspannung σ_o zur Betonfestigkeit f_c (σ_o/f_c) werden für die Darstellung der Ordinate genutzt, während die Anzahl der Lastzyklen bis zum Versagen auf der horizontalen Achse aufgetragen werden. Die Kurve fällt typischerweise steil ab, was darauf hindeutet, dass die Ermüdungsfestigkeit des Betons stark von der Belastungshöhe abhängt. Bei hohen Lastniveaus kann Beton schon nach wenigen Zyklen versagen, während er bei niedrigeren Belastungen Millionen Lastwechsel ertragen kann. Der Bereich, in dem das Material bei einer bestimmten Belastung nicht versagt, wird als Ermüdungsbereich bezeichnet.

In [Van Ornum - 1907] wurde zu Beginn des 20. Jahrhunderts der Grundstein für spätere zyklische Versuche an Beton gelegt, indem Ermüdungsuntersuchungen an metallischen Werkstoffen durchgeführt wurden. Der Schädigungsmechanismus wurde zu jener Zeit als „allmählich fortschreitend“ beschrieben, bei dem es aufgrund einer bestimmten Anzahl von zyklisch aufgetragenen Spannungen zum Bruch kommen kann, obwohl das anliegende Oberspannungsniveau unterhalb der Druckfestigkeit lag.

Viele Forschungsarbeiten im Bereich der Betonermüdung beschäftigen sich bis heute mit der Beschreibung des Ermüdungsbruchs bei verschiedenen Spannungsniveaus in Form von Wöhlerdiagrammen. Einige der bedeutendsten Arbeiten zum Verhalten von Normalbeton unter Druckschwellbeanspruchungen wurden von [Klausen - 1978] und [Holmen - 1982] durchgeführt. Beide führten umfangreiche experimentelle Untersuchungen durch und lieferten Eingangsdaten zur Beschreibung der Ermüdungsfestigkeit in Form von Wöhlerkurven. Weitere Untersuchungen an Normalbeton sowie Leichtbeton führten beispielsweise [Tepfers & Kutti - 1979] durch und nutzten zur Darstellung ihrer Ergebnisse ebenfalls die Ermüdungslinien nach Wöhler.

[Kim & Kim - 1996] untersuchten in ihren Analysen wiederum den Einfluss der Betondruckfestigkeit auf das Ermüdungsverhalten von Normal- und Hochleistungsbetonen. Dazu stellten sie die eigenen Versuchsergebnisse an hochfestem Beton mit Hilfe der Wöhlerkurven den experimentellen Daten der Literatur gegenüber.

[Hsu - 1981] führte eine umfangreiche Auswertung experimenteller Daten unter Berücksichtigung der Randbedingungen für hoch- und niederzyklische Versuche durch. Die Auswertung und die daraus abgeleitete Wöhlerkurve ist in Abbildung 5 dargestellt.

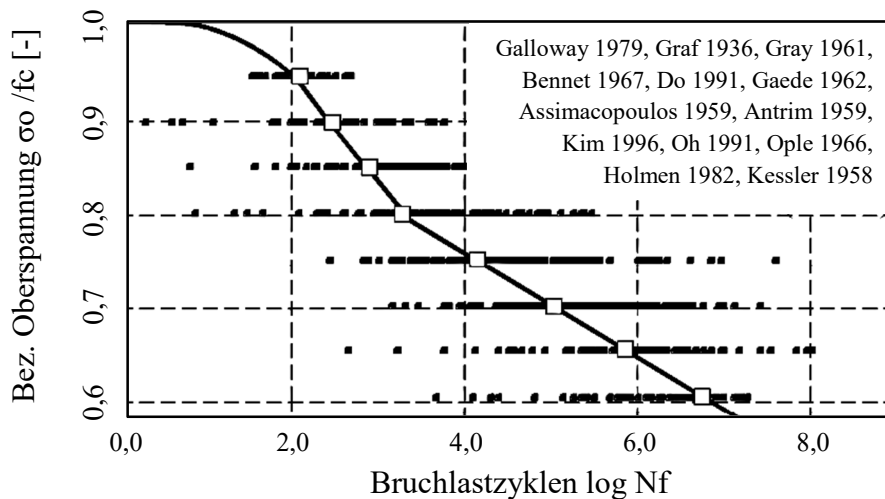


Abbildung 5. Auswertung experimenteller Bruchlastzyklen zur Ermüdung von Normalbeton aus [Pfanner - 2002] nach [Hsu - 1981].

Im Hinblick auf eine Bemessung bzw. Vorhersage der zyklischen Lebensdauer von Betonbauteilen geben [DIN EN 1992-2 - 2010] (**Eurocode 2**), [Model-Code 2010 - 2013] (**Model-Code 2010**) sowie der [Model-Code 1990 - 1990] (**Model-Code 1990**) Gleichungen zur Ermittlung der Wöhlerlinien vor. Der **Eurocode 2** leitet seine Wöhlerkurve aus experimentellen Daten ab, die das Ermüdungsverhalten von Beton charakterisieren. Dabei wird ein faktorbasiertes Modell verwendet, welches verschiedene Einflussfaktoren, die die Ermüdungsfestigkeit von Beton beeinflussen können, berücksichtigt. Es ist in der Literatur nicht klar feststellbar, wo genau die Wöhlerlinien nach Eurocode 2 ihren Ursprung haben. Ein Indiz dafür findet sich jedoch in [Danielewicz - 1994], wo erwähnt wird, dass sie aus einer unveröffentlichten Diskussionsvorlage für den Model-Code 1990 stammen könnten. Die Bruchlastwechselzahl N und die daraus resultierenden Wöhlerlinien für druckschwellbeanspruchten Beton nach Eurocode 2 lassen sich gemäß Gleichung (1) berechnen.

$$\log N = 14 \cdot \frac{1 - E_{cd,max}}{\sqrt{1 - R}} \quad (1)$$

mit:

- R = Spannungsverhältnis: $R = E_{cd,min} / E_{cd,max}$
- $E_{cd,max}$ = Max. Niveau der Druckspannung: $E_{cd,max} = |\sigma_{cd,max}| / f_{cd,fat}$

Die Wöhlerkurven nach **Model-Code 2010** basieren ebenfalls auf einer großen Menge an ausgewerteten experimentellen Daten, integrieren jedoch zusätzlich neuere Forschungsergebnisse und technologische Entwicklungen. Insbesondere wurden Forschungsaspekte über das Ermüdungsverhalten von Hochleistungsbetonen und faserverstärkten Betonen aufgenommen, die das Verständnis dieser Materialien verbessert haben. Die Wöhlerkurven für unter Druckschwellbelastung stehendem Beton leiten sich im Wesentlichen aus Ermüdungsuntersuchungen von [Wefer - 2010] ab, die an Betonzylindern ($d/h = 60/180$ mm) aus ultra-hochfestem Beton unter einer Belastungsfrequenz von $f = 10$ Hz durchgeführt wurden. Für Beton, der Druckschwellbelastungen mit bezogenen Unterspannungen zwischen 0 und 0,8 ausgesetzt ist, können die Wöhlerkurven gemäß der Formel (2) - (4) berechnet werden.

$$\log N_1 = \frac{8}{Y - 1} \cdot (S_{cd,max} - 1) \quad (2)$$

$$\log N_2 = \frac{8 \cdot \ln(10)}{Y - 1} \cdot (Y - S_{cd,min}) \cdot \log\left(\frac{S_{cd,max} - S_{cd,min}}{Y - S_{cd,min}}\right) \quad (3)$$

$$Y = \frac{0,45 + 1,8 \cdot S_{cd,min}}{1 + 1,8 \cdot S_{cd,min} - 0,3 \cdot S_{cd,min}^2} \quad (4)$$

mit:

- $S_{cd,min}$ = Bezogene Unterspannung
- $S_{cd,max}$ = Bezogene Oberspannung

wenn:

- $\log N_1 \leq 8$, dann $\log N = \log N_1$
- $\log N_1 > 8$, dann $\log N = \log N_2$

Im früheren **Model-Code 1990** leitete sich die Wöhlerkurve ebenfalls von einer Reihe experimenteller Studien ab, die sich vor allem mit dem Ermüdungsverhalten von Normalbeton befassten. Beispielsweise zählen die Arbeiten von [Holmen - 1982] und [Wittmann - 1983] zu den wichtigsten Referenzen für die Ableitung der Kurven. Für Beton, welcher einer Druckschwellbelastungen mit bezogenen Unterspannungen zwischen 0 und 0,8 ausgesetzt ist, können die Wöhlerkurven gemäß der Formel (5) - (7) berechnet werden.

Insgesamt basieren die Wöhlerkurven der Model-Codes und des Eurocodes (Abbildung 6) auf einer Kombination von experimentellen Daten und theoretischen Modellen, die das Ermüdungsverhalten von Beton charakterisieren. Die Wöhlerlinien der jeweiligen Richtlinien stellen eine allgemeine Charakterisierung des Ermüdungsverhaltens von Beton dar, die bei Veröffentlichung auf dem jeweils aktuellen Stand der Forschung und Technik basieren. Es ist jedoch wichtig zu betonen, dass die tatsächlichen Ermüdungseigenschaften von Beton in der Praxis von einer Vielzahl von Faktoren

beeinflusst werden können, einschließlich der spezifischen Eigenschaften des verwendeten Betons, der Belastungsfrequenz, der Umweltbedingungen und auch der Betongüte.

$$\log N_1 = (12 + 16 \cdot S_{c,\min} + 8 \cdot S_{c,\min}^2) \cdot (1 - S_{c,\max}) \quad (5)$$

$$\log N_2 = 0,2 \cdot \log N_1 (\log N_1 - 1) \quad (6)$$

$$\log N_3 = \log N_2 (0,3 - 0,375 \cdot S_{c,\min}) / \Delta S_c \quad (7)$$

mit:

- $S_{c,\min}$ = Bezogene Unterspannung
- $S_{c,\max}$ = Bezogene Oberspannung
- ΔS_c = Differenzspannung

wenn:

- $\log N_1 \leq 6$, dann $\log N = \log N_1$
- $\log N_1 > 6$ und $\Delta S_c \geq 0,3 - 0,375 \cdot S_{c,\min}$, dann $\log N = \log N_2$
- $\log N_1 > 6$ und $\Delta S_c < 0,3 - 0,375 \cdot S_{c,\min}$, dann $\log N = \log N_3$

Zahlreiche dieser Aspekte sind gegenwärtig noch nicht in Normen gefasst oder abschließend erforscht, wodurch die normativen Wöhlerkurven oftmals deutlich zur konservativen Seite tendieren. Daher besteht das fortlaufende Bestreben nicht nur in der vertieften Erforschung weiterer Schädigungsmechanismen, sondern auch in der kontinuierlichen Entwicklung neuer Bemessungsmodelle bzw. der Erweiterung aktueller Wöhlerkurven. Auf einige der jüngsten Vorschläge und den damit verbundenen Überlegungen zu Schädigungsmodellen und der Anpassung der Bemessungsansätze wird in den nachfolgenden Kapiteln 2.2.3 bis 2.2.5 näher eingegangen.

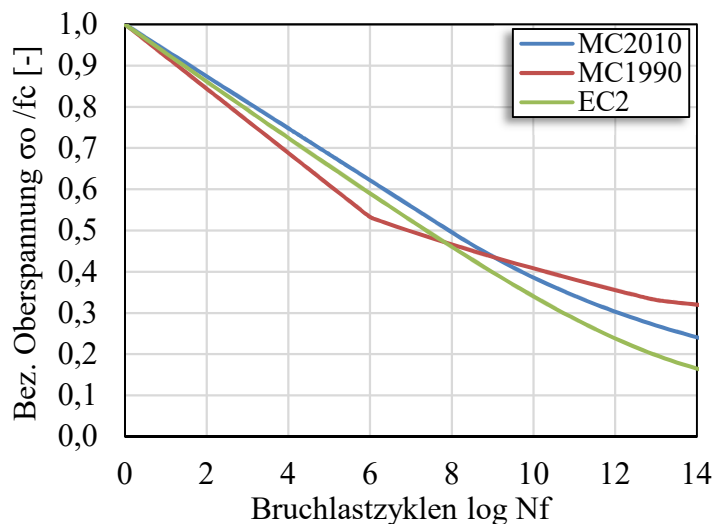


Abbildung 6. Gegenüberstellung der Wöhlerkurven nach Model-Code 1990, Model-Code 2010 und Eurocode 2.

2.2.3 Mechanische Schädigung

Im Allgemeinen bezeichnet die **mechanische Schädigung** des Betongefüges jegliche Entstehung und Ausbreitung von Rissen und Mikrorissen innerhalb des Materials. Die Forschung konzentrierte sich bisher vornehmlich auf die makroskopische Schädigung und den damit verbundenen Einfluss der experimentellen Randbedingungen, wie der Belastungsfrequenz, den Spannungsniveaus oder der Belastungsabfolge. Zusätzlich können aber auch während des Herstellungs- und Erhärtungsprozesses entstandene Mikrorisse, die beispielsweise durch unterschiedliche Lagerungsbedingungen hervorgerufen werden, dieser Kategorie zugeordnet werden. Nach [Keller - 1991], [Hohberg - 2004] und [Schneider - 2021] entstehen Letztere im unbelasteten Zustand vor allem durch **mechanische, hygrische und thermische Inkompatibilitäten** zwischen Zementstein und Gesteinskörnung.

Unter der **mechanischen Inkompatibilität** wird vor allem der Unterschied in den Festigkeiten und Steifigkeiten verstanden, welcher zu unterschiedlichen Dehnungen und Verschiebungen führen kann. Als **hygrische Inkompatibilität** werden die unterschiedlichen Schwindmaße verstanden, welche auf der Mesoebene zu Differenzen im lokalen Schwindvorgang führen und so Zugspannungen um die Gesteinskörnung verursachen. Überschreiten diese Zugspannungen die Verbundfestigkeit zwischen Gestein und der umgebenden Bindemittelmatrix, kommt es zur Mikrorissbildung.

Die **thermische Inkompatibilität** beschreibt das unterschiedliche Wärmeausdehnungsverhalten der beiden Komponenten. Bei Temperaturänderungen entstehen Spannungen um das Zuschlagkorn, ähnlich wie beim hygrischen Effekt, welche schließlich zum Risseintrag führen können. Höherfestere Betone besitzen eine höhere Packungsdichte und dadurch eine deutlich geringere Porosität als Normalbeton. Dies hat nicht nur eine Stärkung der Matrix, sondern auch der Kontaktzone zur Folge. Somit ergibt sich zwar eine erhöhte Verbundfestigkeit zwischen Gestein und Bindemittel, die den genannten Mechanismen entgegenwirkt, aber sie nicht völlig egalisiert.

Hinsichtlich der rein makroskopischen Schädigung wurde in der Vergangenheit unter anderem der Einfluss der **Betondruckfestigkeit** und der **Belastungsfrequenz** fokussiert und soll im Folgenden aufgegriffen werden.

Als bedeutende Erkenntnis im Hinblick auf den Einfluss der **Betondruckfestigkeit** ist die Verkürzung der Schädigungsphasen I und III mit steigender Betongüte zu nennen. Im Allgemeinen kommt es bei der Ermüdung von Beton zu einem dreiphasigen Schädigungsverlauf, der Rissenstehung (Phase I), dem stabilen Rissfortschritt (Phase II) und dem instabilen bzw. progressiven Risswachstum (Phase III), siehe Abbildung 7.

Bei Normalbeton umfasst die erste Phase etwa 20% der Lebensdauer. Der Übergang von der zweiten zur dritten Phase erfolgt bei etwa 80% der Lebensdauer. Für den hochfesten Beton wird der Übergang zwischen der Phase I und II bei etwa 10% der Lebensdauer und der Übergang zwischen Phase II und III bei etwa 90% der Lebensdauer festgelegt.

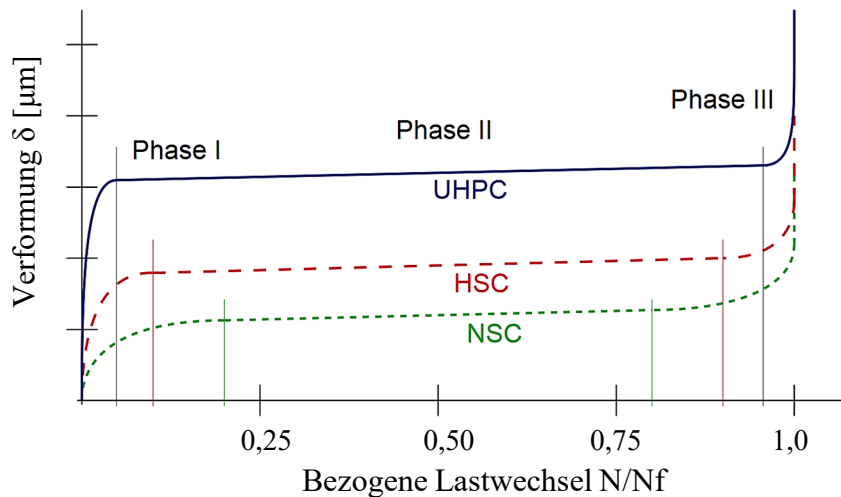


Abbildung 7. Qualitative Beschreibung des Schädigungsverlaufs von Normalbeton (NSC), hochfestem Beton (HSC) und ultrahochfestem Beton (UHPC) nach [Fitik - 2012].

[Fitik - 2012] stellte auf Grundlage eigener Druckschwellversuche an ultrahochfestem Beton fest, dass es zu einer weiteren Verkürzung der Phasenübergänge auf 3-5% und 95-97% der Lebensdauer kommt. Die unterschiedlichen Phasenübergänge sind vor allem auf das immer dichter werdende Gefüge mit steigender Betondruckfestigkeit zurückzuführen, da durch das kleiner werdende Porengefüge keine so starke Komprimierung in Phase I vorgenommen werden kann. Als Folge dessen kommt es schneller zu einem neu angeordneten, verdichteten Gefüge, was die Phase I deutlich verkürzt.

[Thiele - 2016] stellt auf Grundlage eigener Versuche an hochfestem Beton einige Vermutungen zu der Verkürzung der Phasen I und III auf. Aufgrund des dichteren und homogeneren Gefüges sowie der deutlich geringeren Steifigkeitsunterschiede zwischen Zuschlag und Bindemittel kommt es zu einer geringeren Ausprägung von Spannungskonzentrationen als bei Normalbeton. Die Folge ist, dass das Betongefüge wesentlich weniger Potential für lokale Schädigungskonzentrationen und vor allem den Abbau von Spannungsspitzen besitzt. Insgesamt resultiert daraus ein spröderes Materialverhalten und zugleich eine geringere Ausprägung der Phasen I und III.

Einen sehr ausgeprägten Abbau von Spannungsspitzen bezeichnet [Ibuk - 2008] als „Knopflocheffekt“. Dieser Effekt charakterisiert einen Mikroriss, der bei seiner Rissfortpflanzung auf eine Luftpore trifft und durch diese gestoppt wird. Er untersuchte diesen Effekt durch einen

Vergleich des Ermüdungsverhaltens von Normal- und Luftporenbeton (LP-Beton). LP-Betone neigen durch die künstlich eingeführten Luftporen weniger zur Mikrorissbildung, was die anfängliche Schädigung herabsetzt. Trifft ein Riss auf eine Luftpore, muss zur Fortsetzung des Risswachstums eine höhere Energie aufgewendet werden als zuvor. Aus diesem Grund erreichten die untersuchten LP-Betone sowohl höhere Lastzyklenzahlen als auch erhöhte Bruchdehnungen.

Ähnliche Schlussfolgerungen wie [Thiele - 2016] zieht [Von der Haar - 2016] aus seinen Untersuchungen an einem C50/60 Beton. Demnach sind höherfestere Betone, infolge ihrer geringeren Porosität, auch durch eine geringere Viskosität gekennzeichnet, was eine reduzierte Verdichtung des Zementsteins zur Folge hat. Zudem ist die Neigung zur Rissbildung in Belastungsrichtung aufgrund des verbesserten Verbundes zwischen Gesteinskörnung und Zementstein ebenfalls herabgesetzt. Der Autor sieht darin den Ursprung der weniger ausgeprägten Steifigkeitsdegradation höherfesterer Betone. Zusätzlich sieht [Von der Haar - 2016] ebenfalls Parallelen im Ermüdungsverhalten mit dem Kriechen von Beton. Seine Argumentation stützt sich auf die Beobachtung, bei welcher Versuche mit geringeren Belastungsfrequenzen und dementsprechend längeren Versuchsdauern zu größeren viskosen Dehnungen führten als Versuche mit höheren Frequenzen und kürzeren Laufzeiten.

[Tue & Mucha – 2006] führten Untersuchungen an HFB ($f_c < 65 \text{ MPa}$) durch, wobei die Ergebnisse mit den Wöhlerlinien des Model-Code 1990 verglichen wurden. Die Gegenüberstellung zeigte, dass es bei einer Oberspannung von $S_0 > 0,6$ zur Unterschreitung der Wöhlerkurve hinsichtlich der Lastwechsel kam, für $S_0 < 0,6$ lieferte die Wöhlerkurve jedoch zu konservative Ansätze. Die Forscher begründen dies mit der Annahme, dass es bei höheren Oberspannungen aufgrund der erhöhten Sprödigkeit des Materials zu geringeren Bruchlastwechselzahlen kommt.

[Felix et al. - 2022] führten zyklische Versuche an zwei Normalbetonen ($f_c = 30 \text{ MPa}$, $f_c = 50 \text{ MPa}$) und einem hochfesten Beton ($f_c = 70 \text{ MPa}$) durch. Die Ergebnisse verschiedener Oberspannungen und Belastungsfrequenzen zeigten ebenfalls, dass der Ermüdungswiderstand mit steigender Betondruckfestigkeit sank und dass die Ausprägung des Nachbruchverhaltens mit steigender Druckfestigkeit abgenommen hat. Als Ursache sehen die Autoren die steigende Sprödigkeit mit dem dichteren Gefüge bei höherfesten Betonen und bestätigen damit auch Beobachtungen von [Chen et al. - 2017].

Eine Erhöhung der **Prüffrequenz** hat oftmals das Ziel, die Versuchsdauer zu reduzieren. Repräsentative Untersuchungen zum Einfluss der Prüffrequenz bei hochfesten Betonen stellen beispielsweise [Wefer - 2010], [Grünberg et al. - 2007], [Elsmeier - 2019], [Oneschkow - 2016], [Tomann - 2021] und [Deutscher - 2022] zur Verfügung. Gerade bei der dichten Gefügeausbildungen

von hochfesten und ultrahochfesten Betonen, haben Untersuchungen von [Deutscher - 2022] gezeigt, dass es zu einer nicht vernachlässigbaren Probekörpererwärmung bei Belastungsfrequenzen ab 10 Hz kommen kann, während [Hohberg - 2004] und [Curbach et al. - 2016] diesen Effekt für Normalbeton nicht beobachten konnten. In der Praxis, bspw. bei wind- und wellenbeanspruchte Offshore-Anlagen, sind große Probekörpererwärmungen aufgrund der klimatischen Randbedingungen jedoch eher unwahrscheinlich, was den Einfluss der Probekörpererwärmung primär zu einem prüftechnischen Problem macht, sekundär aber dennoch für die Interpretation der Versuchsdaten und die Analyse von zyklisch bedingten Temperaturfeldern von Bedeutung ist. Thermisch-induzierte Schäden werden im Folgekapitel 2.2.4 separat behandelt, aufgrund der Überschneidungen mit dem Einfluss der Prüffrequenz jedoch auch in diesem Kapitel in Teilen aufgegriffen.

[Schneider - 2021] berichtet von einem divergierenden Einfluss der Belastungsfrequenzen auf die ertragbaren Bruchlastwechselzahlen. Demnach führen Frequenzerhöhungen bei Oberspannungsniveaus $S_0 > 0,75$ zu einer Erhöhung der Bruchlastwechselzahlen. Gegensätzlich führen Oberspannungsniveaus $S_0 < 0,75$ zu einer Verringerung der Bruchlastwechselzahlen bei Erhöhung der Belastungsfrequenz.

[Oneschkow - 2016] und [Wefer - 2010] bestätigen zwar den positiven Einfluss der Frequenzerhöhung für HPC und UHPC, bieten aufgrund gleichbleibender Randbedingungen jedoch keine Vergleichsmöglichkeit zum Umkehreffekt bei $S_0 = 0,75$.

Gemäß den durchgeführten Versuchen von [Hohberg - 2004] ergaben sich bei einer Oberspannung von $S_0 = 0,75$ und einer Frequenz von 10 Hz zweifach höhere Bruchlastzahlen im Vergleich zur Frequenz von 1 Hz. Zudem wurde bei einem geringeren Lastniveau von $S_0 = 0,66$ sogar ein 10-facher Anstieg der ertragbaren Lastwechsel festgestellt, was im Widerspruch zu den Ergebnissen von [Schneider - 2021] steht.

Den zuvor erwähnten Umkehreffekte begründet [Schneider - 2021] weiter mit einer lokalen **Festigkeitssteigerung** infolge einer Erhöhung der Belastungsgeschwindigkeit. Eine Erhöhung der Frequenz bei gleichbleibenden Spannungsniveaus führt zwangsläufig zu einer Erhöhung der Geschwindigkeit innerhalb eines einzelnen Zykluses. Aus Versuchen mit monoton steigender Beanspruchung ist bekannt, dass die statische Druckfestigkeit mit einer Erhöhung der Belastungsgeschwindigkeit ebenfalls ansteigt und wurde bereits von [Wesche & Krause - 1972] sowie [Curbach - 1987] veröffentlicht und im Späteren von [Bischoff & Perry - 1991] und [Schneider & Marx - 2019] bestätigt. Aus diesem Grund entwickelte [Schneider - 2021] ein Bemessungsmodell mit Einbeziehung der frequenzabhängigen Belastungsgeschwindigkeit, woraus

sich effektive Spannungsniveaus $S_{\min,eff}$ und $S_{\max,eff}$ ableiten lassen. Die Idee hinter der Verwendung der effektiven Werte ist, dass dadurch auch frequenzabhängige Bruchlastwechselzahlen mit nur einer Wöhlerlinie und angepassten Beanspruchungsniveaus dargestellt werden können.

2.2.4 Thermisch-induzierte Schädigung

Thermisch-induzierte Schädigungseffekte werden oft durch die Steigerung der Belastungsfrequenz verursacht, wodurch die rein mechanische Schädigung sich mit Temperatureffekten überlagert und nicht mehr klar voneinander getrennt werden kann. Ein wesentlicher Punkt dabei ist die Festigkeit des Betons, da mit steigender Druckfestigkeit auch ein dichteres und porenärmeres Gefüge ausgebildet wird.

So zeigten Versuche von [Deutscher - 2021] bei einer Druckschwellbelastung von UHPC mit einer Frequenz von 10 Hz Probekörpertemperaturen von rund 50°C-65°C. Eine Verdopplung der Frequenz auf 20 Hz führte zu Temperatur von bis zu 100 °C. Als Ursache sieht [Deutscher - 2021] vor allem die innere Reibung der sich bildenden Rissufer in der Betonmatrix. Gleichzeitig kann der Probekörper aufgrund der hochfrequenten Dauerbelastung nicht abkühlen, wodurch es zu einem Temperaturstau kommt. Im Gegensatz dazu stehen Ermüdungsversuche von [Hohberg - 2004] an Normalbeton mit einer Oberspannung von $S_0 = 0,75$ und einer Frequenz von 10 Hz, bei welcher keine nennenswerte Probekörpererwärmung beobachtet werden konnten. Auch [Curbach et al. - 2016] konnte für ähnliche Ermüdungsversuche bis 10 Hz keine signifikante Temperaturentwicklung feststellen. Zurückzuführen ist dies vermutlich auf die geringere Reibfläche der Rissufer aufgrund des ausgeprägteren Porengefüges. Ähnliche Gedankenansätze zur Temperaturentwicklung an Rissflächen lassen sich bereits auf [Whaley - 1971] zurückführen und wurden auch von [Anders - 2014], [Elsmeier - 2019], [Schneider - 2021] und [Bode - 2020] aufgegriffen.

Druckschwellversuche für verschiedene Oberspannungsniveaus im Bereich bis 10 Hz von [Elsmeier - 2019] und [Bode & Marx - 2019] an hochfestem Beton (C80/95 und C55/67) zeigten ebenfalls signifikante Temperaturerhöhungen aufgrund der zyklischen Belastung. Als Ursache führen die Autoren ebenfalls die Reibung innerer Rissflächen an. Zudem wurden die höchsten Temperaturen im Kern des Probekörpers lokalisiert, was ebenfalls auf einen Temperaturstau aufgrund reduzierter Wärmeabgabe an die Umgebung hindeutet.

Zusätzlich zu den allgemeinen Äußerungen der Rissuferreibung greift [Bode - 2020] die Reibung zwischen Betonmatrix und Gesteinskorn detaillierter auf. Dabei kommt es aufgrund der

Inhomogenität des Betons und der Probekörperdehnung während der Be- und Entlastungsvorgänge zu Relativverschiebungen Δs entlang der Kontaktzone, siehe Abbildung 8.

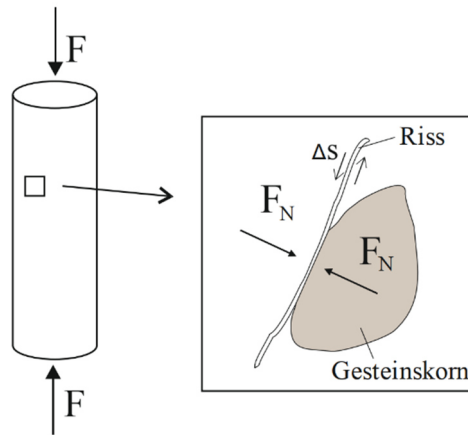


Abbildung 8. Schematische Darstellung zur Reibung innerhalb eines Risses in der Kontaktzone zwischen Zementstein und Gesteinskörnung nach [Bode - 2020].

Er bezieht sich in seiner Beschreibung des Reibvorgangs auf die [DIN EN 1992-1-1 - 2021], in welcher der Reibwiderstand zwischen Betonschichten insbesondere von der Normalspannung und dem Reibbeiwert μ abhängt. Dieser Reibbeiwert hängt von der Oberflächenbeschaffenheit des Betons ab und verändert sich über den Verlauf des Ermüdungsvorganges. Unter der Annahme eines gleichmäßigen Spannungszustandes beschreibt [Bode - 2020] die resultierende Reibenergie E_{Reib} mit den Gleichungen (8) bis (10).

$$E_{\text{Reib}} = \int_{F_{R,Su}}^{F_{R,So}} [\Delta s(F_R)] dF_R \quad (8)$$

$$F_N = \sigma_N * A_{\text{Riss}} \quad (9)$$

$$F_R = F_N * \mu \quad (10)$$

Die Kraft F_N ergibt sich dabei aus einem orthogonalen Spannungsanteil σ_N und der Rissuferfläche A_{Riss} . Aus der Relativverschiebung Δs resultiert für einen Belastungsvorgang die Reibenergie E_{Reib} , welche sich durch die Fläche unter dem Graphen aus Abbildung 9 (a) ausdrücken lässt.

Eine makroskopische Belastungshysterese enthält nach [Wischers - 1978] sowohl **elastische**, **plastische** sowie **dämpfende** Energieanteile, siehe Abbildung 9 (b). Die nach Entlastung des Probekörpers zurückgegebene Energie beschreibt den **elastischen Anteil** E_{el} , wobei der in Form von **plastischer Verformung** gespeicherte Anteil mit E_{pl} bezeichnet wird. Die Speicherung des plastischen Anteils kann nach [Thiele - 2016] als Oberflächenenergie in Rissen sowie als

Umlagerung einzelner Werkstoffpartikel verstanden werden. Der **dämpfende Energieanteil E_δ** beschreibt jenen Teil, der mit jedem Zyklus vom Probekörper dissipiert wird und daher auch als dissipativer Anteil bzw. als Dissipationsenergie bezeichnet wird.

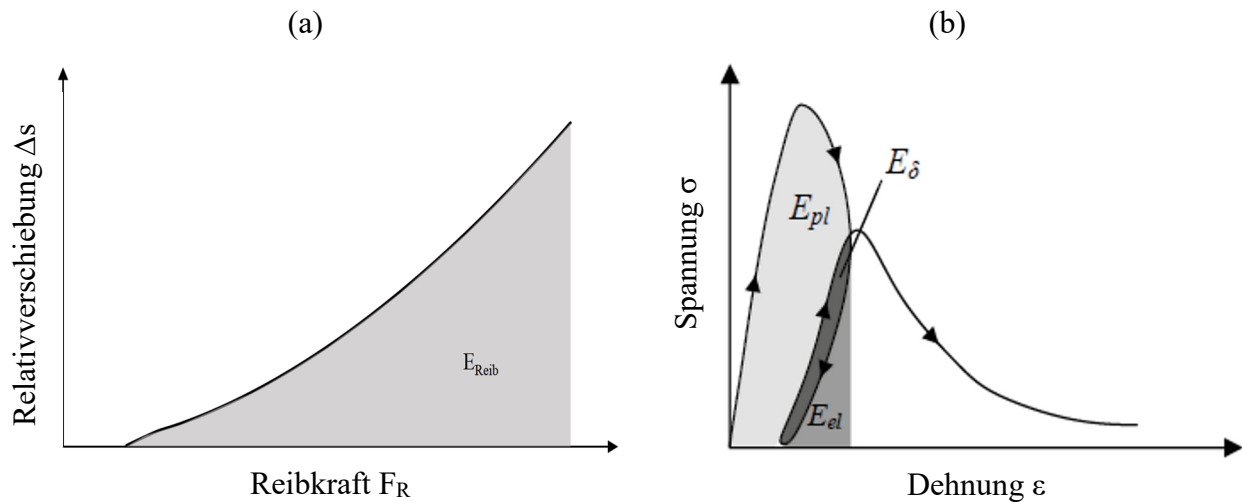


Abbildung 9. (a) Schematische Darstellung der Reibenergie innerhalb eines Risses bei einem Belastungsvorgang nach [Bode - 2020], (b) Kennzeichnung der Energieanteile innerhalb einer Belastungshysterese von Beton in nach [Wischers - 1978] aus [Bode - 2020].

Eine Auswertung der Dissipationsenergie bei Ermüdungsbelastung nach [Bode - 2020] ergab einen dreiphasigen Verlauf, wie es auch bei der Dehnungsentwicklung (Abbildung 7) der Fall ist und deutet somit auf einen qualitativen Zusammenhang zwischen den beiden Größen hin. Dennoch konnte mit dem Schädigungszuwachs in Form von Rissen nicht immer eine Erhöhung der Dissipationsenergie beobachtet werden. Eine mögliche Erklärung sieht [Bode - 2020] in der Veränderung des Reibbeiwertes μ über die Versuchslaufzeit, welcher den Energieanteil verringert. Aus diesem Grund sollte die Dissipationsenergie weniger als Schädigungsursache, sondern mehr als Schädigungsindikator verstanden werden. Diesen Ansatz untermauert der Autor mit einem funktionalen Zusammenhang zwischen der kumulierten Dissipationsenergie $\sum E_\delta$ und den erreichten Bruchlastwechselzahlen seiner Ermüdungsversuche. Dabei zeigte [Bode - 2020], dass die kumulierte Dissipationsenergie zum Versagenszeitpunkt mit den dazugehörigen Bruchlastwechselzahlen aller Probekörper durch eine Versagenskurve abgebildet werden kann. Zur Beschreibung dieses Zusammenhangs wird ein Schädigungsparameter $D(N)$ nach Gleichung (11) eingeführt. Unter Zuhilfenahme dieser Beschreibung kann der Schädigungsgrad einer Probe während des Ermüdungsversuches bewertet und auf die verbleibende Versuchslaufzeit geschlossen werden.

$$D(N) = \frac{\sum E_{\delta, \text{vorh}}(N)}{\sum E_{\delta, \text{Vers}}(N)} \leq 1,0 \quad (11)$$

mit:

- $E_{\delta, \text{vorh}}(N)$ = Dissipationsenergie zum Zyklus N im Ermüdungsversuch
- $E_{\delta, \text{Vers}}(N)$ = Dissipationsenergie zum Zyklus N auf der Versagenskurve

Weiterführend zu den bereits beschriebenen Ansätzen zur Berücksichtigung der Belastungsfrequenz über effektive Spannungsniveaus (vgl. Kapitel 2.2.3) unterstreicht [Schneider - 2021] zusätzlich die Notwendigkeit der Berücksichtigung von Temperatureffekten in Bemessungsmodellen. Er stützt seine Behauptung auf experimentelle Ergebnisse, die eine erhöhte Temperatur bei Ermüdung von hochfestem Beton zeigen. Diese Temperatursteigerung konnte durch das Einlegen von Belastungspausen effektiv reguliert werden. Hinter der Probekörpererwärmung sieht [Schneider - 2021] eine lokale Reduzierung der Betondruckfestigkeit, die aufgrund der konstanten Randbedingungen zu erhöhten Spannungsniveaus führen. Aus diesem Grund definiert der Autor einen Term zur Einbeziehung von Temperatureffekte in sein Gesamtmodell, Gleichungen (12) - (13).

$$S_{\text{max}}(T) = S_{\text{max}} \cdot \frac{(1,06 - 0,003 \cdot T_{2\text{Hz}})}{(1,06 - 0,003 \cdot T_f)} \quad (12)$$

$$S_{\text{min}}(T) = S_{\text{min}} \cdot \frac{(1,06 - 0,003 \cdot T_{2\text{Hz}})}{(1,06 - 0,003 \cdot T_f)} \quad (13)$$

mit:

- S_{max} = Oberspannungsniveau
- $S_{\text{max}}(T)$ = Temperaturabhängiges Oberspannungsniveau
- $T_{2\text{Hz}}$ = Innere Probekörpertemperatur in °C für eine Belastungsfrequenz von 2 Hz
- T_f = Innere Probekörpertemperatur in °C für eine Belastungsfrequenz f

Die Herleitung erfolgt auf Grundlage einer Näherungsberechnung der Temperaturprogression in den Ermüdungsversuchen, in Verknüpfung mit einem im Model-Code 2010 spezifizierten Materialgesetz. Es ist wichtig zu beachten, dass im Gegensatz zu den effektiven Beanspruchungsniveaus das temperaturabhängige Beanspruchungsniveau zeitabhängig ist. Das bedeutet, dass die Spannungsgeschwindigkeit im Verlauf des Ermüdungsversuchs kontinuierlich den Druckfestigkeitswert erhöht, während die Reduzierung der Druckfestigkeit mit zunehmender Temperatur immer relevanter wird.

Durch die Entwicklung beider Teilansätze liefert [Schneider - 2021] eine Erklärung zu dem in Kapitel 2.2.3 beschriebenen Umkehreffekt bei einer bezogenen Oberlast von $S_0 \geq 0.75$: Demnach erwärmen sich Probekörper unter zyklischer Belastung nur noch geringfügig, es dominiert der festigkeitssteigernde Einfluss der Belastungsgeschwindigkeit, wobei die höhere Belastungsfrequenz letztlich zu höheren Bruchlastwechselzahlen führen. Auf niedrigeren Oberspannungsniveaus $S_0 < 0.75$ können sich die Probekörper aufgrund der längeren Versuchslaufzeiten stärker erwärmen und der thermisch-induzierte Schädigungsprozess übersteigt den festigkeitssteigernden Einfluss der Belastungsgeschwindigkeit. Höhere Belastungsfrequenzen führen folglich zu einer Erhöhung des Beanspruchungsniveaus und somit zu niedrigeren Bruchlastwechselzahlen. [Schneider - 2021] schlussfolgert daraus, dass der Einfluss der Belastungsgeschwindigkeit, als zeitunabhängiger Effekt, und der Einfluss der Probekörpertemperatur, als zeitabhängiger Effekt, die Bruchlastwechselzahlen sowohl steigern als auch verringern können.

2.2.5 Wasserinduzierte Schädigung

Betone und Mörtel mit erhöhter Festigkeit, die beispielsweise in Offshore-Windkraftanlagen zum Einsatz kommen, sind zusätzlich zu den teils hochfrequenten Belastungen dauerhaft dem Wasser ausgesetzt. Um den wassergesättigten Einfluss während der Ermüdung nachzubilden, führten [Hümme - 2018] und [Tomann - 2021] jüngst zyklische Belastungsversuche unter Wasser durch. Vor dem Hintergrund der feuchteinduzierten Schädigung stellt der Ansatz eines schädlichen Porenwasserüberdrucks eine weit verbreitete Theorie zum feuchte-induzierten Schädigungsprozess dar. Eine zentrale Rolle spielt dabei das freie, ungebundene Wasser in den Kapillarporen sowie das physikalisch gebundene Wasser der Gelporen. Aus diesem Grund hängen die schädigenden Mechanismen sowohl mit der Betongüte als auch den Lagerungsbedingungen zusammen, da diese einen direkten Einfluss auf das Porengefüge und den Wassersättigungsgrad haben.

Ermüdungsversuche von [Hohberg - 2004] an Betonen verschiedener Druckfestigkeiten ($f_c = 25$ MPa, $f_c = 45$ MPa und $f_c = 95$ MPa) mit unterschiedlichen Lagerungsbedingungen (Klimaraum und Unterwasserlagerung bis zur Prüfung) zeigten für die HFB Proben die geringste Diskrepanz hinsichtlich der unterschiedlichen Lagerungsarten. Für den reduzierten Wassereinfluss nennt [Hohberg - 2004] die kleiner werdende Porosität, womit ein geringeres Wasserabsorptionsvermögen einhergeht. [Tomann - 2021] bestätigt die Erkenntnisse anhand eigener Versuche an normal- und hochfesten Betonzylindern unter Druckschwellbeanspruchung und

berichtet von einer Erhöhung der ertragbaren logarithmischen Lastwechselzahl von rund 1,3 Zehnerpotenzen bei trocken gelagerten und beprobten Versuchskörpern. Als mögliche Ursache nennt der Autor ebenfalls die mit sinkender Betondruckfestigkeit einhergehende steigende Porosität und das damit steigende Wassereinlagerungsvermögen.

Eigene Ermüdungsversuche von [Hümme - 2018] an einem hochfesten Beton (C80/95) zeigten zudem, dass sich deutlich kleinere viskose Verformungen in unter Wasser gelagerten und geprüften Proben ergaben, als bei trocken gelagerten und geprüften Proben. Als Ursache zieht [Hümme - 2018] Aussagen von [Wesche & Krause - 1972] heran, nach welchen es nur bei sehr kleinen Spannungsgeschwindigkeiten von $\dot{\sigma} < 5 * 10^{-4}$ MPa/s zu einem zeitlich verzögerten Auspressen des ungebundenen Wassers kommen kann. Im Ermüdungsversuch werden allerdings deutlich höhere Belastungsgeschwindigkeiten je Lastwechsel erreicht, wodurch der Porenwasserdruck dominiert. [Hümme - 2018] vermutet durch die niedrigen viskosen Verformungen zudem eine Behinderung bei der Verdichtung des Zementsteins und einer damit einhergehenden Spannungsumlagerung.

Auf Grundlage seiner Ermüdungsuntersuchungen leitet der Autor zudem ein Schädigungsmodell auf Basis der Schadensakkumulationshypothese nach [Palmgren - 1924] und [Miner - 1945] her, mit welchem die normativ vorhandenen Wöhlergleichungen um einen zusätzlichen Schädigungsanteil ergänzt werden könnten. Das Schädigungsmodell basiert auf einer Gesamtschädigung $D_{ges.}$, die aus einer mechanischen Schädigung D_M und einer wasserinduzierten Schädigung D_W besteht. Für einen Wassersättigungsgrad $\varphi_W = 100\%$ lässt sich der Ansatz durch Gleichung (14) beschreiben.

$$D_{ges.} = D_M + D_W \quad (14)$$

Zur Berechnung des wasserinduzierten Schädigungsanteils D_W wird die Steigung der E_δ - N -Kurve (dissipierte Energie pro Lastwechsel) herangezogen und koppelt energetische Betrachtungsweisen mit den wasserinduzierten Schädigungsmechanismen. Da [Hümme - 2018] für die unter Wasser gelagerten und geprüften Proben kontinuierlich größere Werte als für die trocken gelagerten und geprüften Proben beobachten konnte, fließen beide Steigungsanteile in das Modell mit ein. Die Auswertung erfolgt im linearen Bereich zwischen den bezogenen mittleren Bruchlastwechselzahlen $N/N_f = 0,05$ und $N/N_f = 0,70$, wobei der Gesamtzusammenhang mit Gleichung (15) und (16) ausgedrückt werden kann.

$$\log m_{E_D,m} = \log\left(\frac{E_{D,0,70 \cdot N_{f,m}} - E_{D,0,05 \cdot N_{f,m}}}{N_{0,70 \cdot N_{f,m}} - N_{0,05 \cdot N_{f,m}}}\right) \quad (15)$$

$$D_w = \frac{\log m_{E_D,UW,m}}{\log m_{E_D,TR,m}} \quad (16)$$

mit:

- $N_{f,m}$ = Mittlere, erreichte Bruchlastwechselzahl im Wöhlerversuch
- E_D = Dissipierte Energie ($\log m_{E_D,m}$ = logarithmierte mittlere Steigung der dissip. Energie)

Vergleichbare Ansätze liefert [Thiele - 2016]. Der Autor geht davon aus, dass es in Ermüdungsversuchen unter trockenen Bedingungen zu einer Umlagerung von Spannungen kommt, was zu einer Reduzierung lokaler Spannungsspitzen führt (Abbildung 10 (a), Spannungsumlagerung von Bereich B zu Bereich A). In diesem Bereich sind bei trocken gelagerten und geprüften Proben hauptsächlich viskose Druckstauchungen zu erwarten, nicht aber die Bildung von Mikrorissen. Mikrorisse treten bei trocken gelagerten und geprüften Proben hingegen im Bereich C auf (Abbildung 10 (b)). Die äußere Druckspannung erzeugt Zugspannungen im Zementstein. Sofern diese die Zugfestigkeit des Materials überschreiten, entstehen Mikrorisse, die parallel zur äußeren Druckspannung verlaufen. Zusätzlich kommt es zu Gefügeveränderungen im entlasteten Zustand, da die inneren Beanspruchungen ihr Vorzeichen wechseln können und so zu Mikrorissen senkrecht zur Belastungsrichtung im Bereich C und A führen können, siehe Abbildung 10 (c).

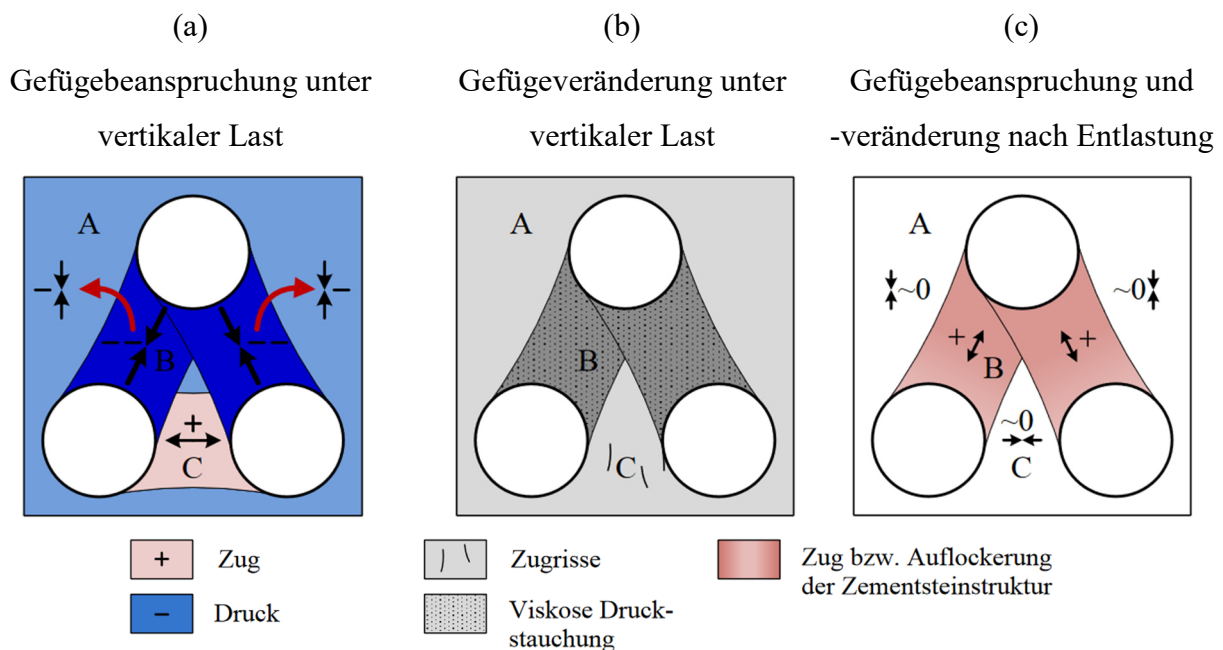


Abbildung 10. Schematische Darstellung möglicher Schädigungsmechanismen unter vertikaler Last nach [Thiele - 2016].

Ein weiteres Schädigungsmodell leitet [Tomann - 2021] auf Basis eigener Ermüdungsversuche an normal- und hochfesten Betonen her. Er betrachtet dabei die nanoporöse Struktur des Zementsteins während einer sinusförmigen Be- und Entlastungskurve in seinen Ermüdungsversuchen. Abbildung 11 zeigt die in blau dargestellten und mit Wasser gefüllten Makro-/Mikro- und Mesoporen im zementären Nanogefüge. Zustand (a) repräsentiert dabei den Ausgangs- und Ruhezustand des zusammenhängenden Porengefüges, bei welchem der Druck der Makropore $p_{ma}(t)$ sowie der Mesopore $p_{me}(t)$ mit der äußeren Belastung infolge der Mittelspannung p_0 im Gleichgewicht sind. Aus der darauffolgenden Belastung im Zustand (b) ergeben sich Druckgradienten innerhalb des Porengefüges, welche Wasserumlagerungen erzwingen und das Wasser langsam von der Makropore über die verbindende Mikropore zur Mesopore drücken. Im Entlastungszustand (c) ergibt sich eine Reduzierung der äußeren Spannung, wodurch die Makropore im Vergleich zur Mesopore einem geringeren Druck ausgesetzt ist.

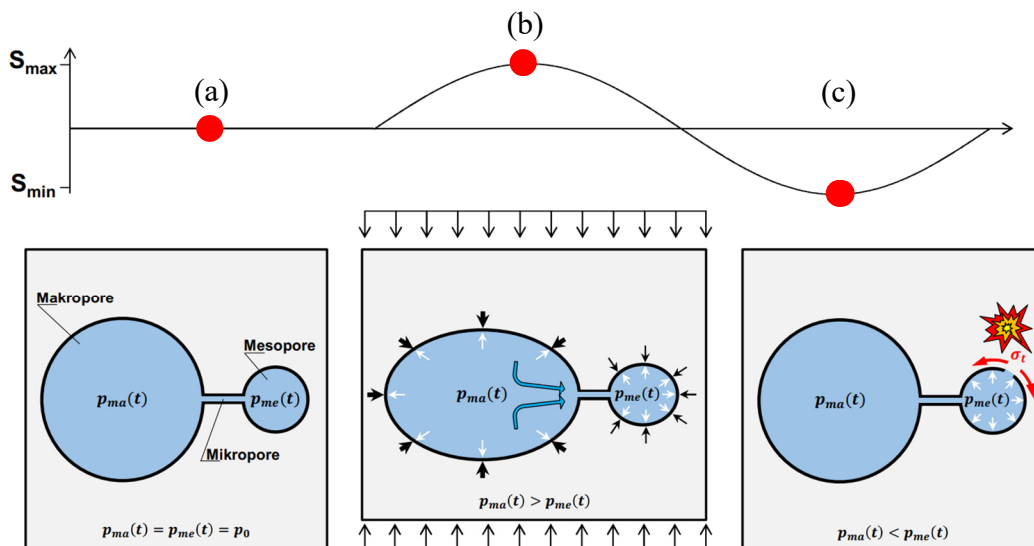


Abbildung 11. Modellvorstellung zum wasserinduzierten Schädigungsprozess nach [Tomann - 2021].

Aufgrund des Druckunterschieds wird eine erneute Wasserumlagerung initiiert, indem das Wasser von der Mesopore durch die enge Mikropore zurückgedrückt wird. Infolge der Engstelle kommt es allerdings zu einer verzögerten Entlastung, wodurch sich eine Umverteilung des Porendruckes auf den umgebenden Zementstein in Form von Spannungen ergibt. Überschreiten diese Spannungen die lokale Zugfestigkeit, kommt es zur Schädigung und Rissbildung des Gefüges. Zusätzliche NMR-Messungen von [Tomann - 2021] zeigten signifikante Umlagerungen von Wasser innerhalb der nanoporösen Struktur durch eine Abnahme des Mikroporenwassers und gleichzeitige starke Zunahme des Mesoporenwassers, was die Modellvorstellung zusätzlich stützt. Sowohl MIP- als auch BET-Messungen zeigten zusätzlich eine signifikante Veränderung der Nanostruktur. Nach zyklischer

Belastung zeigten die Quecksilberuntersuchungen zudem eine fünffache Vergrößerung der Gesamtporenoberfläche für die unter Wasser gelagerten Proben im Vergleich zu den im Klimaraum gelagerten Probekörpern.

Um den schädigenden Einfluss möglicher Porenwasserüberdrücke makroskopisch zu charakterisieren, führten [Markert et al. - 2019] Ermüdungsversuche an hochfesten Betonen ($f_c \approx 118 \text{ MPa}$) mit unterschiedlichen Lagerungsbedingungen (Trocknung 105°C für 28 Tage, Klimakammer: 20°C und 65% r.F. sowie unter Wasser bis kurz vor Prüfung) durch. Anhand der ertragbaren Bruchlastwechselzahlen konnte gezeigt werden, dass es mit steigendem Feuchtegehalt zu einer Reduktion des Ermüdungswiderstandes kam.

Eine weitere Ursache sieht [Hümme - 2018] im Einfluss der in Kapitel 2.2.4 beschriebenen Temperaturfelder, die in Wechselwirkung mit dem in den Poren vorhandenem Wasser treten könnten. Das chemisch und physikalisch ungebundene Porenwasser versucht sich aufgrund der Temperaturerhöhung auszudehnen, was einen Überdruck in den Poren erzeugt und so zu schädigenden Spannungskonzentrationen im Material führt.

[Pesch - 1997] stellte eine ähnliche Schädigungshypothese auf, die auf den Mechanismen basieren, welche aus der Konsolidierung von bindigen Böden bekannt sind. Bei äußerer Belastung können sich in geschlossenen Poren Überdrücke aufbauen, die zu einem verzögerten Auspressen des Wassers führen. [Pesch - 1997] geht davon aus, dass es bei Kriechverformungen von Beton zu ähnlichen Effekten kommen könnte. Vor dem Hintergrund zeitlich verzögerter, viskoser Dehnungsanteile während der Ermüdung, könnten diese Ansätze eventuell auf zyklische Belastungen übertragen werden.

[Brosge - 2001] sieht einen wesentlichen Schädigungsmechanismus in den Feuchteansammlungen innerhalb von Rissen. Im Falle von Druckschwellbelastungen kann das eingeschlossene Wasservolumen einen schädigenden Überdruck aufbauen, welcher die Rissufer zusätzlich auseinanderdrückt und den Rissfortschritt begünstigt.

2.3 Rauheitsmessungen

Die Quantifizierung von Oberflächenrauheiten spielt eine entscheidende Rolle in der Materialwissenschaft. In diesem Kontext wird die Rauheit als Unregelmäßigkeit oder Unebenheit der Oberfläche bezeichnet, deren Ausmaß und Muster mit Hilfe von spezifischen Messmethoden erfasst

werden können. Trotz der Abwesenheit einer universellen und strikten Definition im Bauwesen enthalten unterschiedliche Normen verschiedenartige Rauheitskriterien und Messmethoden, hauptsächlich aber im Hinblick auf das Haftverhalten von Kontaktflächen während der Anwendung von Beschichtungen, Farben und anderen Oberflächenbelägen.

Neben dem **Rasterelektronenmikroskop** zählen das **Konfokalmikroskop**, die **Streifenlichttopometrie** und **taktile** Techniken zu den gebräuchlichsten **Messmethoden**. Sie erlauben eine detaillierte Abtastung der Oberflächenstruktur und liefern Höhendaten, die durch verschiedene Auswertungsansätze zur Rauheitsbewertung herangezogen werden.

Häufig angewendete **Auswerteverfahren** umfassen die Ermittlung der Rauheitsparameter S_a (mittlere arithmetische Höhe), S_q (mittlere quadratische Höhe) und RN (Flächenrauheit), ebenso wie die Anwendung fraktaler Methoden. Im Rahmen dieses Kapitels wird die Methodik der Rauheitsuntersuchungen, untermauert durch diverse Mess- und Auswerteverfahren, erörtert. Darüber hinaus wird deren Bedeutung und Anwendung im Kontext von Beton, unter Berücksichtigung einschlägiger Literatur, detailliert analysiert.

2.3.1 Definition der Rauheit

Die Rauheit einer Betonoberfläche bezieht sich auf die Unregelmäßigkeiten und Variationen der Oberflächenstruktur. Sie repräsentiert die topografischen Unterschiede, die mittels diverser Messverfahren ermittelt werden können, wobei die quantitativen Ergebnisse häufig in Einheiten von Mikrometern (μm) präsentiert werden. Eine allgemeingültige und strikte Definition findet im Bauwesen nicht statt.

Aus oberflächenphysikalischer Perspektive lässt sich die Rauheit treffender als eine Abweichung der tatsächlichen Oberflächenstruktur von einer idealen, ebenen Referenzfläche definieren. Hierbei spielen das Ausmaß der Unebenheiten, ihre spezifische Form und auch die Oberflächenwelligkeit eine bedeutende Rolle. Beispielsweise sorgen Oberflächen mit hohem Rauheitsgrad durch die diffuse Lichtreflexion für einen matt erscheinenden Eindruck. Da das Licht bei glatten Oberflächen nicht an Kanten, Spitzen oder Vertiefungen gebrochen wird, erscheinen diese im Gegenzug optisch heller.

Die [DIN 4760 - 1982] bietet eine gezielte Definition der Rauheit im Kontext der Qualitätsanforderungen an maschinell hergestellte Bauteile. In dieser Norm wird die Rauheit als Gestaltabweichungen, die durch verschiedene Materialbearbeitungsverfahren verursacht werden,

bestimmt. Es wird eine Zuordnung der gemessenen Oberfläche zu sechs verschiedenen Ordnungen vorgenommen, die jeweils aus Wellen unterschiedlicher Länge bestehen. Darüber hinaus umfasst die Norm grundlegende Begriffe, die bei der Sichtung der Literatur zu Rauheit von Betonoberflächen ebenfalls Verwendung fanden. Aus diesem Grund wird die Terminologie der Norm, auch wenn die Norm nicht im direkten Zusammenhang mit Betonbruchflächen steht, im Folgenden aufgegriffen.

Nach der [DIN 4760 - 1982] ist die **reale Oberfläche** einer Probe als jene Schicht definiert, die das Objekt von seinem umgebenden Medium (wie beispielsweise Luft) trennt. Die von einem Messgerät erfasste Oberfläche wird als **Ist-Oberfläche** bezeichnet und bietet lediglich eine Näherung der realen Oberfläche. Zudem ist diese durch die Genauigkeit oder Auflösungsfähigkeit der jeweiligen Messmethode variabel. Als Bezugspunkt dient die **geometrische Oberfläche**, von welcher die Formabweichungen ermittelt werden. Diese stellt in den meisten Fällen eine glatte Fläche dar und bildet eine **Projektion** der Ist-Oberfläche. Bei der Betrachtung der Formabweichung ist es vonnöten, diese weiter in fünf verschiedene Ordnungen zu kategorisieren.

Die **erste Ordnung** charakterisiert die Gesamtform des Werkstücks, welche mit bloßem Auge wahrgenommen werden kann. Sie beinhaltet die Kategorisierung in rundgeformte, plane oder sonstig geformte Oberflächen. Die Welligkeit, repräsentiert durch die **zweite Ordnung**, veranschaulicht eine periodische Abweichung von der Idealform, die in größeren Abständen als eventuelle Tiefenunterschiede auftritt. Die entscheidenden Faktoren für die Rauheit einer Oberfläche sind jedoch vorrangig die Formabweichungen der **dritten bis fünften Ordnung**. Sie sind durch periodische oder aperiodische Unebenheiten innerhalb der Feinstruktur definiert. Für eine weiterführende Unterscheidung wird die Rauheit in Rillen (3. Ordnung), Riefen, Schuppen, Kuppen (4. Ordnung) und Gefügestruktur (5. Ordnung) eingeteilt. Im Kontext mineralischer Materialien werden die dritte bis fünfte Ordnung zusammenfassend betrachtet und nicht weiter differenziert, insbesondere für Beton- und Mörtelbruchflächen.

Die [DIN EN ISO 4287 - 2010] und [DIN EN ISO 25178 - 2012] sind in diesem Kontext besonders relevante Normen, die sich mit der Filterung und Einstellung verschiedener Messmethoden befassen. Dabei fokussiert sich die [DIN EN ISO 4287 - 2010] auf die linienhafte Rauheitsmessung mittels **taktile Verfahren**, etwa das Tastschnittverfahren, das zum Beispiel bei Rauheitsuntersuchungen an Betonbruchflächen von [Tandon & Faber - 1999] Verwendung fand. Andererseits umfasst die [DIN EN ISO 25178 - 2012] sowohl taktile als auch berührungslose Verfahren und legt ihr Hauptaugenmerk auf flächenhafte Rauheitsmessung. Im weiteren Verlauf sollen verschiedene

Messmethoden zur Rauheitsbestimmung betrachtet werden. Der Fokus liegt dabei auf den in der Literatur vorgefundenen Methoden zur Rauheitsbestimmung von Betonoberflächen.

2.3.2 Messmethoden

Mit Ausnahme der rasterelektronenmikroskopischen Untersuchungen stützen sich sämtliche optische Messverfahren auf die Nutzung elektromagnetischer Wellen, wie zum Beispiel Laser, was zu einer Reihe gemeinsamer Vor- und Nachteile führt. Einer der signifikanten Vorteile besteht in der berührungslosen und nicht-destruktiven Charakteristik dieser Methoden. Sie erlauben darüber hinaus eine umfangreiche Oberflächenabtastung in relativ kurzer Zeit im Vergleich zu berührenden Methoden. Jedoch bedingen sie, dass die Proben mindestens eine bestimmte Reflexionsfähigkeit besitzen, ohne jedoch exzessiv zu spiegeln. Trotz hoher Genauigkeit können deutliche Oberflächensprünge, die beispielsweise durch Luftpinschlüsse in der Messfläche oder eine stark zerklüftete Bruchfläche entstehen, nicht ausreichend erfasst werden. Obwohl höherauflösende Laser eine Steigerung der Messgenauigkeit ermöglichen, beschränkt dies gleichzeitig das messbare Areal in der gleichen Zeitspanne. Die essenziellen Instrumente im Bereich der Profilometrie umfassen das **Rasterelektronenmikroskop (REM)**, das **Konfokalmikroskop** sowie die **Streifenlichttopometrie**.

Das **Rasterelektronenmikroskop (REM)** analysiert die Oberfläche einer Probe durch Bestrahlung mit einem Elektronenstrahl. Bei dieser Wechselwirkung lösen sich Sekundärelektronen aus der Oberfläche der Probe und gelangen zu einem Detektor, der die Energiewerte der Elektronen interpretiert und auf dieser Grundlage ein Oberflächenbild erstellt. Dieser Prozess muss einzeln für jeden Messpunkt der Oberfläche durchgeführt werden. Aus den gesammelten Energiespektren aller Messpunkte wird ein Gesamtbild generiert, welches die gemessene Oberfläche repräsentiert [Tafti et al. - 2015]. Nachteilig dabei ist jedoch, dass das REM vornehmlich zweidimensionale Bilder erzeugt. Für eine dreidimensionale Auswertung müssen zusätzliche Bilder unter verschiedenen Winkeln aufgenommen werden, um weitere Höheninformationen zu sammeln. Dabei können unregelmäßige Detektionen von Sekundärelektronen an der Oberfläche vom Rekonstruktionsalgorithmus missinterpretiert werden, was nach [Yan et al. - 2017] zu einer fehlerhaften Rekonstruktion der Oberfläche und letztlich ihrer Rauheit führen kann.

Zusätzlich könnte es gerade bei Betonproben zu Einschränkungen kommen, da die Gesamtrauheit aus Zuschlägen und Bindemittel aufgrund der begrenzten Größe des Messausschnitts möglicherweise nicht adäquat abgebildet werden kann. Zudem muss sich die Probe in einem Vakuum befinden, um

Interaktionen des Elektronenstrahls mit Atomen aus der Umgebungsluft zu verhindern, die die Messergebnisse verfälschen könnten. Außerdem ist eine elektrische Leitfähigkeit der Proben erforderlich. Ist diese nicht vorhanden, müssen die Proben mit einer dünnen Schicht aus leitendem Material, meist Gold, überzogen werden. Ungleichmäßig aufgetragene Schichten können nach [Peled et al. - 2013] jedoch zu verfälschten Ergebnissen führen. Aufgrund dieser Umstände wird die Rasterelektronenmikroskopie von [Nichols & Lange - 2006] und [Head & Buenfeld - 2006] nicht für quantitative Auswertungen, sondern bevorzugt für optische Rauheitsanalysen empfohlen.

Das **Konfokalmikroskop** ist ein vielversprechendes Instrument zur Rauheitsmessung. Es nutzt das Prinzip der Konfokalität, bei dem Licht von zwei Punkten auf denselben Brennpunkt fokussiert wird. Dadurch wird Streulicht, das nicht von dem fokussierten Punkt auf der Probenoberfläche stammt, nahezu vollständig herausgefiltert. Dies erhöht die Genauigkeit der Messung, indem mögliche Messfehler durch Streulicht effektiv reduziert werden.

Die Funktionsweise des Konfokalmikroskops basiert auf der punktweisen Abtastung der Probenoberfläche mittels eines Laserstrahls. Das auf die Probe gerichtete Laserlicht wird reflektiert und von einem Detektor erfasst. Der Detektor misst dabei den Intensitätswert des reflektierten Lichts, das durch eine konfokale Lochblende tritt. Nur Licht, das direkt vom Fokuspunkt auf der Probenoberfläche stammt und sich im Brennpunkt des optischen Systems befindet, kann diese Lochblende passieren und wird somit detektiert.

Für jeden abgetasteten Punkt auf einer definierten Ebene werden Höhen- und Positionsdaten erfasst und gespeichert. Anschließend wird das Objektiv vertikal verfahren und die Messung für die nächste Schicht wiederholt. Dabei werden die neu gewonnenen Daten mit den bereits gespeicherten Daten verglichen. Sollte für einen bestimmten Punkt ein höheres Intensitätsmaximum festgestellt werden, werden die alten Positions- und Informationsdaten durch die neuen ersetzt. Dieser Prozess wird für den gesamten festgelegten Messbereich wiederholt. Das Endresultat ist ein dreidimensionales Bild, auf dem für jeden Punkt das ermittelte Maximum der Lichtintensität dargestellt ist, was eine genaue Darstellung der Oberflächenrauheit ermöglicht.

Oberflächensegmente, die eine erhebliche Steigung aufweisen, etwa durch vorstehende Gesteinspartikel oder Luftblasen oder zu stark reflektieren, können die Messgenauigkeit erheblich beeinträchtigen und Messfehler in Form von Höhenpeaks auslösen, siehe Abbildung 12 (a) und (b). Ein weiterer nachteiliger Aspekt liegt nach [Kurtis et al. - 2003] in der Messung von transparenten Materialien (Zuschläge aus Glas), da der Laser nicht ausreichend reflektiert wird.

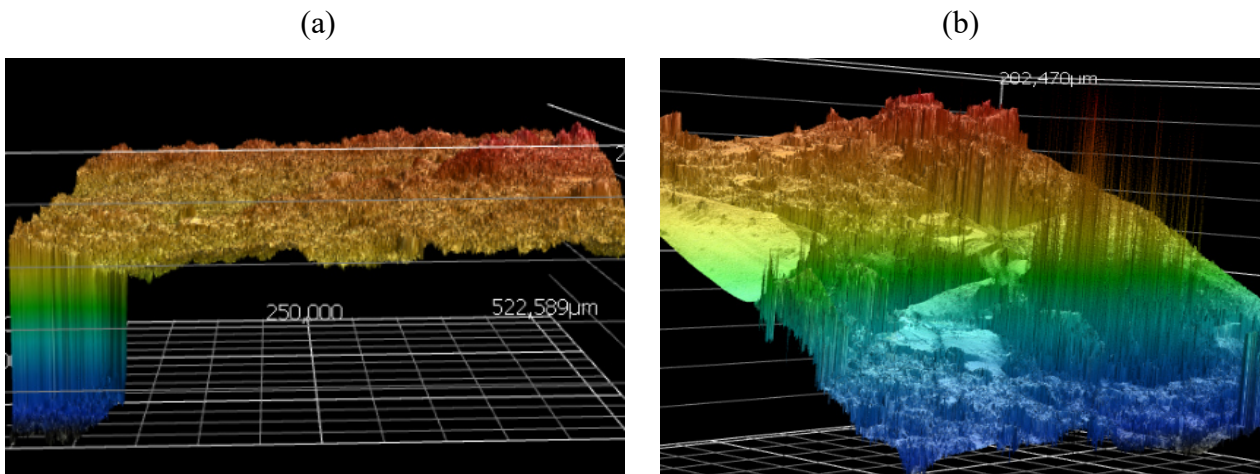


Abbildung 12. (a) Messfehler durch Luftblase an Mörtelbruchflächen, (b) Messfehler durch stark reflektierende Oberfläche.

Als letztes optisches Verfahren soll die **Streifenlichttopometrie** (Streifenprojektionsverfahren), welche auch in [DIN EN ISO 25178-6 - 2010] aufgegriffen wird, erläutert werden. Dabei wird ein Streifenmuster, in der Regel erzeugt durch einen Projektor oder eine strukturierte Lichtquelle, auf die Oberfläche des zu messenden Objekts projiziert. Die Streifen sind normalerweise gerade und parallel zueinander.

Wenn diese Streifen auf die Oberfläche treffen, verformen sie sich entsprechend den Unebenheiten und Konturen der Oberfläche. Diese deformierten Streifen werden dann mit einer Kamera oder einem Detektor aufgenommen. Dabei ist es wichtig, dass Kamera und Lichtquelle nicht in direkter Linie zueinander positioniert sind, sondern einen bestimmten Winkel zueinander einnehmen. Dies ist erforderlich, um die Verzerrung der Streifen durch die Geometrie der Oberfläche sichtbar zu machen.

Im nächsten Schritt wird die Verzerrung der Streifen mit einem Computerprogramm analysiert. Mit bekannten Parametern wie dem Winkel zwischen Kamera und Lichtquelle, der Entfernung zwischen Kamera und Objekt sowie der Form des ursprünglichen Streifenmusters kann das Programm die dreidimensionale Struktur der Oberfläche rekonstruieren.

Ein Vorteil dieses Ansatzes ist nach [Sadowski et al. - 2016] seine Flexibilität und Mobilität, da es aufgrund seiner unkomplizierten Bauweise nicht standortgebunden ist. So kann beispielsweise eine Bruchfläche von 50 x 50 mm in etwa fünf Sekunden erfasst werden, was im Vergleich zu den zuvor genannten Methoden eine recht große Fläche in einer sehr moderaten Zeit darstellt. Ein Nachteil dieses Verfahrens ist jedoch, dass die schnelle Erfassung großer Flächen zu Lasten der Genauigkeit geht, weshalb das Streifenlichtprojektionsverfahren als das gröbste der hier diskutierten optischen Verfahren gilt.

Im Kontrast zu den optischen Methoden stehen die **taktilen** oder berührenden Verfahren, wie beispielsweise das **Tastschnittverfahren**. Bei diesem Verfahren wird die Oberfläche mittels einer diamantbesetzten Tastspitze in einer Linie abgetastet. Die Tastspitze bewegt sich mit konstanter Geschwindigkeit über die Probenoberfläche, wobei Höhenveränderungen in der Vertikalen erfasst werden. Allerdings beschränken sich solche taktilen Methoden auf linienförmige Höheninformationen. Dies könnte bei der Erfassung von flächenbezogenen Höhenprofilen zu zeitlich aufwendigen und ungenauen Messungen führen. Speziell bei mineralischen Bruchflächen könnte der erforderliche Anpressdruck der Tastspitze eine Beschädigung und Verzerrung des Rauheitsprofils verursachen. Zahlreiche flächenbezogene Rauheitsparameter, auf die im Folgenden Kapitel 2.3.3 eingegangen wird, leiten sich aus diesen Linienmessungen gemäß [DIN EN ISO 4287 - 2010] ab und wurden in [DIN EN ISO 25178 - 2012] auf Flächenwerte erweitert.

2.3.3 Auswerteverfahren

Der Flächenrauheitswert RN repräsentiert eine quantifizierte Messgröße in der Oberflächencharakterisierung und spielt eine häufige Rolle bei der Beschreibung von Rauheiten. Der Parameter wird als das prozentuale Verhältnis der geometrisch unregelmäßigen Oberfläche A_0 zu der idealen Projektionsfläche A definiert, Gleichung (17). Bei der Berechnung des RN -Wertes kommen in der Regel dreidimensionale Oberflächendaten zum Einsatz, die mittels optischer Messverfahren (vgl. Kapitel 2.3.2), erfasst werden. Um die Oberfläche A_0 zu bestimmen, wird üblicherweise ein Triangulationsalgorithmus herangezogen, der auf Grundlage der erfassten Höhendaten ein Netz aus feinen Dreiecken erstellt und so die Fläche diskretisiert. Es sollte jedoch beachtet werden, dass der RN -Wert stark von der Auflösung und der Präzision des eingesetzten Messverfahrens abhängt, und daher immer im Kontext der verwendeten Messmethode und -auflösung interpretiert werden sollte.

$$RN = \frac{A_0}{A} \quad (17)$$

mit:

- A_0 = Bruchfläche bzw. Ist-Fläche
- A = Projektionsfläche

[Lange et al. – 1993a] untersuchten die RN -Werte unter Zuhilfenahme eines Konfokalmikroskops an Mörtel- und Zementsteinprismen. Im Fokus lagen dabei Prismen mit unterschiedlich feiner Körnung und unterschiedlichen Aushärtungszeiten. Die Proben wurden in Dreipunktbiegeversuchen

gebrochen und anschließend untersucht. Es zeigte sich, dass die Probekörper mit der kleinsten Körnung die glattesten Bruchflächen aufwiesen, umgekehrt besaßen die Proben mit der größten Körnung die rauesten Bruchflächen. Der Wertebereich für RN lag dabei zwischen 1,78 und 2,79. Eine Veränderung der Aushärtungszeit zeigte keine wesentlichen Unterschiede in der Bruchflächenrauheit.

In einer weiterführenden Arbeit [Lange et al. - 1993b] wurden die gleichen Probekörper zusätzlich hinsichtlich typischer bruchmechanischer Kennwerte wie Bruchzähigkeit, kritischer Risslänge und Porosität verglichen. Hierbei konnte eine positive Korrelation zwischen Rauheit und Bruchzähigkeit sowie Rauheit und kritischer Risslänge festgestellt werden. Als Begründung für den Zusammenhang wurde angenommen, dass eine gewundene Bruchfläche durch eine höhere Rissverzahnung folglich eine größere Bruchzähigkeit aufweist. Zum Zusammenhang mit der kritischen Risslänge wurde zudem angeführt, dass eine höhere Duktilität des Materials dem Spröbruch der Probekörper entgegenwirkt, was eine Vergrößerung der Bruchfläche nach sich zieht. Zudem sei die kritische Risslänge ein nützlicher Indikator für die Sprödeheit des Materials. Mit zunehmender Risslänge wird das Material duktiler, was zu einer stärkeren Ausbildung der Bruchflächen und so zu einem größeren RN -Wert führt. Hier können sich Abstumpfungs-, Festhalte- und Ablenkungsmechanismen gezielter ausbilden und die Energie besser im Probekörper dissipiert werden, sodass es zu einem stärkeren und ausgeprägterem Risswachstum kommt. Ein Zusammenhang zur Porosität konnte für die untersuchten Zusammensetzungen nicht gezeigt werden.

[Ficker et al. - 2010] untersuchten die Auswirkung auf die Bruchflächenrauheit von Zementprismen bei variierenden w/z -Werten (0,4; 0,6; 0,8; 1) ebenfalls mittels Konfokalmikroskop. Hierzu wurden die Probekörper in Dreipunktbiegeversuchen zunächst gebrochen und anschließend im Hinblick auf die Rauheit der Bruchflächen untersucht. Die Untersuchungen zeigten keine klare Tendenz. Proben mit einem w/z -Wert = 0,6 besaßen den höchsten Rauheitswert im Bereich von $RN = 3,8$, wobei eine hohe Streuung für die übrigen Proben festgestellt wurde.

[Zampini et al. - 1995] untersuchten gekerbte Betonprismen mit unterschiedlichen Anteilen an Gesteinskörnung mittels Konfokalmikroskop. Die Proben wurden ebenfalls in Dreipunktbiegeversuchen gebrochen und hinsichtlich möglicher Zusammenhänge zwischen Rauheit, Bruchzähigkeit und kritischer Risslänge untersucht. Die Ergebnisse zeigten einen Anstieg der Rauheit mit steigendem Anteil an Gesteinskörnung. Dieselben Tendenzen konnten auch zwischen Rauheit und Bruchzähigkeit sowie Rauheit und kritischer Risslänge aufgezeigt werden. In der Arbeit wird vermutet, dass die Erhöhung der Gesteinskörnung für eine erhöhte Rissverzahnung und so für eine

größere Bruchfläche und Bruchzähigkeit sorgt und bestätigt somit die Versuche von [Lange et al. - 1993b]. Zudem beobachteten [Zampini et al. - 1995] eine erhöhte Rauheit im Bereich der Gesteinskörnung ($RN = 4,5$), welche mit zunehmendem Abstand abnahm ($RN = 3,2$). Dies interpretieren die Autoren als Übergangszone innerhalb der Betonbruchfläche, die auf eine Breite von $100\ \mu\text{m}$ geschätzt wurde.

[Wu et al. - 2001] untersuchten hochfeste, gekerbte Betonprismen mit unterschiedlichen Zuschlägen und unterschiedlichen w/z-Werten (0,26; 0,30) im Hinblick auf ihre Bruchflächenrauheit und die benötigte Bruchenergie. Die Probekörper wurden in Dreipunktbiegeversuchen gebrochen. Es zeigte sich, dass Betone mit einem geringeren w/z-Wert eine glattere Bruchfläche aufwiesen und dass das Einbringen größerer Anteile an Gesteinskörnung die Rauheit vergrößert. Weiter wurde festgestellt, dass ein Zusammenhang zwischen der Rauheit und der Bruchenergie besteht. Je mehr Bruchenergie benötigt wird, desto rauer ist die ausgebildete Bruchfläche.

[Werner - 2012] untersuchte Betonbruchflächen hinsichtlich eines Zusammenhangs zwischen Rauheit und Betonalter, Lagerungsbedingung, Belastungsgeschwindigkeit und w/z-Wert. Die Rauheit nach 91 Tagen liegt mit $RN = 1,092$ im Mittel unter der Rauheit nach 28 Tagen ($RN = 1,126$). Der Unterschied wurde auf den Festigkeitsanstieg des Betons über die Zeit zurückgeführt, da vermehrt Risse durch die Gesteinskörnung beobachtet wurden. Eine Wasserlagerung führte im Mittel zu höheren Rauheitswerten ($RN = 1,126$) verglichen mit trockengelagerten Proben mit ($RN = 1,1$). Die Autorin begründet dies mit zusätzlichen Spaltdrücken, die beim Versagen zusätzlich die Gesteinskörnung durchtrennten. Höhere Belastungsgeschwindigkeiten führten aus denselben Gründen zu einer Erhöhung der Rauheit, wobei ein geringer w/z-Wert zur Ausbildung glatterer Bruchflächen führte und die bereits genannten Ergebnisse von [Wu et al. - 2001] bestätigen.

Ein weiteres Verfahren zur Auswertung der Rauheit an Bruchflächen stellt die Methode der **fraktalen Geometrie** dar. Fraktale sind mathematische Objekte oder Muster, die durch selbstähnliche Strukturen auf verschiedenen Skalen charakterisiert sind. Dies bedeutet, dass das Muster oder die Struktur auf verschiedenen Betrachtungsebenen ähnliche Charakteristika aufweisen.

Fraktale kennzeichnen sich durch eine hohe Komplexität und feinstrukturierte Formen, die chaotisch oder zufällig erscheinen können, dennoch bestimmten mathematischen Regeln folgen. **Selbstähnliche Fraktale** sind solche, die auf verschiedenen Skalen das gleiche Muster aufweisen. Bei Betonbruchflächen hingegen treten die gleichen Strukturen nicht notwendigerweise auf verschiedenen Skalen auf, weshalb sie mathematisch gesehen als **selbstaffine Fraktale** klassifiziert

werden. Bei diesen Fraktalen wiederholen sich ähnliche Strukturen mit einer bestimmten statistischen Wahrscheinlichkeit auf verschiedenen Skalen. Im Allgemeinen gilt: je komplexer die Bruchfläche, desto größer ist ihre fraktale Dimension.

Die fraktale Geometrie ermöglicht es, Betonbruchflächen sowohl quantitativ als auch qualitativ zu charakterisieren. Häufig wird die Approximation einer Bruchfläche oder -linie mit Hilfe der **Koch-Kurve** durchgeführt, um die fraktale Dimension zu bestimmen. Dieses Prinzip beruht auf der fortlaufenden Teilung von Streckenabschnitten, wobei in jedem Schritt zusätzlich zu dieser Teilung eine Spitze hinzugefügt wird. Mit jedem zusätzlichen Schritt verringert sich die Länge der einzelnen Abschnitte, während die Gesamtlänge der Kurve zunimmt. Dieses iterative Verfahren verkörpert die Kernidee fraktaler Geometrie, in der sich komplexe Strukturen auf immer kleineren Skalen wiederholen. Abbildung 13 zeigt exemplarisch verschiedene Generierungsschritte der Koch-Kurve für $n = 1$ bis 4.

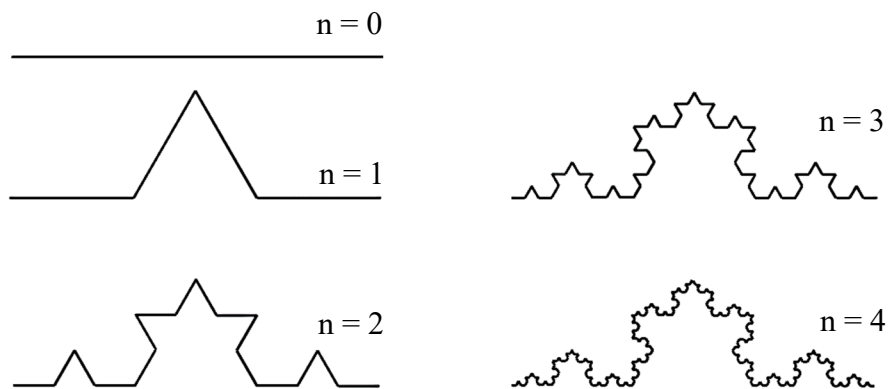


Abbildung 13. Die ersten vier Generierungsschritte der Koch-Kurve nach [Kessler-Kramer - 2002].

Ein zentraler Aspekt der fraktalen Analyse ist die Bestimmung der **fraktalen Dimension**. Diese ist ein Maß für die Komplexität des Fraktals und liefert eine quantitative Beschreibung der Struktur. Sie ermöglicht eine spezifische Charakterisierung der Rauheit, indem sie den Grad der Unregelmäßigkeit und Komplexität auf verschiedenen Skalenebenen zusammenfasst. Unter Zuhilfenahme der Hausdorf-Dimension, kann die Dimension der Koch-Kurve nach Gleichung (18) ermittelt werden.

$$D = - \frac{\log N}{\log \left(\frac{1}{s} \right)} \quad (18)$$

mit:

- N = Anzahl der Strecken, in die jede Linie in jedem Iterationsschritt aufgeteilt wird
- s = Anzahl der Linien, durch welche jede Linie in jedem Iterationsschritt ersetzt wird

Die fraktale Dimension der Kochkurve ist konstant und beträgt $D = 1,2619$, unabhängig von der Skalenstufe ($n = 1, n = 2, \dots$). Dies ist ein charakteristisches Merkmal selbstähnlicher Fraktale, bei denen sich die Komplexität der Struktur auf verschiedenen Skalen gleichbleibend widerspiegelt.

Betonbruchflächen hingegen stellen in der Regel selbstaffine Fraktale dar. Diese zeichnen sich durch selbstähnliche Muster aus, die jedoch Skalen-abhängige Variationen aufweisen. Um die fraktale Dimension dieser selbstaffinen Fraktale zu bestimmen, sind spezielle numerische Methoden erforderlich. Zwei gängige Ansätze sind dabei die **Grid-Scaling-Methode** und die **Box-Counting-Methode**. Beide Verfahren ermöglichen es, die Komplexität und Rauheit einer Oberfläche quantitativ zu erfassen und zu beschreiben. Die sich ergebenden fraktalen Dimensionen werden mit D_{GS} (fraktale Dimension nach der Grid-Scaling-Methode) und D_{BC} (fraktale Dimension nach der Box-Counting-Methode) bezeichnet.

Die **Grid-Scaling-Methode** basiert auf der Verwendung eines Rasters, das mit einer festgelegten Kantenlänge ε über die gemessene Oberfläche gelegt wird, siehe Abbildung (14). Anschließend wird die Anzahl der Rasterzellen $N(\varepsilon)$ bestimmt, die die Oberfläche schneiden, wobei dies für verschiedene größer werdende Raster wiederholt wird. Das fraktale Inkrement d_{GS} wird dann durch die Steigung der Regressionsgeraden in einem Log-Log-Plot von $N(\varepsilon)$ gegen ε bestimmt. Die Formel zur Berechnung der fraktalen Dimension D_{GS} nach der Grid-Scaling-Methode kann nach [Schouwenaars et al. - 2017] anhand von Gleichung (19) berechnet werden.

$$D_{GS} = 2 - \lim_{\varepsilon \rightarrow 0} \frac{\ln N(\varepsilon)}{\ln(\varepsilon)} = 2 + d_{GS} \quad (19)$$

mit:

- $N(\varepsilon)$ = Anzahl/Summe der Gitterzellen
- ε = Kantenlänge, Maschenweite
- d_{GS} = Fraktales Inkrement

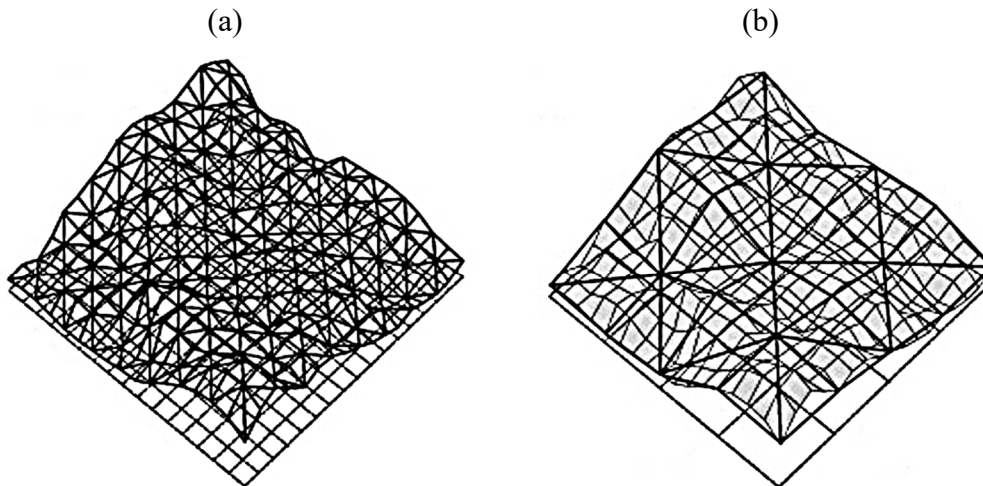


Abbildung 14. Schematische Illustration der Grid-Scaling-Methode unter Verwendung von Dreieckselementen und einem quadratischen Messpunkteraster: (a) minimales Raster l_{min} , (b) vergrößertes Raster = $4 \times l_{min}$ nach [Mechtcherine - 2009].

Bei der **Cube-Counting-Methode** wird ein Würfelnetz über die Höhenmessdaten gelegt. Die Oberfläche wird in kleine Würfel mit der Seitenlänge r unterteilt. Die Anzahl der Würfel, welche die Oberfläche schneiden, wird als $N(r)$ definiert. Im Folgeschritt wird die Seitenlänge der Würfel halbiert und der Vorgang kontinuierlich wiederholt, bis ein minimales Raster erreicht ist. Die Ergebnisse der einzelnen Iterationsschritte werden in einem doppellogarithmischen Diagramm aufgetragen, wobei die Steigung der Geraden das fraktale Inkrement d_{CC} definiert. Nach [Zhang et al. - 2017] kann die Dimension D_{CC} wie folgt definiert werden.

$$D_{CC} = \lim_{r \rightarrow 0} \frac{\log N(r)}{\log \left(\frac{1}{r}\right)} = 2 + |d_{cc}| \quad (20)$$

mit:

- $N(r)$ = Anzahl der Würfel
- r = Kantenlänge

Sowohl die Grid-Scaling- als auch Cube-Counting-Methode bieten den Vorteil, dass durch den Prozess der Betrachtung auf verschiedenen Rastergrößen, die eigentliche Skalenabhängigkeit wie sie beispielsweise bei der Flächenmethode nach Gleichung (17) auftritt, weitestgehend eliminiert werden kann. Auf diese Weise kann durch den generalisierten Parameter der fraktalen Dimension besser

zwischen verschiedenen Messmethoden verglichen werden. Abbildung 15 zeigt eine exemplarische Gegenüberstellung beider Auswertemethoden nach [Mechtcherine - 2009].

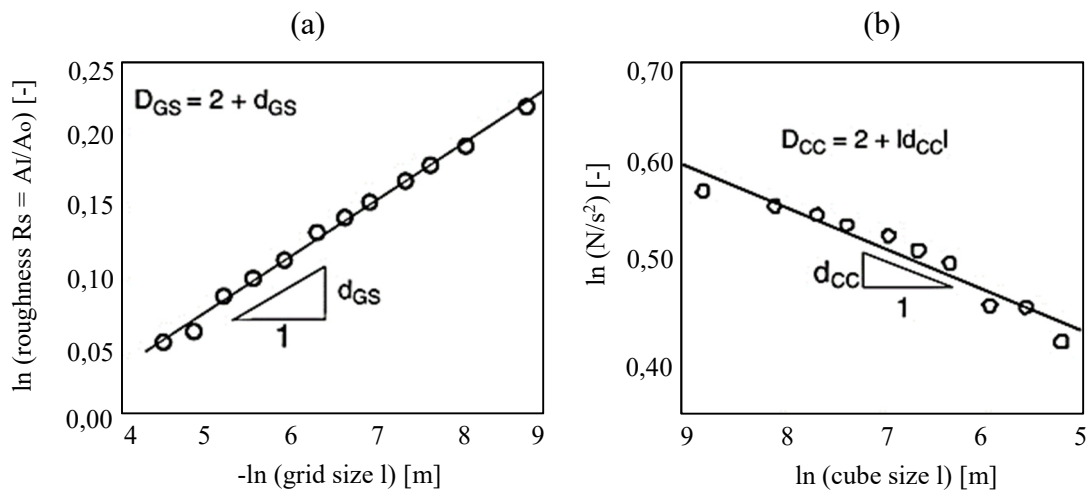


Abbildung 15. Auswertung der fraktalen Dimension nach der Grid-Scaling-Methode (a) und der Cube-Counting-Methode (b) nach [Mechtcherine - 2009].

In einer ergänzenden Untersuchung zur Flächenrauheit R_N ermittelten [Lange et al. - 1993b] ferner Werte der fraktalen Dimension für Zementsteinproben ($D = 2,087$) und Feinmörtelproben ($D = 2,117$). Zudem stellten sie fest, dass die Werte der fraktalen Dimension mit der Bruchzähigkeit korrelieren. Mit zunehmender Bruchzähigkeit erhöhten sich die Werte für die fraktale Dimension.

In ihrer Studie an hochfesten Betonprismen analysierten [Yan et al. - 2001] den Einfluss variierender w/z -Werte (0,44; 0,26) und unterschiedlicher Größtkorndurchmesser (5, 10, 16, 20 mm) auf die fraktale Dimension. Die Ergebnisse zeigten, dass mit zunehmendem Größtkorndurchmesser eine steigende fraktale Dimension beobachtet werden konnte. Die nach der Grid-Scaling-Methode ausgewerteten Dimensionen bewegten sich im Bereich von $D_{GS} = 2,051$ bis $D_{GS} = 2,082$. Darüber hinaus wurde ein linearer Zusammenhang zwischen der Dimension und der benötigten Bruchenergie festgestellt.

In Untersuchung an statisch und zyklisch belasteten Zugproben beobachtete [Kessler-Kramer - 2002] einen Anstieg der Rauheit mit zunehmender Lastzyklenzahl, sowohl bei Normal- als auch bei hochfestem Beton. Darüber hinaus zeigten unversiegelte Proben im Vergleich zu versiegelten Proben höhere Rauheitswerte, was allerdings nur für Normalbeton beobachtet werden konnte.

In einer gesonderten Studie stellte [Ortlepp - 2006] fest, dass hochfeste Betone, die dynamischen Zugversuchen ausgesetzt waren, eine höhere Rauheit aufwiesen als Proben, die quasi-statisch belastet wurden. Diese Ergebnisse bestätigen die Trends, die von [Kessler-Kramer - 2002] beschrieben

wurden. Bei der Auswertung wurde eine individuelle Kombination der Flächenmethode mit der fraktalen Dimension nach der Grid-Scaling-Methode verwendet.

Die Studie von [Issa et al. - 2003] untersuchte die Auswirkungen der Variation des Größtkorndurchmessers auf die fraktale Dimension von Bruchflächen aus Normalbeton, welche mit zunehmendem Durchmesser anstieg. Die ermittelten Werte lagen zwischen $D_{SI} = 2,20$ und $D_{SI} = 2,29$. Zur Auswertung wurde eine abgewandelte Form nach der Slit-Island-Methode verwendet. Darüber hinaus konnte die Studie einen Anstieg der Rauheit mit steigender Bruchenergie nachweisen.

Nach der detaillierten Betrachtung und literarischen Gegenüberstellung der Flächenrauheit und der fraktalen Dimension bei der Analyse der Rauheit von Bruchflächen werden im Folgenden die **flächen- und höhenbezogenen** Parameter Sa , Sq , Ssk und Sku aufgegriffen. Diese Parameter bieten zusätzliche Informationen über die Oberflächentopographie, die eine umfassendere und differenzierte Beschreibung der Bruchflächen ermöglichen. Zu den flächenbezogenen Höhenparametern zählen unter anderem die mittlere arithmetische Höhe Sa (engl. Surface arithmetical mean hight) sowie die quadratische mittlere Höhe Sq (engl. Surface root mean square hight).

Die **mittlere arithmetische Höhe Sa** wird berechnet, indem die Höhenunterschiede zwischen den höchsten und tiefsten Punkten auf der Oberfläche gemittelt werden. Dabei werden alle Abweichungen vom Mittelwert berücksichtigt, unabhängig davon, ob sie positiv oder negativ sind. Zudem eignet sich Sa besonders dann, wenn die Größe und die Verteilung der Abweichungen von der Mittellinie wichtiger sind als ihre genaue Position. Die häufigste Darstellungsform ist in Gleichung (21) dargestellt und kann zum besseren Verständnis in Gleichung (22) umformuliert werden.

$$Sa = \frac{1}{A} \iint_A |Z(x,y)| dx dy \quad (21)$$

$$Sa = \left(\frac{1}{N}\right) \sum |h_i - h_m| \quad (22)$$

mit:

- A = Projizierte Oberfläche
- $Z(x,y)$ = Höhenfunktion der Oberfläche
- N = Anzahl der Messpunkte
- h_i = Höhe des i -ten Messpunktes
- h_m = Mittelwert der Höhen aller Messpunkte

Die **mittlere quadratische Höhe Sq** ist ein Maß für die Rauheit, welche die durchschnittliche Höhe der Abweichungen von der mittleren Linie berücksichtigt. Sie wird berechnet, indem die Höhenunterschiede zwischen den Messpunkten auf der Oberfläche quadriert und gemittelt werden. Die häufigste Darstellungsform ist in Gleichung (23) gegeben und kann zum besseren Verständnis in Gleichung (24) umformuliert werden.

$$Sq = \sqrt{\frac{1}{A} \iint_A Z^4(x, y) \, dx \, dy} \quad (23)$$

$$Sq = \sqrt{\left(\frac{1}{N}\right) \sum (h_i - h_m)^2} \quad (24)$$

mit:

- A = Projizierte Oberfläche
- $Z(x,y)$ = Höhenfunktion der Oberfläche
- N = Anzahl der Messpunkte
- h_i = Höhe des i -ten Messpunktes
- h_m = Mittelwert der Höhen aller Messpunkte

Ein Nachteil der quadratischen mittleren Höhe als Maß für die Rauheit ist, dass sie im Vergleich zur mittleren arithmetischen Höhe Sa weniger robust gegenüber Ausreißern und lokalen Unregelmäßigkeiten ist, da es die Quadratwerte der Abweichungen verwendet und somit größere Abweichungen stärker gewichtet. Dennoch bietet sie auch eine höhere Sensitivität für Änderungen in der Rauheit von Oberflächen. Dies bedeutet, dass kleinere Unterschiede in der Rauheit von Oberflächen durch die Verwendung von Sq besser erfasst werden können als durch Sa .

Untersuchungen von [Krejsova et al. - 2018] zeigten einen Einfluss der Korngröße auf die Rauheit von Bruchflächen unter Zuhilfenahme des Rauheitsparameters Sa mittels Konfokalmikroskop. Die Autoren untersuchten Gipsmörtelprismen, die in Dreipunktbiegeversuchen gebrochen wurden. Zusätzlich zu der Gesamtrauheit der Bruchflächen führten sie auch Rauheitsmessungen des Zuschlags durch. Die Ergebnisse zeigten eine Abnahme der Werte mit kleiner werdender Körnung. Abhängig vom Größtkorn variierten die Sa -Werte zwischen $Sa = 6 \, \mu\text{m}$ und $Sa = 31 \, \mu\text{m}$.

[Tandon & Faber - 1999] untersuchten gebrochene Zement-, Mörtel- und Betonprismen im Hinblick auf die mittlere quadratische Höhe Sq . Die Proben wurden im Dreipunktbiegeversuch gebrochen und mit Hilfe des Tastschnittverfahren analysiert. Aufgrund der Gesteinskörnung wiesen die Betonproben

die höchsten Rauheitswerte auf. Zudem zeigten höhere Belastungsgeschwindigkeiten bei den Betonproben einen Anstieg der Rauheit. Die Autoren führen dies auf die Tatsache zurück, dass eine erhöhte Geschwindigkeit einen höheren Energieeintrag nach sich zieht und dadurch das Zuschlagkorn ebenfalls durchtrennt wird.

Zur weiteren Beurteilung von Bruchflächen werden oftmals die **Schiefe Ssk** sowie die **Wölbung Sku** herangezogen. Es handelt sich dabei um statistische Parameter, die aus den Höhendaten berechnet werden und keine Rauheitsparameter im eigentlichen Sinne darstellen.

Die **Schiefe Ssk** ist ein Maß dafür, wie asymmetrisch die Verteilung der Rauheitswerte um den Mittelwert ist. Eine Schiefe von 0 bedeutet, dass die Verteilung symmetrisch ist. Eine positive Schiefe deutet auf eine rechtsseitige Verzerrung der Verteilung hin, während eine negative Schiefe eine linksseitige Verzerrung suggeriert. Im Hinblick auf Bruchflächen bedeutet das beispielsweise, dass für Werte < 0 mehr Täler als Spitzen existieren, analog Werte > 0 mehr Spitzen als Täler darstellen und Werte $= 0$ durch eine gleichmäßige Verteilung aus Tälern und Spitzen charakterisiert ist. Die gängigste Formulierung der Schiefe kann Gleichung (25) entnommen werden.

$$Ssk = \frac{1}{Sq^3} \left[\frac{1}{A} \iint_A Z^3(x, y) dx dy \right] \quad (25)$$

mit:	Ssk :
- Sq = Definiert nach Formel (23)	< 0 : Es existieren mehr Täler als Spitzen
- A = Projizierte Oberfläche	$= 0$: Es existieren Täler und Spitzen
- $Z(x, y)$ = Funktion der Oberfläche	> 0 : Es existieren mehr Spitzen als Täler

Die **Wölbung Sku** ist ein Maß dafür, wie spitz oder flach die Verteilung der Rauheitswerte ist. Bei einer Wölbung von 3 entspricht die Verteilung einer Normalverteilung, während eine Wölbung > 3 auf eine spitzere und steilere Verteilung hindeutet. Eine Wölbung kleiner drei deutet auf eine flachere Verteilung als die Normalverteilung hin. Im Allgemeinen kann die Wölbung nützlich sein, um bestimmte Arten von Oberflächen zu identifizieren, die aufgrund ihrer Steilheit eine höhere Wahrscheinlichkeit haben, bestimmte Arten von Oberflächen nach Verschleiß oder Materialermüdung auszubilden.

$$Sku = \frac{1}{Sq^4} \left[\frac{1}{A} \iint_A Z^4(x, y) dx dy \right] \quad (26)$$

mit:

- Sq = Definiert nach Formel (23)
- A = Projizierte Oberfläche
- $Z(x, y)$ = Funktion der Oberfläche

Sku :

- < 3: Höhenverteilung oberhalb der Mittelebene geneigt
- = 3: Normalverteilte Höhenverteilung
- > 3: Höhenverteilung spitz, Täler + Spitzen ausgeprägter

2.4 Transmissionselektronenmikroskopie

Die **Transmissionselektronenmikroskopie** (TEM) hat sich als wichtige Methode in der materialwissenschaftlichen Forschung etabliert. Sie ermöglicht die Untersuchung der mikro- bis nanostrukturellen Beschaffenheit von Materialien mit sehr hohen Auflösungen. Anders als die Rasterelektronenmikroskopie, die primär Oberflächenstrukturen abbildet, erlaubt die TEM eine detaillierte Analyse der inneren Strukturmerkmale. Sie ist daher besonders geeignet für die Charakterisierung von Kristallgitterdefekten, die Analyse nanoskaliger Phasen und die Betrachtung von Grenzflächen. Durch fortlaufende technologische Weiterentwicklungen und Verfeinerungen in der Probenpräparation bietet die TEM heute die Möglichkeit, Untersuchungen auf nahezu atomarer Ebene durchzuführen, wodurch tiefgreifende Einblicke in die Materialeigenschaften und -wechselwirkungen ermöglicht werden.

2.4.1 Aufbau und Funktionsweise

Ein **Transmissionselektronenmikroskop** ähneln in seinem prinzipiellen Aufbau dem Durchlichtmikroskop, wobei jedoch statt Licht Elektronen zur Bildgebung eingesetzt werden. Im obersten Teil des TEM befindet sich die **Kathode**, die für die Emission eines zeitlich und räumlich teilkohärenten Elektronenstrahls verantwortlich ist. Je nach Mikroskoptyp kommen verschiedene Materialien für die Kathode zum Einsatz, darunter Einkristalle aus Lanthanhexaborid oder Wolfram. Abhängig vom Typen emittiert die Kathode Elektronen entweder durch Erwärmung, bekannt als thermionische Emission, oder durch Anlegen eines elektrischen Feldes, was als Feldeffekt bezeichnet wird.

Ein darauf folgender **Wehnelt-Zylinder** fokussiert die emittierten Elektronen. Dieser Prozess stellt sicher, dass primär die Elektronen nahe der optischen Achse für die spätere Bildgebung genutzt werden. Nach dieser Fokussierung werden die Elektronen mittels einer ringförmigen **Anode** in Richtung der Probe beschleunigt.

Das darunter liegende **Kondensorsystem**, welches aus zwei elektromagnetischen Linsen und einer Blende besteht, hat die Aufgabe, den Elektronenstrahl präzise auf das gewünschte Probenareal zu fokussieren. Damit wird sichergestellt, dass der gewünschte Bereich der Probe bei verschiedenen Vergrößerungsstufen optimal beleuchtet wird.

Elektromagnetische Linsen im Transmissionselektronenmikroskop nutzen ein inhomogenes Magnetfeld, um den Elektronenstrahl zu lenken und zu fokussieren. Durch das Variieren des durch die Linse fließenden Stroms kann die magnetische Kraftflussdichte und somit die Brennweite der Linse angepasst werden. Der Einsatz von mehreren solchen Linsen in Kombination ermöglicht eine hohe Vergrößerung des Probenmaterials.

Zentral im Strahlengang befindet sich der **Probenhalter**. Über eine seitliche Vakuumschleuse wird er zwischen den Polschuhen der Objektivlinse positioniert. Probenhalter in der TEM erlauben es, die Proben um bis zu zwei Achsen zu rotieren, wodurch eine präzise Ausrichtung zur Untersuchung möglich ist.

Je nach Mikroskopmodell wird das Bild mit einem fluoreszierenden Schirm, mit speziellem filmischem Material oder elektronisch mittels CCD- oder CMOS-Chips erfasst.

Im **Scanning-Modus** wird das Objekt von einem stark fokussierten Elektronenstrahl beleuchtet. Die transmittierten Elektronen werden durch Detektoren erfasst und in ein Bild umgewandelt. Das Besondere an dieser Methode ist, dass die am Material gestreuten Elektronen ihre zeitliche Kohärenz verlieren und daher nicht interferieren. Dies unterscheidet das STEM-Verfahren von der konventionellen Transmissionselektronenmikroskopie, die stark von Beugungseffekten beeinflusst wird. Das Ergebnis ist eine verbesserte Auflösung, wobei inkohärente Abbildung bis zu einer doppelt so guten Punktauflösung führen kann.

2.4.2 Annular Dark Field imaging

Die „**Annular Dark Field**“-**Method**e (ADF) hat sich als bevorzugtes Verfahren zur hochaufgelösten Darstellung von Objekten durch Scanning-Transmissionselektronenmikroskope (STEM) etabliert. Sie basiert auf der elastischen, inkohärenten Streuung des Elektronenstrahls an zu untersuchenden Material und bietet nicht nur eine hohe Punktauflösung, sondern auch einen materialabhängigen Bildkontrast und eine geradlinige Bildinterpretation. Die Helligkeit bzw. der Kontrast eines bestimmten Bildpunktes einer ADF-Aufnahme ist proportional zur Ordnungszahl (Z) des dort befindlichen Materials. In ADF-Bildern erscheinen schwerere Atome (mit einer höheren atomaren Zahl) daher heller als leichtere Atome. Das Ergebnis sind detaillierte, kontrastreiche Bilder, die eine direkte Interpretation der atomaren Struktur und Zusammensetzung des Materials ermöglichen. Bei der „**High-Angle Annular Dark Field**“-**Method**e (HAADF) handelt es lediglich um eine abgewandelte Form, bei welcher der Elektronenstrahl unter einem hohen Winkel auf die Probe gerichtet und das von den Atomen in der Probe gestreute Elektronen aufgefangen wird.

2.5 Rasterelektronenmikroskopie

Die Rasterelektronenmikroskopie (REM) ist eine weit verbreitete mikroskopische Technik, die mithilfe eines fokussierten Elektronenstrahls Oberflächenstrukturen von Proben in hoher Auflösung abbildet. Im Gegensatz zur Transmissionselektronenmikroskopie, bei der Elektronen durch eine dünne Probe hindurchtreten, wird bei der REM die Oberfläche der Probe mit Elektronen beschossen. Die dabei erzeugten Sekundärelektronen, rückgestreuten Elektronen (engl. Backscattered electrons, BSE) und Röntgenquanten werden detektiert und erzeugen ein detailliertes Bild der Probenoberfläche. Diese Technik ermöglicht Einblicke in die Morphologie und Topographie von Materialien und stellt daher eine wichtige Methode in der Materialforschung dar.

2.5.1 Aufbau und Funktionsweise

Wie in der Scanning-Transmissionselektronenmikroskopie wird der Elektronenstrahl in der REM zeilenweise über die Probe geführt und Wechselwirkungsprodukte werden von verschiedenen Detektoren erfasst. Die Probe selbst wird in der **Probenkammer** platziert, die im Hochvakuum gehalten wird, um eine störungsfreie Interaktion des Elektronenstrahls mit der Probe sicherzustellen.

Bei der Interaktion des einfallenden Elektronenstrahls mit der Probe entstehen verschiedene Signale. **Sekundärelektronen** besitzen eine geringe Energie und können die Probe nur verlassen, wenn sie nahe der Probenoberfläche entstehen. Darum gibt ein durch Sekundärelektronen erzeugtes Bild hauptsächlich die Oberflächentopographie wieder. **Rückgestreute Elektronen** sind Primärelektronen mit einer vielfach höheren Energie, die tiefer in die Probe eindringen, bevor sie zurückgestreut werden. Wie die ADF-STEM beruht die Bildgebung mit BSE auf der Streuung von Elektronen, so dass BSE-Aufnahmen Kontraste zeigen, die die chemische Zusammensetzung der Probe widerspiegeln.

Die **Anregungsbirne** im Rasterelektronenmikroskop bezeichnet den Bereich, aus dem Sekundär- oder Rückstreuielektronen sowie Röntgenstrahlung aus einer Probe herausgelöst werden, wenn sie vom Elektronenstrahl getroffen wird. Die Größe des Interaktionsvolumens hängt vom bildgebenden Signal ab und beeinflusst die Auflösung und die Interpretation der erzeugten Bilder. Sekundärelektronen weisen aufgrund ihrer geringen Energie ein kleineres Interaktionsvolumen und damit eine bessere Ortsauflösung auf als BSE.

2.5.2 Energiedispersive Röntgenspektroskopie

Die **Energiedispersive Röntgenspektroskopie (EDX)** ist eine analytische Methode, die die Charakterisierung der chemischen Zusammensetzung von Materialien auf mikro- und nanoskopischer Ebene ermöglicht. Sie basiert auf der Emission von charakteristischer Röntgenstrahlung infolge der Wechselwirkung zwischen Elektronenstrahl und Probe.

Wenn ein Elektronenstrahl auf eine Probe trifft, können Elektronen aus ihren inneren Orbitalen ausgestoßen werden, was energetische Lücken erzeugt. Diese energetischen Lücken werden durch Elektronen aus höheren Energieniveaus gefüllt. Ist die Differenz zwischen den beiden Energieniveaus ausreichend groß, wird die Energie in Form von Röntgenstrahlung freigesetzt. Deren Energie ist charakteristisch für die elektronische Struktur des Atoms und damit für das Element selbst. Ein Beispiel für solch einen Übergang ist der vom niedrigsten Energieniveau der L-Schale zur K-Schale, welcher als **K α 1**-Übergang bezeichnet wird.

Die vom Material emittierte Röntgenstrahlung wird von einem speziellen Detektor aufgenommen und als **EDX-Spektrum** dargestellt. Dieses Spektrum liefert sowohl qualitative als auch quantitative Informationen über die chemische Zusammensetzung der analysierten Probenstelle. Durch das

Rasterverfahren des Elektronenstrahls über die Probe, wie es im REM oder STEM verwendet wird, ist es möglich, EDX-Spektren nicht nur punktuell, sondern auch entlang von Linien (**Linescans**) oder in zwei Dimensionen räumlich (**Elementverteilungskarten**) aufzunehmen.

Die EDX-Spektroskopie ist die bevorzugte Methode für qualitative und quantitative Analysen in der Elektronenmikroskopie, da sie relativ geringen apparativen Aufwand erfordert und die Daten einfach computergestützt ausgewertet werden können. Trotz seiner Effizienz hat das Verfahren gewisse Limitierungen. Beispielsweise ist die Detektionseffizienz für die in alle Richtungen emittierten Röntgenstrahlen mit etwa 10% relativ gering. Dennoch bieten moderne Systeme eine Ortsauflösung von 2 bis 10 nm und können Konzentrationen von etwa 0,2 at. % zuverlässig detektieren, wobei bei der Analyse von Volumenproben aufgrund der Anregungsbirne nur eine praktische Auflösung von ca. 1 Mikrometer erreichbar ist.

2.6 Diskrete-Elemente-Methode

Die **Diskrete-Elemente-Methode (DEM)** wurde ursprünglich 1979 von [Cundall & Strack - 1979] als Rechenmodell für granulare Medien eingeführt und ermöglicht die Berechnung der Bewegung von einzelnen Partikeln im Rahmen computergestützter Simulationen. Im zweidimensionalen Raum werden die Partikel als kreisförmige Elemente dargestellt. Diese Art von Simulationen sind deutlich einfacher und schneller durchzuführen als ihre dreidimensionalen Pendanten, da sie weniger Rechenleistung benötigen.

Im Gegensatz dazu bieten 3D-Simulationen ein realistischeres Modell der Wirklichkeit, da sie alle drei Raumdimensionen berücksichtigen. In diesen Simulationen werden Partikel typischerweise als sphärische Kugeln dargestellt, was mehr Rechenleistung fordert. Gleichzeitig ermöglichen sie jedoch eine genauere Modellierung von Phänomenen, die von der dritten Dimension beeinflusst werden, wie zum Beispiel die Bewegung von Partikeln in einem Silo oder die Wechselwirkung von Partikeln in einer Wirbelschicht. Der Ablauf einer DEM Simulation durchläuft in der Regel drei Hauptphasen: **Kontaktdetektion**, **Kraftberechnung** und **Bewegungsberechnung**. Die Simulation wird in diskrete Zeitschritte unterteilt, wobei in jedem Schritt alle Phasen durchlaufen werden. Auf diese Weise kann das System dynamisch und im Zeitverlauf modelliert werden, wobei die Interaktionen und die Bewegung der Partikel auf der Grundlage der vorhergehenden Zustände aktualisiert werden. Im weiteren Verlauf sollen die wesentlichen Grundlagen der DEM aufgegriffen werden.

2.6.1 Kontaktlletektion

Die Kontaktlletektion stellt in der DEM-Simulation den ersten Schritt der Berechnung in jedem Zeitpunkt dar. In dieser Phase wird eine Analyse durchgeföhrt, die darauf abzielt, zu bestimmen, welche Partikel sich entweder beröhren oder in ausreichender Nähe zueinander befinden, um potenzielle wechselseitige Einflüsse auszuüben. Die Umsetzung dieses Prozesses kann mithilfe verschiedener Algorithmen erfolgen, wobei das grundlegende Ziel in allen Fällen die Erstellung einer Liste von Partikelpaaren ist.

Typischerweise wird zur Umsetzung der Abstand zwischen den Partikeln berechnet und mit einem Schwellenwert verglichen (z. B. Summe der Radien bei kugelförmigen Partikeln). Die Suche kann durch verschiedene Algorithmen realisiert und optimiert werden, z. B. mittels Verknüpfungslisten (linked-cell lists) oder raumfüllenden Kurven wie bspw. der Z-Morton-Code nach [Morton - 1966]. Andere repräsentative Algorithmen sind bspw. die Anwendung von Verlet-Listen nach [Verlet - 1967] oder der Algorithmus nach [Quenterec & Brot - 1973].

Im Fall der in dieser Arbeit verwendeten Simulationssoftware MUSEN nach [Dosta & Skorych - 2020] wird das Simulationsvolumen mit einem gleichmäßigen Raster in eine Reihe kleinerer Zellen diskretisiert, wobei die Kontaktlletektion nur zwischen Partikeln durchgeföhrt wird, die in benachbarten Zellen liegen. Zusätzlich wird ein Mehrgitteransatz nach [Mio et al. - 2007] verwendet, um die Kontaktlletektion bei einer breiten Partikelverteilung effizienter zu verarbeiten. Abhängig von den Partikelgrößen wird die Simulationsszene zusätzlich durch mehrere Gitter unterschiedlicher Größe diskretisiert. Die Kontakterkennung erfolgt dann je nach Partikelgröße zeitgleich mit kleineren und größeren Gittern, was die Anzahl der Vergleichsoperationen signifikant reduziert.

2.6.2 Kräfteberechnung

Nach der Kontaktlletektion werden die Kontaktkräfte zwischen den interagierenden Partikeln berechnet. Im Allgemeinen werden die Kräfte dabei in eine **Normalkraft**, die der Richtung des Kontaktes folgt und eine **Tangentialkraft**, die rechtwinklig zur Normalkraft wirkt, aufgeteilt.

Die **Normalkraft** ist typischerweise eine Funktion der Eindringtiefe, was geometrisch gesehen eine Überlappung (engl. overlap) zweier Kreise bzw. zweier Kugeln darstellt. In der klassischen DEM findet das Modell nach [Cundall & Strack - 1979] oder [Hertz - 1882] und [Mindlin & Deresiewicz - 1953] eine häufige Anwendung zu Beschreibung beider Krafrichtungen.

Abhängig vom Materialverhalten kommen verschiedenartige Abwandlungen des Hertz-Mindlin-Modells zum Einsatz, darunter [Di Renzo & Di Maio - 2005], [Dobry & Tang-Tat - 1992] oder [Paulick et al. - 2015].

In den häufigsten Modellformulierungen ist die **Tangentialkraft** proportional zur relativen Tangentialbewegung und wird durch das Coulombsche Reibgesetz beschränkt. Sobald die Tangentialkraft die Obergrenze erreicht, beginnen die Partikel relativ zueinander zu gleiten, was eine gute Approximation für das Verhalten vieler granularer und pulverförmiger Materialien darstellt.

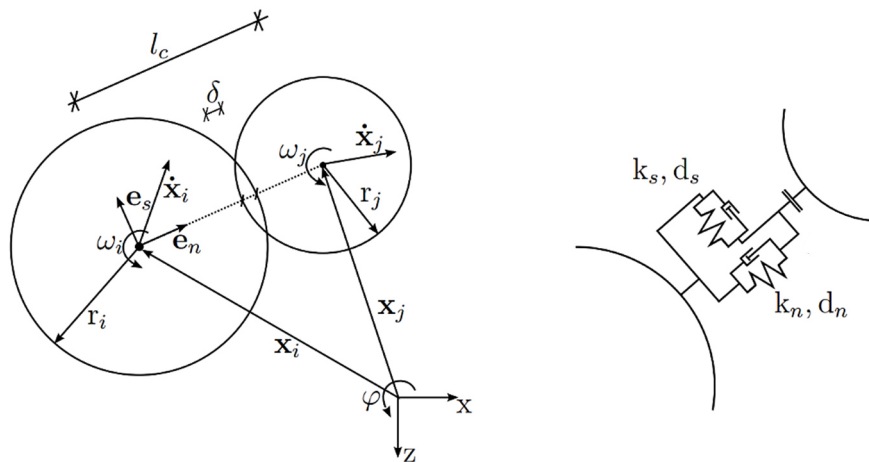


Abbildung 16. Kontaktmodell nach [Cundall & Stark - 1979] aus [Oeckelmann - 2018].

Zur exemplarischen Veranschaulichung der grundlegenden Kräfteberechnung soll nachfolgend das Modell nach [Cundall & Strack - 1979] für den zweidimensionalen Raum erläutert werden, siehe Abbildung 16. Dabei treten zwei Partikel i und j in Kontakt, wenn der Abstand ihrer Zentren l_c kleiner ist als die Summe aus beiden Radien r_i und r_j . Die Partikel werden in diesem Modell als „soft sphere“ angesehen, sodass eine reale Verformung durch den Overlap δ repräsentiert wird. Die Zusammenhänge lassen sich durch Gleichung (27) und (28) veranschaulichen.

$$l_c = \|x_i - x_j\| \quad (27)$$

$$\delta = r_i + r_j - l_c \quad (28)$$

Der Kontakt in der Ebene ist durch zwei lokale Richtungsvektoren e charakterisiert, wobei e_n nach Gleichung (29) die Ausrichtung in der Kontaktnormalen beinhaltet. Der zweite Vektor e_s nach Gleichung (30), der um 90 Grad gegen den Uhrzeigersinn versetzt ist, beschreibt die Tangential- bzw.

Scherrichtung. Diese spezifischen Richtungsvektoren werden zu Beginn des Kontaktes definiert und dienen während der gesamten Kalkulation als Grundlage für die Berechnung der Kräfte.

$$e_n = \begin{bmatrix} e_x \\ e_z \end{bmatrix} = \frac{1}{l_c} (x_j - x_i) \quad (29)$$

$$e_s = \begin{bmatrix} e_z \\ -e_x \end{bmatrix} \quad (30)$$

Unter Verwendung der Winkelgeschwindigkeit ω , kann die Relativgeschwindigkeiten \dot{x}_{rel} am Kontaktpunkt ausgewertet werden. Unter Zuhilfenahme des lokalen Koordinatensystems erfolgt eine Aufteilung und Auswertung in Normalen- und Tangentialrichtung nach Gleichung (32) und (33).

$$\dot{x}_{rel} = (\dot{x}_i - \dot{x}_j) + (\omega_i r_i - \omega_j r_j) \quad (31)$$

$$\dot{x}_{rel,n} = (\dot{x}_i - \dot{x}_j) e_n \quad (32)$$

$$\dot{x}_{rel,s} = (\dot{x}_i - \dot{x}_j) e_s + (\omega_i r_i - \omega_j r_j) \quad (33)$$

Durch Annahme einer konstanten Geschwindigkeit über den gewählten Simulationszeitschritt Δt kann die zugehörige Relativverschiebung für beide Richtungen anhand von Gleichung (34) und (35) berechnet werden.

$$\Delta \delta_n = \dot{x}_{rel,n} \Delta t \quad (34)$$

$$\Delta \delta_s = \dot{x}_{rel,s} \Delta t \quad (35)$$

Über Gleichung (36) bis (39) können unter Zuhilfenahme der Relativgeschwindigkeiten, der inkrementellen Relativverschiebung sowie der Feder- und Dämpferkonstanten k und d die jeweiligen Kräfte f berechnet werden. Der zusätzliche Index beschreibt dabei die Normal- (n) bzw. Tangentialrichtung (s).

$$\Delta f_{k,n} = -\Delta \delta_n k_n \quad (36)$$

$$\Delta f_{k,s} = -\Delta \delta_s k_s \quad (37)$$

$$f_{d,n} = -\dot{x}_{rel,n} d_n \quad (38)$$

$$f_{d,s} = -\dot{x}_{rel,s} d_s \quad (39)$$

Während die Dämpferkräfte mit den Momentangeschwindigkeiten ausgewertet werden, werden die Federkräfte in diesem Beispiel kontinuierlich aufsummiert. In anderen Modellen bzw. Formulierungen werden die Federkräfte absolut ausgewertet, wie bspw. [Cleary & Sawley - 2002].

Im Falle von 3D-Simulationen werden die beiden Richtungsvektoren aus Gleichung (29) und (30) um einen dritten e_t Richtungsvektor erweitert, sodass die drei Vektoren eine orthonormale Basis am Kontaktpunkt bilden. Mit Hilfe einer Rotationsmatrix kann dann eine Projektion der globalen Relativgeschwindigkeiten auf das lokale Koordinationssystem erreicht und die Berechnungen im dreidimensionalen Raum durchgeführt werden.

2.6.3 Bewegungsgleichung und Position

In der komplexen Dynamik der DEM ist einer der wichtigsten Schritte nach der Auswertung aller Partikelinteraktionen und der daraus resultierenden Kontaktkräfte die Anwendung der Bewegungsgleichungen. Diese werden für jedes Partikel individuell gelöst, um die neuen Positionen und Geschwindigkeiten zu ermitteln. Die Berechnung erfolgt auf Grundlage des zweiten Newtonschen Gesetzes, das auch als Newtons Gesetz der Bewegung bekannt ist.

Bei der DEM-Simulation ergibt sich die resultierende Kraft auf ein Partikel als Vektorsumme aller Kontaktkräfte. Hinzu kommen externe Kräfte, die auf das Partikel einwirken, wie beispielsweise die Gravitationskraft. Diese zusammengesetzten Kräfte erzeugen ein Ungleichgewicht, welches in Form eines resultierenden Kraftvektors zum Ausdruck kommt.

Die daraus resultierende Beschleunigung des Partikels ist nach dem zweiten Newtonschen Gesetz durch die Beziehung

$$a = \frac{F}{m} \quad (40)$$

definiert, wobei F die resultierende Kontaktkraft darstellt und m die Masse des Partikels ist.

Dabei handelt es sich bei der Beschleunigung um eine physikalische Größe, die die Änderungsrate der Geschwindigkeit v im Verhältnis zur Zeit darstellt. Sie kann durch die Differentialgleichung

$$\frac{dv}{dt} = a \quad (41)$$

repräsentiert werden. Durch Integration dieser Gleichung über die Zeit wird die Geschwindigkeit v des Partikels zum Zeitpunkt t abgeleitet.

Analog dazu repräsentiert die Geschwindigkeit v die Änderungsrate der Position x des Partikels im Verhältnis zur Zeit, wie in der Gleichung (42)

$$\frac{dx}{dt} = v \quad (42)$$

dargestellt. Eine Integration dieser Gleichung über die Zeit liefert schließlich die Position x des Partikels zu einem bestimmten Zeitpunkt t .

Der iterative Prozess, bestehend aus der Kontaktdetektion, der Kontaktkraftberechnung und der Anwendung der Bewegungsgleichungen, ermöglicht eine präzise Abbildung des komplexen Verhaltens granularer Systeme. Durch die schrittweise Betrachtung und das fortlaufende Aktualisieren der Partikelbewegungen ermöglicht die DEM einen tiefgreifenden Einblick in die Dynamik von Partikelsystemen.

2.6.4 Bonded-Particle-Model

Die zuvor erläuterte **Diskrete-Elemente-Methode** ist ein allgemeiner Ansatz zur Modellierung des Verhaltens von partikelbasierten Materialien wie Sand, Kies, Granulaten oder Pulvern unter verschiedenen Randbedingungen. In der DEM repräsentiert jedes Partikel ein unabhängiges Element, das sich frei bewegt und mit anderen Partikeln interagiert.

Bei dem **Bonded-Particle-Model (BPM)** handelt es sich um eine Erweiterung der DEM, die zur Modellierung von zusammenhängenden Materialstrukturen entwickelt wurde. Zu diesem Zweck sind die Partikel nicht völlig unabhängig, sondern über **Bindungen** (engl. bonds) oder auch Brücken sowie Materialbrücken, miteinander verbunden. Jede Bindung hat dabei eine bestimmte Festigkeit, Länge oder auch Geometrie und kann bei einer Überschreitung von individuellen Kriterien brechen. Ein Bruch bedeutet, dass die Materialbrücke aus der Simulation entfernt wird und es zu einer lokalen Schädigung kommt. Eine der Stärken des Bonded-Particle-Model ist daher die Fähigkeit, das Auftreten und die Ausbreitung von Rissen innerhalb eines Materialgefüges abzubilden. Eine wichtige Kennzahl bei der Erstellung von zusammenhängenden Materialstrukturen ist neben den eigentlichen Modellparametern die **Koordinationszahl**, welche angibt, mit wie vielen Nachbarpartikeln ein Partikel im Schnitt verbunden ist.

Die Beschreibung der Bindungen hängt vom spezifischen Material und dessen mechanischen Eigenschaften ab. Dafür wird das Verhalten der Bonds durch **rheologische Modelle** definiert, die die elastischen oder plastischen Eigenschaften des Materials repräsentieren. Ein häufig verwendetes Modell ist das linear-elastische Modell, das auf dem Hooke'schen Gesetz basiert. Dieses lineare Verhalten ist charakteristisch für viele Materialien, wenn die Dehnungen sehr klein sind. Für Materialien, die plastische Verformungsanteile zeigen, werden oft plastische Teilmodelle in der Druck-, Zug- und Tangentialformulierung des Modells berücksichtigt.

Durch eine Kombination verschiedener Modellansätze ist es möglich, auch komplexe mechanische Verhaltensweisen wie z. B. Rissbildung, Rissfortschritt, Schädigung oder Versagen unter zyklischer Belastung, abzubilden. Das eigens entwickelte **rheologische Ermüdungsmodell** dieser Arbeit wird in Kapitel 4.1.1 erläutert. Zudem ist anzumerken, dass die Formulierungen der Bondmodelle keine physische Realität haben, sondern nur ein numerisches Hilfsmittel zur Repräsentation der Wechselwirkungen zwischen den Partikeln darstellen. Ihre Eigenschaften werden auf Grundlage eines Kalibrierungsprozesses so bestimmt, dass das Gesamtverhalten des Partikelsystems bzw. des abgebildeten Materials korrekt abgebildet wird.

Die Bonds zwischen zwei korrespondierenden Partikeln werden oft mit Hilfe zylindrischer Materialbrücken abgebildet. Aufbauend auf den zuvor beschriebenen Bewegungsrichtungen der Partikelinteraktion im dreidimensionalen Raum ergeben sich verschiedenartige, kombinierte Belastungen auf die Bonds. Abbildung 17 gibt einen schematischen Überblick der auftretenden Kräfte und Momente auf eine Materialbrücke. Anzumerken ist dabei, dass es sich bei den dargestellten Kräften und Momenten um resultierende Größen handelt, weswegen keine Kräfte in z-Richtung bzw. Momente um die z-Achse eingezeichnet sind.

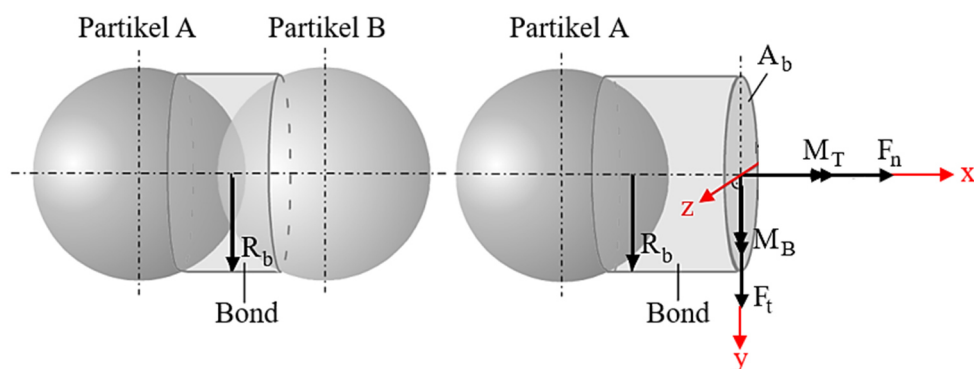


Abbildung 17. Exemplarische Darstellung einer zylindrischen Brücke zwischen Partikeln.

Das Modell von [Potyondy & Cundall - 2004] etabliert sich als ein zentrales und weitläufig angewandtes rheologisches Bondmodell. Ursprünglich zur Veranschaulichung des mechanischen Verhaltens von Felsgestein unter statischer Belastung konzipiert, basiert es auf der Verwendung zylindrischer Materialbrücken und verwendet für sämtliche Krafrichtungen ein rein elastisches Materialmodell. Bei der Bruchkriteriumsformulierung des Modells werden mechanische Gesetzmäßigkeiten aufgegriffen, nach welchen Normalkräfte F_n und Biegemomente M_B in Normalspannungen σ^{res} resultieren. Ferner führen Quer- beziehungsweise Tangentialkräfte F_t sowie Torsionsmomente M_T zu Schubspannungen τ^{res} , Gleichung (43) - (44). Korrespondierend zu den Gleichungen steht A_b für die Querschnittsfläche und I bzw. I_T für das Flächenträgheits- und Torsionsträgheitsmoment.

$$\sigma^{\text{res}} = \frac{F_n}{A_b} + \frac{M_B}{I} \cdot R_b \quad (43)$$

$$\tau^{\text{res}} = \frac{F_t}{A_b} + \frac{M_T}{I_T} \cdot R_b \quad (44)$$

Vergleichbare, rein elastische BPM-Modelle verwenden [Liu & Wang - 2022] im Rahmen ihrer Simulationen zum Einfluss von grober Gesteinskörnung auf das mechanische Verhalten von Beton unter statischer Belastung. Die zylindrischen Materialbrücken sind dabei jedoch nicht, wie oft üblich, zwischen den Partikelzentren definiert, sondern als Zylinder zwischen den Partikeloberflächen.

Im Hinblick auf die Verwendung eines linear elastischen Modells für zementäre Baustoffe, kritisieren [Wu & Xu - 2016], [Ding & Zhang - 2014] sowie [Scholtes & Donze - 2013] eine zu schlechte Abbildung des Druck-/Zugverhältnisses. Während das reale Verhältnis je nach Betonfestigkeit zwischen 10-20 liegt, könne man in der Simulation oft nur Verhältnisse zwischen 3-7 erzielen. Dies hat zudem zur Folge, dass die an Druckversuchen kalibrierten Parameter oft nicht zufriedenstellende Ergebnisse im Fall von Zug- bzw. Biegezugbelastungen liefern.

[Wu & Xu - 2016] schlagen zur Lösung der mangelnden Abbildungsfähigkeit die Verwendung von hohen Koordinationszahlen vor, um den Effekt einer Rissuferverzahnung besser abbilden zu können. [Ding & Zhang - 2014] äußern hingegen, dass der Beitrag der auftretenden Momente in der Materialbrücke vernachlässigt werden sollte, um das beschriebene Verhältnis von Druck-/Zugfestigkeit zu steigern. Die Autoren schlagen daher die Verwendung eines Steuerkoeffizienten zwischen 0 und 1 im Momententerm von Gleichung (43) und (44) vor, um eine Gewichtung der Momente vornehmen zu können. Anzumerken wäre m. E. an dieser Stelle jedoch,

dass die Einführung solcher Koeffizienten eine künstliche Stärkung der Brücke bzw. ein Herabsetzen der Belastung bedeutet, was die physikalisch-mechanische Treue des Modells eindeutig einschränkt.

Dementgegen schlagen [Scholtes & Donze - 2013] die Verwendung einer kohäsiven Modellformulierung vor, bei welcher es sich strenggenommen nicht um die klassische BPM handelt, sondern um Bindungskräfte aufgrund spezieller Partikelkontaktmodelle. Da sich die Partikel im Fall der Kohäsionskräfte auch nicht unabhängig voneinander bewegen können, sind die Modellideen in Teilen auf die BPM anwendbar sowie mit ihr verwandt und werden daher mit aufgegriffen.

In diesem Zusammenhang sind die Veröffentlichungen von [Skarzynski et al. - 2015] und [Nitka & Tejchman - 2018] zu nennen, die beide auf einem elastischen Kohäsionsmodell basieren und den Einfluss der ITZ-Festigkeit auf das makroskopische Verhalten von Betonproben unter statischer Belastung validieren. Als Besonderheit verwenden die Autoren μ -CT Aufnahmen zur Abbildung der realen Geometrien der Gesteinskörnung.

[Nguyen et al. - 2017] schlagen für statische Simulationen an weichem Felsgestein wiederum ein kohäsives Modell mit plastischen Ansätzen in der Zug- und Tangentialrichtung vor, während die Formulierung im Druckbereich als rein elastisch definiert wird. Sie begründen ihr Modell auf der Aussage, dass es im weichen Felsgestein unter hohen Lasten zu irreversiblen, makroskopischen Dehnungen kommt, die nur auf diese Weise abgebildet werden können.

In einem aufbauenden Modell koppeln [Nguyen et al. - 2017] das kohäsive Modell mit thermodynamischen Eingangsgrößen. Die erweiterte Modellformulierung basiert auf der Annahme, dass es sich beim Bruchvorgang von zementgebundenem Material um einen isothermen Prozess an den Rissufer handelt und das Material als annähernd isotrop gesehen werden kann. Die Autoren führen dafür das Energiepotential ψ in ihrem Modell ein, welches aus der Helmholtzgleichung abgeleitet sei. Numerisch wurde das Modell an vier verschiedenen Versuchen (Dreipunktbiegeversuch, Zugversuch, Vierpunktbiegeversuch sowie kombinierte Beanspruchung einer gekerbten Probe) validiert.

Auf Grundlage des zuvor beschriebenen kohäsiven, thermodynamischen Modells, leiten [Nguyen et al. - 2019] ein reines BPM-Modell für die Anwendung unter zyklischer Belastung zementärer Materialien ab. Die Autoren betonen dabei, dass die irreversiblen Verschiebungsprozesse plastischer und ermüdender Natur nicht gleichgesetzt werden können und entkoppelt betrachtet werden müssen. Aufbauend auf dieser Annahme berechnen sich die Kräfte in Normal- und

Tangentialrichtung abhängig von den elastischen, plastischen und ermüdungsbedingten Schäden und unabhängig voneinander.

[Sinaie et al. - 2018] verwenden zur Abbildung des mechanischen Verhaltens von Normalbeton unter dynamischer Druckbelastung ein rheologisches Modell mit verfestigenden (Druckbereich) und entfestigenden (Zug- und Tangentialbereich), plastischen Anteilen. Im Gegensatz zu den Modellformulierungen anderer Autoren wird hier eine Steifigkeitsänderung im Falle der Entlastung angenommen. Die numerischen BPM-Simulationen wurden an statischen Versuchen kalibriert und an experimentellen Daten zu wiederkehrenden Belastungen validiert.

3 Experimentelle Untersuchungen und Ergebnisse

Das zweite Kapitel widmet sich der Durchführung verschiedener experimenteller Untersuchungen. Die Erhebungen stellen nicht nur einen zentralen Aspekt dieser Arbeit dar, sondern liefern auch Ergebnisse zum zyklischen Verhalten von UHPC auf verschiedenen Skalen, welche sowohl für das Verständnis der betrachteten Ermüdung als auch für die Validierung der in Kapitel 4 folgenden Simulationsmodelle unabdingbar sind.

Die zu Beginn beschriebenen Details bilden die wesentlichen Randbedingungen für die experimentellen Untersuchungen. Weiterführend wird der Fokus auf die mechanische Charakterisierung gelegt, wobei statische und zyklische Druckversuche an UHPC-Zylindern vorgestellt werden, um ein fundiertes Verständnis von deren Verhalten unter verschiedenen Belastungsbedingungen zu gewinnen.

Im weiteren Verlauf der Untersuchung werden die mikroskopischen Eigenschaften des Materials beleuchtet. Ein Aspekt dieser Analyse ist die Betrachtung der Rauheitsprofile von Bruchstücken, die sowohl unter statischer als auch zyklischer Belastung erzeugt wurden. Ziel dieser Untersuchung ist es, zu erörtern, ob aus den Rauheitsprofilen Rückschlüsse auf die vorausgegangene Belastung der Proben gezogen werden können.

Zum Abschluss der Untersuchungen wird eine ausführliche elektronenmikroskopische Analyse sowohl von unbelasteten als auch von ermüdungsbelasteten UHPC-Proben vorgestellt. Das Hauptaugenmerk dieser Untersuchungen liegt auf der Detektion potenzieller struktureller Veränderungen im Mikro- und Nanobereich und der Identifikation von Schädigungsmechanismen, welche das Ermüdungsverhalten des UHPC beeinflussen könnten. In diesem Kontext gewährt die Untersuchung tiefgreifende Einblicke in die kleinskaligen Verhaltensmuster von UHPC unter Ermüdungsbedingungen.

3.1 Material, Probekörper, Lagerung

Ausgangspunkt der experimentellen Untersuchungen bilden zylindrische Probekörper der Abmessungen $h/d = 180/60$ mm. Da diese Arbeit auf experimentellen Versuchen basiert, die im Rahmen der Mitarbeit am DFG-Schwerpunktprogramms SPP2020 (Zyklische Schädigungsprozesse in Hochleistungsbetonen im Experimental-Virtual-Lab) entstanden sind, bildet der dort verwendete

feinkörnige UHPC das Referenzmaterial für das eigene Versuchsprogramm. Anfänglichen Herausforderungen bei der Herstellung von Probekörpern wie eine unzureichende Konsistenz, ein erhöhter Luftporengehalt, die frühzeitige Bildung einer Elefantenhaut und eine hohe Grobporosität, konnten durch eine Optimierung des Herstellungsprozesses gelöst werden. Dies wurde durch eine spätere Zugabe und Erhöhung des Fließmittelgehalts, den Einsatz eines Mixers mit hoher Mischintensität, längere Mischzeiten, längere Verdichtungszeiten und die Herstellung kleinerer Chargen erreicht. Im weiteren Verlauf wird die Referenzmischung auch mit „UHPC“ und „Referenzbeton“ bezeichnet. Tabelle 2 zeigt die Zusammensetzung sowie die wesentlichen Kenndaten der Referenzmischung.

Auf Basis der Referenzmischung wurden zusätzliche **Mörtelproben** hergestellt, bei welchen die im UHPC verwendete Gesteinskörnung (H33-Quarzsand) weggelassen wurde. Obgleich die Bezeichnung Mörtel in diesem Kontext nicht ganz zutreffend ist, dient sie im Verlauf der Arbeit zur klaren Unterscheidung der beiden Materialien, besonders im Hinblick auf später folgende Rauheitsuntersuchungen und den Kalibrierprozess der Simulationsmodelle. Im weiteren Verlauf werden diese Proben mit „MÖ“ abgekürzt.

Tabelle 2. Spezifische Angaben und Zusammensetzung des UHPC-Referenzmaterials.

Komponente	Gehalt [kg/m ³]	Vol.-%	Spez. Gewicht [g/cm ³]	D50 [µm]
Holcim - CEM I 52,5 R-SR3	795,40	26,16	2,75 – 3,20	15,49
Sika - Silicoll P Silikastaub	168,60	7,80	2,20	*
Quarzwerke - Quarzmehl W12	198,40	7,65	2,65	25,07
Quarzwerke - Quarzsand H33	971,00	36,58	2,65	266,98
BASF - Masterglenium 394 PCE Fließmittel	27,80	2,70	1,09	-
Wasser	187,90	19,11	1,00	-

*D50 nicht verfügbar. Größe der Primärpartikel laut Datenblatt im Bereich 0,1 - 0,3 µm.

Da sich im Laufe der Zusammenarbeit mit anderen Projektteilnehmern des Schwerpunktprogramms zusätzliche Fragenstellungen im Hinblick auf die Auswirkung von grober Gesteinskörnung herauskristallisierten, wurden UHPC Proben mit zusätzlichem **Basalt- und Granit** (5/8 mm, Glensander Granit und Oelberg Basalt) im Rahmen von Tastversuchen hergestellt. Die zugegebene Menge wurde dabei auf 10 Vol.-% und 30 Vol.-% festgelegt. Hervorzuheben ist, dass es sich hierbei um eine reine Zugabe des Gesteins und nicht um einen Austausch der

H33-Gesteinskörnung handelt. Die Volumenanteile aller ursprünglichen Komponenten wurden insoweit reduziert, als dass das Verhältnis der Ausgangskomponenten beibehalten wurde. Um keine Einflüsse aus verschiedenen Größenverteilung der zusätzlichen Gesteinskörnung zu erhalten, wurden die einzelnen Sieblinien zudem angeglichen. Auf diese Weise konnten die Proben einem direkten Vergleich unterzogen werden. Im weiteren Verlauf werden diese Proben mit „BAS10/BAS30“ und „GRA10/GRA30“ abgekürzt. Abbildung 18 zeigt exemplarische Querschnittsflächen der verschiedenen Zusammensetzungen.

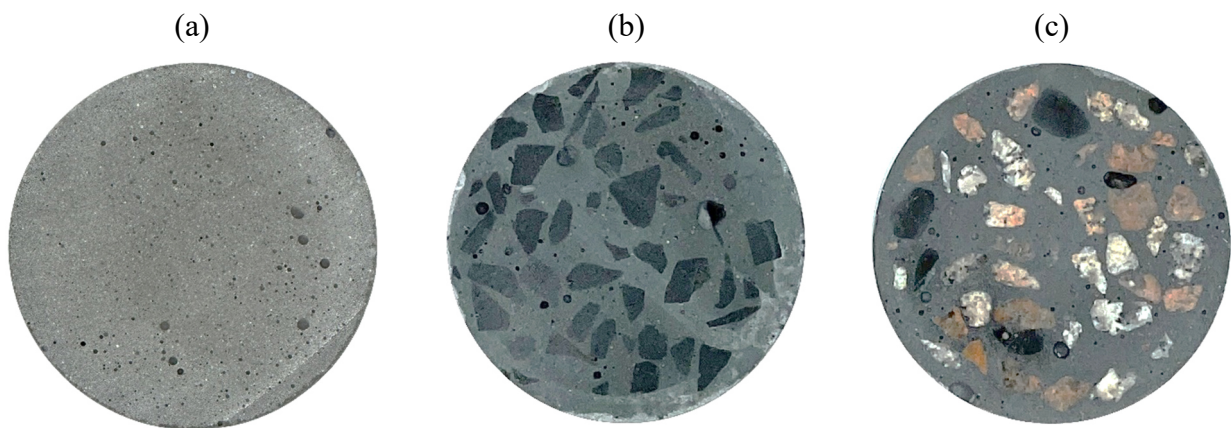


Abbildung 18. Exemplarische Querschnittsflächen verschiedener Zusammensetzung: (a) UHPC, (b) BAS30, (c) GRA30.

Sämtliche Proben wurden im Labor des Institutes für Baustoffe, Bauphysik und Bauchemie der TU-Hamburg hergestellt. Zur **Herstellung** wurde ein Zwangsmischer der Firma ABS mit einem Fassungsvermögen von 20 L verwendet, Tabelle 3 enthält das verwendete Mischregime. Durch die Herstellung kleinerer Chargen konnte die bereits angesprochene Problematik der Elefantenhaut egalisiert werden. Korrespondierend dazu wurde eine Charge als gesamte Tagesherstellung mehrerer Mischungen definiert. Die Schalung der zylindrischen Proben bestand aus PVC-Rohren mit einer Länge von jeweils 200 mm, deren Enden zwischen zwei Holzplatten einer eigens angefertigten Halterung befestigt waren. Um das spätere Ausschalen zu vereinfachen, wurden die Rohre von Innen mit PTFE beschichtet. Alle Probekörper wurden aufrecht betoniert, indem der Beton bei laufendem Rütteltisch in zwei Schichten eingefüllt wurde. Nach der ersten und zweiten Schicht wurde zudem eine zusätzliche Rüttelzeit von 60 Sekunden vorgenommen. Um den Feuchtigkeitsverlust zu reduzieren, wurden die Proben nach dem Betonieren entweder mit PE-Folie abgedeckt oder in einem Feuchteschrank ($20^{\circ}\text{C} + 3^{\circ}\text{C} / - 2^{\circ}\text{C}$, $95 \pm 5\%$ RF) für 24 Std aufbewahrt. Die Proben wurden darauffolgend ausgeschalt und mindestens 56 Tage bis zur Prüfung unter Leitungswasser bei einer Temperatur von 20°C gelagert.

Tabelle 3. Mischregime der Probekörper.

Mischreihenfolge	Mischdauer [s]
Vormischen Zement + Mikrosilika	0 - 30
Zugabe Quarzmehl + Quarzsand	30 - 50
Mischen	50 - 75
Zugabe Wasser + Fließmittel (nacheinander)	75 - 90
Mischen	90 - 600

Vor den experimentellen Untersuchungen wurden die Zylinder auf eine Länge von etwa 180 mm gekürzt und die Prüfflächen planparallel abgeschliffen, um eine zentrische Krafteinleitung und eine gleichmäßige Spannungsverteilung zu gewährleisten. Die Festbetonrohddichte und die exakten geometrischen Abmessungen jeder Probe wurden vor den Belastungsversuchen bestimmt. Die ermittelten Werte dienten als Basis der späteren Berechnung der Spannungsniveaus.

3.2 Mechanische Untersuchungen

Im Rahmen der experimentellen Untersuchungen wurden sowohl statische als auch zyklische Belastungsversuche durchgeführt. Hierfür stand eine **servohydraulische Prüfmaschine** der Firma Schenck zur Verfügung, welche mit einem 630 kN Hydraulikzylinder betrieben wurde. Dieser ermöglicht die Aufbringung statischer und zyklischer Belastungen verschiedener Wellenformen bei Prüffrequenzen von bis zu 40 Hz. Die Last wird in der Maschine von unten aufgebracht, wobei sich die Kraftmessdose auf der unbeweglichen Oberseite des Prüfbereichs befindet.

Für die **Verformungsmessung** an den Zylindern kamen primär induktive Wegaufnehmer (WA) der Firma HBM vom Typ WA/2 zum Einsatz. Es handelte sich dabei um Feinwegtaster mit einem Messbereich von ± 2 mm und einer Genauigkeit von $\pm 0,1\%$, die in den Messverstärker der Prüfmaschine eingebunden waren. Um die Messaufnahme am Probekörper zu befestigen, wurden zwei Metallringhalterungen angefertigt, zwischen denen die Wegaufnehmer eingespannt wurden. Der Abstand zwischen den Haltern definierte den Messbereich auf der Oberfläche der Probe, welcher durch die Länge der Wegaufnehmer 80 mm betrug. Bei jeder Probe wurden stets drei, um 120 Grad versetzt, solcher WA eingesetzt, was eine sehr präzise und materialsparende Messmethode darstellte. Allerdings erwiesen sich die Metallhalterungen bei hochzyklischen Versuchen auch als fehleranfällig, da sie aufgrund der schwingenden Belastung anfangen zu rutschen und die

Wegmessung unbrauchbar machen konnten. Aus diesem Grund wurde im Verlauf der Versuche dazu übergegangen, angespitzte Madenschrauben mit einem definierten Anzugsmoment von 0,5 N zu verwenden, was die Rutschproblematik verbesserte und gleichzeitig einen leichten Austausch von eventuell verbogenen Schrauben nach dem Versagen des Probekörpers sicherstellte, da sie nach Innen herausgeschraubt werden konnten. Die **Datenaufnahme** erfolgte für statische sowie zyklische Versuche mit einer Aufnahmezeit von 30 Hz, was für eine spätere, detaillierte Auswertung der Belastungshysteresen notwendig war. Aufgrund eines explosionsartigen Verhaltens des UHPC wurden die Proben zum Schutz von Messtechnik und Laborpersonal zusätzlich mit Folie ummantelt und in einem transparentem PVC-Splitterschutzrohr mit den Abmessungen $h/d = 170/70$ mm beprobt. Abbildung 19 zeigt die beschriebene Prüfmaschine und einen zylindrischen UHPC-Probekörper samt Messtechnik.

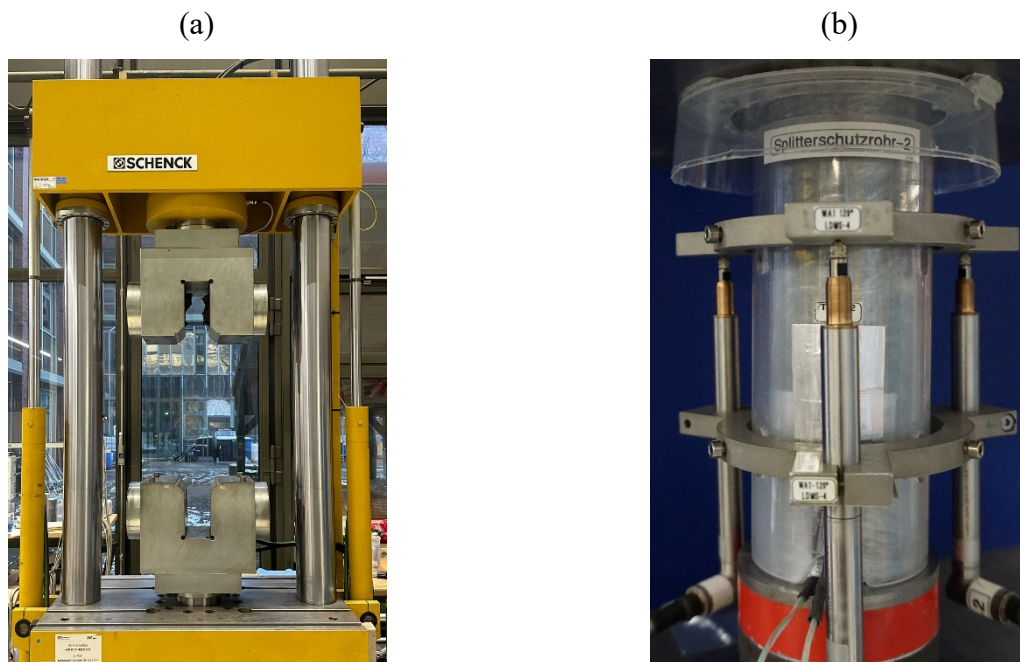


Abbildung 19. Verwendete servohydraulische Prüfmaschine der Fa. Schenck (a), zylindrischer UHPC-Probekörper mit der verwendeten Messtechnik und einem Splitterschutzrohr sowie Splitterschutzfolie (b).

3.2.1 Statische Druckversuche

Primäres Ziel der statischen Druckversuche war die mechanische Charakterisierung der verschiedenen Materialzusammensetzungen und Chargen, insbesondere im Hinblick auf Festigkeit, Steifigkeit und Bruchverhalten. Die aus diesen Versuchen generierten Informationen boten nicht nur eine Datengrundlage für die spätere Kalibrierung und Validierung der numerischen Modelle (vgl. Kapitel 4), sondern flossen in Teilen direkt in fortlaufende Untersuchungen ein, wie etwa

Rauheitsmessungen. Darüber hinaus dienten sie als essenzielle Eingangsgrößen für die darauffolgenden Ermüdungsversuche.

Die statischen Druckversuche wurden weggeregelt mit einer Belastungsgeschwindigkeit von 0,2 mm/min bis zum Bruch durchgeführt. Die dabei aufgenommenen Spannungs-Dehnungs-Linien (S-D-Linien) sind exemplarisch für den Referenzbeton, den Mörtel sowie BAS30/GRA30 in Abbildung 20 dargestellt. Tabelle 4 gibt einen Überblick über die jeweiligen Mittelwerte und Streuungen der unterschiedlichen Mischungen, wobei der E-Modul bei 30% der Maximallast bestimmt wurde. Die Einzelwerte der statischen Druckversuche sind in Anhang A1 aufgeführt. Eine Analyse der S-D-Kurven verdeutlicht, dass die Abwesenheit der H33-Gesteinskörnung im Mörtel zu einer Verminderung der Steifigkeit und Festigkeit des Materials führt. Sowohl für den Referenzbeton als auch für den Mörtel und die Granit- und Basaltvariationen lässt sich zudem ein nahezu ideal elastisches Verhalten erkennen, welches insgesamt eine abrupte Bruchcharakteristik ohne signifikantes Nachbruchverhalten zeigte.

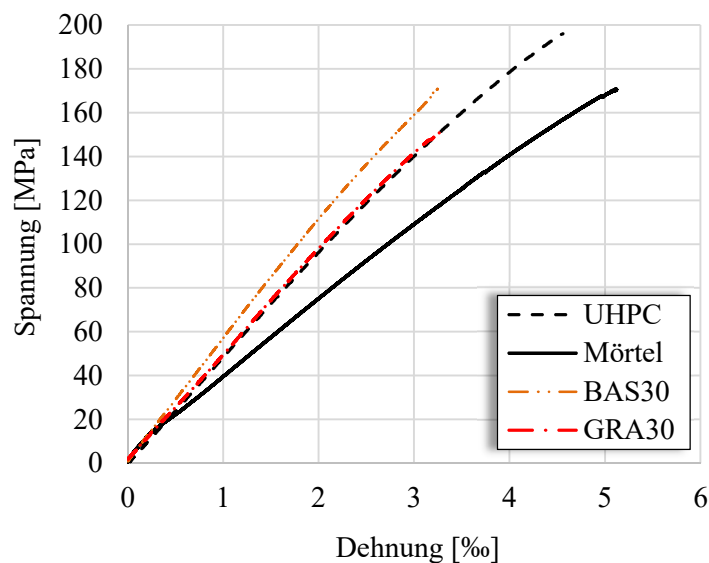


Abbildung 20. Exemplarische Darstellung einer S/D-Linie des Referenzbetons, Mörtels, BAS30, GRA30.

Ein Vergleich der Bruchbilder zwischen UHPC und Mörtel zeigte, dass es im UHPC zu einer deutlich ausgeprägteren Rissverzweigung beim Versagen kommt, wohingegen die Mörtelproben eher gradlinige, vertikale Risse aufwiesen, siehe Abbildung 21. Zurückzuführen ist dies vermutlich auf das Vorhandensein des H33-Zuschlags, da sich die Risse um die Gesteinskörnung herumbewegen müssen und auf diese Weise kleinere Fragmente ausbilden. Im Gegensatz dazu können die Risse im Mörtel ungehindert durch die Gesamtstruktur dringen und werden durch keine Gesteinskörnung abgelenkt.

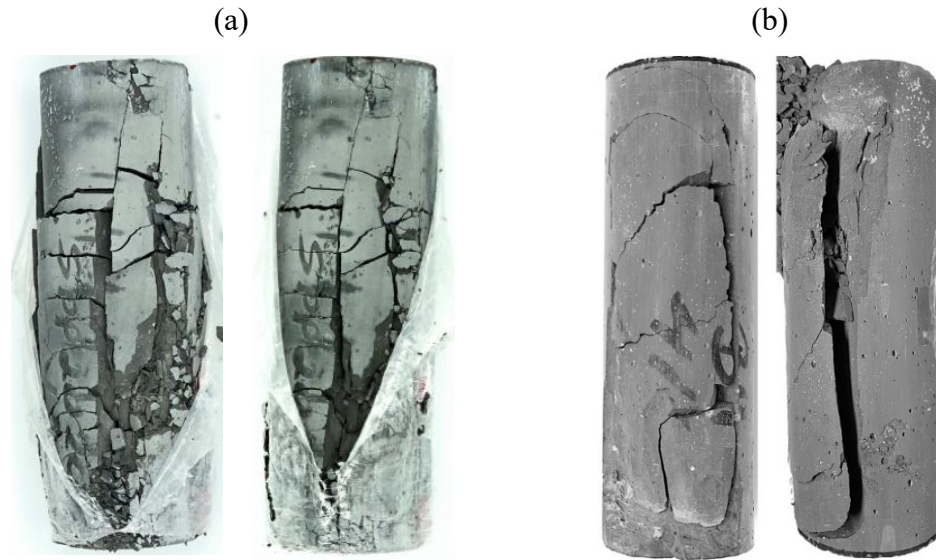


Abbildung 21. Vergleichende Darstellung der Bruchbilder von UHPC mit Splitterschutzfolie (a) und Mörtelproben (b).

Das zusätzlich hinzugegebene **Grobgestein** (Basalt und Granit) führt im Gegensatz zum H33 zu einer Abnahme der statischen Festigkeit, jedoch zu einer Zunahme der Steifigkeit. Erklären lässt sich dies mit der unterschiedlichen Korngröße der Zuschläge. Während die H33-Gesteinskörnung im Bereich von 0,125 mm bis 0,5 mm liegt und zur optimierten Packungsdichte des UHPC beiträgt, besitzt das Grobgestein eine Körnung im Bereich zwischen 5 mm bis 8 mm und trägt Fehlstellen in das fein abgestimmte Referenzmaterial ein. Ein weiterer Aspekt ist die potenzielle Schwächung der Kontaktzone zwischen der groben Gesteinskörnung und dem umgebenden Bindemittel. Diese könnte durch die verminderte Menge von Zement und Mikrosilika in Relation zur Oberfläche der Gesteinskörnung bedingt sein, was eine Verringerung der Gesamtfestigkeit zur Folge haben könnte.

Tabelle 4. Statische Auswertung der unterschiedlichen Zusammensetzungen hinsichtlich Bruchspannung und Steifigkeit.

Zusammensetzung	Bruchspannung [MPa]	E-Modul [GPa]
UHPC	196,75 ± 3,12	48,05 ± 0,93
Mörtel	164,64 ± 7,13	38,57 ± 2,02
BAS10	176,51 ± 8,46	51,74 ± 0,96
BAS30	169,77 ± 8,99	56,49 ± 1,14
GRA10	153,68 ± 4,90	47,09 ± 1,04
GRA30	151,64 ± 8,18	48,06 ± 1,01

3.2.2 Zyklische Druckversuche

Bei der Durchführung der zyklischen Belastungsversuche lag das Augenmerk auf der Bestimmung der Ermüdungscharakteristika für die verschiedenen Zusammensetzungen. Im engeren Fokus stand dabei die Ableitung des Ermüdungsverhaltens des Referenzbetons und Mörtels, wobei die Grobsteinsmischungen eine sekundäre Rolle einnahmen.

Im Rahmen dieser Arbeit wurden zyklische Ermüdungsversuche als Einstufenversuche durchgeführt, was bedeutet, dass die Randbedingungen während der Versuche unverändert blieben. Die Ermüdungsbelastung aller Proben erfolgte kraftgesteuert in Form einer Dreiecksbelastung zwischen $S_u = 5\%$ (Unterspannung) und $S_o = 80\%$ (Oberspannung) der mittleren Druckfestigkeit jeder Charge. Zur Bestimmung der Ausgangssteifigkeit sowie zur Sicherstellung der fehlerfreien Datenaufnahme/Messtechnik, wurden vor der Ermüdungsbelastung drei weggesteuerte Schleifen bis $S_E = 30\%$ der Festigkeit vorgeschaltet. Abbildung 22 zeigt den schematischen Ablauf der Belastungskette.

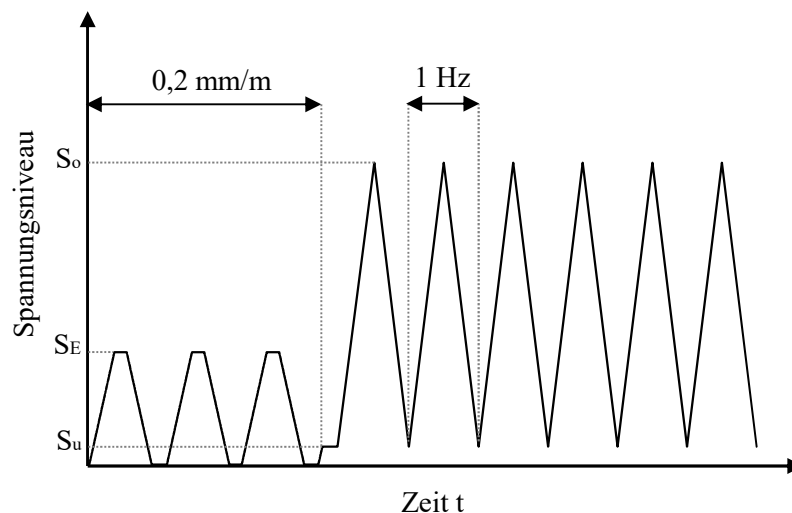


Abbildung 22. Schematischer Ablauf der Belastungskette eines Ermüdungsversuches.

Es ist weitläufig bekannt, dass die ermüdungsbedingten Bruchlastzahlen von Beton eine große Variabilität aufweisen. Aus diesem Grund ist anzunehmen, dass auch die Entwicklung der Dehnung sowie der Steifigkeit entsprechend unterschiedlich ausfallen kann. Für die Darstellung der Lastwechselzahlen werden üblicherweise logarithmierte Skalen verwendet. Es ist jedoch zu beachten, dass durch diese Darstellung Differenzen von Bruchlastwechselzahlen bei höheren Größenordnungen gestaucht werden, sodass vermeintlich kleine Unterschiede der Mittelwerte doch erheblich sein können.

Im Falle aller untersuchten Betonmischungen lässt sich eine hohe Streuung der ertragbaren Lastwechselzahlen feststellen. Zudem ist erkennbar, dass die Mörtelproben im Mittel die höchste Ermüdungsresistenz nach dem UHPC aufweisen, siehe Abbildung 23. Betrachtet man die Mörtelmischung als gemeinsame Basis aller Zusammensetzungen, lässt sich zudem festhalten, dass jegliche Zugabe einer Gesteinskörnung zur Absenkung der Ermüdungsfestigkeit führte. Entscheidend in diesem Zusammenhang scheint im Gesamtkontext sowohl die Art als auch die Größe der verwendeten Gesteinskörnung zu sein.

Im Falle der H33-Quarzkörnung handelt es sich um Einkristalle (Abbildung 47), die mit einem Größtkorn von 0,5 mm eine sehr feine Gesteinskörnung darstellt und im Zuge der Rezepturentwicklung durch das Zentralprojekt des DFG SPP2020 mit in die Packungsdichteoptimierung einbezogen wurden. Dadurch ist zudem anzunehmen, dass der Quarz vollständig in die Bindemittelmatrix eingebettet ist und es zu keinem ungeplanten Eintrag von Fehlstellen durch ein lokal mangelndes Angebot an hydratisiertem Bindemittel kommt.

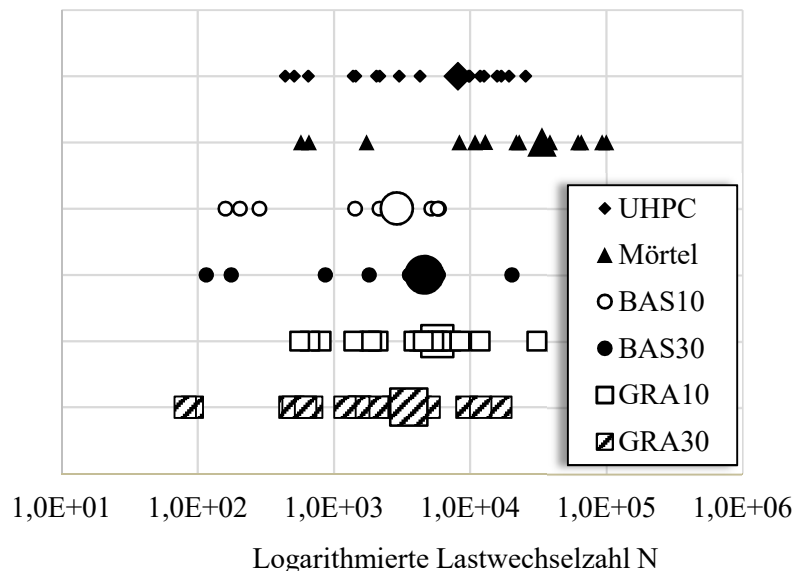


Abbildung 23. Vergleichende Darstellung der ertragbaren Lastzyklen aller untersuchter UHPC-Mischungen.

Kleine Symbole = Einzelwerte, große Symbole = Mittelwerte.

Nichtsdestotrotz führt die Zugabe von H33 zu einer variierenden Kraftumlagerung im Inneren des Gefüges. Es kommt zu einer inhomogeneren Spannungsverteilung durch unterschiedliche lokale Steifigkeiten zwischen Bindemittel und Gesteinskörnung. Trotzdem stellt das H33 einen vorteilhaften Zuschlagstoff dar, da es durch die Einkristallinität keine inneren Korngrenzen aufweist, die während der Ermüdung als zusätzliche Schwachstelle fungieren könnten. Die damit einhergehende hohe

Festigkeit und Steifigkeit solcher Einkristalle führen zwar zu einer Erhöhung der statischen Festigkeit im UHPC, bewirken möglicherweise aber auch gegenteilige Effekte unter zyklischer Belastung.

Im Hinblick auf den Einfluss des Grobgesteins verstärken sich die negativen Effekte bezüglich der ertragbaren Lastwechselzahlen aufgrund der erhöhten Korngröße. Auf der einen Seite ist auch hier mit einer deutlich inhomogeneren Spannungsverteilung zu rechnen, auf der anderen Seite führt ein geringerer Zement- und Mikrosilikaanteil, bezogen auf die vorhandene Oberfläche der Gesteinskörnung, möglicherweise zu erhöhten Fehlstellen um das Zuschlagkorn. Zusätzlich handelt es sich aus mineralogischer Sicht um unterschiedliche Arten der Gesteinskörnung. Während der Basalt sehr feinkörnig ist und damit makroskopisch sehr homogen erscheint, bestehen die Granitkörner aus vergleichsweise wenigen millimetergroßen Kristallen. Er erscheint damit makroskopisch deutlich inhomogener. Damit ließe sich möglicherweise erklären, warum GRA30 im Mittel eine geringere Ermüdungsresistenz aufweist, siehe Abbildung 23.

Die Möglichkeit, dass zusätzliche Gesteinskörnung in Form von Granit das Ermüdungsverhalten von Beton beeinflussen kann, wurde in den thematisch miteinander verwandten, jedoch unabhängigen Veröffentlichungen von [Scheiden et al. - 2019] und [Scheiden & Oneschkow - 2019] beleuchtet. In der ersteren Studie lag der Fokus auf der Untersuchung von zylindrischen Proben aus Basalt und Granit. Im Rahmen der späteren Untersuchung wurden Hochleistungsbetone, die zusätzlich mit Granit (HPC-G) und Basalt (HPC-B) angereichert waren, analysiert.

Beide Studien nutzten die Schallemissionsanalyse als methodischen Ansatz, um tiefere Einblicke in die Versagensmuster der verschiedenen Materialien zu gewinnen. Dabei konnte in beiden Veröffentlichungen eine signifikante Rolle von Granit in Form von ausgeprägten Schallsignalen im Kontext der Ermüdung festgestellt werden. Diese Muster traten sowohl in den Untersuchungen mit den reinen Granitproben auf, als auch in den Ermüdungsversuchen mit den granitangereicherten Hochleistungsbetonen.

Im Wesentlichen zeigen alle geprüften Zusammensetzungen unter zyklischer Belastung einen für Betonermüdung charakteristischen, **S-förmigen Ermüdungsverlauf**. Der Verlauf ist charakterisiert durch ein Mikrorisswachstum in Phase I, einem fortgesetzten Risswachstum in Phase II und einem instabilen Risswachstum mit deutlichen Dehnungszunahmen bis hin zum endgültigen Versagen in Phase III.

Die in Abbildung 24 dargestellten Kurven stellen repräsentative Beispiele für die Schädigungsverläufe der verschiedenen Rezepturen dar, wobei die Dehnungsamplitude gegen die

bezogene Lastwechselzahl N/N_f aufgetragen ist. Zusätzlich sind die aus der Literatur bekannten Phasenübergänge bei 3% und 97% der Laufzeit als vertikale Linien dargestellt. Für den Phasenübergang I-II ist eine gute Übereinstimmung aller Mischungen zu erkennen, im Falle des Übergangs II-III ist für den Mörtel sowie UHPC sogar eine noch kürzere Phase III ersichtlich. Dies liegt vermutlich an der sehr feinen Referenzzusammensetzung, die bis zum Versagen ein Risswachstum auf sehr kleinen Skalen ausbildet und daher kaum noch makroskopische Dehnungen kumuliert.

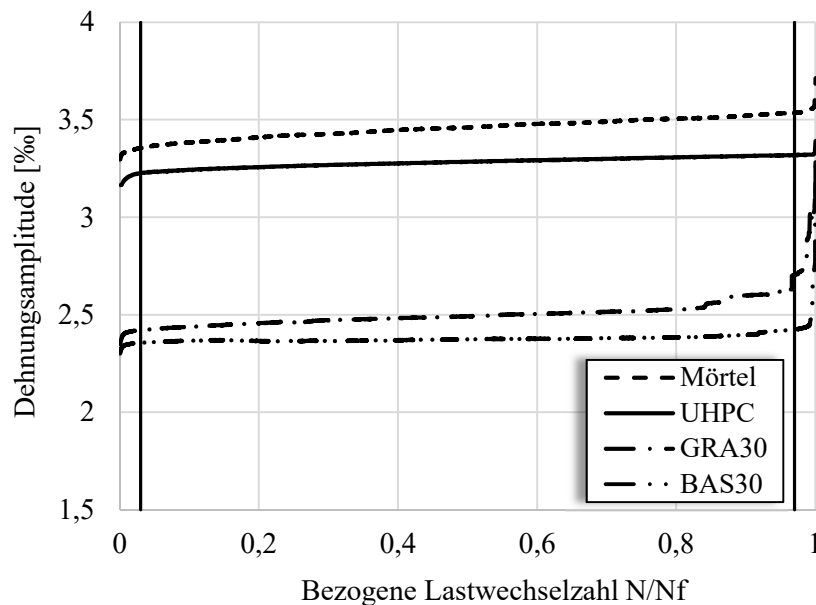


Abbildung 24. Exemplarische Darstellung der Dehnungsamplitude über die normierte Laufzeit für Mörtel, UHPC, GRA30, BAS30.

Die unterschiedlichen Dehnungsniveaus sind auf die mechanischen Eigenschaften der jeweiligen Zusammensetzungen zurückzuführen und korrespondieren mit den Werten aus den statischen Versuchen. Besonders auffällig ist jedoch der früher einsetzende Dehnungsanstieg des GRA30 Verlaufs. Solche Ausschläge im Dehnungsverlauf konnten sowohl für GRA30 als auch GRA10 gehäuft festgestellt werden. Im ersten Gedankenansatz könnte es sich um ein Verrutschen der Messtechnik handeln, ein bereits angesprochenes Problem der induktiven Wegaufnehmer. Auf der anderen Seite ist dieser Effekt bei vielen Verläufen zu beobachten und mal mehr oder minder stark ausgeprägt. Zudem schlägt verrutschte Messtechnik typischerweise mit starken Ausschlägen zu Buche und macht die gesamte Messung unmittelbar unbrauchbar, was in diesen Fällen nicht gegeben ist. Diese Beobachtung könnte mit der bereits erwähnten Grobkörnigkeit des Granits zusammenhängen und auch mit den angesprochenen Schallemissionsuntersuchungen aus der Literatur korrespondieren. Eine Übersicht der Einzellaufzeitwerte der Ermüdungsversuche sind in Anhang A2 enthalten.

Neben den beschriebenen Ermüdungsversuchen, die bis zum Versagen der Proben vollzogen wurden, wurden zusätzlich **Phasenversuche** durchgeführt. Deren primäres Ziel bestand darin, diverse Ermüdungszustände (Phasen I-III) innerhalb der Zylinder zu generieren, die im Anschluss für mikroskopische Untersuchungen verwendet werden sollten. Ursprünglich war geplant, die jeweiligen Ermüdungsstadien mittels durchschnittlicher Lastwechselzahlen zu definieren. Aufgrund der hohen Streuung der Versuche ließ sich jedoch keine präzise Zuordnung gewährleisten. Aus diesem Grund wurde zunächst versucht, die Ermüdungsphasen über die Steigung der Dehnungsverläufe abzuleiten um diese während der Versuche auszuwerten. In einem ersten Schritt wurden die Dehnungsverläufe bereits zu Bruch beprobter Versuchskörper ausgewertet und mittels polynomischer Ansatzfunktion fünften Grades approximiert. Der Steigungsverlauf resultiert aus der ersten Ableitung der Funktion und wurde für jeden Punkt berechnet und für eine erste Analyse der Phasenübergänge herangezogen, siehe Abbildung 25.

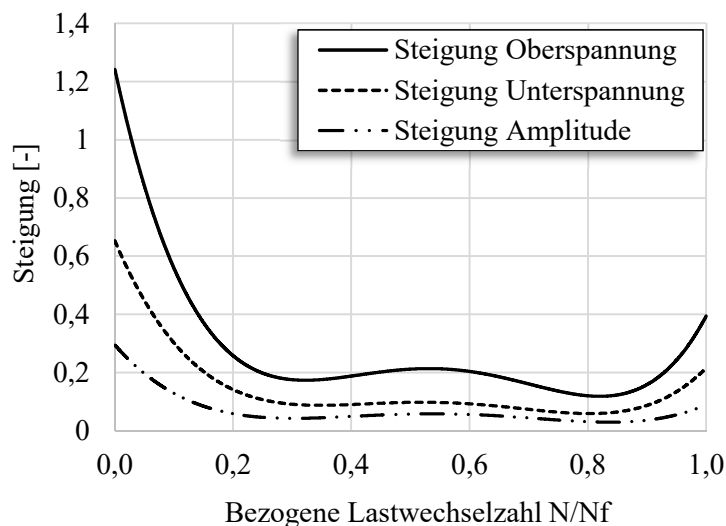


Abbildung 25. Exemplarische Steigung eines UHPC Ermüdungsversuches auf Grundlage der Dehnungsentwicklung mithilfe einer polynomischen Ansatzfunktion fünften Grades.

Ausgehend vom Verlauf der Amplitudensteigung befindet sich die exemplarisch dargestellte Probe mit einem vergleichsweise hohem Steigungsabstieg bis etwa 0,2 der bezogenen Lastwechselzahl in Phase I. Der im Widerspruch zur Literatur stehende verzögerte Phasenübergang könnte auf eine, zumindest abschnittsweise, unzureichende Approximationsfähigkeit der Ansatzfunktion zurückzuführen sein. Diese Unzulänglichkeit könnte auch für die Schwankungen in Phase II verantwortlich sein, wobei die Steigungsentwicklung in guter Übereinstimmung mit Auswertungen von [Wefer - 2010] stehen. Phase III hingegen ist, wie in der Literatur beschrieben, sehr kurz, kündigt sich nur durch einen leichten Anstieg der Kurve an und ist im Vergleich zum ersten Phasenübergang weniger markant.

Das Konzept dieser Auswertung ist für einen bereits abgeschlossenen Versuch prinzipiell möglich, sofern die Ansatzfunktion eine ausreichende Abbildbarkeit liefert. Die Idee, dieses Prinzip auf einen laufenden Ermüdungsversuch zu übertragen und die Steigung zwischen den Zyklen zur Phasenüberwachung heranzuziehen, hat sich aufgrund des Messrauschens und der bereits mehrfach erwähnten Problematik mit rutschender Messtechnik als unbrauchbar erwiesen. Aus diesem Grund wurde dazu übergegangen, die Ermüdungsstadien I und II an fest definierten Zyklenzahlen anzunähern. Phase III Versuche (kurz vor Bruch) wurden anhand eines sehr grobmaschigen Dehnungsänderungskriteriums auf Basis aller zur Verfügung stehenden Versuche erzeugt. Dies führte zwar zu dem Umstand, dass auch Proben bereits bei kleineren Änderungen versagten und nicht rechtzeitig gestoppt wurden, was aber gleichzeitig die Wahrscheinlichkeit der gestoppten Proben hinsichtlich ihres Ermüdungsstadiums kurz vor Bruch erhöhte. Bei zahlreichen Proben war zudem vor dem Ermüdungsbruch ein deutliches Knistern wahrzunehmen. Dieses akustische Anzeichen ermöglichte in einigen Fällen den Versuch rechtzeitig zu unterbrechen.

3.3 Rauheitsanalysen

Im nachstehenden Kapitel erfolgt die Darstellung umfangreicher Rauheitsanalysen, ausgeführt an Bruchfragmenten der Mörtel- und UHPC-Zylinder, die sowohl statischer als auch zyklischer Belastung unterzogen wurden. Im Fokus der Betrachtung steht dabei nicht nur die Untersuchung der gesamten Bruchflächen, sondern ebenfalls die Charakterisierung der Gesteinskörnung. Um die verschiedenen Zusammensetzungen sicher zu unterscheiden sei hier nochmal darauf hingewiesen, dass sich „Mörtel“ auf die UHPC-Mischung ohne H33-Gesteinskörnung bezieht.

3.3.1 Untersuchungskonzept

Die Bruchstücke wurden mittels Keyence VK-X160K **Konfokalmikroskop** analysiert. Die Rohdatenaufnahme erfolgte mit einer Standardauflösung von 1024 x 768 Pixeln und einer 20-fachen Vergrößerung. Zur Vorverarbeitung der Daten wurde ein L-Filter (Longpass-Filter) von 0,08 mm eingesetzt. Dieser Filter lässt Licht mit Wellenlängen, die länger als eine bestimmte Grenzwellenlänge besitzen, passieren, während Licht mit kürzeren Wellenlängen blockiert wird. Auf diese Weise können Streulicht oder unerwünschte Reflexionen eliminiert werden, welche die Bildqualität beeinträchtigen könnten.

Die **Gesamtoberflächen** wurden zunächst anhand der statistischen ***Ssk*- und *Sku*-Werte** charakterisiert und darauffolgend im Hinblick auf die Parameter ***Sa*-, *Sq*- und *RN*** ausgewertet. Eine Definition und Erläuterung der Werte wurde in Kapitel 2.3.3 vorgenommen. Alle Werte sind bedeutende Parameter in der Rauheitsanalyse, sie beschreiben jedoch unterschiedliche Aspekte der Oberflächenbeschaffenheit. Während die traditionellen Rauheitsparameter *Sa*, *Sq* und *RN* einen direkten Einblick in die vertikalen Abweichungen der Oberfläche von einer idealen Ebene aufzeigen, geben *Ssk* und *Sku* tiefere Informationen über Form und Struktur der Oberfläche und wurden daher nur für die Gesamtbruchflächen ausgewertet, nicht jedoch für die Gesteinskörnung. Bei den Form-/Strukturparametern handelt es sich im engeren Sinne selbst nicht um Rauheitswerte, dennoch helfen sie, ein vollständigeres Bild von der Beschaffenheit der Gesamtoberflächen zu erhalten.

Je Zylinder wurden drei Bruchstücke untersucht, an denen jeweils sieben Messungen durchgeführt wurden. Für die Analyse der einzelnen Gesteinskörner in ihrer Ausgangsform wurde jeweils eine Messung an insgesamt 20 Einzelkörnern durchgeführt.

Die Auswertung der gemessenen Rauheitsparameter wird unter Verwendung von **Boxplot-Diagrammen** dargestellt, während die Strukturparameter aufgrund der eher ergänzenden Rolle als Mittel- bzw. Bereichswerte herangezogen werden. Die Box stellt den Interquartilsabstand (IQR) dar, wobei der Strich im Inneren den Median beschreibt. Die Whisker geben Aufschluss über die Ausdehnung der Daten und werden durch das 1,5-fache IQR (Interquartilsabstand) oder durch den kleinsten bzw. größten Wert der Messreihe, der noch innerhalb dieses Abstandes liegt, definiert. Punkte, die außerhalb des Whiskers liegen, werden als Ausreißer gewertet.

3.3.2 Gesamtrauheit von Mörtelbruchflächen

Im Folgenden werden Rauheitsuntersuchungen an statisch und zyklisch belasteten Mörtelproben dargestellt, siehe Abbildung 26. Für die Bestimmung der Rauheitswerte und Strukturwerte wurden die in Tabelle 5 aufgeführten Proben verwendet. Im Hinblick auf die Rauheitsparameter wurden je Zylinder drei Bruchstücke untersucht, an denen jeweils sieben Messungen durchgeführt wurden und somit für beide Belastungsarten einen Stichprobenumfang von jeweils $n = 84$ liefern, wohingegen die Strukturmessungen an jedem Bruchstück in einfacher Ausführung durchgeführt wurden.



Abbildung 26. Exemplarische Darstellung einer Mörtelbruchfläche mittels Konfokalmikroskop.

Strukturparameter:

Die Analyse der Oberflächenbeschaffenheit von **statisch belasteten Proben** zeigten eine Schiefe (Ssk) im Bereich zwischen 0,56 und 0,61. Positive Ssk -Werte bedeuten im Allgemeinen, dass die Verteilung der Oberflächenrauheit eine überwiegend spitz zulaufende Form aufweist und es mehr Oberflächenhöhen gibt und diese in der Regel von tiefen Tälern umgeben sind. Übertragen auf die Mörtelproben könnte das darauf hindeuten, dass die Bruchfläche ungleichmäßig, mit zahlreichen kleinen Ausbuchtungen und Spitzen, gebrochen ist. Dies ist häufig ein Zeichen für einen spröden Bruchmechanismus, bei dem die Lastübertragung abrupt beendet wird, was zu chaotischen und zufälligen Bruchmustern führt. Darüber hinaus könnte die Beobachtung von starken Spitzen und tiefen Tälern auf den Bruchflächen der Mörtelproben auch auf hohe Spannungen im Material hinweisen, die während der Belastung entstehen.

Tabelle 5. Übersicht der untersuchten zylindrischen Mörtelprobekörper.

Belastungsart	Probekörperbezeichnung	Bruchlast [kN]/Lastwechsel [-]
Statisch	Mörtel - 2/5	422 kN
Statisch	Mörtel - 3/8	430 kN
Statisch	Mörtel - 3/5	468 kN
Statisch	Mörtel - 1/6	412 kN
Zyklisch	Zyl. 3/6	573 LW
Zyklisch	Zyl. 1/7	1737 LW
Zyklisch	Zyl. 3/1	8363 LW
Zyklisch	Zyl. 3/2	12965 LW

Die Wölbung der Oberfläche (*Sk_u*) ist bei allen Proben deutlich größer als drei, was bedeutet, dass beim Bruch sehr ausgeprägte Spitzen entstanden sind. Dies deutet auf eine äußerst heterogene Bruchfläche hin, die durch spitze, hervorstehende Merkmale dominiert wird. Die Bruchflächen weisen also eine hohe Topographievielfalt auf.

Die Untersuchung der Bruchflächen von **zyklisch belasteten Proben** offenbart Charakteristika, die Ähnlichkeiten mit den Merkmalen statisch belasteter Proben aufweisen. Die Auswertung der **Ssk-Werte**, die durchweg positiv sind und zwischen 0,57 und 1,09 variieren, zeigen eine überwiegend spitze Verteilung der Oberflächenrauheit. Dies suggeriert, dass die Bruchfläche eine Vielzahl kleiner Ausbuchtungen und Spitzen aufweist, typisch für einen spröden Bruchmechanismus, der durch abrupte Beendigung der Lastübertragung charakterisiert ist und zu chaotischen und zufälligen Bruchmustern führt.

Die Wölbung der Bruchflächen, repräsentiert durch den **Sk_u-Wert**, konstant größer als 3. Dies ist ein Hinweis auf sehr ausgeprägte Spitzen in der Bruchfläche, was auf eine äußerst heterogene Oberflächenstruktur hinweist, die durch spitz hervorstehende Merkmale dominiert wird. Diese Beobachtungen deuten auf eine hohe Topographievielfalt der Bruchflächen hin und verdeutlichen die komplexe Anpassungsfähigkeit der Mörtelproben unter zyklischer Belastung.

Rauheitsparameter:

Die Auswertung der Rauheitsparameter **S_a** und **S_q** für sowohl **statisch** als auch **zyklisch** belastete Proben verdeutlicht eine erhöhte Rauheit bei den zyklisch belasteten Probekörpern. Diese Beobachtung wird durch die Darstellung der Daten im Boxplots nach Abbildung 27 verdeutlicht, die eine verstärkte Streuung der Rauheitswerte für zyklisch belastete Proben aufzeigen. Insbesondere erstreckt sich der obere Whisker für die Parameter **S_a** und **S_q** bei den zyklisch belasteten Proben über die Werte der statisch belasteten Proben, was auf einen breiteren Bereich von Rauheitswerten hinweist.

Die bei zyklisch belasteten Proben beobachtete Stetigkeit der Rauheitsparameter **S_q** und **R_N**, ablesbar an der Abwesenheit von Ausreißern, lässt auf eine gewisse Stabilität des Parameters gegenüber der Zahl an Belastungszyklen schließen. Diese Interpretation deutet darauf hin, dass trotz der erhöhten Belastung durch wiederholte Zyklen die charakteristischen Rauheitswerte erhalten bleiben, was auf eine robuste Materialstruktur schließen lassen könnte.

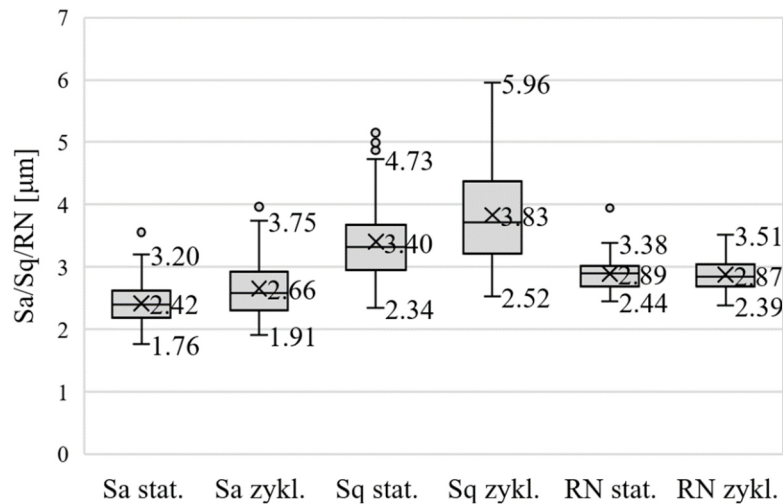


Abbildung 27. Vergleichende Darstellung der Sa/Sq/RN-Werte statisch und zyklisch belasteter Mörtelproben.

Die Medianwerte von *Sa* und *Sq* zeigen ebenfalls, dass die zyklisch belasteten Proben tendenziell rauer sind, wobei die Differenz bei *Sq* etwas größer ausfällt. Dies könnte bedeuten, dass die zyklische Belastung zu ausgeprägteren Rauheitswerten führt, was durch den Ausreißer in den statischen Proben für *Sq* und die größere Spannweite des oberen Whiskers bei den zyklisch belasteten Proben gestützt wird.

Der **RN-Wert** zeigt eine andere Verteilung mit ähnlichen Mittel- und Medianwerten für beide Belastungsarten. Die leichte Links- bzw. Rechtsschiefheit der Verteilungen könnte auf eine unterschiedliche Ausbildung der Strukturen in den Proben hindeuten. Die Boxplot-Daten zeigen, dass es bei den zyklisch belasteten Proben eine größere Vielfalt an RN-Werten gibt, was bedeuten könnte, dass die zyklische Belastung zu mehr Variabilität in der Oberflächenstruktur führt.

Obwohl die Mittelwerte einen Unterschied in der Rauheit nahelegen, liegen die Mediane und Interquartilsbereiche beider Belastungen relativ nah beieinander. Dies deutet darauf hin, dass der Unterschied möglicherweise nicht signifikant ist. Außerdem kann die Präsenz von Ausreißern die Mittelwerte beeinflussen und zu einer verzerrten Interpretation führen. Aus diesem Grund muss auf Grundlage der Datenbasis unbedingt von einem Trend gesprochen werden.

3.3.3 Gesamtrauheit von UHPC-Bruchflächen

Im weiteren Verlauf werden Rauheitsuntersuchungen an statisch und zyklisch belasteten UHPC-Bruchflächen vorgestellt, siehe Abbildung 28. Für die Bestimmung der Rauheitswerte wurden

die in Tabelle 6 aufgeführten Proben verwendet. Im Hinblick auf die Rauheitsparameter wurden je Zylinder drei Bruchstücke untersucht, an denen jeweils sieben Messungen durchgeführt wurden und somit für beide Belastungsarten einen Stichprobenumfang von jeweils $n = 84$ liefern, wohingegen die Strukturmessungen an jedem Bruchstück in einfacher Ausführung durchgeführt wurden.

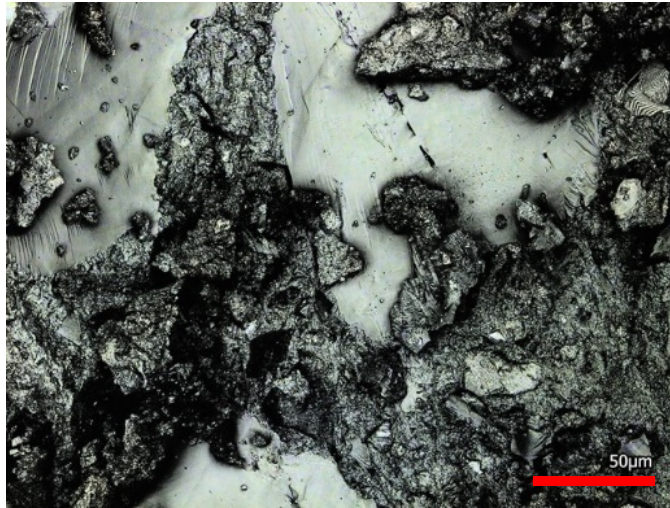


Abbildung 28. Exemplarische Darstellung einer UHPC Bruchfläche mittels Konfokalmikroskop.

Strukturparameter:

Die Auswertung der **statisch** belasteten Proben legt nahe, dass die untersuchten Bruchflächen eine ausgeprägt heterogene Oberflächenstruktur aufweisen. Die ***Ssk*-Werte** lagen dabei zwischen -0,17 und 0,28, eine Korrelation mit den Bruchkräften konnte dabei nicht festgestellt werden. Bei einem negativen *Ssk*-Wert weist die Oberfläche mehrheitlich flache oder sanft abfallende Bereiche auf. Dies lässt auf eine eher glatte, flache Bruchfläche mit wenigen Ausbuchtungen oder Spitzen schließen. Im Gegensatz dazu suggeriert ein positiver *Ssk*-Wert eine Verteilung der Oberflächenrauheit, die mehrheitlich spitz zuläuft. Dies impliziert eine größere Anzahl an Oberflächenhöhen über dem Mittelwert, die gewöhnlich von tiefen Tälern umgeben sind. Dies könnte auf eine eher rissige und ungleichmäßige Bruchfläche hinweisen, charakterisiert durch eine Vielzahl kleiner Ausbuchtungen und Spitzen, die aus der Oberfläche herausragen, ein Indiz für eine eher spröde oder chaotische Bruchform.

Tabelle 6. Übersicht der einbezogenen UHPC-Probekörper zur Rauheitsanalyse.

Belastungsart	Probekörperbezeichnung	Bruchlast [kN]/Lastwechsel [-]
Statisch	UHPC - 3/3	521 kN
Statisch	UHPC - 3/6	501 kN
Statisch	UHPC - 5/1	512 kN
Statisch	UHPC - 6/1	522 kN
Zyklisch	Zyl. 6/4	440 LW
Zyklisch	Zyl. 3/4	9921 LW
Zyklisch	Zyl. 7/4	16968 LW
Zyklisch	Zyl. 6/2	25632 LW

Die Auswertung zeigt ferner durchweg hohe **Sk_u-Werte** (8,49 bis 15,10). Ein überdurchschnittlicher **Sk_u-Wert** (größer als 3) ist Indiz für eine leptokurtische Verteilung, die durch markante Spitzen rund um den Mittelwert und ein Vorhandensein von Extremwerten charakterisiert ist. Bezogen auf die Bruchflächen des Betons könnte dies auf eine Struktur mit stark divergierenden Eigenschaften hindeuten, etwa eine Mischung aus glatten Partien und äußerst scharfkantigen Bruchflächen, was im Fall der Mischung aus Quarzoberfläche und Bindemittel zutreffen würde. Ein solches Erscheinungsbild könnte aber auch auf die hohen Kräfte während des explosiven Versagens zurückzuführen sein, die ein facettenreiches Bruchbild erzeugen.

Hinsichtlich der **zyklisch** belasteten Proben ergaben sich für alle Parameter positive Werte. Diese Tatsache deutet darauf hin, dass die Oberflächen mehr Täler als Spitzen aufweisen. Dass die **Ssk-Werte** bei höheren Lastwechseln (25632 LW = 0,13) kleiner sind als bei niedrigeren Lastwechseln (440 LW = 0,34), könnte zudem bedeuten, dass die Oberflächenstrukturen der Proben durch die zyklische Belastung eine Veränderung erfahren.

Der **Sk_u-Wert** ist bei allen Proben größer als drei (8,40 bis 12,45), was darauf hinweist, dass die Höhen beim Bruch der Oberflächen sehr spitz gebrochen wurden und durch die Sprödheit des Materials erklärt werden kann. Der **Sk_u-Wert** ist bei der Probe mit 25632 LW am höchsten, was zudem nahelegt, dass die Oberfläche durch die zyklische Belastung stärker beansprucht wurde als bei den Proben mit weniger Lastwechseln.

Rauheitsparameter:

Die Auswertung der Rauheitsparameter **statisch und zyklisch** belasteter Betonproben zeigt eine erhebliche Streubreite, siehe Abbildung 29. Bei den **Sq-Werten** ist insbesondere die breite Spanne

der Werte für beide Belastungsarten hervorzuheben, während die Mittelwerte nur marginale Abweichungen aufweisen.

In Bezug auf die **Sa-Werte** deuten die Ergebnisse darauf, dass die Oberflächen der zyklisch belasteten Proben im Durchschnitt eine höhere Rauheit aufweisen als die der statisch belasteten Proben. Aufgrund der erheblichen Streuungen in den Daten muss diese Beobachtung allerdings vorsichtig interpretiert und eher als Trend verstanden werden. Dieser Trend könnte darauf hindeuten, dass die zyklisch belasteten Proben eine intensivere Aufrauung erfahren, verursacht durch das Öffnen und Schließen von Rissufern unter der Einwirkung zyklischer Belastungen.

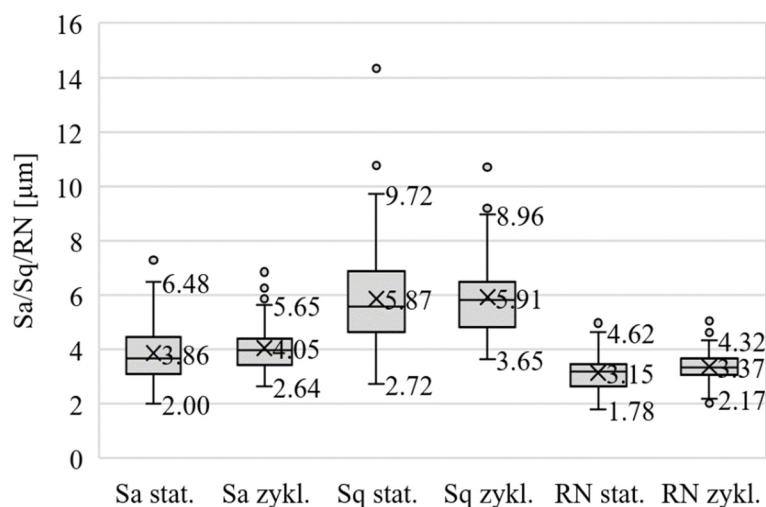


Abbildung 29. Vergleichende Darstellung der Sa/Sq/RN-Werte statisch und zyklisch belasteter UHPC-Proben.

Die Analyse der **RN-Werte** deutet zudem darauf hin, dass die statisch belasteten Proben eine im Durchschnitt geringere Rautiefe der Nennfläche aufweisen und daher eine glattere Oberflächenstruktur besitzen als die zyklisch belasteten Proben. Dies könnte ein Indikator dafür sein, dass die zyklisch belasteten Proben durch ihre rauere Oberflächenstruktur und die möglicherweise höhere Prävalenz von Mikrorissen und Mikrorissnetzwerken eine intensivere Materialdegradation erfahren haben, was zur Bildung einer größeren Bruchfläche führt.

Insgesamt deuten die Analysen der Rauheitsparameter auf mögliche Unterschiede in der Materialreaktion unter statischer und zyklischer Belastung hin. Insbesondere die Betonproben, die einer zyklischen Belastung ausgesetzt waren, scheinen eine erhöhte Rauheit und potenziell eine größere Materialdegradation zu erfahren. Es ist jedoch zu betonen, dass aufgrund der breiten Streuung der Daten und der geringen Unterschiede in den Mittelwerten nur von Trends gesprochen werden muss.

3.3.4 Rauheit der Gesteinskörnung im UHPC

Eine weitere Komponente der Messbereichseinteilung stellte der Zuschlag in der UHPC-Matrix dar, siehe Abbildung 30. Besondere Sorgfalt galt der Definition der Messbereiche. Die seitlichen Abrundungen des Zuschlags und mögliche Überlappungen mit der Übergangszone könnten andernfalls zu Fehlmessungen führen. Obwohl die genutzte Messsoftware in der Lage ist, bestimmte Rundungen zu berücksichtigen und zu korrigieren, wurde aus Präzisionsgründen die Bestimmung des Messbereichs stets etwas fernab der direkten Gesteinsgrenzen durchgeführt.

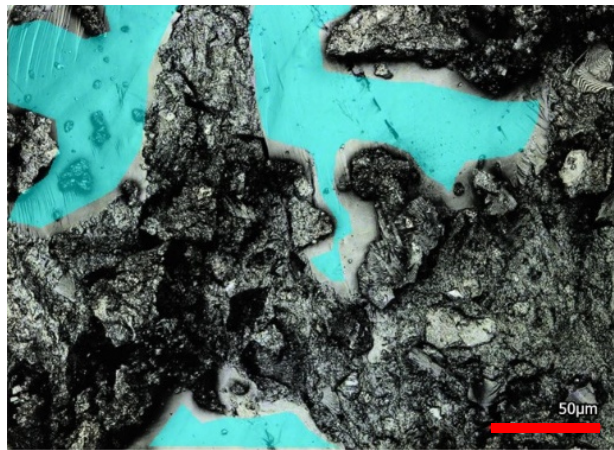


Abbildung 30. Analysebereich der Gesteinskörnung (blau) an einer UHPC-Bruchfläche.

Die Auswertung der Rauheitsparameter (S_a , S_q und R_N) für die Gesteinskörnungen zeigen unterschiedliche Tendenzen auf, siehe Abbildung 31. Generell weisen die statisch belasteten Proben in allen Parametern einen höheren Median und Mittelwert auf als die zyklisch belasteten Proben. Hiermit könnte man schlussfolgern, dass die Oberflächenrauigkeit der Gesteinskörnungen bei statischer Belastung höher ist als bei zyklischer Belastung.

Für den Parameter S_a zeigt die statisch belastete Probe einen höheren Median und Mittelwert im Vergleich zur zyklischen Probe. Darüber hinaus ist die Streuung der statisch belasteten Probe größer. Der Bereich der Interquartilsdistanz ist bei der statisch belasteten Probe größer und der Whysker-Bereich ist ebenfalls weitläufiger. Dies zeigt, dass die Oberflächenrauigkeit der Gesteinskörnung bei statischer Belastung höher und variabler ist.

Beim Parameter S_q weisen die statisch belasteten Proben ebenfalls einen höheren Mittelwert und Median auf, mit einer noch größeren Streuung im Vergleich zu den S_a -Werten. Dies könnte bedeuten, dass die Oberflächenrauigkeit in Bezug auf die Abweichungen vom mittleren Oberflächenprofil bei statischer Belastung ebenfalls höher und variabler ist. Es ist jedoch zu beachten, dass es bei den

zyklisch belasteten Proben einen Ausreißer gibt, der einen höheren Rauheitswert aufweist. Beim Parameter RN ist der Mittelwert für die statisch belasteten Proben jedoch niedriger als für die zyklisch belasteten Proben.

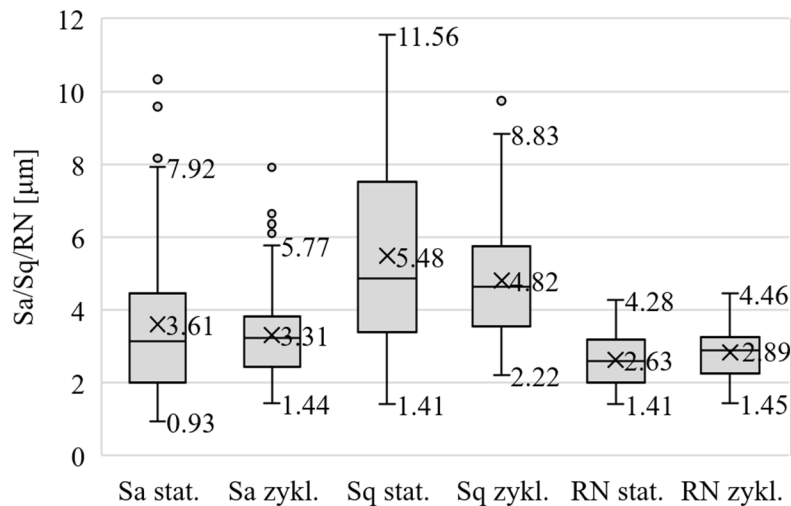


Abbildung 31. Vergleichende Darstellung der Sa/Sq/RN-Werte für Zuschlagkörner statisch und zyklisch belasteter UHPC-Proben.

3.3.5 Rauheit der Ausgangsgesteinskörnung

Nachfolgend werden einzelne H33-Gesteinskörner hinsichtlich ihrer Rauheit im Lieferzustand untersucht. Ausgangspunkt für die Bereichseinteilung der Messung stellen die jeweiligen Gesteinsoberflächen unter Ausschluss der Randbereiche dar. Bei den Analysen fiel bereits bei rein visueller Betrachtung eine hohe Bandbreite an Oberflächenstrukturen auf, welche im Wesentlichen in glatt, rund und gewachsen eingeteilt werden können, siehe Abbildung 32. Durch die Einbettung des Zuschlags in der Matrix konnten solche visuellen Unterschiede auf Anhieb nicht wahrgenommen werden, da immer nur Fragmente der Gesteinskörnung sichtbar sind.

Im Allgemeinen weist die Ausgangskörnung im Vergleich zu dem eingebetteten Zuschlag eine reduzierte Rauheit auf, siehe Abbildung 33. Die durchschnittlichen Sa- und Sq-Werte sind geringer, was auf eine glattere Oberfläche hinweist. Bei den RN-Werten gibt es eine leichte Zunahme, was jedoch auch durch die Variabilität der Oberfläche begründet sein kann.

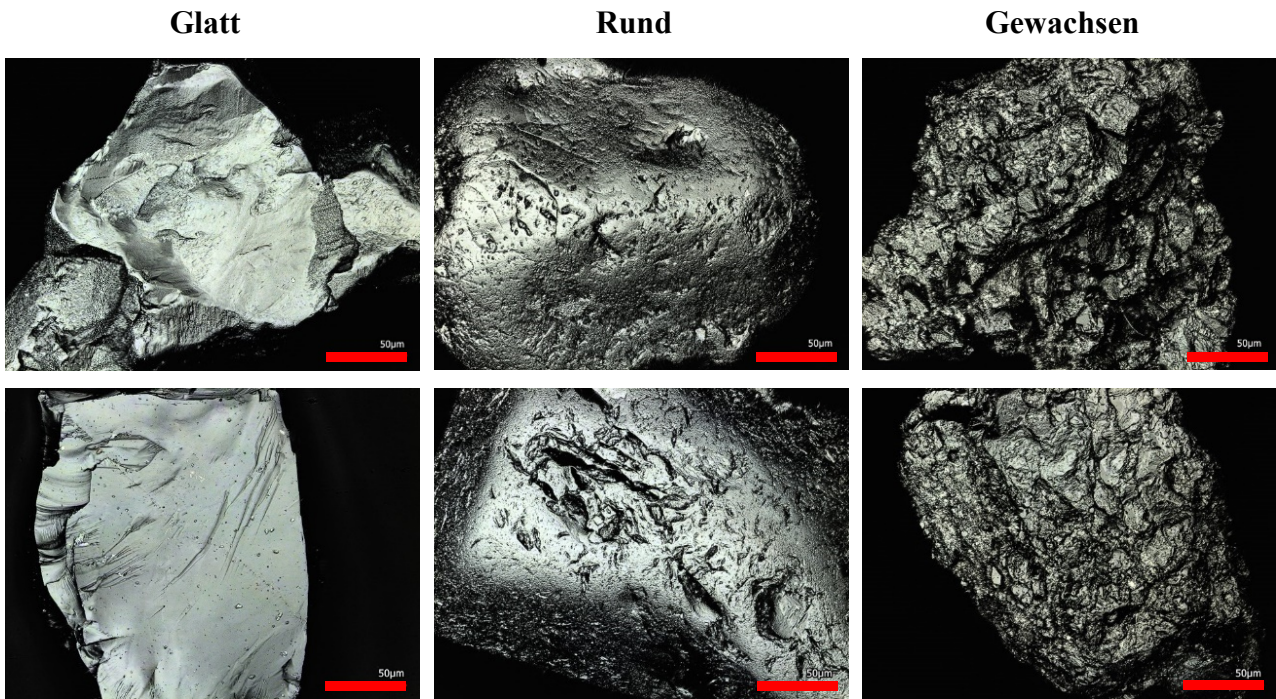


Abbildung 32. Verschiedene Oberflächenstrukturen der H33-Gesteinskörnung.

Im Hinblick auf den Zuschlag könnte die Zunahme der Rauheitsparameter (Sa und Sq) auch auf die Wechselwirkungen mit dem Beton und die physikalischen Belastungen während des Misch-, Erhärtungs- und Belastungsprozesses zurückzuführen sein. Die mechanischen Belastungen, denen der Beton ausgesetzt ist, könnten dazu führen, dass sich Mikrorisse auf der Oberfläche bilden, was zu einer Zunahme der Rauheitsparameter führen würde.

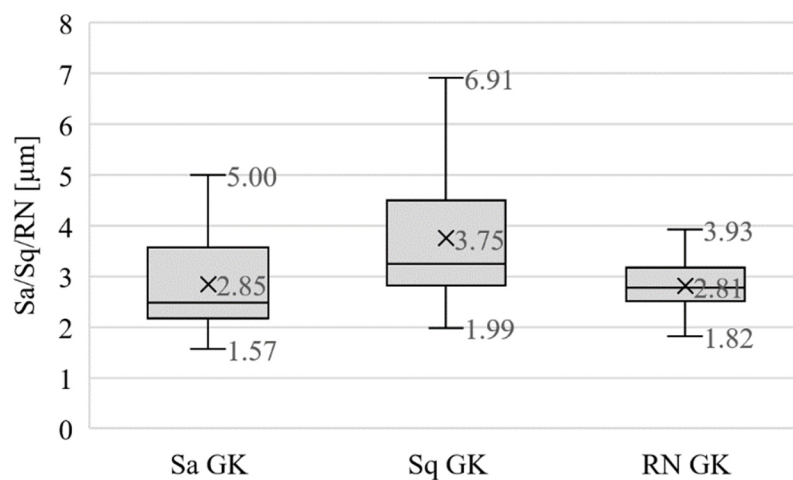


Abbildung 33. Darstellung der Sa/Sq/RN-Werte der Gesteinskörnung in Ausgangsform.

3.4 Elektronenmikroskopische Untersuchungen

Die im nachfolgenden Kapitel präsentierten Analysen wurden mithilfe der Rasterelektronen- und Transmissionselektronenmikroskopie durchgeführt. Untersucht wurden präparierte Teilstücke aus ungeschädigten sowie geschädigten, zylindrischen Probekörpern. Zu letzteren gehören sowohl die Phasenversuche als auch bis zum Ermüdungsbruch belastete Proben (vgl. Kapitel 3.2.2).

Ziel dieser Untersuchungen bestand darin, Erkenntnisse über ermüdungsinduzierte Schäden auf der Mikro- und Nanoskala zu gewinnen sowie die Ergebnisse für Eingangsparameter der numerischen Modelle abzuleiten. Alle elektronenmikroskopischen Analysen wurden von Herrn Dr. Gunnar Schaan in der Betriebseinheit Elektronenmikroskopie der TUHH durchgeführt und validiert. Die rasterelektronenmikroskopischen Untersuchungen wurden mit einem Helios NanoLab G3, die transmissionselektronenmikroskopischen Analysen mit einem Talos F200X durchgeführt.

3.4.1 Rasterelektronenmikroskopische Untersuchungen

Zur Vorbereitung der Proben für die Rasterelektronenmikroskopie wurden Prismen mit einer Fläche von etwa $1 \times 1 \text{ cm}^2$ aus den zylindrischen Prüfkörpern oder geeigneten Bruchstücken geschnitten. Sofern möglich, wurden die Prismen entweder orthogonal oder parallel zur Belastungsrichtung ausgerichtet, um eventuelle richtungsabhängige Effekte differenzieren zu können. Im Anschluss wurden die Prismen mit verschiedenen Schleifpapieren unter Wasser gekühlt geschliffen. Die bearbeiteten Proben wurden mit einem silberhaltigen Lack auf einem Aluminiumhalter fixiert und mit einer dünnen Schicht aus Kohlenstoff bedeckt, um eine Ladungsansammlung während der REM-Analyse auf der Oberfläche abzuleiten.

Zur Identifikation der verschiedenen Phasen des UHPC wurde die Erfassung von rückgestreuten Elektronen (vgl. Kapitel 2.5.1) genutzt. Der durch diese Elektronen erzeugte Bildkontrast hängt vom Anteil schwererer Atome im jeweiligen Probenbereich ab. Mit der mittleren Ordnungszahl nimmt der Rückstreukoeffizient zu, wodurch Areale mit schwereren Elementen bei der Bildgebung heller erscheinen. Calciumreiche, nicht hydratisierte Zementklinkerkörner erscheinen deshalb heller als die C-S-H-Phasen des hydratisierten Bindemittels, welche wiederum heller sind als die rein aus SiO_2 bestehende Gesteinskörnung.

Poren, Risse und gelegentliche Verunreinigungen stellen sich in der Regel als sehr dunkel dar. Zusätzlich zu den Kontrastdifferenzen der Bestandteile fallen die vielen Risse mit einer Breite von ungefähr 1 bis 2 μm auf. Diese ziehen sich vorzugsweise durch die Verbundzone zwischen dem H33-Gestein und dem Bindemittel weiter durch die Matrix, siehe Abbildung 34 (a). Da es sich um ungeschädigten UHPC handelt, können Ermüdungsbeanspruchungen nicht als mögliche Ursache herangezogen werden. Zudem zeigen REM-Untersuchungen an ermüdungsgeschädigten Proben (Abbildung 34 (b)) eine vergleichbare Rissstruktur, wobei die mechanischen Präparationsschritte ebenfalls als Auslöser ausgeschlossen werden können. Durch lichtmikroskopische Untersuchungen in einem ähnlichen Maßstab (Abbildung 34 (c)) konnte vergleichend gezeigt werden, dass keinerlei Risse zu identifizieren waren. Bei den im REM vorgefundenen Rissstrukturen muss es sich demnach um Schwindrisse des Bindemittels im Hochvakuum handeln.

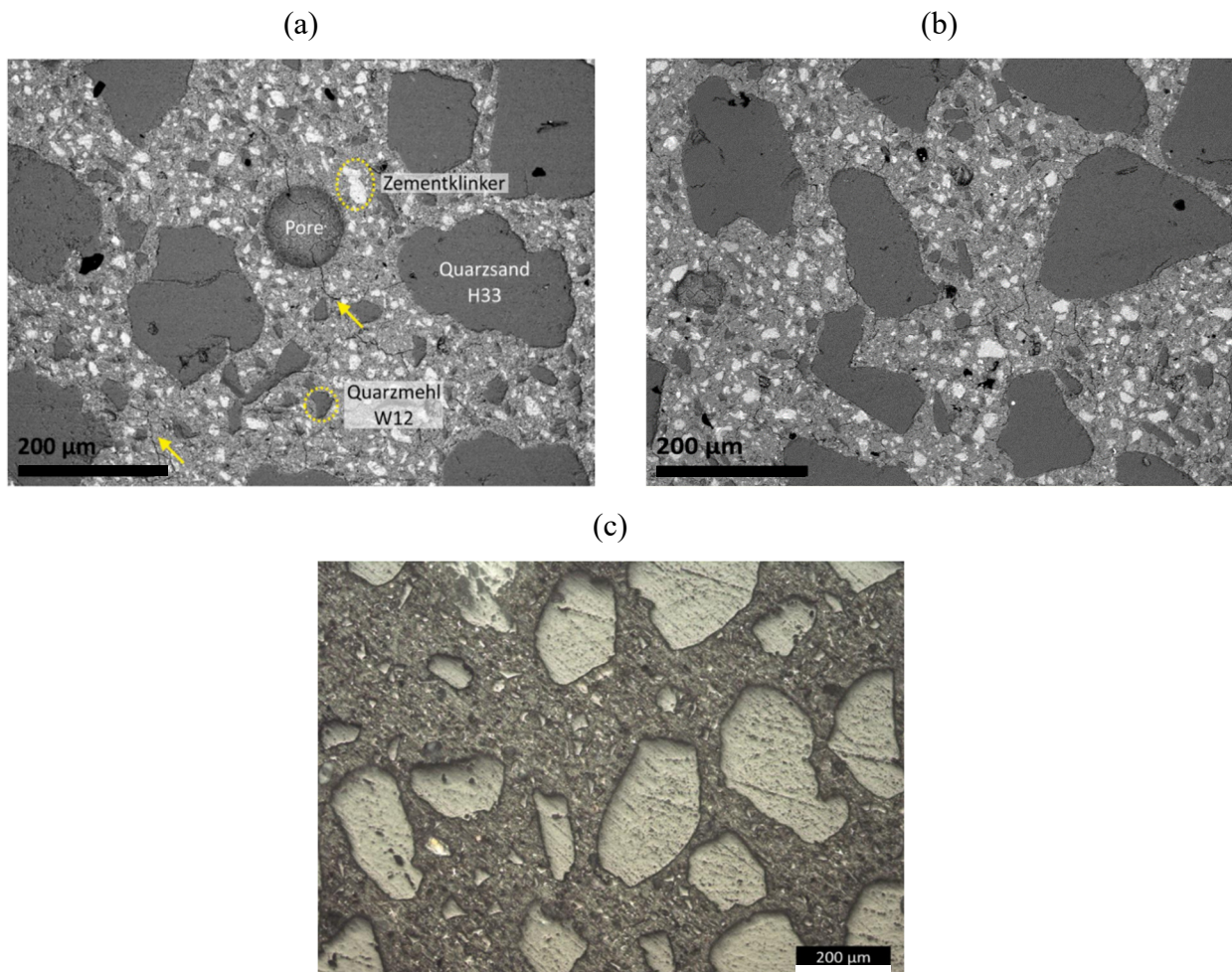


Abbildung 34. REM-Aufnahme einer ungeschädigten UHPC-Probe, Pfeile zeigen auf Schwindrisse (a), REM-Aufnahme einer geschädigten UHPC-Probe mit Schwindrissen sowie Ermüdungsrissen (b), Auflichtmikroskopische Aufnahme einer ungeschädigten UHPC-Probe (c).

Im Rahmen der Untersuchung ließen sich weder durch lichtmikroskopische noch durch rasterelektronenmikroskopische Analysen die in der Fachliteratur häufig erwähnten Risse durch das Gesteinskorn nachweisen. Diese Beobachtung könnte hauptsächlich auf die Einkristallinität der H33-Körnung zurückzuführen sein, welche sich durch eine sehr hohe Festigkeit auszeichnet und keine Korngrenzen in ihrer Struktur vorweist. Des Weiteren könnte die sehr kleine Korngröße eine reduzierte Oberfläche bieten, die es Rissspitzen ermöglicht, diese leichter zu umgehen.

Unter Zuhilfenahme der REM-Analysen ungeschädigter UHPC-Proben, wurden zusätzlich **EDX-Elementverteilungskarten** ausgewertet. Im Allgemeinen handelt es sich dabei um eine Analyse der Verteilung von chemischen Elementen innerhalb einer Probe (vgl. Kapitel 2.5.2), welche sowohl bildlich veranschaulicht (Abbildung 35 (b)) als auch in Gewichtsprozent wt-% (Abbildung 35 (a)) angegeben werden.

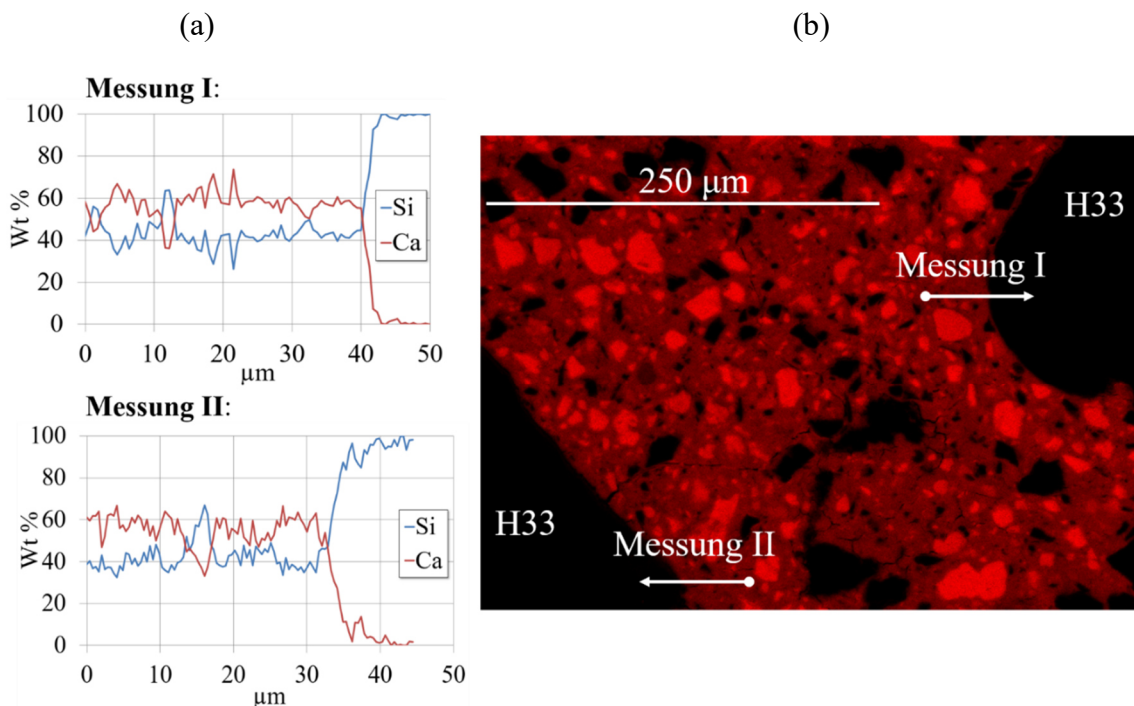


Abbildung 35. Extrahierte Si/Ca Konzentrationsprofile zweier Linienmessungen (a), REM-EDX-Elementverteilungskarte am Beispiel der Calcium Verteilung (b) nach [Rybczynski et al. - 2020].

Hintergrund der EDX-Analysen war die Fragestellung nach einer vermindert ausgebildeten Kontaktzone zwischen dem H33-Gestein und der umgebenden Matrix. Die Messungen wurden in einem 50 µm breiten Gürtel in Form von Linienmessungen durchgeführt. Ein eventuell geschwächter Übergangsbereich würde sich nach [Scrivener et al. - 2004] aufgrund des Wandeffektes durch einen erhöhten Gehalt an $\text{Ca}(\text{OH})_2$ äußern. Diese würden das lokale Calcium-Silicium-Verhältnis in der Bindemittelmatrix in Richtung des Calciums verschieben. Der Bereich sowie die Scanrichtung zweier exemplarisch extrahierter Si/Ca-Intensitätsprofile sind in der Ca-Karte (Abbildung 35 (b)) mit einem

Pfeil markiert und in Abbildung 35 (a) gegeben. Die Spektren zeigen keine graduellen oder abrupten Änderungen in der Konzentration von Calcium oder Silicium im Bindemittel. Erst im Bereich der Gesteinskörnung sinkt die Konzentration an Calcium rasch auf nahezu null. Der sichtbare Gradient ist auflösungsbedingt und nicht Ausdruck einer Kontaktzone. Die analytische Auflösung einer EDX mittels REM an einem Anschliff liegt aufgrund der durch den Elektronenstrahl erzeugten Anregungsbirne im Mikrometerbereich.

Zusätzlich zu den EDX-Analysen wurde unter Verwendung der REM-Daten eine **Bildanalyse zur Segmentierung der Bestandteile** der Bindemittelmatrix durchgeführt. Ziel der Untersuchung war es, einen möglichen Zusammenhang zwischen der Lebensdauer eines Probekörpers und seinem Gehalt an unhydratisiertem Zement zu untersuchen. Da die Analyse nicht im primären Fokus der eigentlichen Frage nach ermüdungsinduzierten Schäden stand, fanden die Untersuchungen nur forschungsbegleitend in einem geringen Umfang statt. Untersuchungsgegenstand waren dabei Bruchstücke von je drei UHPC- und Mörtelproben mit unterschiedlicher Ermüdungslaufzeit.

Zur Erfassung und Analyse möglichst großer, aussagekräftiger Oberflächenbereiche wurden mehrere REM-Bilder mit einer horizontalen Breite von ca. 1 mm und einer Pixelgröße von unter 1 μm verwendet, die sich in x- und y-Richtung jeweils um 20 Prozent überlappten. Die einzelnen Bilder wurden mit einem FIJI/ImageJ-Plugin nach [Preibisch et al. - 2009] zu einem großflächigen Bild zusammengefügt und umfassen insgesamt 8000×8000 Pixel (ca. $5,6 \times 5,6 \text{ mm}^2$).

Um die zusammengefügten Ausschnitte für eine Auswertung nutzen zu können, mussten die Bilder zunächst in **mehreren Schritten aufbereitet** werden. Die wesentlichen Schritte beinhalten dabei:

I. **Entrauschen:**

Das Entrauschen geschieht mit Hilfe des FIJI/ImageJ-Plugins *Non Local Means Denoising* (NLMD) nach [Buades et al. - 2011] und [Darbon et al. - 2008]. Diese Filtermethode führt allgemein dazu, dass sich benachbarte Pixel einer gemeinsamen Graustufe anpassen, ohne dass dabei die Partikelgrenzen verloren gehen. Im Gegensatz zu Box- oder Medianfiltern, die den Grauwert eines Pixels nur mit einer Gruppe benachbarter Pixel vergleichen und anpassen, wird beim NLMD Filtern der Grauwert jedes Ausgangspixels mit denen des gesamten Bildes verglichen. Hierdurch wird eine ausgeprägtere Klarheit und ein geringerer Detailverlust erzielt. Das in dem Plugin benötigte σ_{Rausch} , welches eine Rauschunterdrückung generiert und den Abstand angibt, in welchem Umfeld nach Pixeln mit ähnlichen Grauwerten gesucht wird, wurde mit $\sigma_{\text{Rausch}} = 20$ angenommen. Der Glättungsfaktor wurde bei der Analyse zu 1 gewählt.

II. Bandpassfilter:

Infolge verschiedenlanger Schleifvorgänge während der Prismenpräparation aus den Bruchstücken wich die Planparallelität mancher Proben stärker ab, wodurch sich unerwünschte Helligkeitsgradienten auf der Oberfläche einstellten. Um die damit vorprogrammierte Problematik beim Segmentieren zu umgehen, wurden die Bildausschnitte mittels FFT-Bandpassfilter (Filterung mittels schneller Fourier-Transformation) nachbearbeitet. Der benötigte Durchlassbereich nach der Filterung lag zwischen 3 Pixeln und 5000 Pixeln.

III. Segmentierung:

Um die Anteile von unhydratisiertem Bindemittel, hydratisiertem Bindemittel, Rissen und Poren sowie Gesteinskörnung zuordnen zu können, wurde der in FIJI/ImageJ vorhandene *k-Means Algorithmus* nach [Kanungo et al. - 2002] verwendet. Dieser iterative Algorithmus weist die einzelnen Datenpunkte, die sich in einem Gebiet sammeln, einer voreingestellten Anzahl an Clusterpunkten zu. Aus den zugewiesenen Datenpunkten wird im Anschluss der Schwerpunkt berechnet, welcher den Clusterpunkt ersetzt. Mit diesen neuen Clusterpunkten wird der Vorgang wiederholt, bis sich eine stabile Datenzuweisung eingestellt hat. Insgesamt wurden den drei Phasen drei Cluster zugewiesen, siehe Abbildung 36 (b). Ein Cluster repräsentiert die Gesteinskörnung, Poren sowie Risse (rot), ein weiteres den unhydratisierten Zementklinker (blau), wobei der restliche Anteil an hydratisiertem Bindemittel durch ein drittes Cluster (grün) repräsentiert wird.

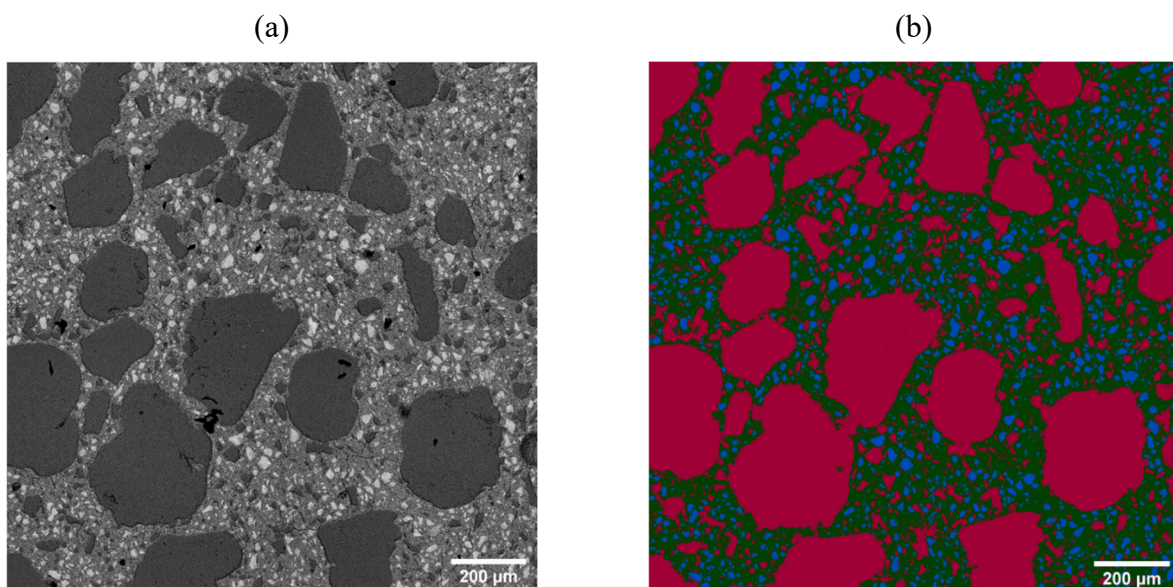


Abbildung 36. Exemplarische Darstellung der Segmentierung nach *k-means*: (a) un bearbeiteter Bildausschnitt, (b) Bildausschnitt nach Segmentierung in drei Cluster.

IV. Binärisierung und Schwellwerte:

Für eine Partikelanalyse sind binäre Bilder nötig. Um diese für die drei relevanten Phasen zu erstellen, wurde das Tool *Threshold* (Schwellenwert) verwendet. In dem angezeigten Histogramm können die oberen und unteren Wertgrenzen der einzelnen Cluster ausgewählt werden, um im Anschluss binäre Bilder zu erzeugen. Wie in Abbildung 37 gezeigt, werden die bedeutsamen Phasen auf den Bildern in Weiß dargestellt. Der restliche Hintergrund des Bildausschnittes erscheint in Schwarz. In den dazugehörigen Histogrammen ist die ausgewählte Phase jeweils in Rot markiert.

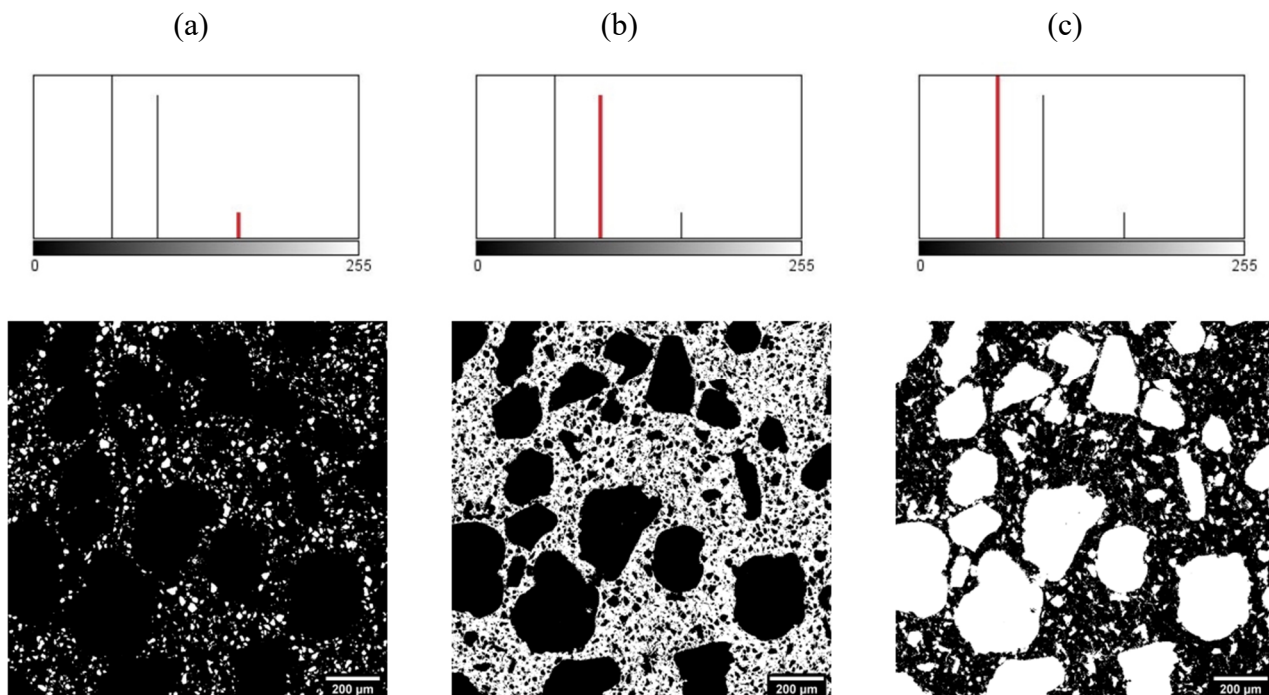


Abbildung 37. Schwellwertfestlegung an REM-Bildern einer UHPC-Probe, in Weiß die jeweiligen Phasen:

(a) unhydratisierter Zementklinker, (b) hydratisiertes Bindemittel, (c) Gesteinskörnung, Poren, Risse.

In einem abschließenden Schritt wurde definiert, ab welcher Pixelzahl zusammenhängende Flächen als individueller Bestandteil erkannt werden. In der durchgeführten Analyse wurden zusammenhängende Flächen mit einer Größe ab zehn Pixeln zur Auswertung herangezogen. Durch den Ausschluss von Partikeln unter dieser Grenze wurde eine Miteinbeziehung des Bildrauschens weitestgehend unterbunden. Mit einer höheren Grenze wären Partikel nicht mit aufgelistet worden, die jedoch klar als solche erkennbar waren.

Die prozentuale Auswertung des Anteils an **unhydratisiertem Zementklinker** zeigte sowohl für den Mörtel als auch den UHPC einen positiven Zusammenhang mit der ertragbaren Lastwechselzahl, Abbildung 38 (a). Der Anstieg an unhydratisiertem Zementklinker zwischen der Mörtelprobe mit der geringsten und der höchsten Bruchlastspielzahl lag bei knapp 3 % und im Fall der Referenzmischung

bei rund 1,5 %. Die unterschiedlichen Anstiege sowie Absolutwerte sind auf die verschiedenen Rezepturen und die damit verbundene An- und Abwesenheit der H33-Gesteinskörnung zurückzuführen. Im Hinblick auf die positive Korrelation lässt sich auf der einen Seite vermuten, dass der höhere Anteil an unhydratisiertem Zement zu einem Anstieg der Festigkeit führt, folgerichtig würde das zu einem verringerten Belastungsniveau der Probekörper während der Ermüdung führen. Auf der anderen Seite könnten unhydratisierte Zementanteile zu einer Blockierung von inneren Querspannungen auf der Mikroebene führen, die im Resultat mit einer geringeren Schädigung der Struktur in Querrichtung einhergeht. Abbildung 38 (b) veranschaulicht die Modellvorstellung.

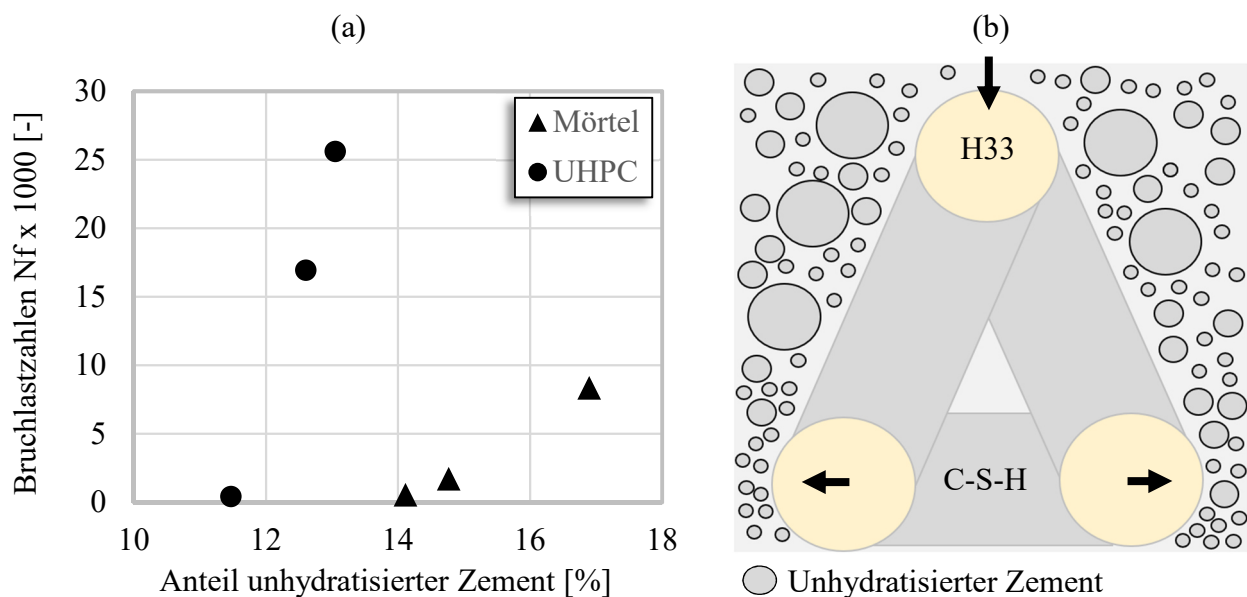


Abbildung 38. Zusammenhang zwischen dem Anteil an unhydratisiertem Zementklinker und den erreichten Bruchlastwechselzahlen von jeweils drei UHPC und Mörtelproben (a), zweidimensionale Modellvorstellung des blockierenden Effektes von unhydratisierten Zementanteilen in Querrichtung (b).

3.4.2 Transmissionselektronenmikroskopische Untersuchungen

Zusätzlich zu den rasterelektronenmikroskopischen Untersuchungen wurden TEM-Analysen auf der Nanoskala durchgeführt. Zu diesem Zweck wurden Lamellen mittels Focused-Ion-Beam-Technik (FIB) präpariert, welche eine Größe von ca. $15 \times 10 \times 0,1 \mu\text{m}$ aufweisen. Durch das hohe Auflösungsvermögen der TEM und die geringe Dicke der Probe ist es möglich, individuelle Gruppen von C-S-H-Phasen in der Bindemittelmatrix zu erfassen und ihre Morphologie zu bestimmen. Um sicherzustellen, dass die Lamelle alle Komponenten des UHPC einschließt, wurden sie aus dem Grenzbereich zwischen Gesteinskörnung und Bindemittelmatrix entnommen.

Das charakteristische Erscheinungsbild von C-S-H-Phasen ist in der Literatur hinreichend beschrieben und stellt sich mit einer porösen, faser- bzw. netzartigen Morphologie dar.

Abbildung 39 (a) zeigt eine HAADF-Aufnahme der C-S-H-Struktur einer unbelasteten Probe der Referenzzusammensetzung. Obwohl das poröse Bindemittel schwerere Elemente wie Calcium enthält, erscheint es aufgrund seiner Porenstruktur in der Regel nicht deutlich heller als die massive Gesteinskörnung, wie es bei Betrachtung von REM-Bilder der Fall sein könnte.

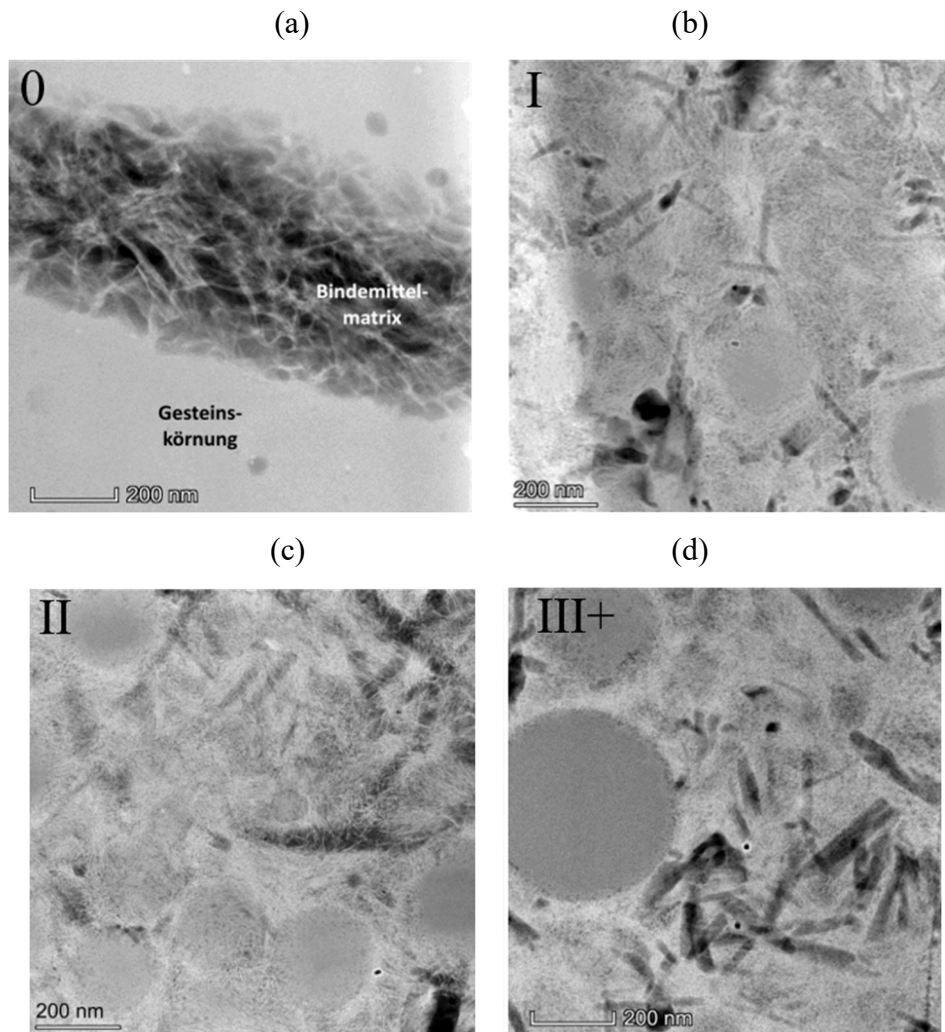


Abbildung 39. HAADF-STEM-Aufnahmen des Referenzbetons: (a) Faserartigen C-S-H Struktur einer unbelasteten Probe; (b) Gefügeveränderung in Phase I der Ermüdung nach $N = 14$; (c) Gefügestruktur in Phase II nach $N = 150$; (d) Strukturveränderung einer nach 25 632 Zyklen versagten Probe; römische Zahlen zeigen die jeweilige Phase, wobei 0 = unbelastet, III+ versagt.

Aufnahmen von Proben aus Phase I (Abbildung 39 (b)) oder Phase II (Abbildung 39 (c)) zeigen eine deutliche Veränderung des Gefüges gegenüber der ungeschädigten C-S-H-Struktur. Die faserartige Netzstruktur verliert ihre charakteristische, lockere Form und stellt sich als dichter gepacktes Gefüge dar. Darüber hinaus kommt es zur Bildung von dunkleren, nadelartigen Bereichen mit einer Länge von ca. 150 - 250 nm und einer Breite von 20 - 35 nm. Der dunkle Bildkontrast lässt auf eine Verarmung von C-S-H-Phasen in diesen Bereichen schließen und verstärkt sich mit fortschreitender

Ermüdung. Die Untersuchung einer versagten Probe zeigt einen deutlichen Zusammenschluss der beschriebenen Bereiche, die als Rissvorstufen fungieren können, siehe Abbildung 39 (d).

Während der TEM-Untersuchungen konnte zudem festgestellt werden, dass die beschriebenen Gefügeveränderungen bei Energieaufnahme durch den Elektronenstrahl entweder schrumpfen oder an Größe zunehmen. Abbildung 40 zeigt die zeitliche Entwicklung einer einzelnen TEM-Aufnahme während des Beschusses mit dem Elektronenstrahl. Während die Bereiche im oberen Teil der Aufnahme (rot umrandet) von kleinen Gefügeveränderungen hin an Größe zunehmen, schrumpfen diese im unteren Teil der Probe (blau umrandet). Bei zusätzlicher Analyse der chemischen Zusammensetzung zeigt sich, dass der Bereich um die Rissvorstufen vergleichsweise reich an Aluminium sowie Schwefel ist und einen geringen Gehalt an Silizium aufweist.

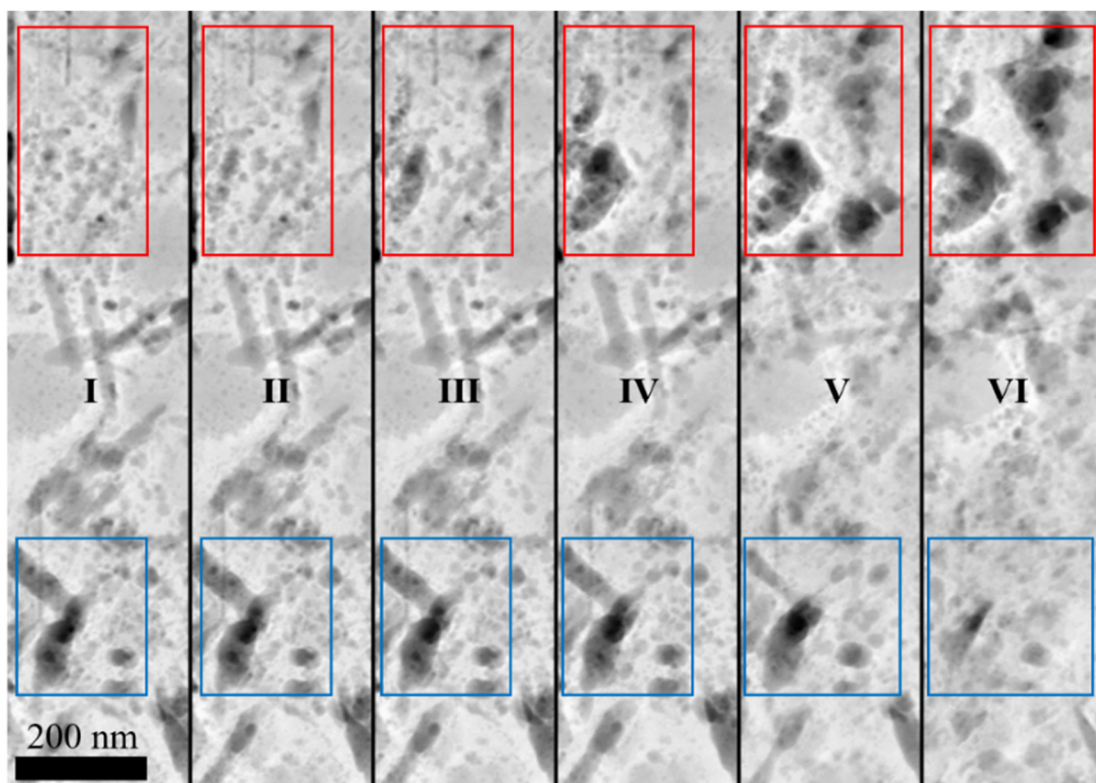


Abbildung 40. HAADF-STEM-Bilder zeigen bei konstanter Elektronenbestrahlung sowohl schrumpfende (blau) als auch wachsende (rot) strukturelle Veränderungen. I: 6 s; II: 30 s; III: 1 min; IV: 2 min; V: 5 min; VI: 10 min.

Besonders ausgeprägt ist diese Korrelation in der direkten Umgebung von Nanorissen, welche sich möglicherweise aus den Rissvorstufen bilden können. Abbildung 41 (a) und (b) zeigen einen Nanoriss mit den zugehörigen EDX-Spektren im direkt angrenzenden bzw. weiter entfernten Bereich zum Riss. Abbildung 41 (c) und (d) zeigen die korrespondierenden Elementverteilungskarten für Schwefel und Aluminium für den gesamten Bildausschnitt. Die konzentrierte Anwesenheit der beiden Elemente in der Umgebung des Risses lässt den Schluss zu, dass ein Zusammenhang zwischen der Bildung von

Rissvorstufen und der Anwesenheit des Minerals Ettringit besteht, die auch analytisch mittels Röntgenpulverdiffraktometrie nachgewiesen wurde.

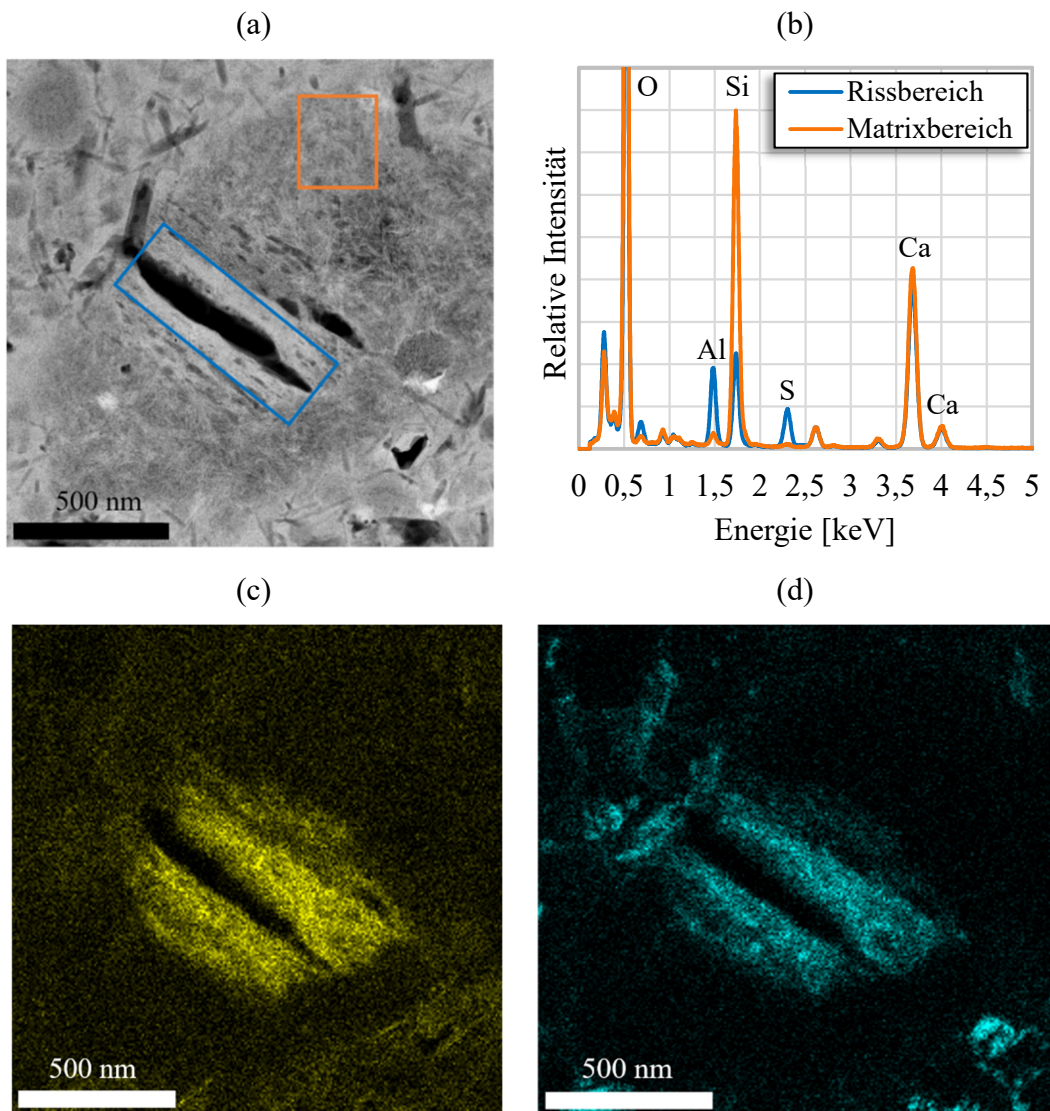


Abbildung 41. HAADF-STEM-Aufnahme eines Nanorisses (a) mit dem dazugehörige EDX-Spektrum im umliegenden (blau) und entfernten (orange) Bereich zum Riss (b), sowie die Elementverteilungskarten des gesamten Bildausschnittes für Aluminium (c) und Schwefel (d).

Ettringit ist ein Mineral mit der chemischen Formel $\text{Ca}_6\text{Al}_2(\text{SO}_4)_3(\text{OH})_{12} \cdot 26 \text{H}_2\text{O}$ und spielt eine entscheidende Rolle in der frühen Phase des Abbindens von Beton, da es durch die Reaktion von Calciumaluminat und Calciumsulfat bei der Zementerhärtung entsteht. Es ist in der Literatur beschrieben [Zhang et al. - 2021], dass sich die verzögerte Bildung von Ettringit nachteilig auf die Dauerhaftigkeit von Beton auswirken kann.

Ettringit hat eine für einen kristallinen Feststoff geringe Dichte von $1,77 \text{ g/cm}^3$ und bildet große, starre Kristalle aus, die häufig im Bereich von Bruchflächen und Rissen im beschädigten Beton nachgewiesen wurden [Stark & Bollman - 2000]. Zudem neigt Ettringit bei Änderungen der

Umgebungsbedingungen zur Rekristallisation. Die dazu nötige Energie kann während der Materialermüdung in Form von mechanischer oder thermischer Energie eingetragen werden oder während der TEM-Analyse als elektrische Energie durch den Elektronenstrahl.

Eine wiederkehrende Auflösung und Rekristallisation kann eine Verdichtung des umliegenden Materials bewirken, die zu Spannungszuständen und letztlich zur Bildung von Rissen auf der Nanoskala führen kann.

4 Numerische Untersuchungen und Ergebnisse

Die numerischen Untersuchungen wurden mit Hilfe der DEM- und BPM-Software MUSEN nach [Dosta & Skorych - 2020] auf der Mesoskala durchgeführt. Die grundlegenden Ansätze und Ursprünge der BPM wurden im Grundlagenkapitel 2.6 aufgezeigt. Im weiteren Verlauf werden daher nur die für die hier vorgestellten Simulationen entwickelten Annahmen, Modelle, Gleichungen sowie Algorithmen vorgestellt.

Abhängig von der Hardwarekonfiguration ermöglicht MUSEN eine effektive Berechnung von Simulationsszenen, die aus bis zu 20 Millionen diskreten Objekten bestehen. Die Berechnungen in diesem System sind für hybride Grafikprozessoren parallelisiert, was die Rechenzeit erheblich reduziert. Während die Partikelkontakterkennung auf der CPU unter Verwendung eines Mehrgitteransatzes nach [Iwai et al. - 1999] abläuft, findet die Berechnung der Kontaktkräfte und die Integration der Bewegungsgleichungen auf der GPU statt. Die durchschnittliche Simulationszeit für einen einachsigen Druckversuch einer UHPC-Simulation aus 3.965.706 diskreten Objekten betrug 22 Stunden (Hardwarekonfiguration: Intel Xeon Gold 5.118 CPU und NVIDIA Quadro GV100 GPU).

Die im Folgenden vorgestellten Unterkapitel stellen zum einen das Vorgehen bei der Erstellung und Kalibrierung der Modelle dar, zum anderen wird auf die Entwicklung von individuellen rheologischen Ermüdungsformulierungen eingegangen. Darauf aufbauend wird eine eigens entwickelte Zyklensprungmethode zur Realisierung von hochzyklischen Simulationen präsentiert und die wesentlichen, ermüdungsinduzierten Mechanismen der nieder- und hochzyklischen Simulationen analysiert.

4.1 Mesoskaliges BPM-Modell

Das verwendete mesoskalige BPM-Modell löst den UHPC in Form eines Dreiphasenmodells auf, sodass zwischen Gesteinskörnung, Kontaktzone und Bindemittel unterschieden werden kann. Daraus resultiert die Verwendung von zwei unterschiedlichen Partikelarten (Gesteins- und Bindemittelpartikel) sowie drei verschiedenen Brückenarten (Gesteins-, Kontaktzonen- und Bindemittelbrücken). Bei den Partikeln handelt es sich um spherische Elemente nach dem „soft sphere“-Ansatz, was bedeutet, dass interpartikuläre Kräfte als Folge von Überlappungen während des Kontakts abgebildet werden. Hinsichtlich der Materialbrücken handelt es sich um

zylindrische Bindungen, die ein zusammenhängendes Materialgefüge bewirken. Abbildung 42 zeigt eine Querschnittsansicht des verwendeten Mesomodells. Die einzelnen Generierungs- und Kalibrierungsschritte bis zum fertigen UHPC-Modell werden im weiteren Verlauf erläutert.

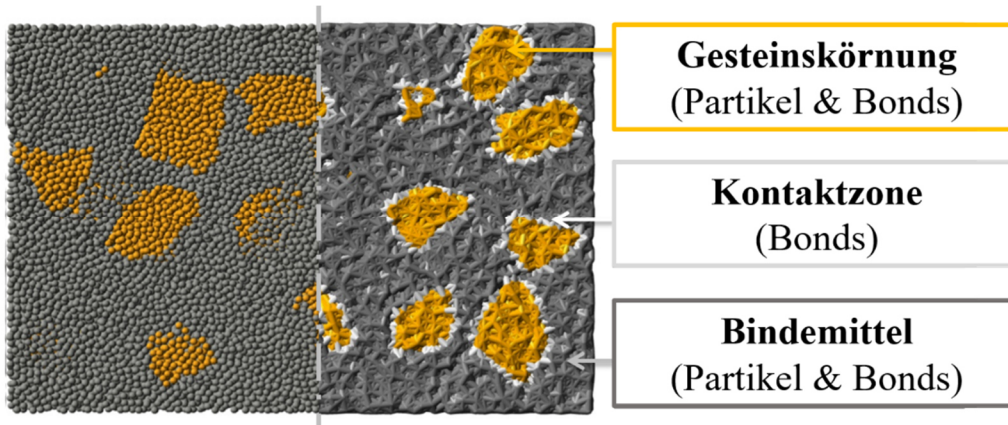


Abbildung 42. Querschnitt des Dreiphasenmodells als Partikel- und Bondansicht.

4.1.1 Partikelkontakt- und rheologisches Ermüdungsmodell

Im Allgemeinen wird in der DEM/BPM zwischen drei verschiedenen Interaktionsmodellen zur Kräfteberechnung unterschieden. Je nach Anwendungsfall variieren die Modellansätze jedoch nicht nur hinsichtlich ihrer mathematischen Formulierung, sondern auch im Hinblick auf ihre Notwendigkeit zur Beschreibung des Materialverhaltens. Im Fall der Simulation des Verhaltens von UHPC wurden alle drei Kontaktmodelle verwendet und sollen folgend im Wesentlichen erläutert werden:

- **Partikel-Partikel-Interaktion:** Berechnung der resultierenden Kräfte bei der Interaktion zwischen Partikeln. Dieses Modell wurde zwischen allen Partikeln angewendet, unabhängig von der Tatsache, ob sie mit Brücken verbunden sind;
- **Partikel-Wand-Interaktion:** Kalkulation der entstehenden Kräfte bei der Wechselwirkung zwischen Partikeln und geometrischen Wandelementen (Platten auf den Simulationskörper);
- **Brückenverbindung zwischen Primärpartikel:** Berechnung der Kräfte innerhalb der Brückenverbindungen zwischen zwei Primärpartikeln aufgrund ihrer Bewegung im Raum. Die Brücken nehmen sowohl Kräfte als auch Momente auf und können bei Überschreitung von definierten Kriterien brechen und aus der Simulation entfernt werden.

Aufgrund des nahezu ideal-elastischen Verhaltens von UHPC wurden für alle Kontaktmodelle Ansätze auf elastischer Basis verwendet. Während für den **Partikel-Wand-Kontakt** das etablierte Hertz-Mindlin-Modell nach [Mindlin & Deresiewicz - 1953] verwendet wurde, kam für die reine **Partikel-Partikel-Interaktion** ein eigenes linear-elastisches Kontaktmodell zum Einsatz und wird im Folgenden anhand der wichtigsten Gleichungen in Anlehnung an [Rybczynski et al. - 2021] erläutert.

Der resultierende Kraftvektor beim Kontakt zweier Partikel kann jeweils in einen normalen und tangentialen Anteil zerlegt werden. In Normalenrichtung wird die Gesamtkraft $\vec{F}_{n,\text{total}}$ nach Gleichung (45) berechnet,

$$\vec{F}_{n,\text{total}} = \vec{F}_n - \vec{F}_{n,\text{damping}} \quad (45)$$

mit:

$$\vec{F}_n = k_n \cdot u_n \cdot \vec{r}_n \quad (46)$$

$$\vec{F}_{n,\text{damping}} = 1.8257 \cdot \alpha \cdot |\vec{v}_{\text{rel},n}| \cdot \sqrt{k_n \cdot M^*} \cdot \vec{r}_n \quad (47)$$

$$\alpha = \frac{\ln(e)}{\sqrt{\pi^2 + \ln^2(e)}}, \quad M^* = \frac{m_1 \cdot m_2}{m_1 + m_2}, \quad \vec{r}_n = \frac{\vec{P}_1 - \vec{P}_2}{|\vec{P}_1 - \vec{P}_2|} \quad (48)$$

worin k_n die Partikelsteifigkeit in normaler Richtung ist, e der Restitutionskoeffizient zwischen zwei Partikeln und \vec{r}_n der normalisierte Kontaktvektor zwischen den jeweiligen Zentren \vec{P}_1 und \vec{P}_2 . Zudem wird in jedem Berechnungsschritt die Überlappung u_n , die Relativgeschwindigkeit $\vec{v}_{\text{rel},n}$ und eine effektive Masse M^* aus m_1 und m_2 der korrespondierenden Partikel verwendet.

Analog berechnet sich die Gesamtkraft $\vec{F}_{t,\text{total}}$ in Tangentialrichtung nach Gleichung (49),

$$\vec{F}_{t,\text{total}} = \vec{F}_t - \vec{F}_{t,\text{damping}} \quad (49)$$

mit:

$$\vec{F}_t = \vec{F}_{t,\text{prev}} + k_t \cdot \vec{u}_t \quad (50)$$

$$\vec{F}_{t,\text{damping}} = 1.8257 \cdot \alpha \cdot \vec{v}_{\text{rel},t} \cdot \sqrt{k_t \cdot M^*} \quad (51)$$

worin k_t die Partikelsteifigkeit in Tangentialrichtung ist, $\vec{F}_{t,\text{prev}}$ die Kraft aus der vorherigen Iteration, \vec{u}_t das Inkrement der Überlappung im aktuellen Zeitschritt und $\vec{v}_{\text{rel},t}$ die Relativgeschwindigkeit der interagierenden Partikel. Sowohl die Tangential- als auch Normalrichtung besitzt einen

Dämpfungsterm \vec{F}_{damping} zur Verbesserung der numerischen Stabilität und Vermeidung von Oszillationen im Partikelgefüge.

Um einem zu hohen, unphysikalischen Anstieg der Tangentialkraft entgegenzuwirken, wird diese durch die Gleitreibung mit dem Koeffizient μ_{sl} nach Gleichung (52) begrenzt.

$$|\vec{F}_t| \leq \mu_{\text{sl}} \cdot |\vec{F}_n| \quad (52)$$

Sofern die Bedingung nach Gleichung (52) in der inkrementellen Berechnung der Tangentialkräfte nicht erfüllt ist, wird \vec{F}_t zu $\vec{F}_{t,\text{kor}}$ nach (53) korrigiert.

$$\vec{F}_{t,\text{kor}} = \mu_{\text{sl}} \cdot |\vec{F}_n| \cdot \frac{\vec{F}_t}{|\vec{F}_t|} \quad (53)$$

Im Hinblick auf die Formulierung des **rheologischen Ermüdungsmodells** (rheologisches Brücken- bzw. Bondmodell) kam ein eigens entwickelter Modellansatz mit verschiedenen Schädigungsmechanismen zum Tragen. Im Allgemeinen wird ein Bondmodell immer für drei Zustände formuliert:

- **Druckzustand:** Primärpartikel bewegen sich in Normalenrichtung aufeinander zu, wodurch es zu einer Stauchung der Brückenverbindung kommt;
- **Zugzustand:** Korrespondierende Partikel bewegen sich in Normalenrichtung voneinander weg, es kommt zu einer Dehnung der zylindrischen Brücke;
- **Tangentialverschiebung:** Die Primärpartikel verschieben sich im Raum gegeneinander, dadurch kommt es zu Tangentialkäften bzw. Schubspannungen im Bond.

Da Beton bei makroskopischer Druckbelastung bekanntermaßen aufgrund von inneren Querkzugspannungen versagt, wurden die Hauptschädigungsmechanismen im **Zugbereich** der Modellformulierung integriert. Um weitere Effekte der Ermüdungsschädigung aus Querkraften zu berücksichtigen, wurden sie in Teilen auch in die **Tangentialformulierung** eingebaut. Lediglich im **Druckbereich** eines Bonds wurde ein rein elastisches Materialmodell verwendet, bei welcher keine aktive Schädigung stattfindet. Abbildung 43 zeigt die richtungsabhängige Formulierung des entwickelten Ermüdungsmodells in Form von Spannungs-Dehnungs-Linien nach [Rybczynski et al. - 2021].

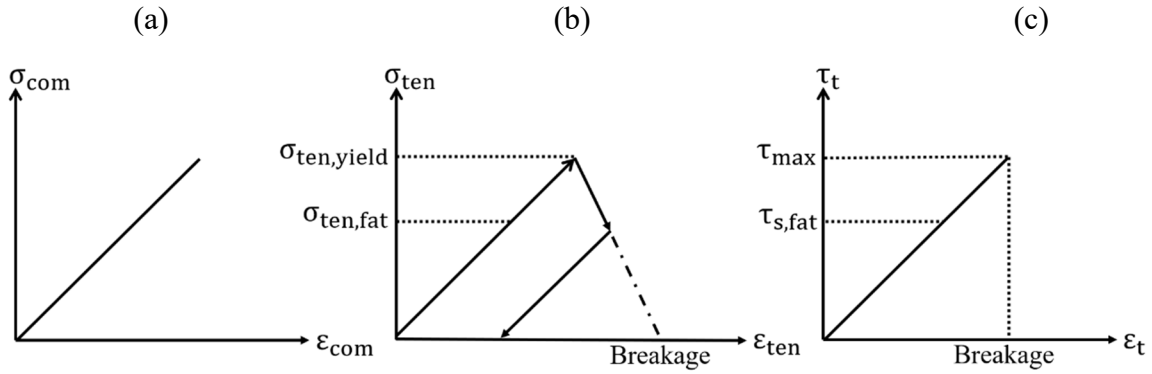


Abbildung 43. Darstellung des rheologischen Ermüdungsmodells: Druckbereich (a), Zugbereich (b), Tangentialbereich (c) nach [Rybczynski et al. - 2021].

Im Allgemeinen resultiert die auf eine Brücke wirkende Spannung aus der Wechselwirkung zwischen den Partikeln, wobei die Bindung als geometrischer Zylinder mit einem Anfangsdurchmesser d_{init} modelliert wurde. Abhängig von der Relativgeschwindigkeit \vec{v}_{rel} wirken unterschiedliche Spannungen in der Brücke. In Normalrichtung wird die Änderung der Stauchung/Dehnung (com/ten) für $\Delta\epsilon_{com,ten}$ und Spannung $\Delta\sigma_{com,ten}$ anhand von Gleichung (54) und (55) berechnet. Die Summe dieser Änderungen liefert die Spannung $\sigma_{current}$ im aktuellen Zeitschritt. Es gilt,

$$\Delta\epsilon_{com,ten} = \frac{v_{rel,n} \cdot \Delta t}{L_{init}} \quad (54)$$

$$\Delta\sigma_{com,ten} = \Delta\epsilon \cdot E_b \quad (55)$$

wobei $v_{rel,n}$ für die Relativgeschwindigkeit zwischen den Partikeln in Normalrichtung steht, Δt beschreibt den Zeitschritt, E_b den E-Modul der Bindung und L_{init} die Anfangslänge der Bindung.

Während es im **Druckbereich** zu keiner Schädigung der Brücke kommen kann und die Spannung im linearen Zusammenhang mit der Stauchung steht, kommt es im **Zugbereich** zu unterschiedlichen, voneinander entkoppelten Schädigungen. Zum einen kommt es zur Entfestigung des Bonds bei der Überschreitung eines Fließpunktes $\sigma_{ten,yield}$. Es tritt eine plastische Verformung, auf die mit einem Abfall der aufnehmbaren Spannung einhergeht, während die Dehnung steigt. Die negative Änderung der Spannung $\Delta\sigma_{ten}$ wird dann mit Hilfe von Gleichung (56) berechnet,

$$\Delta\sigma_{ten} = -\Delta\epsilon_{ten} \cdot E_b \cdot \alpha \quad (56)$$

wobei α einen Entfestigungsfaktor darstellt, welcher geometrisch gesehen als Winkel zwischen dem elastischen und plastischen Bereich aufgefasst werden kann. Die plastische Schädigung eines Bonds

kann sowohl bei statischer als auch zyklischer Belastung eintreten, reicht jedoch nicht aus, um die ermüdungsinduzierte Schädigung abzubilden. Vielmehr handelt es sich bei der Ermüdung um entkoppelte Schädigungsmechanismen, welche auf der Mesoebene nicht zwangsläufig zu einer plastischen Verformung führen müssen und bereits bei kleineren, wiederholten Verformungen im elastischen Bereich dennoch zur Schädigung führen.

Aufbauend auf den Erkenntnissen der Transmissionselektronenmikroskopie, bei welchen gezeigt werden konnte, dass es zur Schädigung des Submikro-/Nanogefüges kommt, resultierte der Leitgedanke zur Abbildung einer ermüdungsbedingten Kleinstschädigung eines Bonds.

Eine Ermüdungsschädigung tritt ein, sobald sich das Spannungsniveau einer Brücke im elastischen Bereich oberhalb eines Grenzwertes $\sigma_{\text{ten,fatigue}}$ befindet und wieder in ein Spannungsniveau unterhalb des Grenzwertes zurückkehrt. Auf diese Weise wird die plastische und ermüdungsinduzierte Schädigung voneinander entkoppelt. Der Ermüdungsschaden resultiert dann in Form einer Reduktion des Bonddurchmessers, was modellhaft der Initiierung von Mikrorissen entspricht, siehe Abbildung 44.

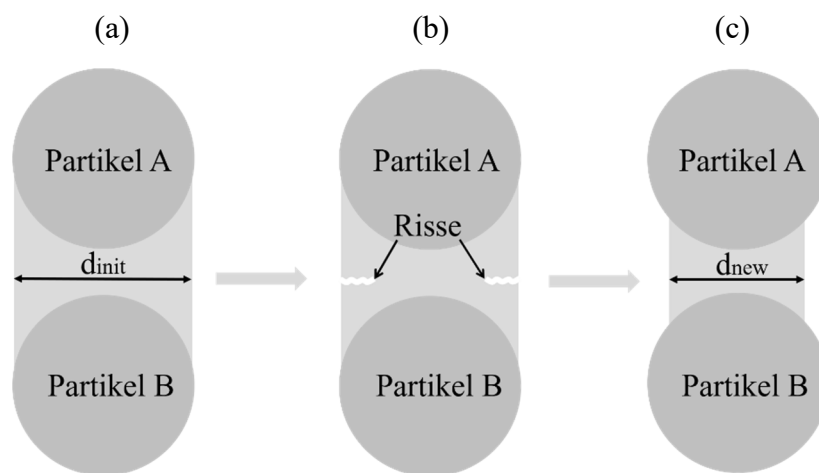


Abbildung 44. Modelldarstellung eines ermüdungsinduzierten Mikrorisses auf der Mesoebene: (a) Ungeschädigter Bond zwischen zwei Partikeln, (b) Ermüdungsrisse führen zu einer Verringerung des tragenden Querschnittes, (c) Abbildung einer Ermüdungsschädigung durch die Reduktion des Bonddurchmessers.

Durch diesen Ansatz wird eine Schädigung der Bindung erreicht, ohne dass sie aus der Simulationsszene entfernt wird. Stattdessen bleibt sie, trotz Teilschädigung, weiterhin aktiv und trägt zum Lastabtrag bei. Zur Umsetzung des Schädigungskriteriums werden im Programmcode der aktuelle Spannungszustand $\sigma_{\text{ten,cur}}$ und letzte Spannungszustand $\sigma_{\text{ten,prev}}$ für jeden Bond gespeichert. Die Werte werden mit Hilfe der Bedingungen nach Gleichung (57) und (58) in jedem Zeitschritt analysiert. Bei eintretender Ermüdungsschädigung wird der aktuelle Bonddurchmesser

d_{init} zu einem neuen Durchmesser d_{new} nach Gleichung (59) geändert. Der Parameter δ_n repräsentiert einen Modellparameter und steuert die Höhe der Schädigung eines Bonds im Falle der Ermüdungsschädigung.

$$\sigma_{\text{ten,prev}} > \sigma_{\text{ten,fatigue}} ; \sigma_{\text{ten,prev}} < \sigma_{\text{ten,yield}} \quad (57)$$

$$\sigma_{\text{ten,cur}} < \sigma_{\text{ten,fatigue}} \quad (58)$$

$$d_{\text{new}} = d_{\text{init}} \cdot (1 - 10^{-\delta_n}) \quad (59)$$

Um die Ermüdungsschädigungen auch in Querrichtung zu erfassen, wurde das Kriterium auch in der **Tangentialformulierung** implementiert. Analog zur Normalenrichtung werden die jeweiligen Schubspannungen des aktuellen und vorherigen Zeitschrittes $\tau_{s,\text{cur}}$ und $\tau_{s,\text{prev}}$ gespeichert und zur Analyse der Bedingung nach Gleichung (60) und (61) herangezogen. Sobald sich die Schubspannung oberhalb eines Grenzwertes $\tau_{s,\text{fatigue}}$ bewegt und wieder in ein Spannungsniveau unterhalb des Grenzwertes wechselt, kommt es zur einer Ermüdungsschädigung mit Reduktion des Bonddurchmessers nach Gleichung (62). Der Parameter δ_s repräsentiert einen Modellparameter und steuert die Schädigungshöhe.

$$\tau_{s,\text{prev}} > \tau_{s,\text{fatigue}} ; \tau_{s,\text{prev}} < \tau_{\text{max}} \quad (60)$$

$$\tau_{s,\text{current}} < \tau_{s,\text{fatigue}} \quad (61)$$

$$d_{\text{new}} = d_{\text{init}} \cdot (1 - 10^{-\delta_s}) \quad (62)$$

Die schlussendliche Gesamtschädigung und das Bruchkriterium, welches in einer Entfernung der Bonds aus der Simulationsszene resultieren kann, erfolgt für die reine Zugbelastung dehnungsbasiert (Abbildung 43 (b)). Für eine kombinierte Belastung werden weitere Beiträge aus Biege- und Torsionsmomenten addiert und mit Materialgrenzwerten τ_{max} und σ_{max} verglichen. Sofern die Materialfestigkeiten überschritten sind und das weitere Bruchkriterium nach Gleichung (63) und (64) erfüllt ist, werden die jeweiligen Bonds aus der Simulation entfernt,

$$\tau_{s,current} + M_{t,b} \cdot \frac{d_{new}}{2 \cdot I_{T,b}} > \tau_{max} \quad (63)$$

$$\sigma_{current} + M_{n,b} \cdot \frac{d_{new}}{2 \cdot I_b} > \sigma_{max} \quad (64)$$

wobei $M_{t,b}$ das Torsions- und $M_{n,b}$ das Biegemoment ist, das auf einen Bond aufgrund von Partikelrotationen wirkt, I_b das Flächenträgheitsmoment und $I_{T,b}$ das Torsionsträgheitsmoment der zylindrischen Brücke. Alle Modellparameter unterliegen einem schrittweisen Kalibrierungsprozess, auf welchen im nächsten Abschnitt eingegangen wird.

4.1.2 Algorithmen und Parameterkalibrierung

Im Hinblick auf die spätere Kalibrierung der Modellparameter kamen zunächst verschiedene Algorithmen zur **Strukturgenerierung** (Erstellung der Simulationsmodelle) zum Tragen. Diese waren entweder bereits in MUSEN implementiert oder wurden in einem zusätzlichen Schritt mit MatLab umgesetzt. Die wesentlichen Grundlagen der verwendeten Algorithmen sollen im Folgenden erläutert werden:

- **Algorithmus zur Partikelgenerierung:** Bei dem Partikelgenerierungsalgorithmus handelt es sich um einen bereits implementierten, kraftbasierten Algorithmus nach [Dosta et al. - 2019]. In diesem Prozess werden Partikel zufällig in einem vordefinierten Volumen platziert, wobei potenzielle Überlappungen vorerst ignoriert werden. Durch eine Kontaktdetektion werden virtuelle Kräfte zwischen den Partikeln berechnet, die eine Verschiebung innerhalb des Volumens bewirken. Die zur Kräfteberechnung benötigte Partikelsteifigkeit ist in diesem Fall nicht mit den Materialparametern gekoppelt, sondern wird eigenständig aus der maximalen Partikelgeschwindigkeit im System berechnet. Um sicherzustellen, dass alle Partikel im definierten Volumen verbleiben, werden virtuelle Wände an den Grenzen erzeugt. Der Algorithmus stoppt, sofern eine definierte Überlappung oder eine maximale Anzahl von Iterationsschritten erreicht wurde.
- **Algorithmus zur Bondgenerierung:** In einem nächsten Schritt werden Bindungen zwischen Primärpartikeln generiert. Hierfür wurde ein bereits implementierter, abstandsbasierter Algorithmus verwendet. Dafür wird der minimale und maximale Abstand zweier Partikel

definiert, zwischen welchen ein Bond erstellt werden soll. Die so generierte Bindung hat je nach Abstand der Partikel eine individuelle Länge sowie einen definierten Durchmesser.

- **Agglomeratgenerierungsalgorithmus:** Mit den beschriebenen Algorithmen für die Generierung von Partikeln und Bindungen ist es zusätzlich möglich, Agglomerate (Partikelcluster, die durch Bonds verbunden sind) zu erzeugen und in einer separaten Datenbank des MUSEN-Frameworks zu speichern. Agglomerate können zum Beispiel dazu verwendet werden, ein zusätzliches Material eines mehrphasigen Materialsystems zu repräsentieren (Gesteinskörnung im UHPC). Die Platzierung dieser Agglomerate in einem bestimmten Volumen folgt einem rein überlappungsbasierten Algorithmus, bei dem eine definierte Menge von Agglomeraten nacheinander zufällig generiert wird. Werden bei der Platzierung Überlappungen mit bereits vorhandenen Agglomeraten erkannt, wird die Ortszuweisung so lang wiederholt, bis eine maximale Anzahl an Versuchen erreicht oder ein überlappungsfreier Ort lokalisiert ist.
- **Materialzuweisungsalgorithmus:** Der eigens in Mat-Lab programmierte Zuweisungsalgorithmus ist ein Ansatz zum Vergleich von Partikelpositionen anhand ihrer Koordinaten. Ziel dabei ist es, Partikel aus zwei unterschiedlich generierten Packungen (P_1 und P_2) in einem finalen Simulationsvolumen zu vereinen. Zu diesem Zweck wird der Abstand zwischen den Zentren zweier Partikel verglichen, liegt dieser innerhalb einer festgelegten Grenze, wird das Partikel P_2 als korrespondierend erkannt und übernimmt die Eigenschaften des Partnerpartikels P_1 . Auf die Anwendung und den Hintergrund dieses Ansatzes wird im späteren genauer eingegangen.

Unter Verwendung der beschriebenen Algorithmen und im Hinblick auf den Kalibrierprozess wurden zunächst zylindrische **Mörtelkörper** mit den Abmessungen $h/d = 72/24$ mm modelliert. Das Beibehalten des h/d -Verhältnisses der experimentellen Versuche stellt dabei einen wichtigen Aspekt dar, da Querdehnungseffekte sonst nicht richtig abgebildet und die Simulationsergebnisse verfälscht werden könnten. Die generierten Mörtelpartikel wiesen jeweils einen Durchmesser von 0,48 mm auf, was zu rund 322.000 Partikel führte. Die Bondgenerierung in einem Abstand zwischen -0,10 mm und +0,36 mm führte zu rund 3,63 Millionen Materialbrücken und einer Koordinationszahl (Verhältnis zwischen Partikeln und Bonds) von 11. Die hohe Koordinationszahl orientierte sich dabei an Parameterstudien von [Scholtès & Donzé - 2013], die auf diese Weise gute Übereinstimmungen in statischen Simulationen erzielten. Zur Abbildung der servohydraulischen Prüfmaschine wurden zwei zylindrische Platten an der Ober- und Unterseite des Modells erzeugt.

Im Hinblick auf die **Kalibrierung** der Modellparameter wurden zunächst die **statischen Druckversuche an Mörtelproben** aus Kapitel 3.2.1 herangezogen und nachgerechnet. Dazu wurde die Belastungsgeschwindigkeit der oberen Platte auf 100 mm/s definiert. Da die Geschwindigkeit im Vergleich zu den experimentellen Versuchen um ein Vielfaches erhöht ist, wurde durch eine Geschwindigkeitsvariation zusätzlich sichergestellt, dass es zu keiner Beeinflussung der Ergebnisse kommt.

Zur Bestimmung eines anfänglichen Parametersets wurde die Linearisierungsmethode nach [Jarolin & Dosta - 2020] verwendet. Die darauf aufbauende Feinanpassung der Parameter fand mithilfe des Trials-and-Error-Prinzips statt, was bedeutet, dass die Berechnungen iterativ ablaufen, wobei die Abweichungen zwischen den experimentellen und numerischen Ergebnissen mit jedem Iterationsschritt minimiert werden. Zusätzlich zu den experimentellen Spannungs-Dehnungs-Linien wurden ebenfalls die im Labor beobachteten Bruchbilder zur Validierung der Parameter herangezogen. Dies gewährleistete, dass die Modelle in der Lage sind sowohl das mechanische Verhalten als auch die richtigen Bruchmuster wiederzugeben. Abbildung 45 zeigt die exemplarische Gegenüberstellung der statischen S-D-Linien aus den experimentellen Untersuchungen sowie den Simulationen nach der Kalibrierung.

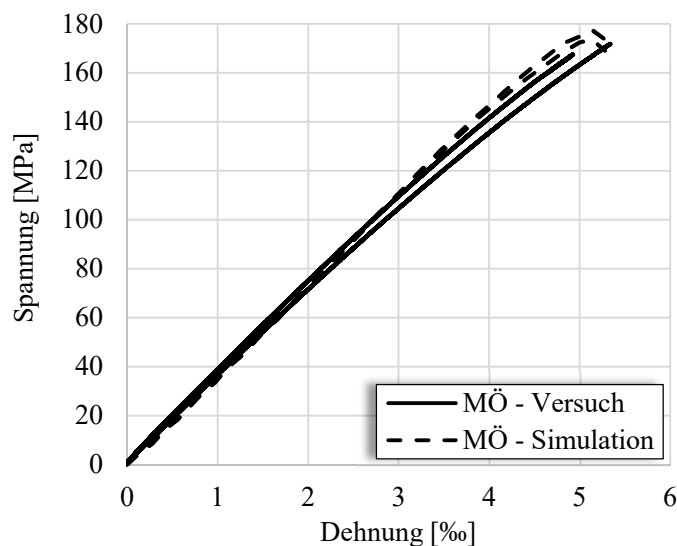


Abbildung 45. Exemplarische Gegenüberstellung der statischen S-D-Linien aus den experimentellen Untersuchungen am Mörtel und den Simulationen nach der Kalibrierung.

Wie in Kapitel 3.2.1 bereits aufgegriffen, fielen bei der experimentellen Schädigung der Mörtelproben markante vertikale Rissbildungen sowie die Entstehung großer Bruchstücke auf. Obgleich die mesoskopische Simulation nur einen Ausschnitt des Gesamtprobekörpers auf der

Makroebene repräsentiert, ließen sich klare Parallelen in den charakteristischen Rissformationen und Bruchmustern feststellen, siehe Abbildung 46.

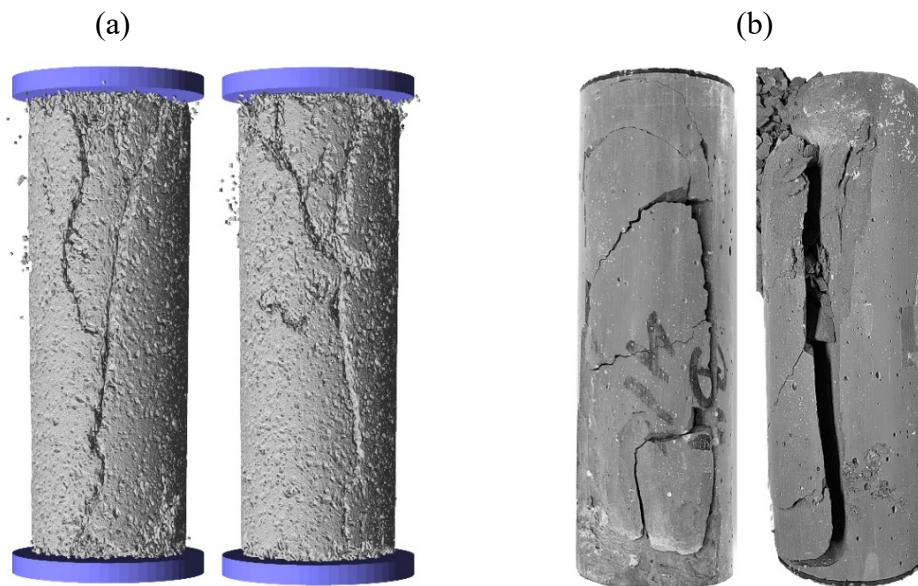


Abbildung 46. Vergleich der Bruchbilder aus statischen Simulationen nach abgeschlossener Kalibrierung (a), mit den Bruchbildern aus statischen Druckversuchen an Mörtelproben (b).

Unter Zuhilfenahme der REM-EDX Line-Scans aus Kapitel 3.4.1, bei welchen keine Schwächung der Übergangszone zwischen Bindemittel und Gesteinskörnung festgestellt werden konnte, stehen mit der Kalibrierung des Mörtels zugleich dieselben Parameter für die **Bonds der Kontaktzone** (engl. ITZ - Interfacial Transition Zone) zur Verfügung.

Im Hinblick auf die **Kalibrierung der Gesteinskörnung** wurde ebenfalls auf Ergebnisse der REM-Untersuchungen sowie lichtmikroskopische Analysen zurückgegriffen. Während die rasterelektronenmikroskopischen Aufnahmen weder unter statischen noch unter zyklischen Belastungsregimen Risse durch das Gesteinskorn zeigten (Abbildung 47 (b)), lieferten lichtmikroskopische Aufnahmen mit gekreuzten Polarisatoren die Erkenntnis, dass es sich bei der Gesteinskörnung um Einkristalle handelt, da keine Korngrenzen festgestellt werden konnten, siehe Abbildung 47 (a). Aufbauend auf diesen Erkenntnissen wurden die Festigkeiten der Gesteinsbrücken mit ∞ angesetzt und lediglich die Kalibrierung der korrekten Steifigkeit fokussiert. Der Ablauf der Kalibrierung wurde mit Hilfe derselben Ansätze sowie Partikel- und Bondgrößen an zylindrischen Simulationsmodellen unter statischer Belastung durchgeführt, wie im Falle der Mörtelmodelle. Aufgrund der anisotropen Natur der H33-Gesteinskörnung wurde eine mittlere Steifigkeit von 80 GPa (90 GPa parallel zu [001], 70 GPa parallel zu [100]) nach [Pabst & Gregorová - 2013] und [Peng & Redfern - 2013] kalibriert.

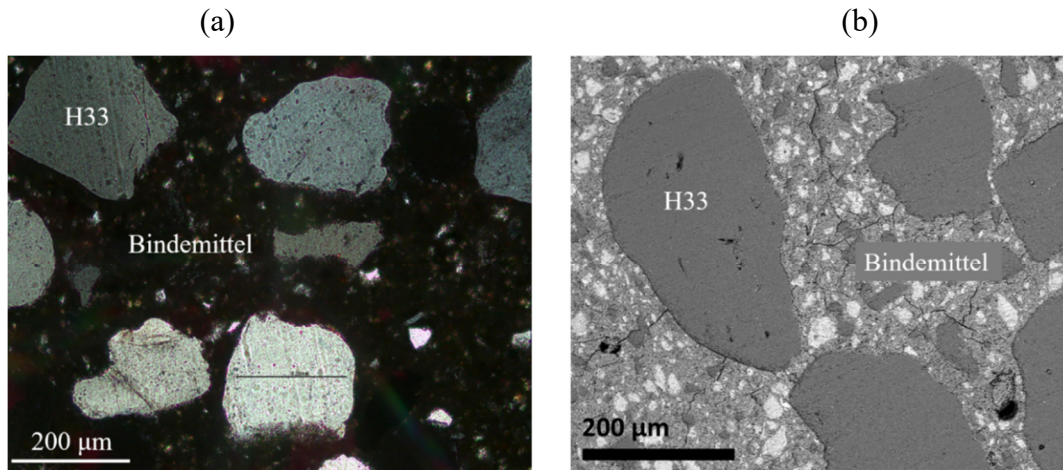


Abbildung 47. Exemplarische Ausschnitte mikroskopischer Untersuchungen: (a) Lichtmikroskopische Aufnahme mit gekreuzten Polarisatoren zeigen die einkristalline Natur der Gesteinskörnung, (b) REM-Bilder einer geschädigten UHPC-Probe, bei welcher keine Risse durch das Gesteinskorn festgestellt werden konnten.

Die unregelmäßige Form der Gesteinskörnung des UHPC wurde mittels μ -CT gescannt und als 3D-Modell in MUSEN eingelesen, um eine realitätsnahe Modellbildung zu gewährleisten. Einzelne Gesteinskörner wurden segmentiert und mit Partikel- und Bondgenerierungsalgorithmen als separate Agglomerate gespeichert. Zur Sicherstellung einer hinreichend genauen Abbildung der Form, erfolgte die Repräsentation der 3D-Geometrien mit mindestens 500 bis 1000 Partikel. Abbildung 48 illustriert den schematischen Ablauf bei der Erstellung der Agglomerate aus den CT-Scans.

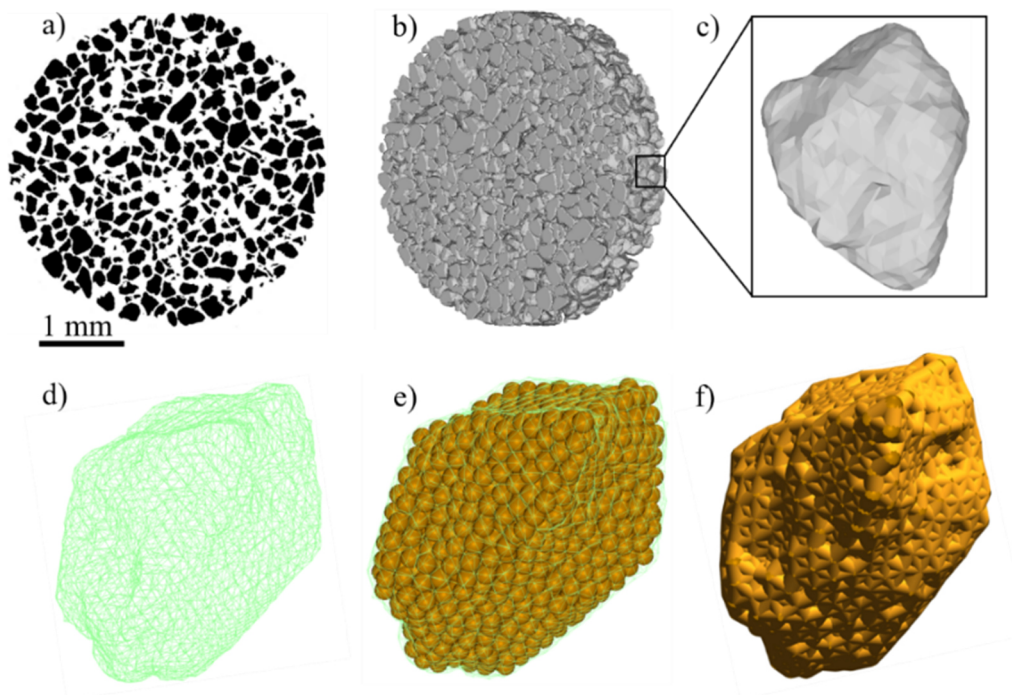


Abbildung 48. (a) Binäres Schichtbild einer μ -CT Aufnahme, (b) Rekonstruktion 3D-Modell, (c) Segmentiertes Einzelkorn, (d) Geometrie in MUSEN, (e) Geometrie mit Partikeln, (f) Gesteinsagglomerat mit Brücken.

4.1.3 Strukturgenerierung des UHPC-Modells

Das dreiphasige UHPC-Modell besteht aus zwei Arten von Partikeln (Gesteins- und Bindemittelpartikel) sowie drei verschiedenen Brückenarten (Gesteins-, Kontaktzonen- und Bindemittelbrücken). Die Algorithmen, Kalibrierung und Durchführung verschiedener Zwischenschritte wurden im vorherigen Kapitel 4.1.2 erläutert. Bei der schlussendlichen Strukturgenerierung des UHPC-Modells kommen alle Algorithmen zur Anwendung, wobei in vier wesentliche Schritte unterteilt werden kann:

- **Generierung der Bindemittelpartikel im Volumen I:** Wie bei der Kalibrierung auch, wurden zunächst nur Bindemittelpartikel in ein zylindrisches Volumen mit den Abmessungen ($h/d = 72/24$ mm) generiert, daraus ergab sich eine Gesamtanzahl von 326812 Partikeln. Das verwendete Volumen repräsentiert gleichzeitig die Zylindergröße des späteren UHPC-Modells. Der Größenbereich des realen Probekörpers, den das Mesomodell damit im Stande ist abzubilden, beträgt rund $h/d = 6/2$ mm.
- **Platzierung von H33-Agglomeraten im Volumen II:** Die in der Datenbank separat gespeicherten Gesteinsagglomerate wurden in einem weiteren Volumen II mit gleichen Abmessungen ($h/d = 72/24$ mm) platziert. Die Menge der Agglomerate richtete sich dabei nach dem tatsächlichen volumetrischen Anteil der Gesteinskörnung im UHPC. Da sowohl die Agglomerate als auch die Bindemittelpartikel einen Durchmesser von 0,48 mm besitzen, konnte die Anzahl der Gesteinspartikel zur Berechnung des korrekten Verhältnisses herangezogen werden. Vorrasschauend auf eine Zusammenführung beider Volumina wurden Agglomerate mit insgesamt 118,687 Gesteinspartikel und somit einem volumetrischen Anteil von 36,32 Vol.-% (H33 nach UHPC-Rezeptur 36,58 Vol.-%) generiert.
- **Zusammenführung der beiden Volumina:** Unter Zuhilfenahme des in Kapitel 4.1.2 erläuterten Materialzuweisungsalgorithmus wurde durch die Zusammenführung der beiden Volumina das aus Gesteins- und Bindemittelpartikeln bestehende UHPC-Modell.
- **Generierung der Materialbrücken und Stahlplatten:** In einem letzten Schritt wurden zwischen den beiden Materialien drei verschiedenen Brückenarten (Bindemittel, Gestein sowie ITZ) erstellt und erhielten die aus dem Kalibrierprozess resultierenden Parameter. Dabei wurden dieselben Schwellenwerte zu Generierung verwendet wie innerhalb der Kalibriermodelle. Zusätzlich wurden oberhalb und unterhalb zwei Stahlplatten modelliert, die durch Zuweisung einer Geschwindigkeit als Druckplatte fungieren. Abbildung 49 visualisiert die verschiedenen Schritte zur Erstellung des dreiphasigen UHPC-Modells zusammen.

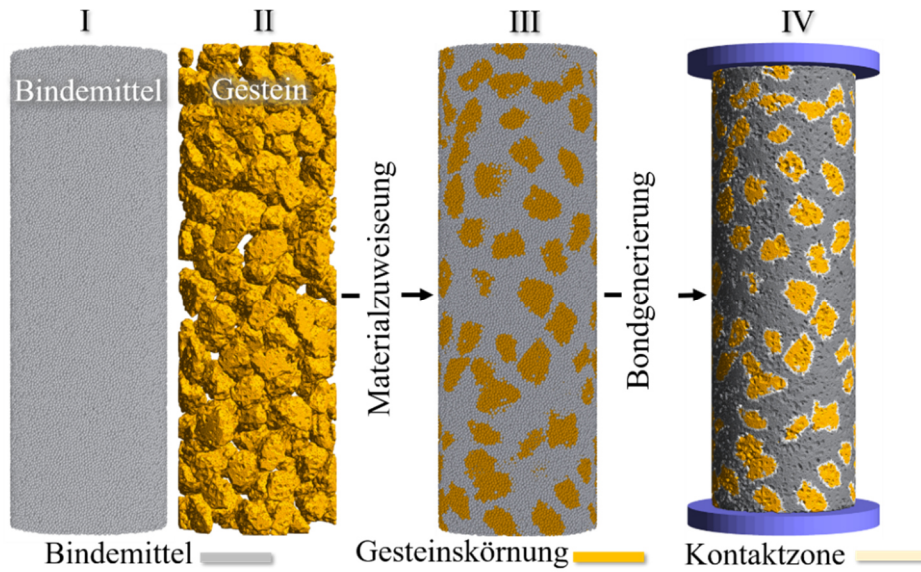


Abbildung 49. Darstellung des Ablaufes der vier Phasen bei der Strukturgenerierung des dreiphasigen UHPC-Modells.

4.1.4 Statische Simulationen

Unter Verwendung des Dreiphasenmodells und der kalibrierten Modellparameter (Anhang A3) wurden die einaxialen Druckversuche an drei separaten Modellen numerisch nachgerechnet. Dazu wurde die Belastungsgeschwindigkeit der oberen Platte mit 100 mm/s definiert und das Modell bis zum Bruch belastet. Da die Geschwindigkeit im Vergleich zu den experimentellen Versuchen um ein Vielfaches erhöht ist, wurde durch eine Geschwindigkeitsvariation sichergestellt, dass es zu keiner Beeinflussung der Ergebnisse kommt. Die Validierung der Simulation zeigte im Hinblick auf den Verlauf der S-D-Linie eine deutliche Konsistenz mit den Versuchsdaten, siehe Abbildung 50.

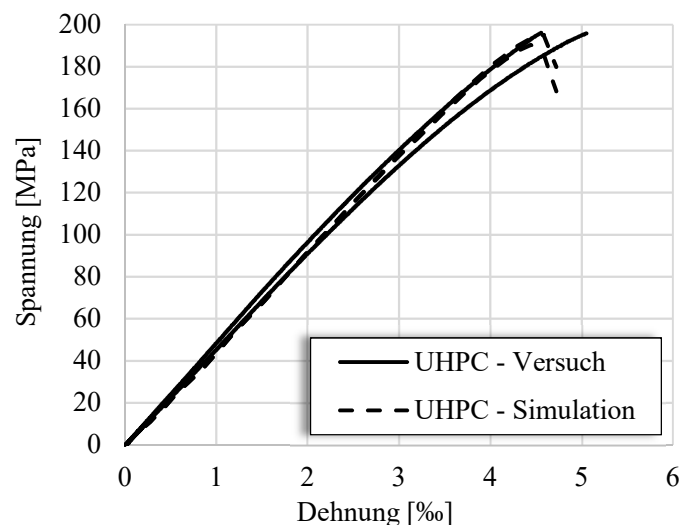


Abbildung 50. Vergleich zweier S-D-Linien statischer Druckversuche mit S-D-Linien numerischer UHPC Simulationen.

Das Bruchverhalten der UHPC-Zylinder zeigte markante Vertikal- und Horizontalrisse. Eine solche Interaktion beider Richtungen begünstigt während der Risspropagation eine intensivere Rissverzweigung und mündet letztendlich in die Entstehung merklich kleinerer Bruchfragmente. Die Fragmentbildung scheint, gemäß den Ergebnissen aus den Rissverlaufsanalysen der Simulation, durch das zusätzlich vorhandene H33 induziert zu sein. Dies liegt daran, dass Risse nicht in die Gesteinskörner eindringen, sondern um sie herumgeleitet werden. Obwohl das mesoskopische Modell lediglich einen begrenzten Ausschnitt der makroskopischen Betonproben repräsentiert, konnte eine zufriedenstellende Korrelation der Bruchmuster festgestellt werden, siehe Abbildung 51. Im Zusammenspiel mit der Übereinstimmung der S-D-Linien wurde das dreiphasige UHPC-Modell als repräsentativ eingestuft und für weitere Analysen möglicher Schädigungsprozesse herangezogen.

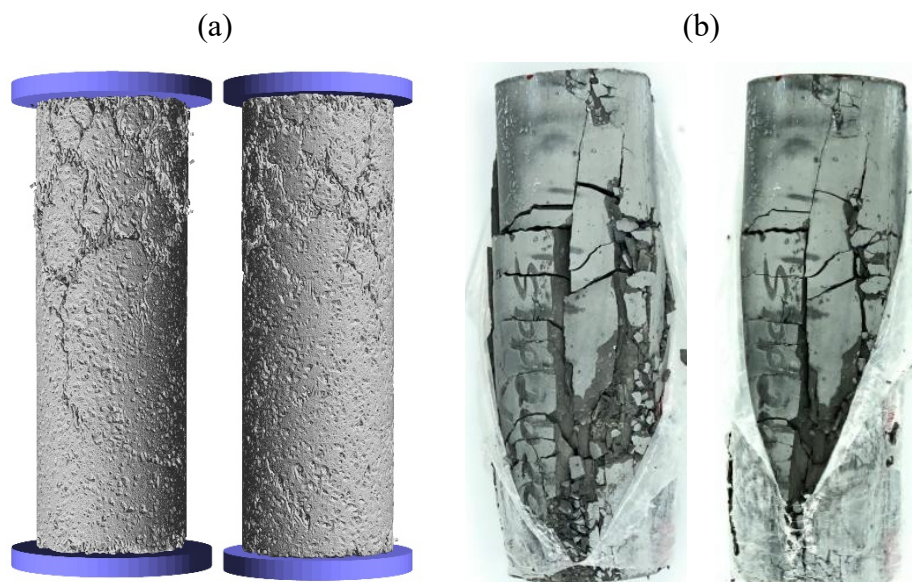


Abbildung 51. Vergleich der Bruchbilder statischer Simulationen (a) mit den experimentellen Bruchbildern aus Druckversuchen am UHPC (b).

Um mögliche rissinitiierende Bereiche im Inneren der Struktur zu lokalisieren, wurden die **Partikelspannungen** in Belastungsrichtung analysiert. Der dazu herangezogene Partikelspannungstensor nach [Tsoungui et al. - 1999] ergibt sich nach Gleichung (65),

$$\sigma_{i,j} = \frac{1}{2V_p} \sum_K l_i \cdot F_j \quad (65)$$

wobei V_p für das Partikelvolumen steht, K beschreibt die Anzahl an Kontakten des jeweiligen Partikels, F_j steht für die im Kontaktfall wirkende Kraft und l_i beschreibt den Kontaktvektor zwischen den Partikelzentren für die Richtungen i und j .

Die Gegenüberstellung der in den statischen Mörtel- und UHPC-Simulationen auftretenden Partikelspannungen verdeutlicht eine inhomogenere Spannungsverteilung innerhalb der UHPC-Struktur (Bindemittelpartikel im UHPC), siehe Abbildung 52 (a). Diese Diskrepanz lässt sich auf die eingebettete H33-Gesteinskörnung zurückführen. Die Auswertung fand für drei Belastungsstufen von I = 50 MPa, II = 100 MPa und III = 150 MPa statt, wobei sich alle Verteilungen durch eine symmetrische Glockenkurve beschreiben lassen und mit steigender Belastungsstufe breiter werden. Im Falle der Mörtelsimulationen liegen die Verteilungen um die makroskopisch aufgebraachte Belastung zentriert, was auf eine homogen wirkende Spannung in der Struktur schließen lässt.

Im Falle der UHPC-Simulationen weisen die Verteilungskurven jedoch im Mittel niedrigere Spannungsniveaus sowie breitere und flachere Verteilungen auf, was auf eine deutlich inhomogenere Spannungsentwicklung im Bindemittel des UHPC schließen lässt. Zudem kann aus den niedrigeren Spannungen abgeleitet werden, dass es zu einer zusätzlichen Tragwirkung der Gesteinskörnung kommt, was das Bindemittel zwar entlastet, aber gleichzeitig zu der erwähnten Inhomogenität führt.

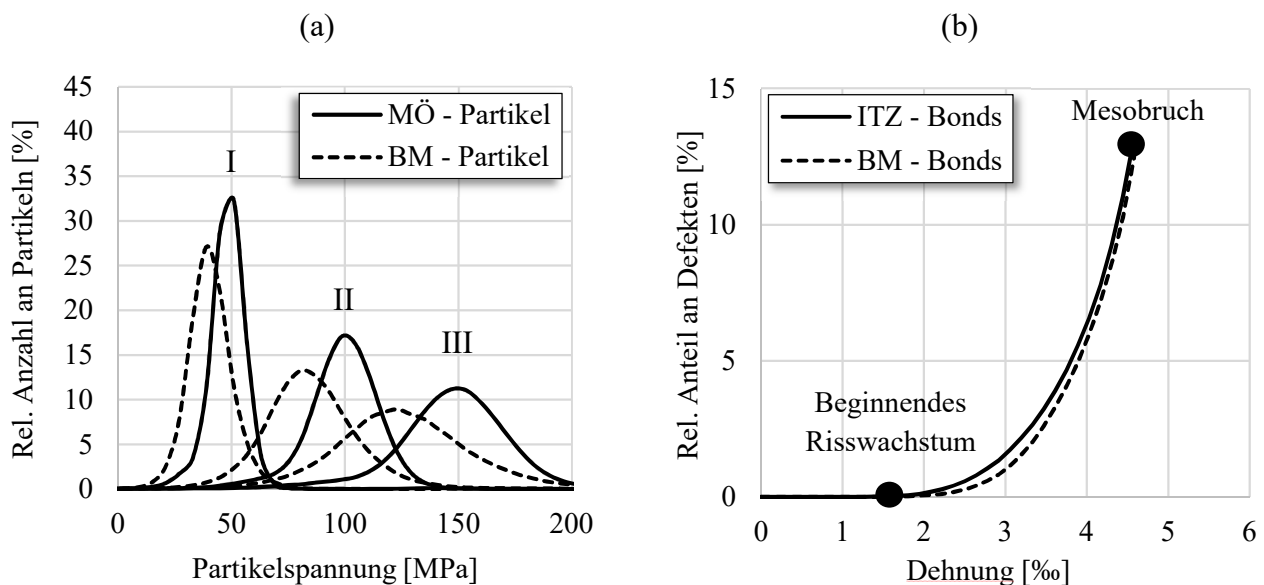


Abbildung 52. (a) Spannungsverteilung auf Partikel in Belastungsrichtung für unterschiedliche, makroskopische Laststufen (I = 50 MPa, II = 100 MPa, III = 150 MPa), (b) Wachstum an Defekten/Mesorissen auf der Mesoskala - Vergleich zwischen Bindemittelbonds und ITZ-Bonds.

Die Spannungsspitzen um das Gesteinskorn begünstigen eine lokal ausgeprägtere Materialdegradation, die trotz optimierter ITZ (im Modell repräsentiert durch identische Bondparameter, wie sie auch für das Bindemittel Anwendung finden) als rissinitiierender Faktor identifiziert werden konnte. Die höhere Materialschädigung im Bereich der Gesteinskörnung lässt sich ebenfalls durch die quantitative Analyse der gebrochenen Bindungen verdeutlichen,

siehe Abbildung 52 (b). Der relative Anteil der Defekte (gebrochene Mesobindungen) wird jeweils im Kontext der ursprünglichen Gesamtmenge der Bindungen jeder Materialart betrachtet.

Bereits bei einer Dehnung von etwa 1,5 % wird ein Anstieg der gebrochenen Bindungen deutlich. Mit weiter steigender Belastung zeigt sich ein exponentielles Wachstum der Schäden an den Bindemittel- und ITZ-Bonds. Im vorliegenden statischen Belastungsfall erweist sich der ITZ-Bereich als dominierender Faktor im Versagensprozess.

Eine grafische Auswertung der Partikelspannungen lieferte zusätzlich qualitative Einblicke in die mechanische Reaktion der Materialien unter Belastung. Hierbei wurde beobachtet, dass sich Bereiche mit höherer Belastung im Bindemittel des UHPC vornehmlich um die Gesteinskörnung herum konzentrieren. Im Gegensatz dazu scheinen Zonen, die einen geringeren Anteil an Gesteinskörnern aufweisen, weniger belastet zu sein, siehe Abbildung 53.

Diese Beobachtung findet ihre Erklärung in den lokalen Steifigkeitsunterschieden zwischen der Bindemittelmatrix und der Gesteinskörnung. Aufgrund ihrer unterschiedlichen Dehnungseigenschaften kommt es an den Grenzflächen zwischen diesen beiden Materialkomponenten zu Spannungsspitzen. Dabei wirkt die Gesteinskörnung quasi als Inhomogenität im Materialverbund, die zu einer lokalen Erhöhung der Spannungen im umgebenden Bindemittel führt.

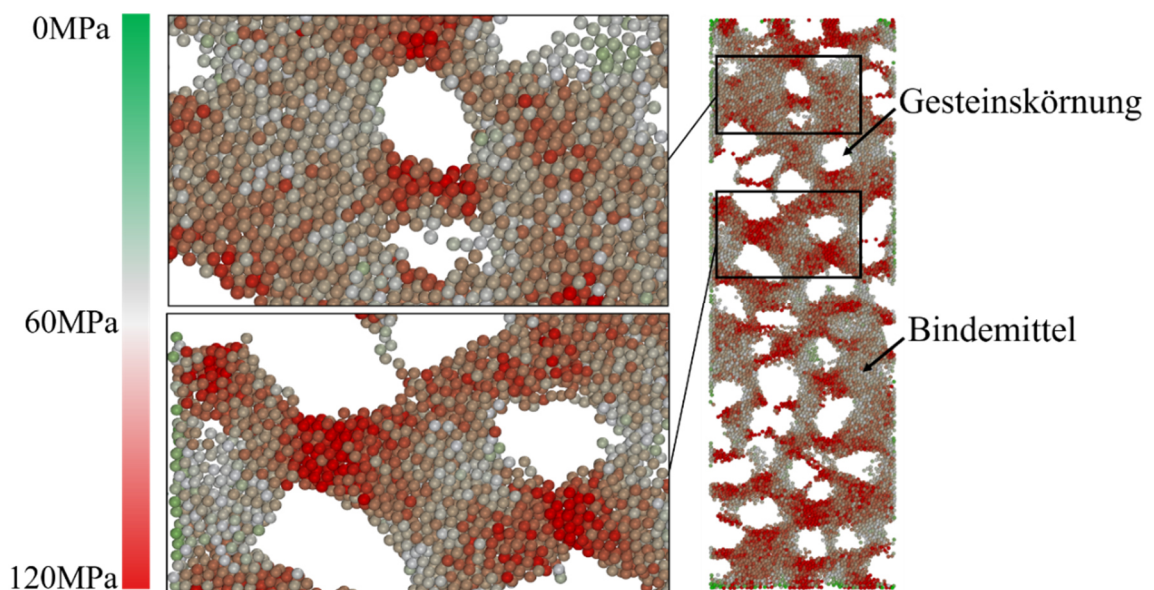


Abbildung 53. Visualisierte Partikelspannungen innerhalb des UHPC-Bindemittels in Belastungsrichtung.

Eine ergänzende Untersuchung, die den Einfluss variierender Gesteinskörnungsmengen im Bereich von 10% bis 50% beleuchtete, zeigte, dass bereits minimale Konzentrationen die Bildung von Spannungsspitzen bewirken. Obwohl die Variation der Gesteinsanteile einen deutlichen Einfluss auf die mechanischen Eigenschaften nach sich zog (Tabelle 7), zeigte die Steigerung bis zu einem Anteil von 50% keine nachteiligen Effekte im Kontext der mechanischen Eigenschaften unter statischer Belastung. Es sei jedoch angemerkt, dass das vorgestellte Simulationsmodell ideale Bedingungen reflektiert und die Einflüsse der Verarbeitbarkeit nicht abbilden kann. Aus diesem Grund wurde die Steigerung des Gesteinskörnungsanteils auf 50% begrenzt, um eine realitätsnahe Variation zu gewährleisten.

Tabelle 7. Mechanische Kennwerte des Mesomodells mit variierendem Anteil an Gesteinskörnung.

Anteil an Gesteinskörnung [%]	Bruchspannung [MPa]	E-Modul [GPa]
10	175,48 ± 1,64	38,49 ± 0,39
20	180,27 ± 0,81	41,73 ± 0,32
30	187,27 ± 0,97	44,26 ± 0,38
36	192,15 ± 2,09	45,78 ± 0,29
40	196,15 ± 1,34	46,62 ± 0,17
50	202,25 ± 0,43	49,05 ± 0,14

Insgesamt belegen die Ergebnisse die Komplexität der mechanischen Interaktionen in einem mehrphasigen Material wie dem UHPC. Sie zeigen auf, wie die unterschiedlichen Materialkomponenten und ihre jeweiligen mechanischen Eigenschaften auf makroskopische Belastungen reagieren und interagieren.

4.1.5 Niederzyklische Simulationen

Im Falle der niederzyklischen Simulationen handelt es sich um explizite Berechnung jedes Be- und Entlastungsastes. Da diese Simulationen mit rund 22 Stunden pro Zyklus sehr rechen- und zeitintensiv sind, wurde das strukturelle UHPC-Modell für die zyklischen Simulationen im geringen Maße verkleinert. Unter Anwendung aller in Kapitel 4.1.2 und 4.1.3 beschriebenen Schritte wurden zusätzliche UHPC- und Mörtelzylinder mit den Modelabmessungen $h/d = 54/18$ mm, mit einer Gesamtanzahl von 137874 Partikeln und 1532457 Bonds generiert. Der Größenbereich, den das verkleinerte Modell damit im Stande ist abzubilden, beträgt rund $h/d = 4,2/1,4$ mm eines realen

Laborprobekörpers. Abbildung 54 zeigt eine Gegenüberstellung der Querschnittsansicht mit einem größengleichen REM-Ausschnitt.

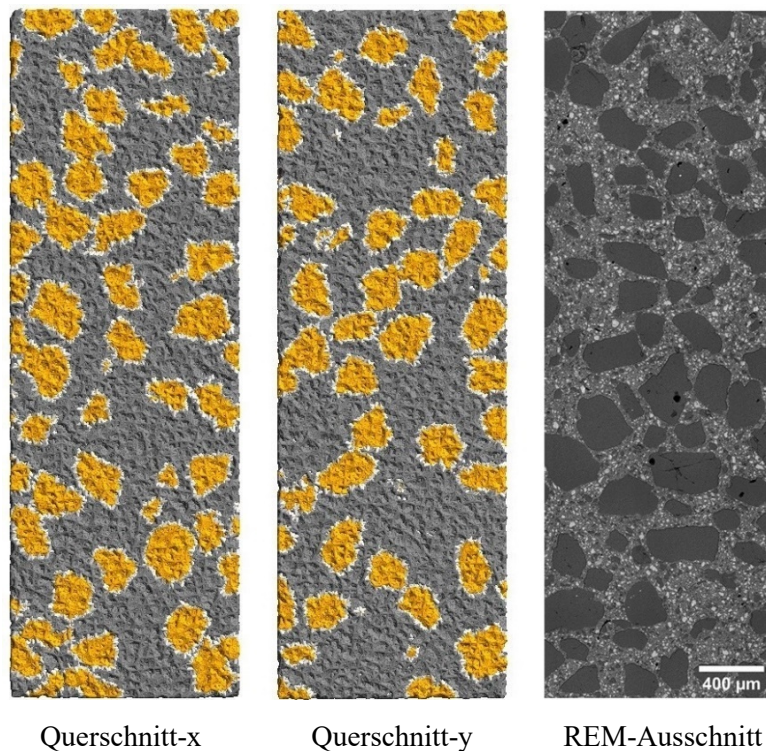


Abbildung 54. Vergleich der Querschnittsansicht des verkleinerten Mesomodells mit einem REM-Ausschnitt des Referenzbetons mit den Abmessungen 4,2 mm x 1,4 mm.

Allen unterschiedlichen Materialien wurden die bereits kalibrierten Parameter zugewiesen und die Abbildungsfähigkeit des verkleinerten Modells anhand von statischen Simulationen und erneuter Validierung der Bruchmuster sowie S-D-Linien sichergestellt. Es zeigten sich keinerlei signifikante Abweichungen, sodass auch das verkleinerte Modell als repräsentativ angenommen wurde.

Für die niederzyklischen Simulationen wurden sowohl Modelle des UHPC als auch des Mörtels analysiert und mittels experimenteller Ermüdungsversuchsdaten validiert. Die für die Ermüdung relevanten Modellparameter, die sich aus den in Kapitel 4.1.1 gezeigten Gleichungen des rheologischen Bondmodells ableiten, wurden entsprechend der in Tabelle 8 veranschaulichten Werte definiert. Um eine möglichst kleine Ermüdungsschädigung während der Simulationen zu erreichen, wurden die Schadensfaktoren auf $\delta_s = \delta_n = 8$ festgelegt. Die Grenzwerte $\sigma_{\text{ten,fatigue}}$ und $\tau_{\text{s,fatigue}}$, bei deren Überschreiten eine Ermüdungsschädigung im Bond auftreten kann, wurden als Proportionalwerte zur maximal zulässigen Spannungen σ_{max} und τ_{max} mit 0,80 definiert. Dieses Verhältnis leitet sich aus der in der Literatur häufig beschriebenen Beobachtung ab, bei welcher es

ab einem relativen Oberspannungsniveau $S_0 = 0,75 - 0,80$ zur erhöhten Schädigung kommt [Schneider - 2021], [Hohberg - 2004], [Kessler-Kramer - 2002].

Tabelle 8. Ermüdungsparameter des rheologischen Bondmodells auf der Mesoebene.

Parameter	Bindemittel	ITZ	Gestein
$\sigma_{\text{ten,fatigue}}/\sigma_{\text{max}}$ [-]	0,80	0,80	-
$\tau_{\text{s,fatigue}}/\tau_{\text{max}}$ [-]	0,80	0,80	-
δ_s, δ_n	8	8	-

Die Belastungsniveaus (Ober- und Unterlast) wurden für jeden Simulationskörper einzeln berechnet und nicht, wie im Falle der experimentellen Untersuchungen, als reiner Mittelwert angenommen. Sowohl die Mörtel- als auch UHPC-Simulationen weisen die wesentlichen Charakteristika der abnehmenden Steifigkeit und zunehmenden Dehnung über die Lebensdauer auf, siehe Abbildung 55 (a). Zudem steht der typische S-förmige Ermüdungsverlauf in guter Übereinstimmung mit dem Streubereich der experimentellen Ermüdungsversuche (Abbildung 55 (b)), so dass das Modell als repräsentativ eingeordnet und zur weiteren Analyse der ermüdungsinduzierten Schädigung herangezogen wurde.

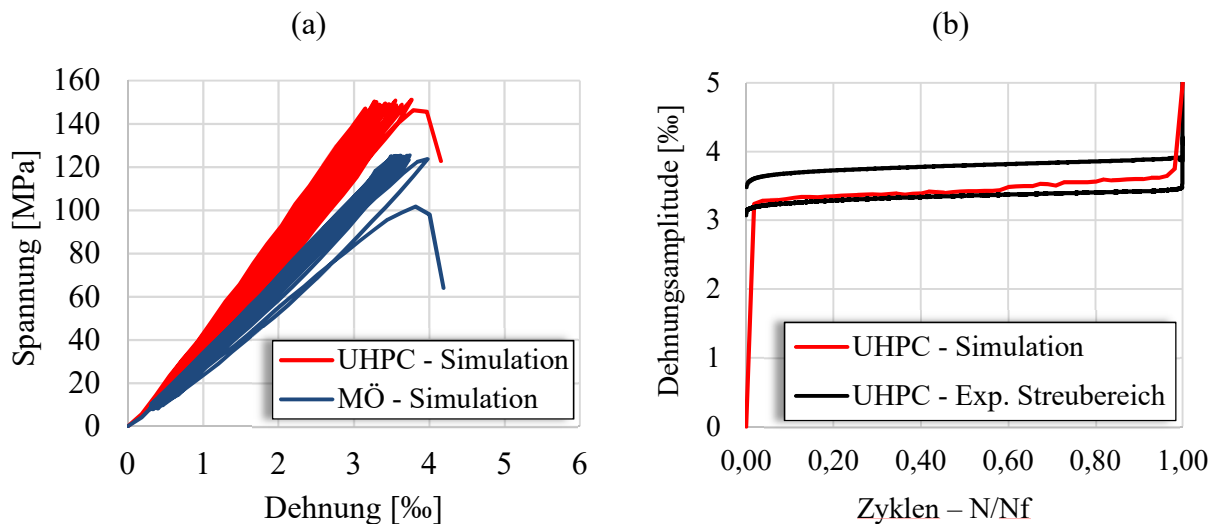


Abbildung 55. Darstellung wesentlicher Charakteristika der niederzyklischen Ermüdungssimulationen an Mörtel und UHPC: (a) S-D-Hysteresen, (b) Vergleich einer UHPC-Simulation mit dem Streubereich der experimentellen Versuche.

Zur Lokalisierung möglicher rissinitiierender Bereiche wurden analog zu den statischen Untersuchungen die durchschnittlichen Spannungen auf die Bindemittelpartikel über die Lebensdauer analysiert. Die qualitative Auswertung wurde für verschiedene Ermüdungsstadien ($N = 1$; $N/N_f = 0,3, 0,6, 0,9$) bei Erreichen der Oberspannung ausgewertet, siehe Abbildung 56. Korrespondierend zu den Erkenntnissen der statischen Auswertung zeigte sich, dass sich im ersten

Zyklus erwartungsgemäß höherbelastete Bereiche des UHPC-Bindemittels vorzugsweise um die Gesteinskörnung konzentrieren, gesteinsärmere Areale aber gleichzeitig weniger belastet sind. Bei der weitergehenden Analyse der höherbelasteten Zonen zeigte sich zudem, dass es zu einer deutlichen Ausbreitung der Spannungskonzentrationen in die umgebende Matrix mit steigender Lastwechselzahl kommt. Die Ausbreitung lässt sich mit den wiederkehrenden Spannungsspitzen erklären, die bei Erstbelastung zunächst die unmittelbar anliegenden Bindungen schädigen bzw. brechen lassen. Da die Materialbrücken zwischen Gestein und Matrix, wie C-S-H-Phasen auch, unterschiedliche Längen besitzen, kommt es hier zu einer Aktivierung bzw. Kraftumlagerung auf die weiter entfernten Bindungen, die zuvor nur sekundär zum Verbund zwischen Matrix und Gestein beitragen, jedoch aufgrund der Schädigung aktiviert werden.

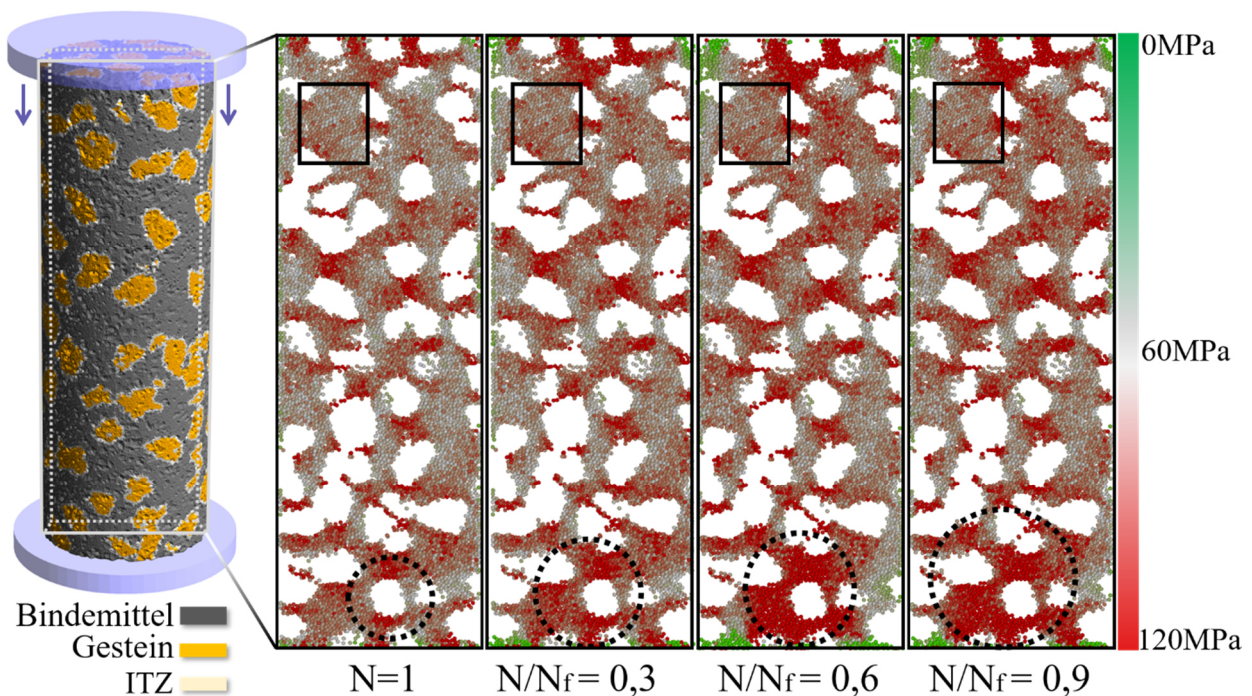


Abbildung 56. Visualisierung der Partikelspannungen in Belastungsrichtung im Bindemittel des UHPC bei makroskopischer Oberspannung für verschiedene Ermüdungsstadien.

Die ausgeprägte Materialdegradation im Bereich der Gesteinskörnung ließ sich durch die quantitative Analyse der gebrochenen Bindungen weiter untersuchen, siehe Abbildung 57. Es zeigte sich, dass es gerade in Phase I der Ermüdung zur deutlichen Schädigung der Verbundzone kommt, bis ein erster Gleichgewichtszustand der Erstschädigung erreicht ist, siehe Abbildung 57 (a) und (c). Dieser entscheidenden Primärschädigung schließt sich ein gleichmäßiges Schädigungswachstum an, bis es bei rund 75-80% der Lebensdauer bereits zu einem deutlichen Anstieg in dem Versagen der untersuchten Bindungen kommt, obwohl es in der makroskopischen Dehnungsamplitude noch keine

Anzeichen für einen bevorstehenden Bruch oder eine steigende Schädigung gibt, siehe Abbildung 57 (b) und (d). Dies lässt die Vermutung zu, dass die Kontaktzone eine maßgebliche Rolle bei der Einleitung des schlussendlichen, instabilen Schädigungswachstum der Phase III besitzt.

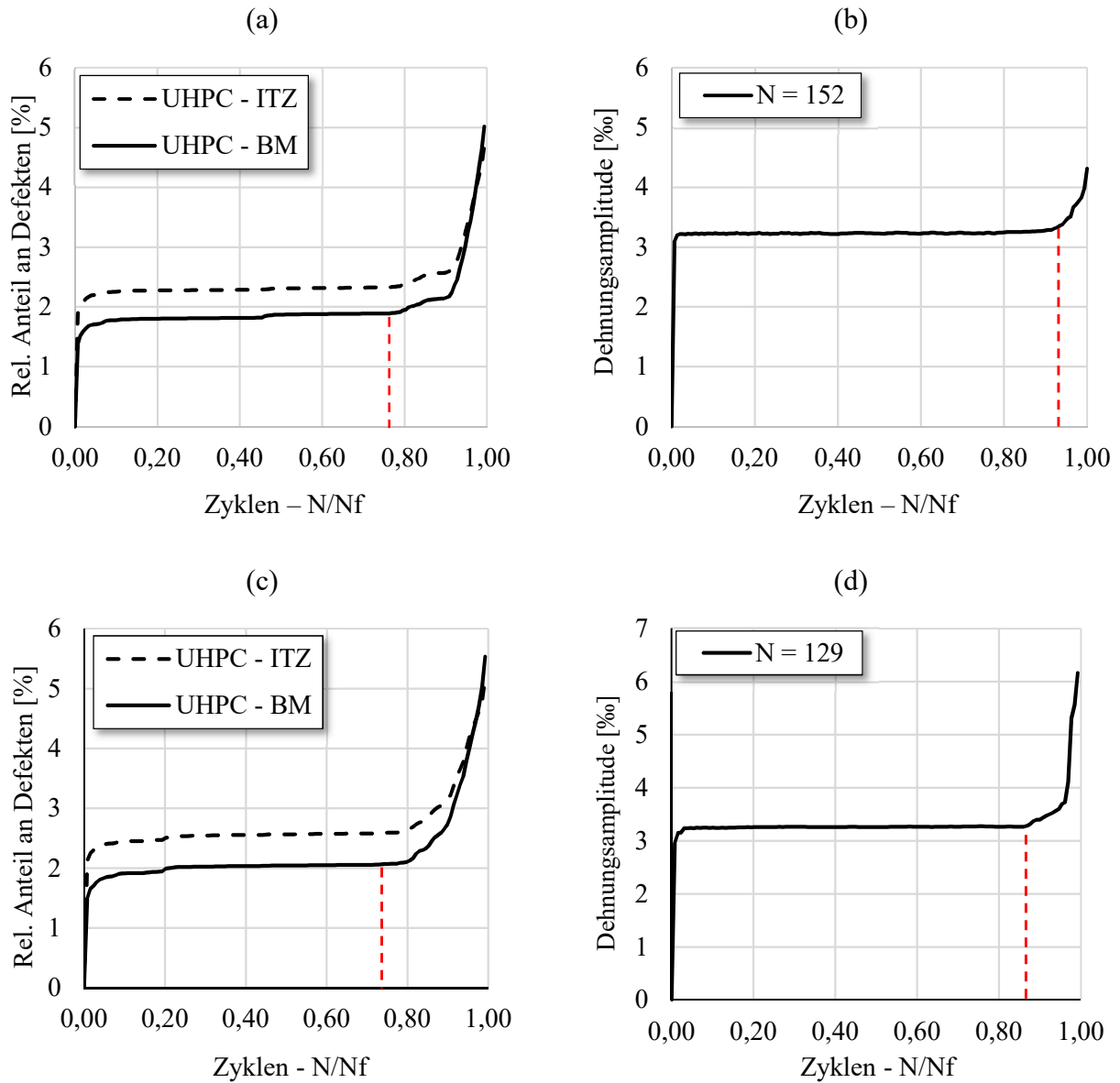


Abbildung 57. Exemplarische Darstellung der D-Z-Kurven mit den dazugehörigen Anteilen an Defekten/Brüchen zweier niederzyklischer Simulationen für $N = 152$ und $N = 129$. In Rot markiert der beginnende stärkere Anstieg der Kurven.

4.1.6 Zyklensprungmethode

Die **Zyklensprungmethode** (Cycle-Jump-Method) stellt einen Ansatz dar, der längere Berechnungsprozesse durch partielle Simulationen ermöglicht. In traditionellen DEM/BPM-Simulationen werden die Bewegungen und Interaktionen der einzelnen Partikel in kleinen, diskreten Zeitschritten explizit berechnet.

Mit dieser Berechnung kann jedoch nur eine geringe Anzahl von makroskopischen Zyklen simuliert werden, da die Rechenzeit und der Speicherbedarf schlichtweg zu umfangreich werden. Mit Hilfe der Sprungmethode wird die Anzahl an Zyklen reduziert, indem die Ermüdungsschädigung für jeden Bond auf einen späteren Zeitpunkt extrapoliert und dann als Grundlage für weitere, explizite Berechnungen, verwendet wird. Der Ansatz erlaubt es, die Simulationszeit zu verkürzen, ohne dabei das Gesamtverhalten des Systems signifikant zu beeinflussen. Abbildung 58 zeigt die schematische Überlegung zur Entwicklung der Zyklensprungmethode.

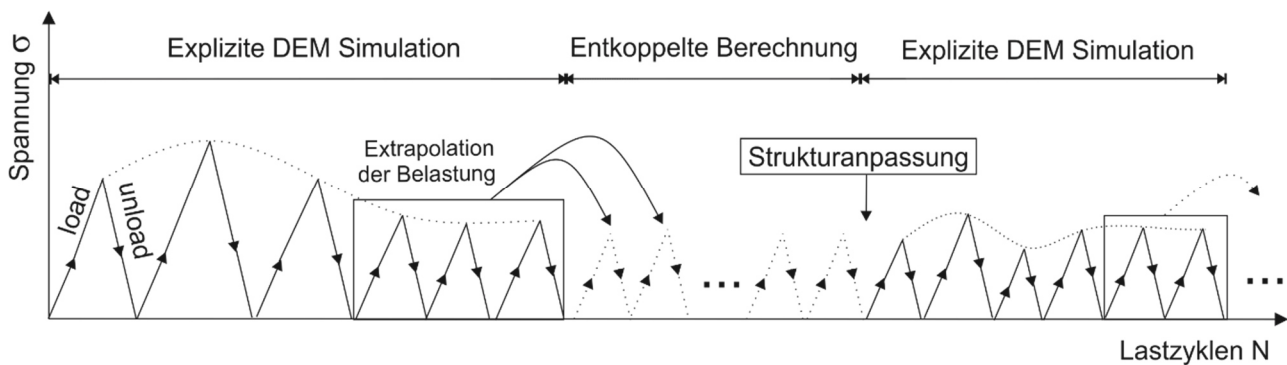


Abbildung 58. Schematische Überlegung zur Entwicklung der Zyklensprungmethode.

Der eigens entwickelte **Zyklensprungalgorithmus** basiert auf einer Analyse und Extrapolation aller Bondzustände zu definierten Zeitpunkten und wird bezugnehmend auf das in Abbildung 59 dargestellte Flowchart im Folgenden näher erläutert. Die mitaufgeführte „DEM Integration“, welche die allgemeinen Berechnungen der DEM in MUSEN repräsentiert, die Brucherkenung (Makrobruch) sowie die Belastungsabfrage (Belastung) gehören zum allgemeinen Teil der in MUSEN implementierten Funktionen und werden nicht näher erläutert.

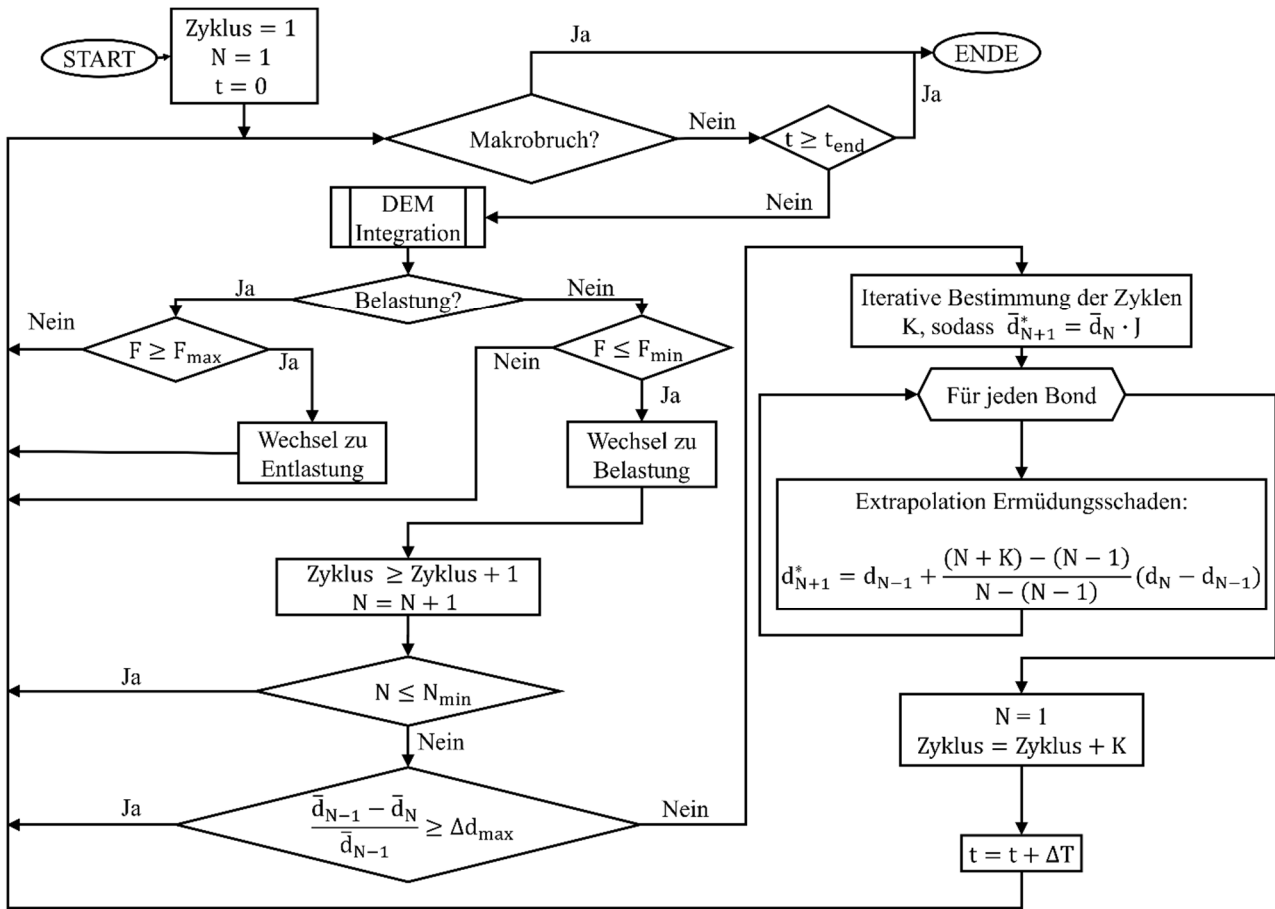


Abbildung 59. Flowchart des Zyklensprungalgorithmus.

Zu Beginn der Ermüdungssimulation wird eine definierte Mindestanzahl makroskopischen Zyklen N_{\min} explizit berechnet. Am Ende dieser Zyklen prüft der Algorithmus zunächst, ob sich das Materialgefüge in einem stabilisierten Ermüdungszustand befindet, indem er die gesamte Ermüdungsschädigung (d. h. die durchschnittliche Änderung aller Bonddurchmesser) der letzten zwei makroskopischen Zyklen analysiert und mit einem definierten Grenzwert Δd_{\max} vergleicht, Gleichung (66). Ziel dabei ist es, sicherzustellen, dass keine verfrühte Extrapolation innerhalb von Bruchprozessen oder großen Positionsänderungen der Partikel vorgenommen wird. Dabei steht das \bar{d}_{N-1} für den durchschnittlichen Bonddurchmesser aus dem vorherigen Zyklus, während \bar{d}_N den Durchschnittswert aus dem aktuellen Zyklus darstellt.

$$\frac{\bar{d}_{N-1} - \bar{d}_N}{\bar{d}_{N-1}} \geq \Delta d_{\max} \quad (66)$$

Liegt kein stabiler Ermüdungszustand vor, werden die makroskopischen Zyklen solange wiederholt, bis das Kriterium eingehalten ist und ein Zyklensprung vollzogen werden kann. Für den **Zyklensprung** durchläuft der Algorithmus jede einzelne Bindung und wertet diese im Hinblick auf

die bisherige Ermüdungsschädigung der letzten zwei Zyklen aus. Für einen einzelnen Bond bedeutet das einen Vergleich des aktuellen Durchmessers d_N mit dem Durchmesser des vorherigen Zyklus d_{N-1} . Die individuelle Schädigung wird als Grundlage für die Extrapolation verwendet, indem jeder Bond so lange rechnerisch geschädigt wird, sodass eine bestimmte Extrapolations-/Sprungweite J nach Gleichung (67) nicht überschritten wird. Aus der vorgegebenen Sprungweite ergibt sich eine spezifische Anzahl an Zyklen K , ohne dass das Materialverhalten sich signifikant ändert. Diese Operationen können mit den Gleichungen (67) bis (69) beschrieben werden,

$$J = (1 - 2 \cdot 10^{-\delta_{\text{fat}}}) \quad (67)$$

$$\bar{d}_{N+1}^* = \bar{d}_N \cdot J \quad (68)$$

$$d_{N+1}^* = d_{N-1} + \frac{(N + K) - (N - 1)}{N - (N - 1)} (d_N - d_{N-1}) \quad (69)$$

wobei \bar{d}_{N+1}^* den durchschnittlichen Bonddurchmesser nach dem Zyklensprung beschreibt und \bar{d}_N den durchschnittlichen Bonddurchmesser im Zyklus vor dem Sprung.

Nach dem Zyklensprung führt der Algorithmus eine Aktualisierung der Bonddurchmesser und der aktuellen Zyklenzahl N durch und nutzt die neue Struktur als Ausgangsmodell für die nächsten expliziten Berechnungen. Die resultierenden Kräfte, die im System vor der Extrapolation vorhanden waren, werden in die neue Struktur übernommen.

Das Kriterium nach Gleichung (66) stellt sowohl sicher, dass keine zu frühe Extrapolation aufgrund von Positionsänderung der Partikel stattfindet (möglich in Phase I der Ermüdung, bei welcher eine erhöhte Strukturumlagerung stattfindet) als auch, dass es in bevorstehenden Bruchprozessen nicht zu einem Zyklensprung kommt (kurz vor Phase III). Auf diese Weise reguliert der Algorithmus eigenständig die Anzahl an zu simulierenden Zyklen, wobei immer eine Mindestanzahl N_{min} eingehalten wird und führt entweder einen Zyklensprung durch oder bricht bei Erkennung eines makroskopischen Bruchs die Simulation ab.

Aus dem beschriebenen Ablauf geht hervor, dass einige Parameter zunächst im direkten Vergleich von expliziten und extrapolierten Simulationen kalibriert werden müssen. Zu diesen Parametern gehören zum einen die Mindestanzahl an zu simulierenden Zyklen N_{min} , die maximal zulässige Bondänderung vor einem Sprung Δd_{max} sowie der Sprungparameter δ_{fat} .

4.1.7 Hochzyklische Simulationen

Im Hinblick auf die sprungbezogene **Parameterkalibrierung** wurde für die minimale Anzahl an Start- bzw. Zwischenzyklen ein Wert von 15 festgelegt, eventuelle Bruchprozesse und nicht stabile Gefügeänderungen werden nach dieser Anzahl vom Algorithmus selber gesteuert, sodass es gerade im Übergang zur Phase III der Ermüdung zu einem deutlichen Anstieg der expliziten Zyklen kommen kann. Die zulässige Ermüdungsschädigung sowie die Sprungweite wurden an einer bestehenden niederzyklischen Simulation aus Kapitel 4.1.5 **kalibriert** und darauffolgend an drei neuen Simulationen **validiert**. Die Kalibrierung führte zu einer maximalen Bondänderung von $\Delta d_{\max} = 0,001$ und $\delta_{\text{fat}} = 8$. Abbildung 60 (a) zeigt die Kalibriersimulation, während (b) bis (c) die Validierberechnungen aufzeigt.

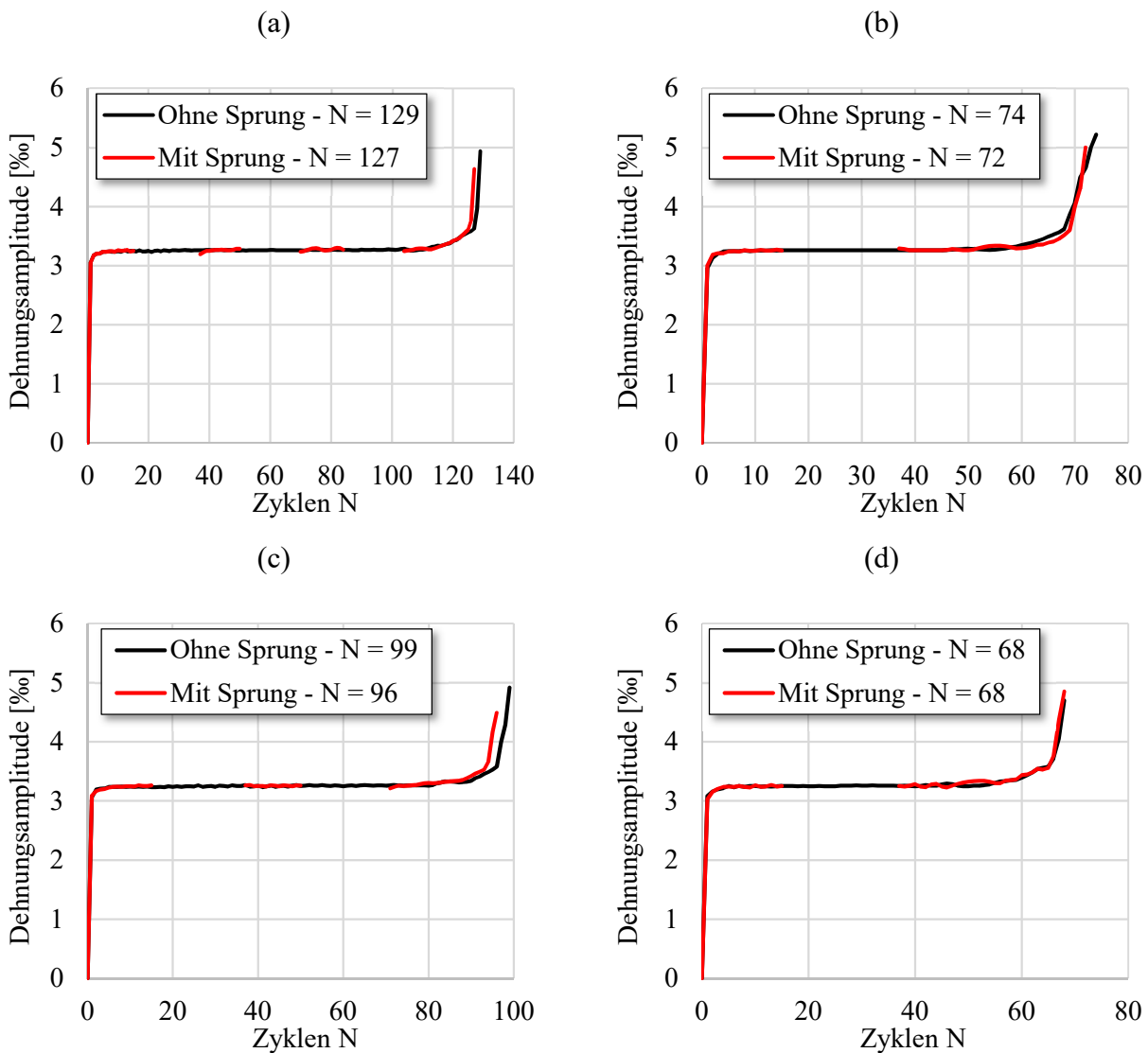


Abbildung 60. Gegenüberstellung vier verschiedener Simulationsszenen mit und ohne Zyklensprung:
 (a) Kalibriersimulation mit $N = 68$, (b) bis (d) Validiersimulationen mit $N = 74$ bis $N = 129$.

In Anbetracht der erzielten Konsistenz zwischen expliziten und extrapolierten Simulationen nach Abbildung 60 (a) bis (d) wird das Parameterset für die Zyklensprünge als repräsentativ betrachtet. Um die Streuung der experimentellen Ermüdungsversuche erklären zu können, wurden die REM-Untersuchungen zum Einfluss des unhydratisierten Zementes auf das Ermüdungsverhalten von UHPC herangezogen (Abbildung 38 (a)). Demnach hat ein erhöhter Anteil an unhydratisiertem Zement positive Auswirkungen auf die ertragbaren Lastwechselzahlen in den experimentellen Ermüdungsversuchen.

Ein variierender Anteil an unhydratisiertem Zement wird auf Grundlage des Modells in Abbildung 38 (b) in der Simulation abgebildet, indem eine partielle Deaktivierung der Ermüdungsschädigung für einen bestimmten Teil an Bonds umgesetzt wird. Auf diese Weise soll der blockierende Effekt wiedergegeben werden. Unter Anwendung eines Zufallsalgorithmus erfolgt die Zuteilung für verschiedene Anteile an Bindungen. Die sich daraus ergebenden Lastwechselzahlen aus drei separaten Simulationen sind in Tabelle 9 dargestellt. Die unterschiedlichen Simulationsmodelle wurden unabhängig voneinander generiert. Die Streuungen für den Bereich zwischen 20% und 99% resultieren somit sowohl aus den unterschiedlichen Modellen als auch aus der Verwendung des Zufallsalgorithmus.

Tabelle 9. Bruchlastwechselzahlen drei verschiedener Simulationsszenen für variierende Anteile an ermüdungsfähigen Bonds.

Anteil an Bonds ohne Ermüden [%]	Lastwechselzahlen N			Mittelwert
0*	152	129	165	148
20	243	279	219	247
40	306	310	342	319
60	361	419	354	378
80	1068	1045	841	984
95	2669	1699	2511	2293
99	16362	9292	8885	11513

*Lastwechselzahlen aus expliziten, niederzyklischen Simulationen.

Die tabellarische Darstellung veranschaulicht, dass ein Anstieg des Anteils an nicht ermüdungsfähigen Bonds mit einer Zunahme der ertragbaren Lastwechselzahlen einhergeht. Die vorliegende Variation hebt weniger eine quantitative Beziehung zum unhydratisiertem Zement hervor, sondern betont vielmehr eine qualitative Kopplung mit der Modellvorstellung nach Abbildung 38 (b).

Es ist anzumerken, dass der Ermüdungsprozess ein komplexes Zusammenspiel unterschiedlicher Schädigungsmechanismen darstellt, das nicht auf einen einzelnen Aspekt reduziert werden kann. Dennoch lässt sich zeigen, dass eine positive Beeinflussung des Ermüdungswiderstandes stattfindet, wenn einzelne Bindungen durch Blockierungseffekte weniger anfällig auf Ermüdung reagieren. Ein Vergleich der experimentell beobachteten Streuung der Lebensdauer von UHPC mit den Simulationsergebnissen zeigt ferner Parallelen in der Streubreite (Abbildung 61), wobei ein Anteil von 1% ermüdungsfähiger Bonds bereits ausreicht, dass es zu einem Probekörperversagen aufgrund Ermüdung kommt, siehe Tabelle 9.

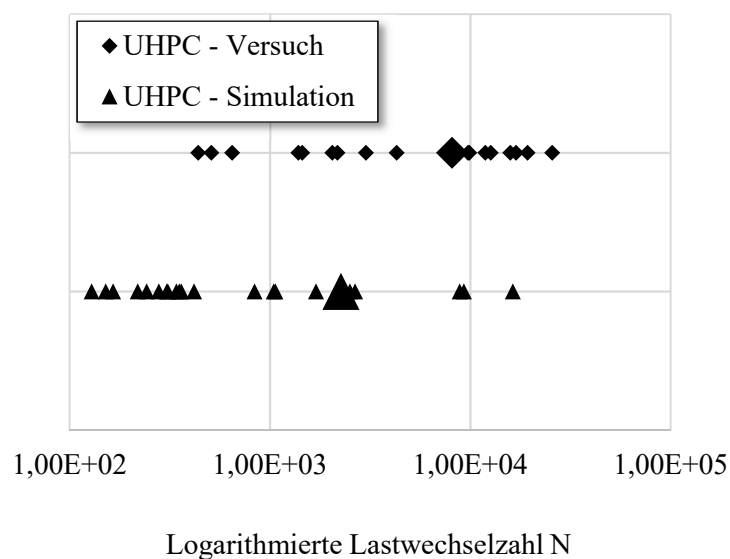


Abbildung 61. Gegenüberstellung der experimentellen Ermüdungsversuche am UHPC mit den hochzyklischen Ermüdungssimulationen mit variierendem Anteil an ermüdungsfähigen Bonds.

Aufbauend auf den Erkenntnissen aus den expliziten Simulationen im niederzyklischen Bereich erfolgte in gleicher Weise eine eingehende Untersuchung der Materialdegradation durch eine quantitative Analyse der gebrochenen Bindemittel- und ITZ-Bindungen. Als repräsentative Darstellung werden zwei hochzyklische Simulationen herangezogen, welche die Ergebnisse einer Simulation mit $N = 16362$ Zyklen (Abbildung 62 (a) und (b)) und $N = 8885$ (Abbildung 62 (c) und (d)) darstellen. Die Abszisse ist dabei so skaliert, dass sowohl die Zyklensprünge als auch die expliziten Simulationsabschnitte jeweils in einer eigenen Skalierung dargestellt sind, um eine vorteilhaftere Darstellung zu gewährleisten.

Es zeigte sich gleichbleibend, dass es in Phase I der Ermüdung zur deutlichen Schädigung der Kontaktzone kommt, bis ein erster Gleichgewichtszustand erreicht ist. Der Primärschädigung schließt sich ebenso ein gleichmäßiges und geringes Schädigungswachstum in Phase II an. Anders als bei den

niederzyklischen Simulationen lässt sich aufgrund der Zyklensprünge keine verbindliche Aussage darüber treffen, ob bereits bei 80% der Laufzeit ein Anstieg der Schädigung eingetreten ist, da dieser Teil im Bereich der Extrapolation liegt. Die hochzyklischen Simulationen legen jedoch nahe, dass es zu sehr ähnlichen Schädigungsverläufen innerhalb der Struktur kommt und die auftretenden Spannungsspitzen sowie die neu abgebildete Verteilung ermüdungsanfälliger Bonds einen wesentlichen Einfluss auf die ertragbare Lastwechselzahl haben. Zudem ist anhand der zunehmend kürzer werdenden Sprungweiten erkennbar, dass mit zunehmenden Belastungsdauer eine verstärkte Ermüdungsschädigung eintritt. Dies deutet darauf hin, dass das Ausmaß der Schädigung parallel zur Dauer und Intensität der lokalen Belastung steigt.

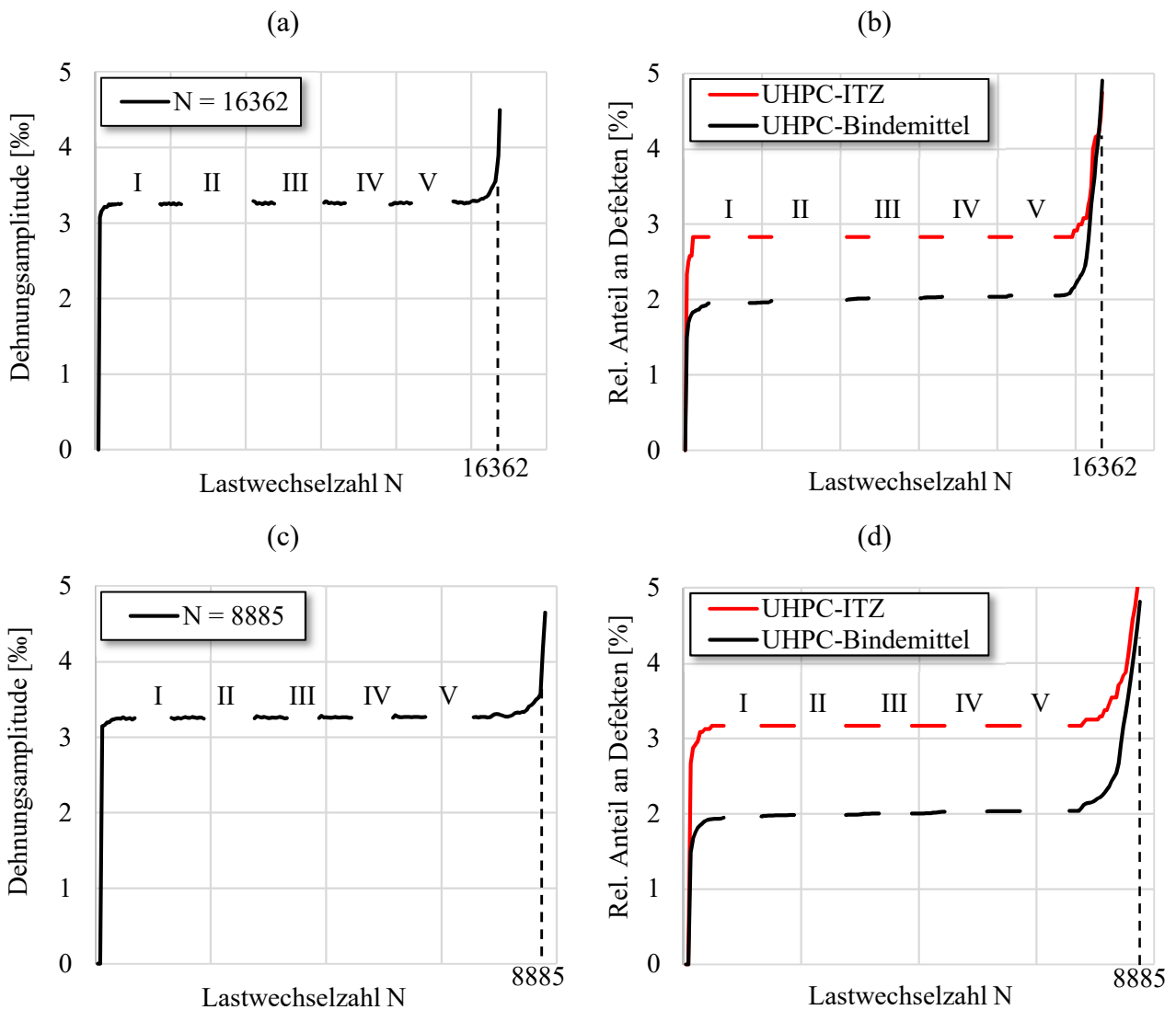


Abbildung 62. Darstellung der D-Z-Kurven mit den dazugehörigen Anteilen an Defekten/Brüchen zweier hochzyklischer Simulationen (N = 16362 und N = 8885). Zyklensprünge I-V und explizite Simulationsabschnitte besitzen jeweils eigene Skalierung.

4.2 Makroskaliges BPM-Modell

Ergänzend zu den mesoskaligen Simulationen wurden makroskalige Berechnungen durchgeführt. Ziel dieser Simulationen war es, unter Verwendung der mesoskaligen Ergebnisse sowie der vorhandenen REM-Untersuchungen, das mechanische Verhalten eines maßstabsgetreuen Modellzylinders auf schädigungsfördernde Mechanismen zu untersuchen. Zudem sollte eine Aussage darüber getroffen werden, inwiefern lokal auftretende Variationen der Gesteinskonzentration das makroskopische Verhalten beeinflussen.

Zu diesem Zweck wurden rasterelektronenmikroskopische Aufnahmen hinsichtlich auftretender Inhomogenitäten im lokalen Gesteinskorngesamt mittels verschiedener Rastergrößen (R1: 3 mm x 2 mm, R2: 4,5 mm x 3 mm, R3: 1,5 x 1 mm) untersucht. Die Ergebnisse des R1-Rasters wurden zudem mittels Agglomeratstrukturen in ein zylindrisches Makroskalenmodell integriert. Das so entstehende Modell beinhaltet sowohl Bereiche mit homogen als auch inhomogen verteilten Gesteinskonzentrationen, ohne diese als Einzelkorn aufzulösen.

Die verschiedenen Bereiche unterscheiden sich auf der Makroskala in ihrer Bondsteifigkeit und -festigkeit, wobei die Parameter an den mesoskaligen Berechnungen nach Tabelle 7 kalibriert wurden. Auf diese Weise mussten keine zusätzlichen Laborversuche durchgeführt werden, da die Mesoergebnisse unmittelbar genutzt werden konnten.

4.2.1 Analyse der REM-Bilder auf Gesteinsinhomogenitäten

Mit dem Ziel, verschiedene Bereiche des makroskaligen Modells bestimmten Gesteinskonzentrationen zuzuweisen, mussten Bildanalysen der lokalen Anhäufung des H33 in Rasterelektronenmikroskopie-Aufnahmen durchgeführt werden. Für diese Analyse wurde zunächst ein Raster von 4,2 mm x 1,4 mm über eine großformatige REM-Aufnahme (18 mm x 6 mm) gelegt, die als repräsentativ betrachtet wurde. Die von der Mesoskala abgeleitete Rastergröße (Abbildungsgröße des verkleinerten Mesomodells) führt allerdings zu unregelmäßigen Randbereichen. Infolgedessen könnten diese Bereiche keiner Zelle in der Analyse zugewiesen werden, was zu einem Informationsverlust führen würde. Deshalb wurde das Raster, wie in Abbildung 63 dargestellt, auf eine Größe von 3 mm x 2 mm angepasst.

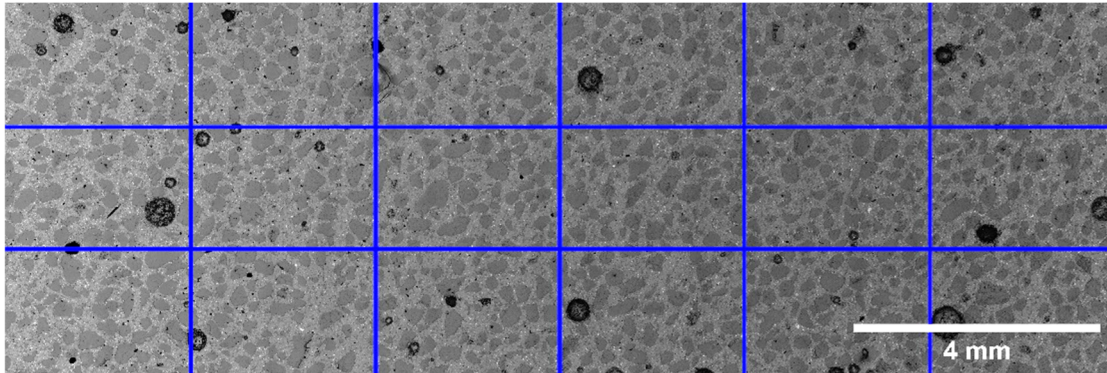


Abbildung 63. Modifiziertes Ausgangsraster R1 (3 mm x 2 mm).

Die Analyse des Gesteinsanteils innerhalb der einzelnen Rasterzellen fand mit Hilfe der in Kapitel 3.4.1 beschriebenen Schritte zur Bildanalyse und Segmentierung statt, wobei lediglich das zugehörige Gesteinscluster zur Auswertung herangezogen wurde.

Für den gesamten Bildausschnitt nach Abbildung 63 ergibt sich ein Gehalt an grober Gesteinskörnung von 39,55 %. Der laut Rezeptur beigefügte Volumenanteil an Quarzsand liegt jedoch mit rund 36 % knapp 3 % unterhalb dieses Wertes. Diese Überschätzung lässt sich darauf zurückführen, dass bei der Segmentierung einige der Verdichtungs-poren bzw. deren Ränder und Risse, aufgrund ihrer ähnlichen Kontraste, demselben Gesteinscluster zugewiesen wurden. Da die durch das Bindemittel führenden Risse ihren Ursprung häufig direkt an den Korngrenzen des Quarzsandes haben, fallen diese bei der Partikelanalyse mit einem Ausschluss von Gruppierungen unterhalb 7000 Pixeln nicht durch das Raster. Auch zu dicht an einem Quarzsandkorn liegendes Quarzmehl oder durch Risse verbundene Quarzmehlkörner können durch die Untergrenze von 7000 Pixeln nicht ausgeschlossen werden.

Die beschriebenen Fehlerquellen bei der Partikelanalyse sind in Abbildung 64 (c) bildlich dargestellt. Gegenübergestellt werden hierbei ein 1 mm x 1 mm großer Bildausschnitt der REM-Originalaufnahme (Abbildung 64 (a)), der segmentierte Bildausschnitt (b) und das für die Partikelanalyse resultierende Binärbild (c).

Abbildung 64 (c) zeigt ferner exemplarisch zu nahe an einem Quarzsandkorn liegende Quarzmehlkörner in Grün, durch Risse verbundene Quarzmehlkörner in Rot, der Rand einer Verdichtungspore in Blau und die Risse selbst in Gelb. Auch durch eine deutliche Erhöhung der Clusterzahl ließ sich die Fehlerquelle nicht vollends egalisieren, sodass als Folge ein Toleranzabzug von 3 % für die Ergebnisse der Bildanalyse festgelegt wurde.

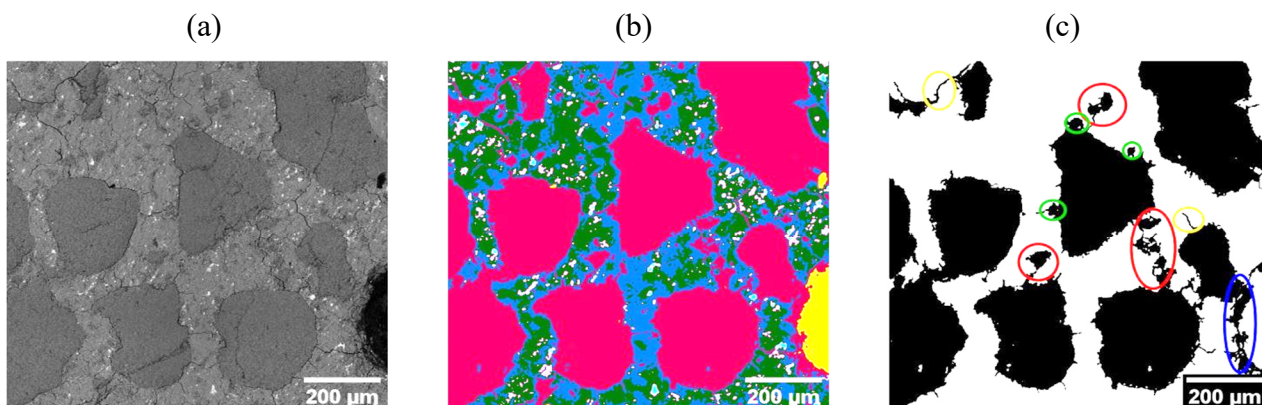


Abbildung 64. Mögliche Fehlerquelle bei der Überschätzung des Gesteinskornanteils: Bildausschnitt Originalaufnahme (a), segmentierter Bildausschnitt (b), fehlerhafter Zuweisung (c) (Einzelrisse in Gelb, Quarzmehlkörner in Grün, Risse zwischen Quarzmehlkörnern in Rot, Rand einer Verdichtungs-pore in Blau).

Für jede Zelle des R1-Rasters wurde eine separate Partikelanalyse durchgeführt, um die Verteilung an grober Gesteinskörnung zu untersuchen. Der resultierende Gehalt an Quarzsand inkl. Toleranzabzug ist auf den einzelnen Zellen in Abbildung 65 dargestellt. Tabelle 10 weist die Gehalte drei Gruppen (G30, G36 und G40) zu, welche für die spätere Parameterkalibrierung genutzt werden.

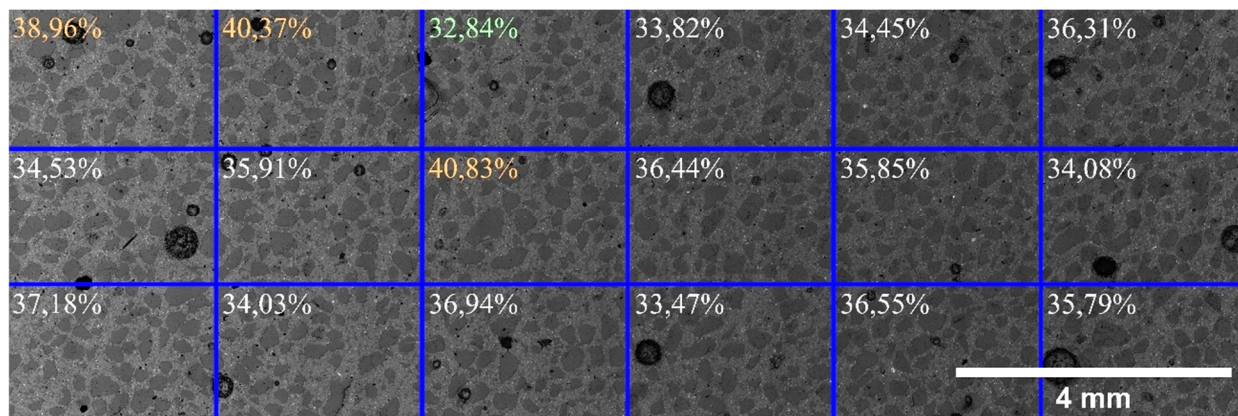


Abbildung 65. Analyse des Gesteinsanteils am angepassten R1-Raster (3 mm x 2 mm): Gehalt unterhalb von 33 % in Grün, Gehalt oberhalb von 38 % in Orange, Werte zwischen 33% - 38% in Weiß.

Tabelle 10. Auswertung und Zusammenfassung des Gesteinskornanteils am 3mm x 2mm Raster.

Gesteinsanteil aus Bildanalyse	Gruppenzuordnung	Anzahl der Rasterzellen	Anteil am gesamten Bildausschnitt
< 33 %	G30	1	5,56 %
33% - 38 %	G36	14	77,77 %
> 38 %	G40	3	16,67 %
Rechnerischer Gesamtanteil an Gesteinskörnung			36,33 %

Im Allgemeinen hat die Rastergröße einen direkten Einfluss auf die Genauigkeit und den Detailierungsgrad von Bildanalysen. Eine zu feine Rasterung kann unerwünschte Artefakte erzeugen oder die Datenmenge erhöhen, während eine zu grobe Rasterung wichtige Details übersehen oder ungenau darstellen kann. Für die späteren Makroskalensimulationen werden nur die Ergebnisse des R1- Rasters verwendet. Um mögliche Inhomogenität der groben Gesteinskörnung jedoch weiter zu untersuchen, wurden zwei weitere Raster analysiert. Durch eine Vergrößerung des Rasters auf 4,5 mm x 3 mm ergeben sich acht einzelne Ausschnitte bzw. Rasterzellen. Der aus der Partikelanalyse resultierende Gehalt an grober Gesteinskörnung kann Abbildung 66 entnommen werden.

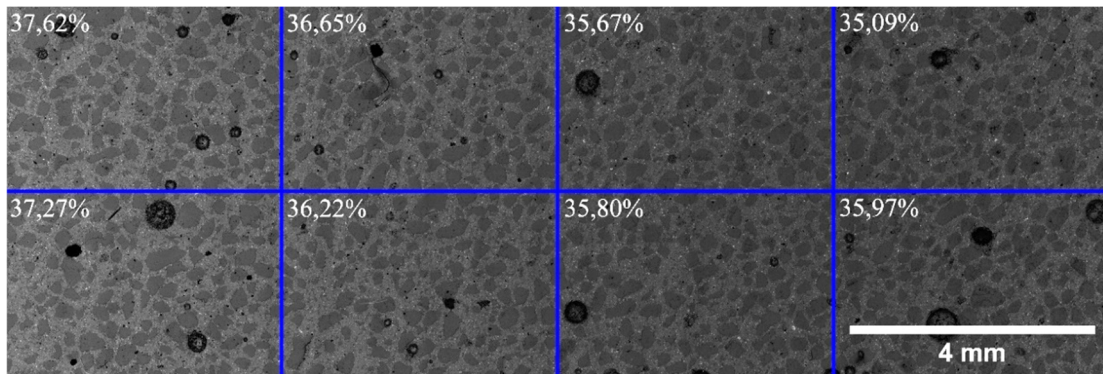


Abbildung 66. Analyse des Gesteinsanteils am vergrößerten R2-Raster (4,5 mm x 3 mm).

Es wird deutlich, dass sich die Ergebnisse der einzelnen Zellen den 36,55 % aus der Gesamtanalyse annähern. Kein Ausschnitt des Rasters überschreitet hierbei die gesetzten Schwellenwerte von 33 % und 38 %. Mit einer Verkleinerung des Rasters auf 1,5mm x 1mm kann, wie in Abbildung 67 gezeigt, eine deutlichere Inhomogenität der Verteilung festgestellt werden. Zusätzlich zu den Bereichen mit 30 % und 40 % grober Gesteinskörnung konnten Ausschnitte mit weniger als 25 % und mehr als 43 % Quarzsand festgestellt werden (unterhalb 25% hellgrün und oberhalb 43% Rot).



Abbildung 67. Analyse des Gesteinsanteils am verkleinerten R3-Raster (1,5 mm x 1 mm).

Die kleinere Rastergröße birgt jedoch auch das Risiko zusätzlicher Fehlerquellen. Teilweise werden am Rand eines Ausschnittes Quarzsandkörner angeschnitten oder durch den unteren Schwellenwert von 7000 Pixeln bei der Partikelanalyse nicht mehr berücksichtigt. Zudem trifft der pauschale Toleranzabzug von 3 % nicht in jedem Bereich zu, da insbesondere die Verteilung von Verdichtungsstellen über die untersuchte Probenoberfläche inhomogen ist.

Im Zuge der durchgeführten Partikelanalyse konnte allerdings kein deutlicher Widerspruch zwischen dem resultierenden prozentualen Flächenanteil von grober Gesteinskörnung und einer optischen Begutachtung der einzelnen Ausschnitte festgestellt werden.

4.2.2 Parameterkalibrierung und Strukturgenerierung

Da die Kalibrierung der Parameter und Generierung der Makromodellstruktur auf den gleichen Verfahren und Algorithmen beruhen, wie sie für die Mesomodelle in Kapitel 4.1.2 erläutert wurden, werden die zentralen Schritte und Erklärungen nachfolgend in verkürzter Form dargelegt.

Wie bereits hervorgehoben, ist das Ziel, die gewonnenen Erkenntnisse aus den mesoskaligen Simulationen im makroskaligen Kontext anzuwenden, um einen direkten Vergleich zu einem realen Prüfzylinder aus UHPC zu ermöglichen. Darüber hinaus zielt die Untersuchung darauf ab, den Effekt von Inhomogenitäten, speziell bezogen auf die Verteilung der Gesteinskörnung und die daraus resultierenden Diskontinuitäten in der lokalen Steifigkeit, umfassend auf makroskopischer Ebene zu analysieren.

Um die Erkenntnisse aus der Bildanalysen nach Abbildung 65 adäquat auf der Makroebene umzusetzen, wurden drei unterschiedliche Parametersätze für die definierten Gruppen G30, G36 und G40 kalibriert. Obwohl die Darstellung der verschiedenen Bereiche im Makromodell mittels Agglomeratstrukturen realisiert wird, erfolgte die Kalibrierung der Materialparameter vereinfachend am zylindrischen Probekörper unter statischer Belastung.

Für die Durchführung wurde ein zylindrisches Makromodell mit den Dimensionen $h/d = 180/60$ mm konzipiert. Die in diesem Modell generierten Partikel weisen einen Durchmesser von 1,2 mm auf, was in einer Gesamtzahl von etwa 326,812 Partikeln resultiert. Der Prozess der Bondgenerierung in einem Abstandsbereich von -0,1 mm bis +0,9 mm führte zu 3,652,936 Millionen Materialbrücken und mündet in einer Koordinationszahl von 11. Um die unterschiedlichen Steifigkeitsbereiche zu berücksichtigen, wurden drei verschiedene Parametersätze kalibriert. Tabelle 11 stellt die mechanischen Zielwerte der Mesoskala mit den kalibrierten Werten der Makroskala gegenüber. Die

detaillierten Modellparameter sind im Anhang A4 enthalten. Zur Abbildung der lokalen Gesteinsansammlungen wurden drei verschiedenen Agglomerate mit je 16 Partikel verwendet, siehe Abbildung 68. Der damit durchschnittlich erreichte Agglomeratdurchmesser von 4 mm bildet dabei eine Rasterzelle des R1-Rasters ab.

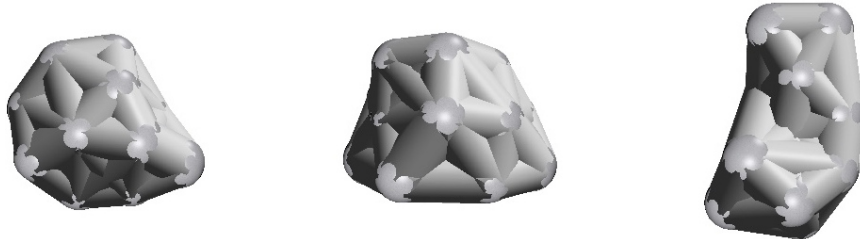


Abbildung 68. Exemplarische Darstellung der verwendeten Agglomerate auf der Makroskala.

Tabelle 11. Gegenüberstellung der Zielwerte aus der Mesoskala mit den kalibrierten Ergebnissen der Makroskala.

Gruppe	Zielwert aus Mesoskala		Kalibriert auf Makroskala	
	Bruchspannung [MPa]	E-Modul [GPa]	Bruchspannung [MPa]	E-Modul [GPa]
G30	187,27 ± 0,97	44,26 ± 0,38	186,21 ± 2,09	44,61 ± 0,02
G36	192,15 ± 2,09	45,78 ± 0,29	194,19 ± 2,33	46,28 ± 0,02
G40	196,15 ± 1,34	46,62 ± 0,17	201,43 ± 2,22	49,84 ± 0,02

Bei der Strukturgenerierung des Makroskalenmodells kommen alle in Kapitel 4.1.2 vorgestellten Algorithmen zur Anwendung, wobei in die folgenden, wesentlichen Schritte unterteilt werden kann:

- **Generierung von UHPC-Partikeln im Volumen I:** Im ersten Schritt wurden UHPC-Partikel in ein zylindrisches Volumen mit den Abmessungen ($h/d = 180/60$ mm) generiert, daraus ergab sich eine Gesamtanzahl von 326.812 Partikeln. Das verwendete Volumen repräsentiert gleichzeitig die Zylindergröße des schlussendlichen Makromodells. Der Größenbereich, den das Mesomodell damit abbildet, beträgt $h/d = 180/60$ mm.
- **Platzierung von G30-/ und G40-Agglomeraten im Volumen II:** Die in der Datenbank separat gespeicherten Agglomerate nach Abbildung 68 wurden in einem weiteren Volumen II mit den gleichen Abmessungen ($h/d = 180/60$ mm) platziert. Die Anzahl der Agglomerate richtete sich dabei nach dem Anteil der G30- und G40-Gruppen aus der Bildanalyse des Rasters-R1. Da sowohl die Agglomerate als auch die UHPC-Partikel einen Durchmesser von 1,2 mm besitzen, konnte die absolute Anzahl der Partikel zur Berechnung des korrekten Volumenverhältnisses herangezogen werden. Zu bedenken ist hierbei, dass es sich bei dem

Übertrag der REM-Werte um einen Transfer vom zweidimensionalen in den dreidimensionalen Raum handelt. Bei der Umrechnung, dass eine Rastergröße in etwa einem Agglomerat mit einem Durchmesser von 4 Partikeln entspricht, muss demnach ein Kompromiss zwischen 2D und 3D eingegangen werden.

- **Zusammenführung der beiden Volumina:** Unter Zuhilfenahme des in Kapitel 4.1.2 erläuterten Materialzuweisungsalgorithmus wurde durch die Zusammenführung der beiden Volumina ein makroskaliges UHPC-Modell erstellt. Bei der Zusammenführung werden den Partikeln individuelle Materialeigenschaften zugeordnet, um im nächsten Schritt eine korrekte Zuordnung der Materialbrücken sicherzustellen.
- **Generierung der Materialbrücken und Stahlplatten:** In einem letzten Schritt wurden zwischen den drei Bereichen (G30, G36, G40) drei verschiedene Brückenarten erstellt. Es sei nochmal darauf hingewiesen, dass es sich sowohl bei den Partikeln als auch bei den verschiedenen Brücken um UHPC handelt, welche jeweils ein Areal mit unterschiedlichem Gesteinsanteil repräsentieren. Es findet keine Auflösung einzelner H33-Gesteinskörner statt. Zusätzlich wurden oben und unten zwei Stahlplatten modelliert, die bei Zuweisung einer Geschwindigkeit als Druckplatte fungieren. Abbildung 69 fasst die verschiedenen Schritte zur Erstellung des Makromodells zusammen.

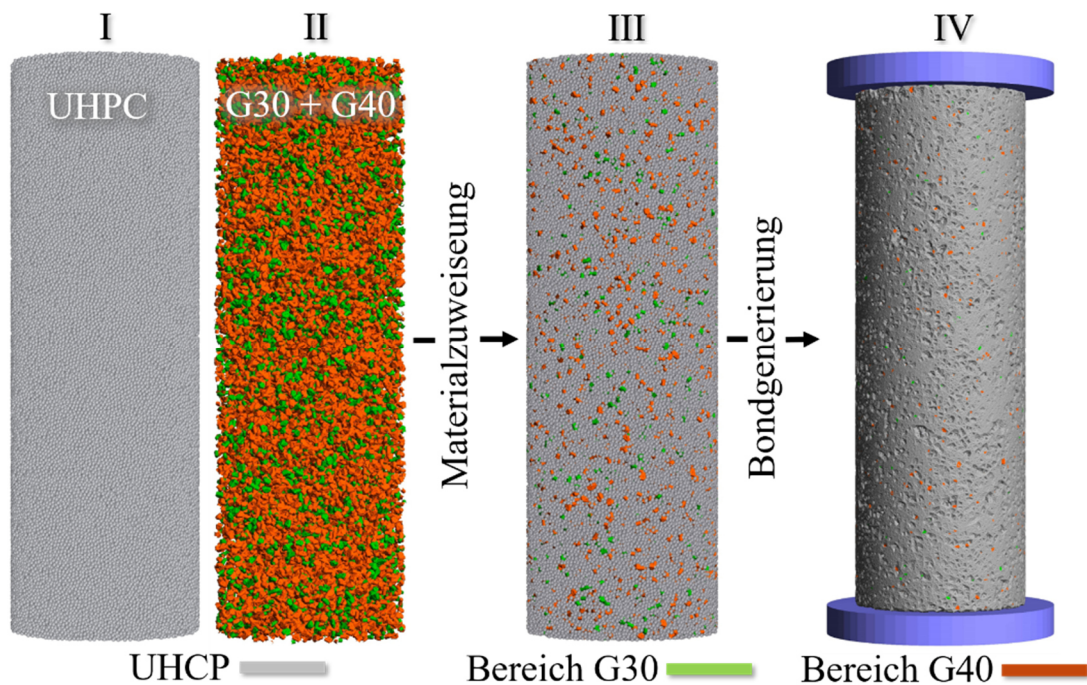


Abbildung 69. Darstellung des Ablaufes der IV-Phasen bei der Strukturgenerierung des Makromodells.

4.2.3 Statische Simulationen

Unter Verwendung des makroskaligen UHPC-Modells mit den zuvor kalibrierten Materialparametern wurden die einaxialen Druckversuche am Referenzbeton an drei separaten Modellen numerisch nachgerechnet. Dazu wurde die Belastungsgeschwindigkeit der oberen Platte mit 100 mm/s definiert und der Modellkörper bis zum Bruch belastet. Da die Geschwindigkeit im Vergleich zu den experimentellen Versuchen um ein Vielfaches erhöht ist, wurde durch eine zusätzliche Geschwindigkeitsvariation sichergestellt, dass es zu keiner negativen Beeinflussung der Ergebnisse kommt. Die Auswertung der UHPC-Simulation zeigte im Hinblick auf den Verlauf der Spannungs-Dehnungs-Linie deutliche Parallelen mit den experimentellen Daten, siehe Abbildung 70 (a).

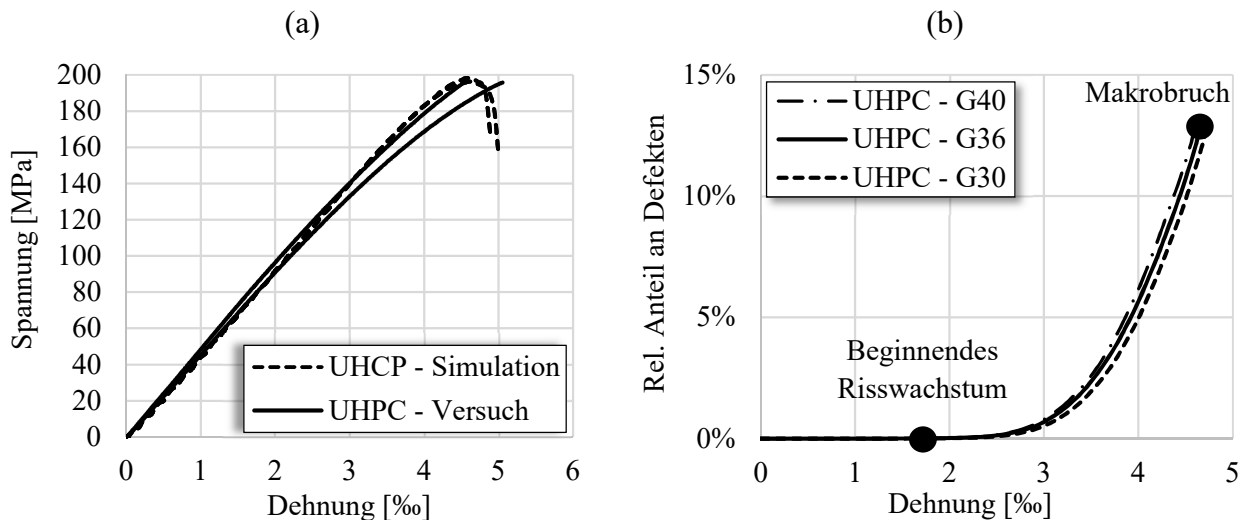


Abbildung 70. (a) Vergleich zweier S-D-Linien statischer Druckversuche am Referenzbeton mit zwei S-D-Linien der numerischen Makromodelle bestehend aus G30, G36 und G40, (b) Wachstum an Defekten auf der Makroskala: Vergleich zwischen den Materialbrücken der G30, G36 und G40-Bereiche.

Im Zuge der methodischen Anknüpfung an die Mesosimulationen wurden die unterschiedlichen Steifigkeitsbereiche (G30, G36 und G40) im Hinblick auf ihren spezifischen Schadensanteil unter statischer Druckbelastung analysiert. Eine der Erkenntnisse dieser Untersuchung stellt die Korrelation zwischen der Schadensintensität und der lokalen Steifigkeit dar. Konkret manifestiert sich in den Bereichen mit erhöhter lokaler Steifigkeit - im Kontext dieser makroskaligen Untersuchung den G40-Bereichen zugeordnet - eine verstärkte Schädigung. Es lässt sich zudem eine invers proportionale Dynamik bei abnehmender Steifigkeit feststellen. Abweichend von den mesoskaligen Beobachtungen stellt sich der exponentielle Anstieg der gebrochenen Bindungen erst bei etwa 2 ‰ ein. Die später einsetzende Schädigung lässt sich vermutlich auf die geringere Auflösung der Materialstruktur auf der Makroskala zurückführen.

4.2.4 Niederzyklische Simulationen

Im Rahmen der niederzyklischen Makrosimulationen wurde die Annahme untersucht, dass UHPC-Bereiche mit lokal höheren Gesteinskörnungsanteilen einen signifikanten Beitrag zur Materialdegradation des UHPC-Gefüges unter zyklischer Belastung liefern könnten. Die ermüdungsbezogenen Modellparameter des rheologischen Bondmodells wurden gemäß Tabelle 12 bestimmt. Um eine möglichst kleine Ermüdungsschädigung während der Simulationen zu erreichen, wurden die Schadensfaktoren auf $\delta_s = \delta_n = 4$ festgelegt. Die Grenzwerte $\sigma_{\text{ten, fatigue}}$ und $\tau_{\text{s, fatigue}}$, bei deren Überschreiten eine Ermüdungsschädigung im Bond auftreten kann, wurden als Proportionalwerte zur maximal zulässigen Spannungen σ_{max} und τ_{max} mit 0,8 definiert.

Die Gesteinskörnung auf der Makroskala wird nicht als isoliertes Einzelkorn, sondern als UHPC-Bereich einer spezifischen Konzentration von H33, eingebettet in die Bindemittelmatrix, modelliert. Dies impliziert, dass die Bonds aller Bereiche potentiell einer Materialermüdung ausgesetzt sein können. Aus numerischer Perspektive bedeutet dies, dass jeder Bond eine Durchmesserreduktion erfahren kann, vorausgesetzt, die Ermüdungskriterien des Modells werden erfüllt. Diese umfassende Betrachtungsweise ermöglicht eine eingehende Untersuchung der Materialermüdung und fördert das Verständnis der Degradationsprozesse unter zyklischer Belastung.

Tabelle 12. Ermüdungsparameter des rheologischen Bondmodells auf der Makroskala.

Parameter	G30	G36	G40
$\sigma_{\text{ten, fatigue}}/\sigma_{\text{max}} [-]$	0,80	0,80	0,80
$\tau_{\text{s, fatigue}}/\tau_{\text{max}} [-]$	0,80	0,80	0,80
δ_s, δ_n	4	4	4

Die Schädigungsauswertung fokussierte sich auf die Analyse der gebrochenen Materialbrücken, wie in Abbildung 71 (a) und (c) dargestellt. Es zeigte sich, dass während der initialen Phase der Ermüdung (Phase I) eine signifikante Schädigung in allen Konzentrationsbereichen auftritt, bis ein erster Gleichgewichtszustand erreicht wird.

Auf diese Primärschädigung folgt ein konstantes Schädigungswachstum bis ungefähr 80% der Gesamtlebensdauer, ab diesem Punkt nimmt die Schädigung exponentiell zu. Auffällig dabei ist, dass die Schädigung insbesondere von den Bereichen mit höchstem Gesteinskörnungsanteil dominiert wird. Dies ist auf die erhöhte lokale Steifigkeit zurückzuführen.

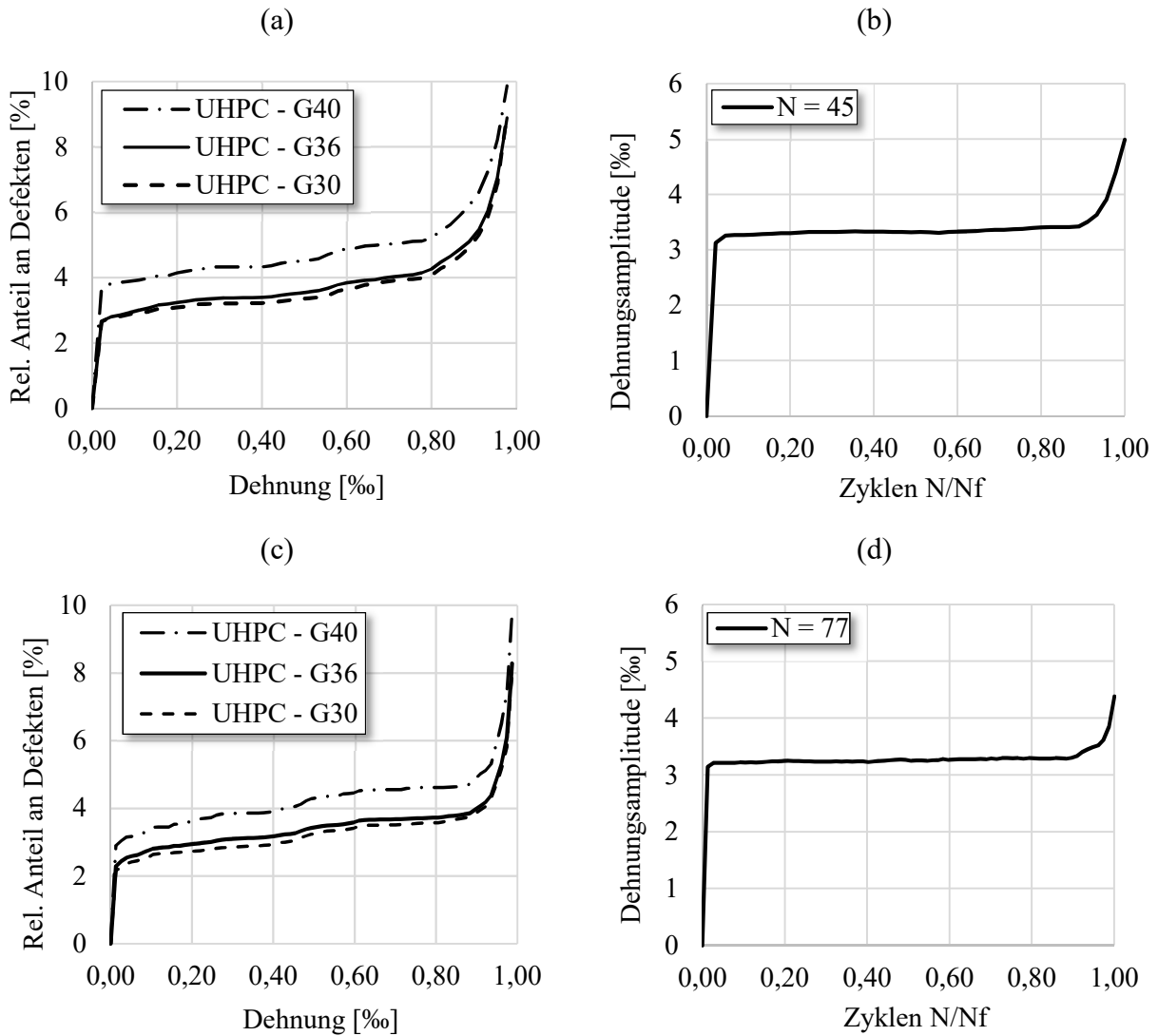


Abbildung 71. Exemplarische Darstellung makroskaliger Ermüdungssimulationen: (a) Schädigungsverlauf der verschiedenen Bereiche für N = 45, (b) D-Z-Kurve der N = 45 Simulation, (c) Schädigungsverlauf der verschiedenen Bereiche für N = 77, (d) D-Z-Kurve der N = 77 Simulation.

Trotz der deutlichen Schädigung der Materialbrücken aller Bereiche zeigen die zugehörigen makroskopischen D-Z-Kurven (Abbildung 71 (b) und (d)) keine Anzeichen einer entsprechenden Degradation. Wie auch bei den Mesosimulationen kann Phase III der Ermüdung bei alleiniger Betrachtung der Bondschädigung bereits ab 80 % der Lebensdauer identifiziert werden, obwohl die makroskopische Klassifizierung anhand der Dehnungsamplitude erst ab etwa 90 % sichtbar wird. Dies lässt sich durch die Beobachtung erklären, dass mikroskopische Gefügeveränderungen nicht unmittelbar zu einer makroskopischen Schädigung des Gesamtmaterials führen. Erst die kumulative Wirkung der Mikroschäden resultiert in sichtbaren Veränderungen auf der Makroebene.

Eine weitere Beobachtung, die sich aus der Analyse ergibt, besteht darin, dass die geringere Zunahme der lokalen Steifigkeit von G36 zu G40 dennoch in einem höheren Unterschied zwischen den Schädigungskurven resultiert (Abbildung 71 (a) und (c)) als der Abstand zwischen den Schädigungskurven von G36 und G30. Dies könnte darauf hindeuten, dass mit zunehmender Steifigkeit der Einfluss auf den Schädigungsprozess ansteigt und sich im Laufe der Ermügdungsdynamik intensiver manifestiert.

5 Schlussbetrachtung

5.1 Zusammenfassung und Diskussion

Nach eingehender Analyse der experimentellen und numerischen Untersuchungen bieten die gewonnenen Erkenntnisse tiefgreifende Einblicke in die mechanischen und strukturellen Eigenschaften des UHPC. Bevor abschließende Schlüsse diskutiert werden, sollen die zentralen Erkenntnisse nochmals hervorgehoben und in den Kontext der gesamten Untersuchung gestellt werden.

In den experimentellen Untersuchungen wurden sowohl statische als auch zyklische Versuche durchgeführt. Bei einer Anpassung der UHPC-Rezeptur wurde unter anderem die H33-Gesteinskörnung weggelassen. Dieser feinkörnige Zuschlag, mit einer maximalen Korngröße von 0,5 mm, trägt maßgeblich zur optimierten Packungsdichte bei. Als Konsequenz sank die Festigkeit von 194,70 MPa auf 165,00 MPa und die Steifigkeit änderte sich von 48,05 GPa auf 38,57 GPa. Weitere Anpassungen beinhalteten die Zugabe von Granit und Basalt in Mengen von 10% bzw. 30% (Korngröße zwischen 5 und 8 mm). Die Zugabe von 10% Basalt resultierte in einer Festigkeit von 176,60 MPa und einer Steifigkeit von 51,75 GPa. Dagegen zeigte die Granitzugabe in gleicher Höhe Werte von 153,90 MPa für die Festigkeit und 47,10 GPa für die Steifigkeit. Das zusätzlich eingeführte Grobgestein vergrößerte die Gesamtoberfläche der Gesteinskörnung. Bei gleichbleibender Rezeptur sank dadurch der Zementanteil, was potenziell zu Fehlstellen in der Betonmatrix und somit zu rissfördernden Unregelmäßigkeiten führt. Hinzu kommt, dass die erhöhte Korngröße zu inhomogenen Spannungsverteilungen im Gefüge beiträgt und schädliche Spannungskonzentrationen begünstigt. Die Rezepturen mit einem zusätzlichen Gesteinskörnungsanteil von 30% beeinflussten ebenfalls das mechanische Verhalten in deutlicher Ausprägung. Für die Variation mit Granit wurde eine Festigkeit von 151,80 MPa und eine Steifigkeit von 48,10 GPa gemessen. Im Gegensatz dazu weist der Basalt eine Festigkeit von 169,90 MPa und eine deutlich erhöhte Steifigkeit von 56,50 GPa auf.

Es wird deutlich, dass die Art und Größe der Gesteinskörnung - sei es durch Entfernen, Hinzufügen oder Verändern - Auswirkungen auf die mechanischen Eigenschaften haben können. Dies beeinflusst sowohl die Frischbetoneigenschaften, was bei einem sorgfältig abgestimmten Hochleistungsbeton zu Problemen bei der Verarbeitung führen kann, als auch die Dynamik innerer Spannungsumlagerungen. Dabei spielen die Korngröße und die spezifischen mechanischen Eigenschaften der Gesteinskörnung eine zentrale Rolle.

Bei **zyklischen Ermüdungsversuchen** weist der Mörtel die höchste Ermüdungsresistenz auf. Betrachtet man den Mörtel als grundlegende Referenz für alle weiteren Rezepturanpassungen, so zeigen die Ergebnisse, dass das Hinzufügen von Gesteinskörnung den Ermüdungswiderstand beeinträchtigt. Der UHPC folgt direkt nach dem reinen Mörtel, wohingegen die Rezepturen mit Basalt und Granit geringere Bruchlastwechselzahlen aufwiesen. Potenzielle Einflussfaktoren für diese Unterschiede könnten die mechanischen Eigenschaften und erneut die Korngröße des Zuschlags sein, ergänzt durch den im Verhältnis zur Zuschlagsoberfläche verminderten Zementanteil. Bei einer Änderung oder Anpassung einer Rezeptur muss ein ausgewogenes Verhältnis zwischen den möglichen positiven Auswirkungen, wie der Steigerung von Steifigkeit und Festigkeit unter statischer Belastung, und den potenziellen negativen Auswirkungen unter zyklischer Belastung, wie einer inhomogeneren Spannungsverteilung und signifikanten Steifigkeitssprüngen zwischen den Bestandteilen, angestrebt werden.

Rauheitsanalysen der Bruchflächen von UHPC und Mörtel lieferten sehr variierende Messergebnisse hinsichtlich der untersuchten Parameter S_a , S_q und R_N . Die deutliche Streuung dieser Daten macht es schwierig, klare Schlussfolgerungen bezüglich der Rauheit in Abhängigkeit von der zuvor aufgetragenen Belastung zu ziehen. Statt präziser Wertangaben kann an dieser Stelle nur von allgemeinen Tendenzen gesprochen werden. Ein direkter Vergleich der Rauheit von UHPC und Mörtel gestaltet sich ebenfalls problematisch, insbesondere weil die Gesteinskörnung einen bedeutenden Anteil am betrachteten Bereich der Probenoberfläche besitzt. Insbesondere der H33-Zuschlag mit seinen vielfältigen und individuellen Oberflächenstrukturen beeinflusst zusätzlich die Rauheitswerte und erhöht die Streubreite der Messdaten. Dies erschwert zusätzlich eine klare Schlussfolgerung. Eine weitere Herausforderung stellt das spröde Verhalten der Materialien dar. Bei hoher Belastung erfolgt das Versagen plötzlich und explosionsartig, wodurch komplexe und unregelmäßige Bruchflächen entstehen.

REM-Untersuchungen sind zur Rissanalyse des Bindemittels von ermüdungsbelasteten Proben nicht geeignet. Bei den Analysen zeigten sich sowohl bei ermüdungsbelasteten als auch bei unbelasteten Proben Risse im Gefüge. Vergleichende Aufnahmen mittels Auflichtmikroskopie ergaben, dass in unbelasteten Proben keine Risse vorliegen. Es lässt sich daher ableiten, dass es sich um Schwindrisse handelt, die durch das Hochvakuum während der REM-Untersuchung induziert werden. Jedoch erwiesen sich die in Verbindung mit dem REM durchgeführten EDX-Analysen als hilfreich, um die Kontaktzone auf eine mögliche Schwächung zu analysieren. Dafür wurde das Si/Ca-Verhältnis untersucht. Ein eventuell geschwächter Übergangsbereich würde sich durch einen

erhöhten Gehalt an Ca(OH)_2 äußern und das lokale Calcium-Silicium-Verhältnis in der Bindemittelmatrix in Richtung des Calciums verschieben. Die ausgewerteten Spektren zeigten jedoch keine graduellen oder abrupten Änderungen in der Konzentration, sodass von keiner Schwächung auszugehen ist.

Bei der Analyse unhydratisierter Zementteile im UHPC stellte sich eine Bildauswertung der REM-Aufnahmen als besonders vorteilhaft heraus. Die Untersuchungen offenbarten eine Korrelation zwischen der Menge unhydratisierten Zementklinkers und der Bruchlastwechselzahl: Je höher der Anteil an unhydratisiertem Zement, desto höher die Bruchlastwechselzahl. Diese Erkenntnisse führten zu einem Modell, in dem der unhydratisierte Zementklinker als Widerstandselement gegen potenzielle Querkzugspannungen betrachtet wird. Obwohl die zugrundeliegenden Mechanismen aus bauchemischer Perspektive deutlich komplexer sind, fokussiert sich das Modell primär auf eine mechanische Betrachtungsweise.

Im Rahmen von **TEM-Untersuchungen** wurden verschiedene Ermüdungsstadien des Materials analysiert. Es konnten signifikante Gefügeveränderungen nachgewiesen werden, die sich im Laufe der Ermüdung verschieden stark manifestierten. Insbesondere veränderte die C-S-H-Struktur ihr ursprüngliches, netzartiges Gefüge und wies nadelartige, dunklere Bereiche auf. Diese wurden zunächst als Rissvorstufen bezeichnet. In der Nähe dieser Bereiche zeigen sich erhöhte Konzentrationen von Aluminium und Schwefel, was auf die Anwesenheit von Ettringit schließen lässt. Bekanntermaßen neigt Ettringit zur Rekristallisation. Daraus ergibt sich die Vermutung, dass die Bildung der beobachteten Rissvorstufen durch Umwandlungen des Ettringits initiiert wird. Bei anhaltender zyklischer Belastung könnten diese Rissvorstufen schließlich zu signifikanten Nanorissen zusammenwachsen. Es kann an dieser Stelle zudem spekuliert werden, ob solche morphologischen Veränderungen durch die in der Literatur beschriebenen Wasserüberdrücke in Meso- oder Nanoporen verursacht werden könnten oder sich damit überlagern, denn die beobachteten nadelartigen Veränderungen zeigen morphologische Ähnlichkeiten zu komprimierten, kugelförmigen Geometrien.

In den durchgeführten **numerischen Untersuchungen** wurde ein rheologisches Ermüdungsmodell entwickelt, das in seinen Ergebnissen gut die wesentlichen Charakteristika einer Dehnungszunahme und Steifigkeitsabnahme aufgrund der Ermüdung wiedergibt. Die Erkenntnisse über mögliche Nanorisse sind direkt in die Modellentwicklung eingeflossen, indem ein Ermüdungsschaden durch minimale Schädigung eines Bonds abgebildet wird, ohne dass der Bond dabei direkt aus der Simulation entfernt wird. Während der Druckbereich des Modells ein rein elastisches Verhalten

besitzt, wurde die hauptsächliche Ermüdungsschädigung in die Zug- und Tangentialformulierung implementiert. Die Ermüdungssimulationen zeigten einen deutlichen schädigenden Einfluss von Steifigkeitssprüngen durch das Gesteinskorn in der UHPC-Matrix auf. Diese führen zu Spannungsspitzen um das Zuschlagkorn und breiten sich während der Ermüdung weiter in die umgebende Matrix aus. Zudem konnte gezeigt werden, dass sich die Schädigung der Kontaktzone auf der Mesoskala bereits bei 80% der ertragbaren Lastwechsel erkennen lässt, während der Ausschlag in der Gesamtdehnung erst bei 90% - 95% erkennbar wird. Übertragen auf einen realen Probekörper bedeutet das, dass es sich bei der Kontaktzone trotz der optimierten Eigenschaften aufgrund des unterschiedlichen mechanischen Verhaltens der einzelnen Bestandteile trotzdem um eine Schwachstelle im UHPC handelt, welche in zyklischen Versuchen eine höhere Schädigung erfahren als unter statischer Belastung. Es ergibt sich eine dauerhafte Belastung der ITZ, welche zur Schwächung und Auflockerung des Gefüges führt.

Ein weiterer zentraler Aspekt des Ermüdungsmodells war der Ansatz, **plastische Verformungen** von **Ermüdungsschädigungen** zu trennen. Auf Grundlage dieser Entkopplung konnte eine Zyklensprungmethode entwickelt werden, bei welcher die Ermüdungsschädigung aller Bonds am Ende von explizit gerechneten Zyklen analysiert und auf einen späteren Zeitpunkt extrapoliert wird. Auf diese Weise konnten hochzyklische Simulationen durchgeführt werden. Im Vergleich zu niederzyklischen Simulationen zeigten sich keine signifikanten Veränderungen in den Schädigungsmechanismen, es kam ebenfalls zu ausgeprägten Spannungsspitzen um das Gesteinskorn. Eine Kopplung der Simulationsmodelle mit den Untersuchungen zum positiven Einfluss unhydratisierter Zementanteile auf die Bruchlastwechselzahl ermöglichte es, mit unterschiedlichen Anteilen an ermüdungsfähigen Bonds die hohe Streubreite der experimentellen Versuche abzubilden. Allerdings muss in der Realität von zahlreichen weiteren Faktoren ausgegangen werden, die die Ermüdung beeinflussen.

Zusätzliche Makrosimulationen, welche auf Simulationsergebnissen der Mesoskala zurückgriffen, bestätigten den schädigenden Einfluss lokaler Steifigkeitsunterschiede im UHPC. Generell erwiesen sich sowohl die BPM-Simulationen mit dem rheologischen Ermüdungsmodell als auch die Zyklensprungmethode als hervorragende Werkzeuge zur Analyse von Schädigungsprozessen. Es ist jedoch wichtig zu betonen, dass solche Modelle stets kalibriert werden müssen, da die Eingangsdaten das Ergebnis erheblich beeinflussen. Mit korrekten Eingangsdaten und repräsentativen Kalibrierergebnissen sind sehr effektive Untersuchungen möglich. Ein besonderer Vorteil solcher Modelle ist die diskrete Auflösung, die eine Analyse von Bruchbildern, Rissen und der internen Struktur ermöglicht, was mit konventioneller FEM nicht möglich ist.

Nach eingehender Betrachtung der Ergebnisse und Erkenntnisse dieser Arbeit soll abschließend zusammenfassend aufgeführt werden, welche Ziele in befriedigender Weise umgesetzt werden konnten:

- **Bonded-Particle-Model und rheologisches Ermüdungsmodell:** Es wurde erfolgreich ein rheologisches Ermüdungsmodell entwickelt, um Ermüdungsprozesse numerisch darzustellen. In diesem Kontext konnte die vorteilhafte Anwendung des Bonded-Particle-Model bestätigt werden.
- **Kopplung von Numerik und Experimenten:** Dank direkter Erkenntnisse aus elektronenmikroskopischen Untersuchungen wurde das zu Beginn der Arbeit definierte Ziel einer engen Verknüpfung zwischen numerischer Modellierung und experimentellen Ergebnissen erreicht. Dies gewährleistet eine realitätsnahe Abbildung des untersuchten Materials.
- **Zyklensprungmethode:** Es wurde erfolgreich eine Zyklensprungmethode entwickelt, mit der Schädigungsmechanismen in hochzyklischer Ermüdung analysiert und visualisiert werden konnten. Dies trug zum Verständnis der beobachteten experimentellen Streuungen bei.
- **Skalenübergreifende Untersuchungen:** Mit den Techniken der TEM und REM konnte das Ziel verfolgt werden, die Ermüdungsprozesse auf verschiedenen Skalen zu untersuchen. Diese Analysen lieferten wertvolle Erkenntnisse über Schäden auf der Nano- und Mikroskala, die maßgeblich zum tieferen Verständnis der Ermüdungsmechanismen beitrugen.
- **Optimierungsansätze:** Auf Grundlage der gewonnenen Erkenntnisse sollen im nachfolgenden Ausblick mögliche Optimierungsansätze vorgestellt werden, wodurch das letzte Ziel dieser Arbeit ebenfalls aufgegriffen wird.

5.2 Ausblick

Die vorliegenden Untersuchungen haben signifikante Einblicke in die Ermüdungsmechanismen von UHPC geliefert. Dabei spielten insbesondere strukturelle Veränderungen durch die Umwandlung von Ettringit auf der Nanoskala und Inhomogenität durch Steifigkeitsunterschiede innerhalb der Betonmatrix eine entscheidende Rolle.

Die Beobachtung hinsichtlich des möglichen Einflusses von Ettringit auf nanoskalige Gefügeveränderungen birgt Potenzial für weitere Untersuchungen der genauen Prozesse. In diesem Zusammenhang könnten zunächst allgemein Ansätze zur Minimierung des Aluminiumgehaltes bzw. des C_3A -Gehaltes, z. B. durch den Einsatz von SR0-Zementen, eine mögliche Strategie darstellen, um eine verzögerte Ettringitbildung zu verhindern und somit die Ermüdungsresistenz positiv zu beeinflussen. Zusätzlich könnten in der wasserhaltigen Atmosphäre eines Environmental-SEM oder in einem TEM-Halter mit ähnlicher Funktionalität, umfassende Untersuchungen zur Zusammensetzung der Rissvorstufen oder des umgebenden Materials durchgeführt werden, ohne dass selbiges sich verändert.

Ferner könnte die Anwendung von weniger steifen und feinen Gesteinszuschlägen dafür sorgen, lokale Spannungsmaxima zu reduzieren und somit die Lebensdauer unter zyklischer Belastung zu erhöhen. Diese Hypothese verdient vertiefte Aufmerksamkeit, insbesondere da der generelle Einfluss verschiedener Gesteinskörnung auf das mechanische Verhalten von UHPC einen noch wenig erforschten Teilbereich darstellt.

In zukünftigen numerischen Studien wäre zudem denkbar, das rheologische Ermüdungsmodell durch die Integration eines Wärmeübertragungsmodells weiterzuentwickeln. Dadurch könnten die in der Literatur beschriebenen thermischen Effekte an Rissufern sowie potenzielle Wärmeansammlungen detaillierter analysiert und verstanden werden.

Literaturverzeichnis

- Anders, S. (2014). Hochfeste Betone unter Ermüdungsbeanspruchung - Einfluss der Temperaturentwicklung bei hohen Lastfrequenzen. Festschrift Ludger Lohaus zur Vollendung des sechzigsten Lebensjahres. Berichte aus dem Institut für Baustoffe, Heft 12, Leibniz Universität Hannover, S.209–218.
- Bischoff, P.H., Perry, S.H. (1991). Compressive behaviour of concrete at high strain rates. *Materials und Structures*, 24(6), S.425–450. doi: 10.1007/bf02472016.
- Bode, M. (2020). Energetische Schädigungsanalyse von ermüdungsbeanspruchtem Beton. Dissertation. Leibniz Universität Hannover. doi: 10.15488/10300.
- Bode, M., Marx, S. (2019). Heat Generation during Fatigue Tests on Concrete Specimens. *Proceedings of the fib Symposium 2019: Concrete - Innovations in Materials, Design and Structures*, 27-29.05.2019 in Krakau, Polen, S.1881-1887.
- Brosge, S. (2001). Beitrag zur Ermüdungsfestigkeit von hochfestem Beton. Dissertation. Technische Universität München.
- Buades, A., Coll, B., Morel, J.-M. (2011). Non-Local Means Denoising. *Image Processing On Line*. doi: 10.5201/ipol.2011.bcm_nlm.
- Chen, X., Bu, J., Fan, X., Lu, J., Xu, L. (2017). Effect of loading frequency und stress level on low cycle fatigue behavior of plain concrete in direct tension. *Construction and Building Materials*, 133, S.367–375. doi: 10.1016/j.conbuildmat.2016.12.085.
- Cleary, P.W., Sawley, M.L. (2002). DEM modelling of industrial granular flows: 3D case studies und the effect of particle shape on hopper discharge. *Applied Mathematical Modelling*, 26(2), S.89–111. doi: 10.1016/s0307-904x(01)00050-6.
- Cundall, P.A., Strack, O.D.L. (1979). A discrete numerical model for granular assemblies. *Géotechnique*, 29(1), S.47–65. doi: 10.1680/geot.1979.29.1.47.
- Curbach, M. (1987). Festigkeitssteigerung von Beton bei hohen Belastungsgeschwindigkeiten. Dissertation. Universität Karlsruhe.

- Curbach, M., Wellner, S., Schneider, R., Hampel, T. (2016). Möglichkeiten zur Beschleunigung von Untersuchungen zur Betonermüdung unter sehr hohen Lastwechselzahlen. Abschlussbericht zum DAfStb-Forschungsvorhaben V 476, Otto-Mohr-Laboratorium und TU Dresden.
- Danielewicz, I. (1994). Zur Ermüdungsbemessung von Beton-Straßenbrücken. Dissertation. Technische Hochschule Darmstadt.
- Darbon, J., Cunha, A., Tak Hang Chan, Osher, S., Jensen, G.J. (2008). Fast Nonlocal Filtering Applied to Electron Cryomicroscopy. International Symposium on Biomedical Imaging, 14-17.05.2008 in Paris, Frankreich. doi:10.1109/isbi.2008.4541250.
- Deutscher, M. (2021). Consideration of the Heating of High-Performance Concretes during Cyclic Tests in the Evaluation of Results. Applied Mechanics, 2(4), S.766–780. doi: 10.3390/applmech2040044.
- Deutscher, M. (2022). Berücksichtigung von Temperaturfeldern bei Ermüdungsversuchen an UHPC. Dissertation. Technische Universität Dresden.
- Di Renzo, A. und Di Maio, F.P. (2005). An improved integral non-linear model for the contact of particles in distinct element simulations. Chemical Engineering Science, 60(5), S.1303–1312. doi:10.1016/j.ces.2004.10.004.
- DIN 4760:1982-06. Gestaltabweichungen; Begriffe, Ordnungssystem. doi:10.31030/1110827.
- DIN 50100:2022-12. Schwingfestigkeitsversuch - Durchführung und Auswertung von zyklischen Versuchen mit konstanter Lastamplitude für metallische Werkstoffproben und Bauteile. doi: 10.31030/2580844.
- DIN EN 1992-2:2010-12. Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 2: Betonbrücken – Bemessungs- und Konstruktionsregeln. doi:10.31030/1723952.
- DIN EN ISO 4287:2010-07. Geometrische Produktspezifikation - Oberflächenbeschaffenheit: Tastschnittverfahren - Benennungen, Definitionen und Kenngrößen der Oberflächenbeschaffenheit. doi:10.31030/1699310.
- DIN EN ISO 25178-2:2012-09. Geometrische Produktspezifikation - Oberflächenbeschaffenheit: Flächenhaft - Teil 2: Begriffe und Oberflächen-Kenngrößen. doi:10.31030/1754208.

- DIN EN ISO 25178-6:2010-06. Geometrische Produktspezifikation - Oberflächenbeschaffenheit: Flächenhaft - Teil 6: Klassifizierung von Methoden zur Messung der Oberflächenbeschaffenheit. doi:10.31030/1555047.
- Ding, X., Zhang, L. (2014). A new contact model to improve the simulated ratio of unconfined compressive strength to tensile strength in bonded particle models. *International Journal of Rock Mechanics und Mining Sciences*, 69, S.111–119. doi:10.1016/j.ijrmms.2014.03.008.
- Dobry, R., Tang-Tat, A. (1992). Discrete modelling of stress-strain behaviour of granular media at small and large strains. *Engineering Computations*, 9(2), S.129–143. doi:10.1108/eb023853.
- Dosta, M., Skorych, V. (2020). MUSEN: An open-source framework for GPU-accelerated DEM simulations. *SoftwareX*, 12. doi:10.1016/j.softx.2020.100618.
- Dosta, M., Weber, M., Schmidt, V., Antonyuk, S. (2019). DEM Analysis of Breakage Behavior of Bicomponent Agglomerates. Particles in Contact, S.165–183. doi:10.1007/978-3-030-15899-6_6.
- Elsmeier, K. (2019). Einfluss der Probekörpererwärmung auf den Ermüdungswiderstand von hochfestem Vergussbeton. Dissertation. Leibniz Universität Hannover.
- Fehling, E., Schmidt, M., Walraven, J., Leutbecher, T., Fröhlich, T. (2014). *Ultra-High Performance Concrete UHPC: Fundamentals, Design, Examples, Betonkalender*. Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, 2014.
- Felix, E.F., Carrazedo, R., Possan, E. (2022). Fatigue life of concrete: Experimental study on the influence of loading conditions and material strength. *Revista ALCONPAT*, 12(1), S.1-15. doi:10.21041/ra.v12i1.562.
- Ficker, T., Martišek, D., Jennings, H.M. (2010). Roughness of fracture surfaces und compressive strength of hydrated cement pastes. *Cement and Concrete Research*, 40(6), S.947–955. doi:10.1016/j.cemconres.2010.02.002.
- Fitik, B. (2012). Ermüdungsverhalten von ultrahochfestem Beton (UHPC) bei zyklischen Beanspruchungen im Druck-Zug-Wechselbereich. Dissertation. Technische Universität München.

- Grünberg, J., Lohaus, L., Ertel, C., Wefer, M. (2007). Mehraxiales mechanisches Ermüdungsmodell von Ultra-Hochfestem Beton: Experimentelle und analytische Untersuchungen. *Beton- und Stahlbetonbau*, 102(6), S.388–398. doi:10.1002/best.200700553.
- Head, M.K., Buenfeld, N.R. (2006). Confocal imaging of porosity in hardened concrete. *Cement and Concrete Research*, 36(5), S.896–911. doi:10.1016/j.cemconres.2005.06.006.
- Hertz, H. (1882). Über die Berührung fester elastischer Körper. *Journal für die reine und angewandte Mathematik* 92, S.156-171.
- Hohberg, R. (2004). Zum Ermüdungsverhalten von Beton. Dissertation. Technische Universität Berlin.
- Holmen, J.O. (1982). Fatigue of Concrete by Constant und Variable Amplitude loading. *American concrete institute*, 75, S.71–110. doi:10.14359/6402.
- Hsu, T. (1981). Fatigue of plain concrete. *American Concrete Institute*. 78(4), S.292–305. doi: 10.14359/6927.
- Hümme, J. (2018). Ermüdungsverhalten von hochfestem Beton unter Wasser. Dissertation. Leibniz Universität Hannover.
- Ibuk, H. (2008). Ermüdungsverhalten von Beton unter Druckschwellbelastung, Dissertation. Ruhr-Universität Bochum.
- Issa, M.A., Islam, Md.S., Chudnovsky, A. (2003). Fractal dimension - a measure of fracture roughness und toughness of concrete. *Engineering Fracture Mechanics*, 70(1), S.125–137. doi:10.1016/s0013-7944(02)00019-x.
- Iwai, T., Hong, C.-W., Greil, P. (1999). Fast particle pair detection algorithms for particle simulations. *International Journal of Modern Physics*, 10(05), S.823–837. doi:10.1142/s0129183199000644.
- Jarolin, K., Dosta, M. (2020). Linearization-based methods for the calibration of bonded-particle models. 8(3), S.511–523. doi:10.1007/s40571-020-00348-z.
- Kanungo, T., Mount, D.M., Netanyahu, N.S., Piatko, C.D., Silverman, R. und Wu, A.Y. (2002). An Efficient k-means Clustering algorithm: Analysis und Implementation. *IEEE Transactions on Pattern Analysis und Machine Intelligence*, 24(7), S.881–892. doi:10.1109/tpami.2002.1017616.

- Keil, F. (1971). Zement: Herstellung und Eigenschaften. Springer-Verlag.
- Keller, T. (1991). Dauerhaftigkeit von Stahlbetontragwerken. Dissertation. ETH Zürich
- Kessler-Kramer, C. (2002). Zugtragverhalten von Beton unter Ermüdungsbeanspruchung. Dissertation. Universität Fridericiana zu Karlsruhe. doi: 10.5445/ir/20522002.
- Kim, J.-K., Kim, Y.-Y. (1996). Experimental study of the fatigue behavior of high strength concrete. *Cement and Concrete Research*, 26(10), S.1513–1523. doi:10.1016/0008-8846(96)00151-2.
- Klausen, D. (1978). Festigkeit und Schädigung von Beton bei häufig wiederholter Beanspruchung. Dissertation. Technische Hochschule Darmstadt.
- Krejsova, J., Doleželová, M., Vimmrová, A. (2018). Evaluation of Fine Aggregate Surface and Fracture Surface by Confocal Microscope. *Key Engineering Materials*, 760. S245-250. doi:10.4028/www.scientific.net/kem.760.245.
- Kurtis, K.E., El-Ashkar, N.H., Collins, C.L. und Naik, N.N. (2003). Examining cement-based materials by laser scanning confocal microscopy. *Cement and Concrete Composites*, 25(7), S.695-701. doi:10.1016/S0958-9465(02)00114-2.
- Lange, D., Jennings, H.M., Shah, S.P. (1993a). Relationship between Fracture Surface Roughness und Fracture Behavior of Cement Paste and Mortar. 76(3), S.589–597. doi:10.1111/j.1151-2916.1993.tb03646.x.
- Lange, D.J., Jennings, H.M. und Shah, S.P. (1993b). Analysis of surface roughness using confocal microscopy. *Journal of Materials Science*, 28(14), S.3879–3884. doi:10.1007/bf00353195.
- Liu, M. und Wang, F. (2022). Numerical simulation of influence of coarse aggregate crushing on mechanical properties of concrete under uniaxial compression. *Construction and Building Materials*, 342(11). doi:10.1016/j.conbuildmat.2022.128081.
- Markert, M., Birtel, V., Garrecht, H. (2019). Temperature and humidity induced damage processes in concrete due to pure compressive fatigue loading. *Proceedings of the fib Symposium 2019: Concrete - Innovations in Materials, Design und Structures*. 27-29.05.2019 in Krakau, Polen, S.1928-1935.

- Mechtcherine, V. (2009). Fracture mechanical behavior of concrete und the condition of its fracture surface. *Cement and Concrete Research*, 39(7), S.620–628. doi:10.1016/j.cemconres.2009.03.011.
- Mindlin, R.D., Deresiewicz, H. (1953). Elastic Spheres in Contact Under Varying Oblique Forces. *Journal of Applied Mechanics*, 20(3), S.327–344. doi:10.1115/1.4010702.
- Miner, M.A. (1945). Cumulative Damage in Fatigue. *Journal of Applied Mechanics*, 12(3), S.159-164. doi:10.1115/1.4009458.
- Mio, H., Atsuko Shimosaka, Shirakawa, Y., Hidaka, J. (2007). Cell optimization for fast contact detection in the discrete element method algorithm. 18(4), S.441–453. doi:10.1163/156855207781389519.
- Model-Code 1990. (1990). FIP-CEB - Fédération Internationale de la Précontrainte: High Strength Concrete. Bulletin d'Information No. 197, London.
- Model-Code 2010. (2013). FIB - Fédération internationale du béton: fib Model Code for Concrete Structures 2010. Ernst & Sohn.
- Morton, G.M. (1966). A Computer Oriented Geodetic Data Base and a New Technique in File Sequencing. Technical report. Ottawa, Canada: IBM Ltd.
- Neroth, G., Vollenschaar, D. (2011). *Wendehorst Baustoffkunde*. Springer-Verlag. Vieweg+Teubner, Wiesbaden. doi: 10.1007/978-3-8348-9919-4_1.
- Nguyen, N.H., Sánchez, M., Kodikara, J., Arooran, S., Darve, F. (2019). A discrete element modelling approach for fatigue damage growth in cemented materials. *International Journal of Plasticity*, 112, S.68–88. doi:10.1016/j.ijplas.2018.08.007.
- Nguyen, N.H., Sánchez, M., Nguyen, G.D., Kodikara, J., Arooran, S., Jitsangiam, P. (2017). A thermodynamics-based cohesive model for discrete element modelling of fracture in cemented materials. *International Journal of Solids and Structures*, 117, S.159–176. doi:10.1016/j.ijsolstr.2017.03.027.
- Nichols, A.B., Lange, D.A. (2006). 3D surface image analysis for fracture modeling of cement-based materials. *Cement and Concrete Research*, 36(6), S.1098–1107. doi:10.1016/j.cemconres.2006.01.002.

- Nitka, M., Tejchman, J. (2018). A three-dimensional meso-scale approach to concrete fracture based on combined DEM with X-ray μ CT images. *Cement and Concrete Research*, 107, S.11–29. doi:10.1016/j.cemconres.2018.02.006.
- Oeckelmann, F. (2018). Modellierung und numerische Analyse von Beton und faserverstärktem Ultrahochleistungsbeton mit der Diskrete Elemente Methode, Dissertation. Technischen Universität Braunschweig.
- Oneschkow, N. (2016). Analyse des Ermüdungsverhaltens von Beton anhand der Dehnungsentwicklung. Dissertation. Leibniz Universität Hannover.
- Ortlepp, S. (2006). Zur Beurteilung der Festigkeitssteigerung von hochfestem Beton unter hohen Dehngeschwindigkeiten. Dissertation. Technische Universität Dresden.
- Pabst, W., Gregorová, E. (2013). Elastic properties of silica polymorphs – A review. *Ceramics silikaty*, 57(3). S.167-184.
- Palmgren, A. (1924). Die Lebensdauer von Kugellagern. *Zeitschrift des ZVDI* 68, H.14, S.339-341.
- Paulick, M., Morgeneyer, M., Kwade, A. (2015). Review on the influence of elastic particle properties on DEM simulation results. *Powder Technology*, 283, S.66–76. doi:10.1016/j.powtec.2015.03.040.
- Peled, A., Castro, J., Weiss, W.J. (2013). Atomic force und lateral force microscopy (AFM und LFM) examinations of cement und cement hydration products. *Cement and Concrete Composites*, 36, S.48–55. doi:10.1016/j.cemconcomp.2012.08.021.
- Peng, Z., Redfern, A. (2013). Mechanical properties of quartz at the α - β phase transition: Implications for tectonic und seismic anomalies. *Geochemistry, Geophysics, Geosystems*, 14(1), S.18–28. doi:10.1029/2012gc004482.
- Pesch, A. (1997). Ein Beitrag zum zeitabhängigen Verhalten von hochfestem Beton und hochfestem Mörtel. Dissertation. Technische Universität Darmstadt.
- Pfanner, D. (2002). Zur Degradation von Stahlbetonbauteilen unter Ermüdungsbeanspruchung. Dissertation. Ruhr-Universität Bochum.
- Potyondy, D.O., Cundall, P.A. (2004). A bonded-particle model for rock. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 41(8), S.1329–1364. doi:10.1016/j.ijrmms.2004.09.011.

- Preibisch, S., Saalfeld, S., Tomancak, P. (2009). Globally Optimal Stitching of Tiled 3D Microscopic Image Acquisitions. *Bioinformatics*, 25(11), S.1463–1465. doi:10.1093/bioinformatics/btp184.
- Quentrec, B., Brot, C. (1973). New method for searching for neighbors in molecular dynamics computations. *Journal of Computational Physics*, 13(3), 430-432. doi: 10.1016/0021-9991(73)90046-6.
- Rybczynski, S., Dosta, M., Schaan, G., Ritter, M., Schmidt-Döhl, F. (2020). Numerical study on the mechanical behavior of ultrahigh performance concrete using a three-phase discrete element model. *Structural Concrete*, 23(1), S.548–563. doi:10.1002/suco.202000435.
- Rybczynski, S., Schaan, G., Dosta, M., Ritter, M. und Schmidt-Döhl, F. (2021). Discrete Element Modeling und Electron Microscopy Investigation of Fatigue-Induced Microstructural Changes in Ultra-High-Performance Concrete. *Materials*, 14(21), S.6337. doi:10.3390/ma14216337.
- Sadowski, Ł., Czarnecki, S., Jerzy Hoła (2016). Evaluation of the height 3D roughness parameters of concrete substrate und the adhesion to epoxy resin. *International Journal of Adhesion and Adhesives*, 67, S.3–13. doi:10.1016/j.ijadhadh.2015.12.019.
- Scheiden, T., Oneschkow, N. (2019). Influence of coarse aggregate type on the damage mechanism in high-strength concrete under compressive fatigue loading. *Structural Concrete*, 20(4), S.1212-1219. doi:10.1002/suco.201900029.
- Scheiden, T., Oneschkow, N., Loehnert, S., Patel, R. (2019). Acoustic emission due to fatigue damage mechanisms in high-strength concrete with different aggregates. *Proceedings of SEMC2019: The seventh international conference on structural engineering, mechanics und computation*, 02-04.09.2019 in Kapstadt, Süd Afrika. doi:10.1201/9780429426506.
- Schneider, S. (2021). Frequenzabhängigkeit des Ermüdungswiderstandes von hochfestem Beton. *Dissertation. Leibniz Universität Hannover*. doi:10.15488/11147.
- Schneider, S., Marx, S. (2019). Betonermüdung unter verschiedenen Belastungsfrequenzen und -pausen. 60. Forschungskolloquium des DAfStb, 28.-29.10.2019, Hannover. doi:10.15488/5525.
- Scholtes, L., Donze, F. (2013). A DEM model for soft und hard rocks: Role of grain interlocking on strength. *Journal of the Mechanics and Physics of Solids*, 61(2), S.352–369. doi:10.1016/j.jmps.2012.10.005.

- Schouwenaars, R., Jacobo, V.H., Ortiz, A. (2017). The effect of vertical scaling on the estimation of the fractal dimension of randomly rough surfaces. *Applied Surface Science*, 425, S.838–846. doi:10.1016/j.apsusc.2017.07.083.
- Scrivener, K.L., Crumbie, A.K. und Laugesen, P. (2004). The Interfacial Transition Zone (ITZ) Between Cement Paste und Aggregate in Concrete. *Interface Science*, 12(4), S.411-421. doi:10.1023/b:ints.0000042339.92990.4c.
- Scrivener, K.L. (1984). The development of microstructure during the hydration of Portland cement. Dissertation. Universität London
- Sinaie, S., Ngo, T.D., Nguyen, V.P. (2018). A discrete element model of concrete for cyclic loading. *Computers & Structures*, 196, S.173–185. doi:10.1016/j.compstruc.2017.11.014.
- Skarzynski, L., Nitka, M., Tejchman, J. (2015). Modelling of concrete fracture at aggregate level using FEM und DEM based on X-ray μ CT images of internal structure. *Engineering Fracture Mechanics*, 147, S.13–35. doi:10.1016/j.engfracmech.2015.08.010.
- Stark, J., Bollmann, K. (2000). Delayed ettringite formation in concrete. Bauhaus-University, Weimar, Germany.
- Tafti, A.P., Kirkpatrick, A.B., Alavi, Z., Owen, H.A., Yu, Z. (2015). Recent advances in 3D SEM surface reconstruction. *Micron*, 78, S.54–66. doi:10.1016/j.micron.2015.07.005.
- Tandon, S., Faber, K.T. (1999). Effects of loading rate on the fracture of cementitious materials, *Cement and Concrete Research*, 29(3), S.397–406. doi:10.1016/s0008-8846(98)00223-3.
- Tepfers, R., Kutti, T. (1979). Fatigue Strength of Plain, Ordinary, und Lightweight Concrete. *ACI Journal Proceedings*, 76(5), S. 635-652. doi:10.14359/6962.
- Thiele, M. (2016). Experimentelle Untersuchung und Analyse der Schädigungsevolution in Beton unter hochzyklischen Ermüdungsbeanspruchungen. Dissertation. Technische Universität Berlin.
- Tomann, C. (2021). Wasserinduzierte Ermüdungsschädigung von Beton. Dissertation. Leibniz Universität Hannover.

- Tsoungui, O., Vallet, D., Charmet, J.-C. (1999). Numerical model of crushing of grains inside two-dimensional granular materials. *Powder Technology*, 105(1-3), S.190–198. doi:10.1016/s0032-5910(99)00137-0.
- Tue, N.V., Mucha, S. (2006). Ermüdungsfestigkeit von hochfestem Beton unter Druckbeanspruchung. *Bautechnik*, 83(7), S.497–504. doi:10.1002/bate.200610043.
- Van Ornum, J. L. (1907). The Fatigue of Concrete. *Transactions of the American Society of Civil Engineers*, 58(1), S.294–320. doi:10.1061/taceat.0001963.
- Verlet, L. (1967). Computer experiments on classical fluids. I. Thermodynamical properties of Lennard-Jones molecules. *Physical Review Journals Archive*.159: 98-103. doi: 10.1103/PhysRev.159.98
- Von der Haar, C. (2016). Ein mechanisch basiertes Dehnungsmodell für ermüdungsbeanspruchten Beton. Dissertation. Leibniz Universität Hannover.
- Walz, K. (1966). Über die Herstellung von Beton höchster Festigkeit. *Beton*, Heft 8, S.339–340.
- Wefer, M. (2010). Materialverhalten und Bemessungswerte von ultrahochfestem Beton unter einaxialer Ermüdungsbeanspruchung. Dissertation. Leibniz Universität Hannover.
- Werner, S. (2012). Beurteilung von Einflüssen auf den Beschusswiderstand von Beton mittels bruchmechanischer und oberflächencharakteristischer Parameter. Dissertation. Universität der Bundeswehr, München.
- Wesche, K., Krause, K. (1972). Der Einfluß der Belastungsgeschwindigkeit auf Druckfestigkeit und Elastizitätsmodul von Beton. *Materials Testing*. 14(7), S.212–218. doi:10.1515/mt-1972-140702.
- Whaley, C.P. (1971). The creep of concrete under the cyclic uniaxial compression. Dissertation. Universität Leeds/England.
- Wischers, G. (1978). Aufnahme und Auswirkungen von Druckbeanspruchungen auf Beton. *Beton* (2), S63-67.
- Wittmann, F. .H (1983). Structure of concrete with respect to crack formation. In *Fracture Mechanics of Concrete*, S.43–47. Amsterdam: Elsevier.

- Wu, K., Yan, A., Yao, W., Zhang, D.H. (2001). Effect of metallic aggregate on strength und fracture properties of HPC. *Cement and Concrete Research*, 31(1), S.113–118. doi:10.1016/s0008-8846(00)00431-2.
- Wu, S. und Xu, X. (2016). A Study of Three Intrinsic Problems of the Classic Discrete Element Method Using Flat-Joint Model. *Rock Mechanics und Rock Engineering*, 49(5), S.1813–1830. doi:10.1007/s00603-015-0890-z.
- Yan, A., Wu, K.-R., Zhang, D., Yao, W. (2001). Effect of fracture path on the fracture energy of high-strength concrete. *Cement and Concrete Research*, 31(11), S.1601–1606. doi:10.1016/s0008-8846(01)00610-x.
- Yan, S., Adegbule, A., Kibbey, T.C.G. (2017). A hybrid 3D SEM reconstruction method optimized for complex geologic material surfaces. *Micron*, 99, S.26–31. doi:10.1016/j.micron.2017.03.018.
- Zampini, D., Jennings, H.M., Shah, S.P. (1995). Characterization of the paste-aggregate interfacial transition zone surface roughness und its relationship to the fracture toughness of concrete. *Journal of Materials Science*, 30(12), S.3149–3154. doi:10.1007/bf01209230.
- Zhang, Y., Pan, Y., Zhang, D. (2021). A Literature Review on Delayed Ettringite formation: mechanism, Affect Factors und Suppressing Methods. *Magazine of Concrete Research*, 73(7), S.325–342. doi:10.1680/jmacr.20.00268.
- Zhang, X., Xu, Y., Jackson, R.L. (2017). An analysis of generated fractal und measured rough surfaces in regards to their multi-scale structure und fractal dimension. *Tribology International*, 105, S.94–101. doi:10.1016/j.triboint.2016.09.036.
- Zilch, K., Zehetmaier, G. (2010). *Bemessung im konstruktiven Betonbau – nach DIN 1045-1 (Fassung 2008) und EN 1992-1-1 (Eurocode 2)*. 2. Aufl., Berlin – Heidelberg: Springer-Verlag. doi:10.1007/978-3-540-70638-0.

Abbildungsverzeichnis

Abbildung 1. Schematisches Reaktionsmodell zur Hydratation.....	6
Abbildung 2. Hydratation bei unterschiedlichen w/z-Werten.	7
Abbildung 3. Darstellung verschiedener Belastungsregime.	8
Abbildung 4. Modellebenen zur Beschreibung von Beton.	10
Abbildung 5. Bruchlastzyklen zur Ermüdung von Normalbeton.	13
Abbildung 6. Wöhlerkurven nach Model-Code 1990, Model-Code 2010 und Eurocode 2	15
Abbildung 7. S-förmiger Schädigungsverlaufst verschiedener Betonfestigkeiten.	17
Abbildung 8. Reibung innerhalb eines Risses in der Kontaktzone.....	21
Abbildung 9. Reibenergie innerhalb eines Risses.....	22
Abbildung 10. Schädigungsmechanismen unter vertikaler Last.....	26
Abbildung 11. Modellvorstellung zum wasserinduzierten Schädigungsprozess.....	27
Abbildung 12. Messfehler bei Rauheitsmessungen.	33
Abbildung 13. Generierungsschritte der Koch-Kurve.	37
Abbildung 14. Illustration der Grid-Scaling-Methode.....	39
Abbildung 15. Fraktalen Dimension Grid-Scaling-Methode und Cube-Counting-Methode.	40
Abbildung 16. Kontaktmodell nach Cundall & Stark.....	50
Abbildung 17. Zylindrischen Brücke zwischen Partikeln.	54
Abbildung 18. Querschnittsflächen verschiedener UHPC-Zusammensetzungen.....	60
Abbildung 19. Servohydraulische Prüfmaschine und Messtechnik.....	62
Abbildung 20. S/D-Linie des Referenzbetons, Mörtels, BAS30, GRA30.....	63
Abbildung 21. Bruchbilder von UHPC.....	64
Abbildung 22. Ablauf der Belastungskette eines Ermüdungsversuches.....	65
Abbildung 23. Ertragbaren Lastzyklen aller untersuchter UHPC-Mischungen.	66
Abbildung 24. Dehnungsamplitude für verschiedene Mischungen.	68
Abbildung 25. Rechnerische Steigung aus der Dehnungsentwicklung für UHPC.....	69
Abbildung 26. Darstellung einer Mörtelbruchfläche mittels Konfokalmikroskop.	72
Abbildung 27. Darstellung der Sa/Sq/RN-Werte für Mörtelproben.	74
Abbildung 28. Darstellung einer UHPC-Bruchfläche mittels Konfokalmikroskop.	75
Abbildung 29. Darstellung der Sa/Sq/RN-Werte für UHPC-Proben.....	77
Abbildung 30: Analysebereich der Gesteinskörnung in einer UHPC-Bruchfläche.....	78
Abbildung 31: Darstellung der Sa/Sq/RN-Werte für Zuschlagkörner im UHPC.....	79
Abbildung 32. Verschiedene Oberflächenstrukturen der H33-Gesteinskörnung.	80
Abbildung 33. Darstellung der Sa/Sq/RN-Werte der Gesteinskörnung in Ausgangsform.....	80
Abbildung 34. REM-Aufnahme einer geschädigten und ungeschädigten UHPC-Probe.....	82
Abbildung 35. Si/Ca Konzentrationsprofile zweier Line-Scans.....	83
Abbildung 36. Darstellung der Segmentierung mittels k-means bei der Bildauswertung.....	85
Abbildung 37. Schwellenwertfestlegung an REM-Bildern iner UHPC-Probe.....	86
Abbildung 38. Korrelation unhydratisiertem Zementklinker/Bruchlastwechselzahlen.....	87
Abbildung 39. HAADF-STEM-Aufnahmen verschiedener Ermüdungsstadien UHPC.....	88
Abbildung 40. HAADF-STEM-Aufnahmen zu Gefügeveränderungen.	89
Abbildung 41. HAADF-STEM-Aufnahme eines Nanorisses mit EDX.	90

Abbildung 42. Querschnitt des numerischen Dreiphasenmodells	93
Abbildung 43. Rheologisches Ermüdungsmodells.	96
Abbildung 44. Ermüdungsinduzierten Mikrorisses auf der Mesoebene.....	97
Abbildung 45. S-D-Linien experimenteller Untersuchungen und Simulationen Mörtel.....	101
Abbildung 46. Vergleich Bruchbilder Untersuchungen und Simulationen Mörtel.	102
Abbildung 47. Auflichtmikroskopische Aufnahmen und REM-Bilder UHPC.	103
Abbildung 48. Rekonstruktion von μ -CT Aufnahme zum 3D-Modell.....	103
Abbildung 49. Ablaufes der vier Phasen bei der Strukturgenerierung UHPC.....	105
Abbildung 50. S-D-Linien experimenteller Untersuchung und Simulationen UHPC	105
Abbildung 51. Vergleich der Bruchbilder Untersuchungen und Simulationen UHPC.	106
Abbildung 52. Spannungsverteil auf Partikel innerhalb der UHPC-Struktur.....	107
Abbildung 53. Visualisierte Partikelspannungen innerhalb der UHPC-Struktur.	108
Abbildung 54. Querschnittsansicht verkleinertes Mesomodells mit REM-Ausschnitt.	110
Abbildung 55. Charakteristika der niederzyklischen Simulationen.....	111
Abbildung 56. Partikelspannungen im Bindemittel des UHPC.....	112
Abbildung 57. D-Z-Kurven mit Anteilen an Defekten/Brüchen niederzyklischer Simulationen....	113
Abbildung 58. Schematische Überlegung zur Entwicklung der Zyklensprungmethode.	114
Abbildung 59. Flowchartdarstellung des Zyklensprungalgorithmuses.....	115
Abbildung 60. Verschiedener Simulationsszenen mit und ohne Zyklensprung.	117
Abbildung 61. Bruchlastwechselzahlen für UHPC-Simulationen und UHPC-Versuche.....	119
Abbildung 62. D-Z-Kurven mit Anteilen an Defekten/Brüchen hochzyklischer Simulationen.....	120
Abbildung 63. Modifiziertes Analyseraster R1.	122
Abbildung 64. Mögliche Fehlerquelle bei Zuweisung der Gesteinskörnung.....	123
Abbildung 65. Analyse des Gesteinsanteils am angepassten R1-Raster.	123
Abbildung 66. Analyse des Gesteinsanteils am vergrößerten R2-Raster.	124
Abbildung 67. Analyse des Gesteinsanteils am verkleinerten R3-Raster.....	124
Abbildung 68. Darstellung der verwendeten Agglomerate der Makroskala	126
Abbildung 69. Strukturgenerierung des Makromodells.....	127
Abbildung 70. Vergleich von S-D-Linien des Makromodells mit UHPC-Versuchen.	128
Abbildung 71. Analysen der Schädigung verschiedener Bereich auf Makroebene.....	130

Tabellenverzeichnis

Tabelle 1. Einordnung der Lastwechselzahlen nach Hsu.	10
Tabelle 2. Angaben und Zusammensetzung des Referenzmaterials.	59
Tabelle 3. Mischregime der Probekörper.	61
Tabelle 4. Statische Auswertung der Zusammensetzungen.	64
Tabelle 5. Übersicht der untersuchten zylindrischen Mörtelprobekörper.	72
Tabelle 6. Übersicht der einbezogenen UHPC-Probekörper zur Rauheitsanalyse.	76
Tabelle 7. Mechanische Kennwerte des Mesomodells mit variierendem Anteil an Gestein.	109
Tabelle 8. Ermüdungsparameter des rheologischen Bondmodells auf der Mesoebene.	111
Tabelle 9. Bruchlastwechselzahlen für variierende Anteile an ermüdungsfähigen Bonds.	118
Tabelle 10. Auswertung und Zusammenfassung des Gesteinskornanteils R1-Raster.	123
Tabelle 11. Zielwerte aus der Mesoskala und kalibrierten Ergebnissen der Makroskala.	126
Tabelle 12. Ermüdungsparameter des rheologischen Bondmodells auf der Makroskala.	129
Anhang Tabelle I. Einzelwerte statische Druckversuche UHPC.	152
Anhang Tabelle II. Einzelwerte statische Druckversuche Mörtel.	152
Anhang Tabelle III. Einzelwerte statische Druckversuche UHPC mit 10% Basalt.	152
Anhang Tabelle IV. Einzelwerte statische Druckversuche UHPC mit 30% Basalt.	153
Anhang Tabelle V. Einzelwerte statische Druckversuche an UHPC mit 10% Granit.	153
Anhang Tabelle VI. Einzelwerte statische Druckversuche an UHPC mit 30% Granit.	153
Anhang Tabelle VII. Einzelwerte Bruchlastwechselzahlen UHPC.	154
Anhang Tabelle VIII. Einzelwerte Bruchlastwechselzahlen Mörtel.	155
Anhang Tabelle IX. Einzelwerte Bruchlastwechselzahlen UHPC mit 10% Basalt.	155
Anhang Tabelle X. Einzelwerte Bruchlastwechselzahlen UHPC mit 30% Basalt.	156
Anhang Tabelle XI. Einzelwerte Bruchlastwechselzahlen UHPC mit 10% Granit.	156
Anhang Tabelle XII. Einzelwerte Bruchlastwechselzahlen UHPC mit 30% Granit.	157
Anhang Tabelle XIII. Simulationsparameter des Mesomodells.	158
Anhang Tabelle XIV. Simulationsparameter des Makromodells.	159

Anhang

A1: Übersicht der mechanischen Kennwerte/Einzelwerte aus statischen Druckversuchen

Anhang Tabelle I. Einzelwerte der statischen Druckversuche an UHPC-Proben.

Probekörperbezeichnung	Bruchlast [kN]	Druckfläche	Druckfestigkeit	E-Modul
		[mm ²]	[N/mm ²]	[GPa]
UPHC - 3/3	521	2648	196,75	49,25
UPHC - 3/6	501	2648	189,41	46,58
UPHC - 5/1	512	2642	193,79	47,48
UPHC - 6/1	522	2642	197,58	48,63
UPHC - 2/3	523	2648	197,51	48,29

Anhang Tabelle II. Einzelwerte der statischen Druckversuche am Mörtel.

Probekörperbezeichnung	Bruchlast [kN]	Druckfläche	Druckfestigkeit	E-Modul
		[mm ²]	[N/mm ²]	[GPa]
Mörtel - 2/5	422	2659	158,71	37,04
Mörtel - 3/8	430	2642	162,76	37,93
Mörtel - 3/5	468	2688	174,11	40,81
Mörtel - 1/6	412	2642	155,94	36,02
Mörtel - 2/4	455	2650	171,70	41,04

Anhang Tabelle III. Einzelwerte der statischen Druckversuche an UHPC-Proben mit 10% Basalt.

Probekörperbezeichnung	Bruchlast [kN]	Druckfläche	Druckfestigkeit	E-Modul
		[mm ²]	[N/mm ²]	[GPa]
BAS10 - 01	439	2658	165,16	52,27
BAS10 - 02	457	2660	171,80	52,60
BAS10 - 03	493	2654	185,76	50,32
BAS10 - 04	497	2659	186,91	50,87
BAS10 - 05	460	2660	172,93	52,65

Anhang Tabelle IV. Einzelwerte der statischen Druckversuche an UHPC-Proben mit 30% Basalt.

Probekörperbezeichnung	Bruchlast [kN]	Druckfläche	Druckfestigkeit	E-Modul
		[mm ²]	[N/mm ²]	[GPa]
BAS30 - 01	455	2660	171,05	56,06
BAS30 - 02	432	2656	162,65	57,50
BAS30 - 03	477	2660	179,32	55,17
BAS30 - 04	477	2662	179,19	58,13
BAS30 - 05	417	2662	156,65	55,59

Anhang Tabelle V. Einzelwerte der statischen Druckversuche an UHPC-Proben mit 10% Granit.

Probekörperbezeichnung	Bruchlast [kN]	Druckfläche	Druckfestigkeit	E-Modul
		[mm ²]	[N/mm ²]	[GPa]
GRA10 - 01	422	2645	159,55	46,94
GRA10 - 02	419	2644	158,47	46,43
GRA10 - 03	405	2646	153,06	45,79
GRA10 - 04	373	2551	146,22	47,44
GRA10 - 05	400	2647	151,11	48,85

Anhang Tabelle VI. Einzelwerte der statischen Druckversuche an UHPC-Proben mit 30% Granit.

Probekörperbezeichnung	Bruchlast [kN]	Druckfläche	Druckfestigkeit	E-Modul
		[mm ²]	[N/mm ²]	[GPa]
GRA30 - 01	410	2641	155,24	49,50
GRA30 - 02	427	2645	161,44	48,79
GRA30 - 03	401	2645	151,61	47,51
GRA30 - 04	404	2637	153,20	47,94
GRA30 - 05	362	2648	136,71	46,58

A2: Übersicht der Einzelaufzeitwerte aus Ermüdungsversuchen

Anhang Tabelle VII. Einzelwerte der Bruchlastwechselzahlen für UHPC-Proben.

Probekörperbezeichnung	Lastwechsel	Druckfläche	E-Modul	f	Su/So
	[-]	[mm²]	[GPa]	[Hz]	
Zyl. 4/2	650 LW	2651	48,95	1	0,05/0,8
Zyl. 4/4	9776 LW	2642	46,62	1	0,05/0,8
Zyl. 7/4	16968 LW	2642	51,90	1	0,05/0,8
Zyl. 8/2	4305 LW	2561	43,88	1	0,05/0,8
Zyl. 5/4	1390 LW	2561	48,23	1	0,05/0,8
Zyl. 6/2	25632 LW	2570	51,26	1	0,05/0,8
Zyl. 6/4	440 LW	2561	43,86	1	0,05/0,8
Zyl. 2/4	2173 LW	2570	48,45	1	0,05/0,8
Zyl. 3/4	9921 LW	2561	48,96	1	0,05/0,8
Zyl. 8/4	11891 LW	2561	47,35	1	0,05/0,8
Zyl. 8/3	3017 LW	2561	47,59	1	0,05/0,8
Zyl. 1.3	12665 LW	2651	48,67	1	0,05/0,8
Zyl. 2.7	511 LW	2648	46,59	1	0,05/0,8
Zyl. 2.6	2055 LW	2648	46,42	1	0,05/0,8
Zyl. 3.1	15848 LW	2648	46,66	1	0,05/0,8
Zyl. 5.4	8372 LW	2648	46,36	1	0,05/0,8
Zyl. 1.2	19321 LW	2543	49,37	1	0,05/0,8
Zyl. 1.6	1451 LW	2545	44,77	1	0,05/0,8

Anhang Tabelle VIII. Einzelwerte der Bruchlastwechselzahlen für Mörtel.

Probekörperbezeichnung	Lastwechsel [-]	Druckfläche [mm²]	E-Modul [GPa]	f [Hz]	Su/So
Zyl. 3/6	573 LW	2639	36,50	1	0,05/0,8
Zyl. 3/4	21872 LW	2658	35,82	1	0,05/0,8
Zyl. 3/1	8363 LW	2655	36,41	1	0,05/0,8
Zyl. 1/4	656 LW	2650	35,10	1	0,05/0,8
Zyl. 3/2	12965 LW	2643	35,28	1	0,05/0,8
Zyl. 1/3	10892 LW	2649	37,87	1	0,05/0,8
Zyl. 1/1	93466 LW	2657	37,58	1	0,05/0,8
Zyl. 3/3	65649 LW	2641	39,14	1	0,05/0,8
Zyl. 1/7	1737 LW	2658	36,15	1	0,05/0,8
Zyl. 2/7	23000 LW	2667	34,88	1	0,05/0,8
Zyl. 2/1	62113 LW	2653	34,56	1	0,05/0,8
Zyl. 2/6	100210 LW	2699	36,72	1	0,05/0,8
Zyl. 4/1	38544 LW	2654	36,27	1	0,05/0,8

Anhang Tabelle IX. Einzelwerte der Bruchlastwechselzahlen für UHPC mit 10% Basalt.

Probekörperbezeichnung	Lastwechsel [-]	Druckfläche [mm²]	E-Modul [GPa]	f [Hz]	Su/So
SV02	3083	2658	51,49	1	0,05/0,8
SV03	5204	2659	49,95	1	0,05/0,8
SV04	1430	2659	50,92	1	0,05/0,8
SV05	3324	2658	50,69	1	0,05/0,8
SV06	284	2658	52,18	1	0,05/0,8
SV07	5894	2659	48,73	1	0,05/0,8
SV08	160	2658	46,79	1	0,05/0,8
SV09	5796	2664	50,39	1	0,05/0,8
SV10	204	2658	50,74	1	0,05/0,8
SV11	2157	2658	52,59	1	0,05/0,8

Anhang Tabelle X. Einzelwerte der Bruchlastwechselzahlen für UHPC mit 30% Basalt.

Probekörperbezeichnung	Lastwechsel [-]	Druckfläche [mm²]	E-Modul [GPa]	f [Hz]	Su/So
SV02	5758	2663	56,92	1	0,05/0,8
SV03	865	2674	57,64	1	0,05/0,8
SV04	3599	2658	56,61	1	0,05/0,8
SV05	116	2660	54,31	1	0,05/0,8
SV06	1815	2665	55,37	1	0,05/0,8
SV07	5853	2660	53,97	1	0,05/0,8
SV08	5590	2660	55,41	1	0,05/0,8
SV09	4269	2664	57,09	1	0,05/0,8
SV10	176	2665	55,31	1	0,05/0,8
SV11	4153	2664	57,73	1	0,05/0,8
SV12	20256	2665	57,01	1	0,05/0,8
SV13	3619	2659	55,13	1	0,05/0,8
SV14	4051	2660	54,59	1	0,05/0,8

Anhang Tabelle XI. Einzelwerte der Bruchlastwechselzahlen für UHPC mit 10% Granit.

Probekörperbezeichnung	Lastwechsel [-]	Druckfläche [mm²]	E-Modul [GPa]	f [Hz]	Su/So
SV01	1823	2646	43,30	1	0,05/0,8
SV02	31015	2643	49,62	1	0,05/0,8
SV03	805	2649	44,82	1	0,05/0,8
SV04	4239	2645	47,46	1	0,05/0,8
SV05	7268	2649	45,85	1	0,05/0,8
SV06	8463	2551	49,53	1	0,05/0,8
SV07	5780	2644	47,08	1	0,05/0,8
SV08	2114	2644	46,22	1	0,05/0,8
SV09	1402	2649	43,97	1	0,05/0,8
SV10	1896	2646	41,17	1	0,05/0,8
SV12	6128	2646	44,73	1	0,05/0,8
SV13	5406	2650	50,44	1	0,05/0,8

Fortsetzung Tabelle XI

SV14	11845	2647	46,79	1	0,05/0,8
SV15	3872	2642	47,20	1	0,05/0,8
SV16	667	2648	47,40	1	0,05/0,8
SV17	563	2648	46,15	1	0,05/0,8
SV18	4522	2652	45,83	1	0,05/0,8

Anhang Tabelle XII. Einzelwerte der Bruchlastwechselzahlen für UHPC mit 30% Granit.

Probekörperbezeichnung	Lastwechsel [-]	Druckfläche [mm²]	E-Modul [GPa]	f [Hz]	Su/So
SV01	16822	2642	49,75	1	0,05/0,8
SV02	1565	2648	49,06	1	0,05/0,8
SV03	474	2648	46,95	1	0,05/0,8
SV04	3837	2558	47,41	1	0,05/0,8
SV05	91	2648	46,24	1	0,05/0,8
SV06	1533	2644	45,14	1	0,05/0,8
SV07	2729	2658	46,65	1	0,05/0,8
SV08	3414	2646	44,77	1	0,05/0,8
SV09	2137	2656	43,23	1	0,05/0,8
SV10	687	2645	44,97	1	0,05/0,8
SV11	3007	2643	48,90	1	0,05/0,8
SV12	4309	2651	45,40	1	0,05/0,8
SV13	9457	2643	43,50	1	0,05/0,8
SV14	1521	2647	45,53	1	0,05/0,8
SV15	81	2652	48,82	1	0,05/0,8
SV16	501	2648	44,91	1	0,05/0,8
SV17	620	2646	46,49	1	0,05/0,8
SV18	1203	2647	48,82	1	0,05/0,8
SV19	11910	2650	44,91	1	0,05/0,8
SV20	4992	2647	46,49	1	0,05/0,8

A3: Übersicht der Simulationsparameter des Mesomodells

Anhang Tabelle XIII. Simulationsparameter des Mesomodells.

Parameter	Bindemittel	ITZ	H33-Gestein
Partikel-/Bonddurchmesser [mm]	0,48	0,48	0,48
Partikelanzahl [-]	208125	-	118687
Anzahl Bonds [-]	2053425	554082	1031387
Zeitschritt [s]	4e-9	4e-9	4e-9
E-Mod. Partikel [GPa]	87,26	-	30
E-Mod. bonds [GPa]	10	10	40
Normal-/Tangentialsteifigkeit k_n, k_s [N/m]	8,47e+06	-	8,47e+06
Normalfestigkeit [MPa]	10,08	10,08	∞
Tangentialfestigkeit [MPa]	28,10	28,81	∞
Entfestigungsfaktor α [-]	0,35	0,35	-
Fließspannung $\sigma_{ten, yield}$ [MPa]	8,40	8,40	-
$\sigma_{ten, fatigue}/\sigma_{ten, yield}$ [-]	0,80	0,80	-
$\tau_{s, fatigue}/\tau_{max}$ [-]	0,80	0,80	-
Schädigungsparameter δ_s, δ_n	3	3	-
Poissonzahl [-]	0,19	0,19	0,13
Rollreibungwert μ_{sl} [-]	0,45	-	0,45

A4: Übersicht der Simulationsparameter des Makromodells

Anhang Tabelle XIV. Simulationsparameter des Makroomodells.

Parameter	G30	G36	G40
Partikel-/Bonddurchmesser [mm]	1,20	1,20	1,20
Partikelanzahl [-]	326812	326812	326812
Anzahl Bonds [-]	3651830	3651830	3651830
Zeitschritt [s]	4e-9	4e-9	4e-9
E-Mod. Partikel [GPa]	87,26	87,26	87,26
E-Mod. bonds [GPa]	9,70	10,30	10,50
Normal-/Tangentialsteifigkeit k_n, k_s [N/m]	50,82e+06	50,82e+06	50,82e+06
Normalfestigkeit [MPa]	10,45	11,02	11,66
Tangentialfestigkeit [MPa]	27,26	28,66	30,35
Entfestigungsfaktor α [-]	0,35	0,35	0,35
Fließspannung $\sigma_{ten, yield}$ [MPa]	8,15	8,74	9,07
$\sigma_{ten, fatigue}/\sigma_{ten, yield}$ [-]	0,80	0,80	0,80
$\tau_{s, fatigue}/\tau_{max}$ [-]	0,80	0,80	0,80
Schädigungsparameter δ_s, δ_n	3	3	3
Poissonzahl [-]	0,19	0,19	0,19
Rollreibungwert μ_{sl} [-]	0,45	0,45	0,45

Danksagung

Ich bedanke mich bei Prof. Schmidt-Döhl und Dr. Dosta für die Überlassung dieses Forschungsthemas und die immer freundliche, aufmerksame und fachkundige Unterstützung während dieser Forschungszeit. Ihre Anregungen haben entscheidend zum Gelingen der Arbeit beigetragen.

Des Weiteren gilt mein Dank Kolja Jarolin, Nicolas Depta und ganz besonders Vasyl Skorych für die vielen Gespräche, Lösungsansätze, Programmierunterstützung und Umsetzung vieler theoretischer Modelle.

Mein größter Dank gilt meinen Eltern, die mich immer motiviert haben, den akademischen Weg einzuschlagen. Ganz besonders danke ich meinem Vater, der mich in den Bereich des Bauingenieurwesens eingeführt und mich letztlich zu dieser Dissertation gebracht hat. Zudem danke ich Milena für viele Jahre der Unterstützung, Motivation, Geduld und Belastbarkeit während stressiger Phasen.