

Diplomarbeit

Nachriss-Ermüdungsverhalten von überkritischem Stahlfaserbeton

ausgeführt zum Zwecke der Erlangung des akademischen Grads

Diplom-Ingenieur

eingereicht an der TU Wien, Fakultät für Bau- und Umweltingenieurwesen

Diploma Thesis

Post-cracking fatigue behavior of supercritical steel fiber reinforced concrete

submitted in satisfaction of the requirements for the degree

Diplom-Ingenieur

of the TU Wien, Faculty of Civil and Environmental Engineering

Valentin Zelger, BSc

Matr.Nr.: 12003096

Betreuung: Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. **Patrick Huber**
Institut für Tragkonstruktionen
Forschungsbereich Stahlbeton- und Massivbau
Technische Universität Wien
Karlsplatz 13/212-02, 1040 Wien, Österreich

Wien, im September 2025

Kurzfassung

Die Anwendung von Stahlfaserbeton beschränkt sich vorwiegend auf statische Belastungssituationen, da sämtliche Regelwerke wie Richtlinien und Normen darauf verweisen, den Beitrag der Fasern unter Ermüdung zu vernachlässigen [1, 2]. Dies ist darauf zurückzuführen, dass das Ermüdungsverhalten, insbesondere von gerissenem, überkritischem Stahlfaserbeton unter Zug- und Biegezugbeanspruchung vor Erreichen der Maximallast, bislang nur unzureichend untersucht wurde. Ziel dieser Arbeit ist daher, das Nachriss-Ermüdungsverhalten von überkritischem Stahlfaserbeton mittels zyklischer Biegezugversuche im Nachrissbereich vor Erreichen der Maximallast systematisch zu untersuchen. Aufbauend auf diesen Erkenntnissen wird zusätzlich ein Dauerzeitfestigkeitsschaubild modelliert, das es ermöglicht, einen Nachweis zur Spannungsbegrenzung zu führen.

Hierfür wird zu Beginn ein detaillierter Überblick über die theoretischen Grundlagen zum Tragverhalten von überkritischem Stahlfaserbeton sowie zur Ermüdung von Beton und Stahlfaserbeton gegeben. Dann werden experimentelle Untersuchungen an Stahlfaserbetonprobekörpern vorgestellt. Zunächst wurde eine Betonrezeptur entwickelt, die ein ausreichend überkritisches Materialverhalten aufweist; dabei handelt es sich um einen Normalbeton mit einer Gesteinskörnung des Größtkorns Rundkorn und einem Fasergehalt von 50 kg/m^3 bzw. 0.64 Vol.-% des Typs Dramix 5D. Auf Basis dieser Betonrezeptur wurden zur Untersuchung des Nachriss-Ermüdungsverhaltens mithilfe von Drei-Punkt-Biegeversuchen gemäß [3] zyklische Biegezugversuche im Nachrissbereich vor dem Erreichen der Maximallast durchgeführt. Die Probekörper wurden hierzu zunächst statisch über die Betonerstrissbildung hinaus vorbelastet und anschließend mit unterschiedlichen Spannungsschwingbreiten und Oberspannungen zyklisch beansprucht. Die Oberspannung blieb dabei immer unter der statischen Maximallast. Bei einigen Probekörpern erfolgte zudem, nach der Betonerstrissbildung und vor dem Aufbringen der zyklischen Beanspruchung, zunächst eine statische Entlastung. Darüber hinaus wurden vor den Ermüdungsversuchen rein statische Versuche mit identischem Versuchsaufbau durchgeführt. Die Ergebnisse zeigen, dass das Versagen vorwiegend auf eine Ermüdung des Verbunds zurückzuführen ist. Es werden Abhängigkeiten des Nachriss-Ermüdungsverhaltens von der Nachrissbiegezugfestigkeit, der Betonage, der effektiven Faseranzahl, dem Faserschwerpunkt für die effektive Faseranzahl, der Oberspannung und der Spannungsschwingbreite festgestellt. Die Oberspannung und Spannungsschwingbreite wirken sich dabei auf die Anzahl der ertragbaren Lastwechsel, das Rissöffnungsinkrement und das Rissöffnungsinkrement pro Lastwechsel aus. Dabei weisen Probekörper, die frühzeitig versagten, ein höheres Rissöffnungsinkrement und Rissöffnungsinkrement pro Lastwechsel auf als solche, die zu Durchläufern führten. Zudem hängt das Erreichen von Durchläufern maßgeblich vom Verhältnis zwischen Oberspannung und Spannungsschwingbreite ab. Darüber hinaus zeigt sich, dass es bei Durchläufern zu einer kontinuierlichen Zunahme der Rissöffnung kam, während bei Probekörpern, die frühzeitig versagten, die Rissöffnung von Beginn an diskontinuierlich zunahm. Aufbauend auf diesen Erkenntnissen wird ein Dauerzeitfestigkeitsschaubild modelliert, welches die Ermüdungsfestigkeit exakt am Übergang zwischen Zeit- und Dauerzeitfestigkeitsbereich abbildet. Dieses Schaubild ermöglicht es, für die festgelegte Betonrezeptur einen Nachweis zur Spannungsbegrenzung zu führen. Abschließend werden die wichtigsten Erkenntnisse der Arbeit zusammengefasst und ein Ausblick gegeben über die Anwendung sowie auf die Bereiche, in denen noch Forschungspotenzial besteht.

Abstract

The application of steel fiber reinforced concrete is mainly limited to static loading situations, as all codes and standards specify that the contribution of fibers under fatigue should be neglected [1, 2]. This is due to the fact that the fatigue behavior of cracked, supercritical steel fiber reinforced concrete under tensile and flexural tensile loading prior to reaching the maximum load has so far been insufficiently investigated. The aim of this work is therefore to systematically investigate the post-cracking fatigue behavior of supercritical steel fiber reinforced concrete through cyclic flexural tensile tests in the post-cracking regime prior to reaching the maximum load. Based on these findings, a high cycle fatigue strength diagram is additionally modeled, enabling verification of stress limits.

For this purpose, a detailed overview of the theoretical fundamentals of the structural behavior of supercritical steel fiber reinforced concrete as well as the fatigue of concrete and steel fiber reinforced concrete is provided. Then, experimental investigations on steel fiber reinforced concrete specimens are presented. Initially, a concrete mix was developed that exhibits sufficiently supercritical material behavior; this is a normal concrete with rounded aggregate of maximum aggregate and a fiber dosage of 50 kg/m^3 or 0.64 Vol.-% of type Dramix 5D. Based on this concrete mix, to investigate the post-cracking fatigue behavior, cyclic flexural tensile tests in the post-cracking regime, prior to reaching the maximum load, were carried out using three-point bending tests according to [3]. For this, the specimens were first statically preloaded beyond first cracking and then subjected to cyclic loading with different stress ranges and maximum stress levels. The maximum stress level always remained below the static maximum load. In some specimens, after first cracking and before the application of cyclic loading, an initial static unloading was performed. In addition, static tests with an identical test setup were carried out prior to the fatigue tests. The results show that failure is predominantly attributable to fatigue of the bond. Dependencies of the post-cracking fatigue behavior on the residual flexural tensile strength, concrete batch, effective fiber number, fiber centroid for the effective fiber number, maximum stress and stress range are identified. The maximum stress and stress range influence the number of load cycles to failure, the crack opening increment, and the crack opening increment per cycle. Specimens that failed prematurely exhibited higher crack opening increments and crack opening increments per cycle than run-out specimens. Moreover, achieving run-out behavior strongly depends on the ratio of maximum stress to stress range. In addition, it is evident that for run-out specimens the crack opening increased continuously, whereas for specimens that failed prematurely the crack opening exhibited a discontinuous growth from the start. Based on these findings, a high cycle fatigue strength diagram is modeled that represents the fatigue strength precisely at the transition between finite life and high cycle regions. This diagram makes it possible to verify stress limits for the defined mix. Finally, the main findings of this work are summarized, and an outlook is given on the application, as well as on areas where further research is needed.

Inhaltsverzeichnis

Abkürzungen	8
1 Einleitung	12
1.1 Problemstellung	12
1.2 Zielsetzung	13
1.3 Abgrenzung	14
2 Grundlagen	15
2.1 Überkritischer Stahlfaserbeton	15
2.1.1 Definition	15
2.1.2 Anforderungen	16
2.1.3 Prüfmethode und Klassifizierung	20
2.1.4 Bemessung	22
2.2 Ermüdung	24
2.2.1 Beanspruchungskennwerte	24
2.2.2 Wöhler-Linie	25
2.2.3 Goodman-Diagramm	28
2.2.4 Schadensakkumulationshypothese	29
2.2.5 Ermüdungsverhalten	30
3 Experimentelle Untersuchung	34
3.1 Entwicklung Betonrezeptur	34
3.2 Ermüdungsversuche im Nachrissbereich	37
3.2.1 Versuchsaufbau und Probekörper	37
3.2.2 Betonrezeptur und Materialkennwerte	38
3.2.3 Prüfmaschine und Messeinrichtung	40
3.2.4 Versuchsablauf	42
3.2.5 Ergebnisse	43
4 Modellbildung	60
4.1 Dauerzeitfestigkeitsschaubild	60
5 Zusammenfassung und Ausblick	64
Literatur	68
A Datensammlung	73
B Rissbilder und Bruchflächen	75
C Anwendungsbeispiel	80

Abkürzungen

$\Delta\sigma_0$ Spannungsschwingbreite der untersten Treppenstufe

$\Delta\sigma_D$ Dauerschwingbreite

$\Delta\sigma$ Spannungsschwingbreite

$\Delta CMOD$ Rissöffnungsinkrement

δ Durchbiegung

η_F Faserorientierungsbeiwert

γ_F Teilsicherheitsbeiwert für Stahlfaserbeton

κ_O Faktor zur Berücksichtigung der Faserrichtung

ρ_F Faserdichte

σ_a Spannungsamplitude

σ_{cd} Betondruckspannung

σ_{Ftud} Biegezugspannung

σ_m Mittelspannung

σ_{od} Oberspannung in der häufigen Einwirkungskombination

σ_{ok} charakteristische Oberspannung

σ_o Oberspannung

σ_{ud} Unterspannung in der häufigen Einwirkungskombination

σ_{ue} Überspannung

σ_{uj} Unterspannung der einzelnen Probekörper

σ_{uk} charakteristische Unterspannung

σ_{um} gewichtete Mittelwert der Unterspannung

σ_{us} gewichtete Standardabweichung der Unterspannung

σ_{uV} gewichtete Variationskoeffizient der Unterspannung

σ_u Unterspannung

σ_z statische Festigkeit

σ Normalspannung

CA Crushed Aggregate

F Fatigue

RA Round Aggregate

SFRC Steel Fiber Reinforced Concrete

S Static

ε_{Ftud} Bemessungswert der Grenzdehnung

a_{eff} Faserschwerpunkt für die effektive Faseranzahl

A_F Faserquerschnitt

a_{tat} Faserschwerpunkt für die tatsächliche Faseranzahl

b Breite des Probekörpers

$CMOD$ Verschiebung am Ansatz der Rissöffnung

D_k relative Schädigung

d_k relative Einheitsschädigung

D relative Gesamtschädigung

F_1 Einzelkraft bei $CMOD = 0.5$ mm bzw. $\delta = 0.465$ mm

F_3 Einzelkraft bei $CMOD = 2.5$ mm bzw. $\delta = 2.165$ mm

$f_{cj,cube}$ Würfeldruckfestigkeiten der einzelnen Würfel

$f_{cm,cube}$ Mittelwert der Würfeldruckfestigkeit

f_{ctk} charakteristische Wert der zentrischen Betonzugfestigkeit

f_e Erstrisszugfestigkeit

f_{Ft1d} Bemessungswert der Nachrissbiegezugfestigkeit für bilineare Spannungsverteilung bei $CMOD = 0.5$ mm bzw. $\delta = 0.465$ mm

f_{Ft3d} Bemessungswert der Nachrissbiegezugfestigkeit für bilineare Spannungsverteilung bei $CMOD = 2.5$ mm bzw. $\delta = 2.165$ mm

f_{Ftsd} Bemessungswert der Nachrissbiegezugfestigkeit für Rissbreiten mit Berücksichtigung der Faserrichtung

f_{Ftud} Bemessungswert der Nachrissbiegezugfestigkeit mit Berücksichtigung der Faserrichtung

f_{R1k} charakteristische Nachrissbiegezugfestigkeit bei $CMOD = 0.5$ mm bzw. $\delta = 0.465$ mm

f_{R3k} charakteristische Nachrissbiegezugfestigkeit bei $CMOD = 2.5$ mm bzw. $\delta = 2.165$ mm

f_{R3m} Mittelwert der Nachrissbiegezugfestigkeit bei $CMOD = 2.5$ mm bzw. $\delta = 2.165$ mm

F_{Rij} Einzelkraft der einzelnen Probekörper

f_{Rij} Nachrissbiegezugfestigkeiten der einzelnen Probekörper

f_{Rik} charakteristische Nachrissbiegezugfestigkeit

f_{Rim} Mittelwert der Nachrissbiegezugfestigkeit

f_{Ris} Standardabweichung der Nachrissbiegezugfestigkeit

f_{RiV} Variationskoeffizient der Nachrissbiegezugfestigkeit

f_{uF} Faserzugfestigkeit

F_{uF} Faserzugkraft

g_k gleichmäßig verteilte Auflast einschließlich Eigengewicht

h_D Querschnittshöhe der Decke

h_{sp} Abstand zwischen der Spitze der Einkerbung und der Oberseite des Probekörpers

k_n Fraktilenfaktor für charakteristische Werte

k_s Bettungsmodul

l_{cs} tragende Länge zur Umrechnung des Verhältnisses Spannung/Rissbreite

l_{eF} Fasereinbindelänge

l_{eprojF} Fasereinbindelänge projiziert auf die betrachtete Richtung

l_s Stützweite

M_{Ed} einwirkende Biegemoment

$\max|\sigma_{Ftud}|$ betragsmäßig größte Biegezugspannung unter der häufigen Einwirkungskombination

$\max|M_{Ed}|$ betragsmäßig größte Biegemoment unter der häufigen Einwirkungskombination

$\min|\sigma_{Ftud}|$ betragsmäßig kleinste Biegezugspannung unter der häufigen Einwirkungskombination

$\min|M_{Ed}|$ betragsmäßig kleinste Biegemoment unter der häufigen Einwirkungskombination

N_{eff} effektiver Faseranzahl

n_k einwirkenden Schwingenspielzahl

N_k ertragbaren Schwingenspielzahl

n_R Anzahl der Probekörper

N_{tat} tatsächlicher Faseranzahl

N Schwingenspielzahl

o Ordnungsziffer

p_j Wahrscheinlichkeiten für das Auftreten von Durchläufer

q_k gleichmäßig verteilte Nutzlast

Q_k vertikale Achslast für einen Gabelstapler

r_o Anzahl der Versuche

R Spannungsverhältnis

S_{ok} bezogene charakteristische Oberspannung

S_{uk} bezogene charakteristische Unterspannung

t Größe des Treppensprungs

V_{krit} kritischer Fasergehalt

V Volumenprozent

w_u maximal zulässige Rissöffnung

W Gewichtsanteil

$dCMOD/N$ Rissöffnungsinkrement pro Lastwechsel

Kapitel 1

Einleitung

1.1 Problemstellung

In den letzten Jahrzehnten hat Stahlfaserbeton zunehmend an Bedeutung gewonnen und findet Anwendung in einer Vielzahl von Bauwerken, darunter Decken, Fundament- und Bodenplatten, Industriefußböden, Wände und Tunnelauskleidungen [4].

Stahlfasern wirken einerseits der Bildung von Makrorissen entgegen und beeinflussen andererseits das Nachbruchverhalten, indem sie die Duktilität erhöhen und eine Nachrisszugfestigkeit sichern [4].

Während in der Vergangenheit Stahlfasern primär zur Erhöhung der Duktilität und weniger zur Steigerung der Tragfähigkeit durch eine erhöhte Nachrisszugfestigkeit eingesetzt wurden, ist es heute möglich, mit bestimmten Fasertypen und -gehalten Nachrisszugfestigkeiten zu erreichen, die die Erstrisszugfestigkeit des Betons deutlich übertreffen [5]. Dieses Verhalten wird als überkritisches Materialverhalten bezeichnet [4]. In bestimmten Bauteilen kann dadurch ein Tragverhalten erreicht werden, das dem von klassischem Stahlbeton entspricht, sodass in einzelnen Anwendungsfällen vollständig oder teilweise auf konventionelle Bewehrung verzichtet werden kann [6]. Die Anwendung beschränkt sich dabei jedoch vorwiegend auf statische Belastungssituationen, da sämtliche Regelwerke wie Richtlinien und Normen darauf verweisen, den Beitrag der Fasern unter Ermüdung zu vernachlässigen [1, 2]. Dies ist darauf zurückzuführen, dass das Ermüdungsverhalten unter zyklischer Beanspruchung bislang nur unzureichend untersucht wurde.

Ein umfassender Überblick über einige Forschungsarbeiten findet sich in [7]. Das Ermüdungsverhalten unter Zug- und Biegezugbeanspruchung wurde hauptsächlich im ungerissenen Stahlfaserbeton untersucht [8–12]. Hierzu konnte nachgewiesen werden, dass Stahlfasern die Ermüdungslebensdauer im Vergleich zu unbewehrtem Beton erhöhen können, indem sie, ähnlich wie bei statischer Beanspruchung, die Entstehung und Ausbreitung von Makrorissen bei zyklischer Beanspruchung deutlich verzögern [8]. Die Verbesserung hängt dabei maßgeblich vom Fasergehalt, der Geometrie und der Art der Fasern ab [9–11]. Dabei wurden in einer vergleichsweise jungen Studie ein Ermüdungsschädigungsmodell und ein Konzept für ein numerisches Schädigungsmodell entwickelt [12]. Nur wenige Studien hingegen befassten sich mit dem Ermüdungsverhalten von bereits gerissenem Stahlfaserbeton [13–17]. Dabei zeigt sich, dass Stahlfasern durch ihre rissüberbrückende Wirkung das weitere Risswachstum deutlich verzögern [13, 14], wobei die Verbesserung maßgeblich vom Fasergehalt und der Faserorientierung abhängt [15–17]. Diese Studien befassten sich jedoch vorwiegend mit nur unterkritischen beziehungsweise schwach überkritischen Stahlfaserbetonen, wobei die zyklische Beanspruchung meist nach Erreichen der Maximallast aufgebracht wurde. Dem Ermüdungsverhalten unter zyklischer Druckbeanspruchung wird nur eine untergeordnete Bedeutung zugeschrieben, da der Einfluss der Stahlfasern deutlich geringer ist [18, 19].

Aus aktuellen Forschungsarbeiten geht hervor, dass insbesondere das Ermüdungsverhalten von gerissenem, überkritischem Stahlfaserbeton unter Zug- und Biegezugbeanspruchung vor Erreichen der Maximallast bislang unzureichend untersucht wurde. Gerade dieses Verhalten

ist jedoch für die Nachweisführung von zentraler Bedeutung, da an realen Bauwerken meist bereits Risse vorhanden sind und die Maximallasten nicht erreicht werden. Für einen gezielten Einsatz von Stahlfaserbeton in ermüdungsrelevanten Anwendungen ist es daher unerlässlich, das Nachriss-Ermüdungsverhalten von überkritischem Stahlfaserbeton unter zyklischer Zug- und Biegezugbeanspruchung vor Erreichen der Maximallast mit unterschiedlichen Spannungsschwingbreiten sowie Oberspannungen systematisch zu untersuchen. Entsprechende Untersuchungen könnten den Anwendungsbereich von Stahlfaserbeton deutlich erweitern und konventionelle Bewehrung in ermüdungsbeanspruchten Bauteilen wie Fahrbahnplatten, Gleistragplatten, Windkraftanlagen oder Kranbahnträgern teilweise oder sogar vollständig ersetzen.

1.2 Zielsetzung

Ausgehend von der in Abschnitt 1.1 beschriebenen Problemstellung besteht das Ziel dieser Arbeit darin, das Nachriss-Ermüdungsverhalten von überkritischem Stahlfaserbeton mittels zyklischer Biegezugversuche im Nachrissbereich vor Erreichen der Maximallast systematisch zu untersuchen. Dabei werden die Versagensmechanismen sowie die wesentlichen Einflussgrößen erkannt und der Rissöffnungsverlauf genauer untersucht. Aufbauend auf diesen Erkenntnissen wird zusätzlich ein Dauerzeitfestigkeitsschaubild modelliert, das es ermöglicht, einen Nachweis zur Spannungsbegrenzung zu führen. Diese Untersuchungen sollen das Verständnis des Ermüdungsverhaltens von Stahlfaserbeton erweitern und dazu beitragen, den Einsatz von Stahlfasern in ermüdungsbeanspruchten Bauteilen besser beurteilen zu können.

Hierfür wird zu Beginn in Kapitel 2 ein detaillierter Überblick über die theoretischen Grundlagen gegeben. Zunächst wird das Tragverhalten von überkritischem Stahlfaserbeton erläutert, gefolgt von einer umfassenden Einführung in die Grundlagen der Ermüdung von Beton und Stahlfaserbeton.

Kapitel 3 bildet den Hauptteil dieser Arbeit, in dem experimentelle Untersuchungen an Stahlfaserbetonprobekörpern vorgestellt werden. Zunächst wurde mithilfe von Drei-Punkt-Biegeversuchen gemäß [3] das Nachrissbiegezugverhalten verschiedener Betonrezepturen untersucht. Ziel dieser Versuchsreihe war es, eine Betonrezeptur zu entwickeln, die ein ausreichend überkritisches Materialverhalten aufweist. Gewählt wurde ein Normalbeton mit einer Gesteinskörnung des Größtkorns Rundkorn und einem Fasergehalt von 50 kg/m^3 bzw. 0.64 Vol.-% des Typs Dramix 5D. Auf Basis dieser Betonrezeptur wurden zur Untersuchung des Nachriss-Ermüdungsverhaltens anschließend zyklische Biegezugversuche im Nachrissbereich vor Erreichen der Maximallast mit einem vergleichbaren Versuchsaufbau durchgeführt. Die Probekörper wurden hierzu zunächst statisch über die Betonerstrissbildung hinaus vorbelastet und anschließend mit unterschiedlichen Spannungsschwingbreiten und Oberspannungen zyklisch beansprucht. Die Oberspannung blieb dabei immer unter der statischen Maximallast. Bei einigen Probekörpern erfolgte zudem, nach der Betonerstrissbildung und vor dem Aufbringen der zyklischen Beanspruchung, zunächst eine statische Entlastung. Zur Ermittlung des statischen Nachrissbiegezugverhalten wurden darüber hinaus vor den Ermüdungsversuchen rein statische Versuche mit identischem Versuchsaufbau durchgeführt.

Aufbauend auf den Ergebnissen aus Kapitel 3 wird in Kapitel 4 ein Dauerzeitfestigkeitsschaubild modelliert, welches im Nachrissbereich von überkritischem Stahlfaserbeton unter zyklischer Biegezugbeanspruchung vor Erreichen der Maximallast die Ermüdungsfestigkeit exakt am Übergang zwischen Zeit- und Dauerzeitfestigkeitsbereich abbildet. Dieses Schaubild ermöglicht es, für die in Kapitel 3 festgelegte Betonrezeptur einen Nachweis zur Spannungsbegrenzung zu führen.

Kapitel 5 fasst abschließend die wichtigsten Erkenntnisse der Arbeit zusammen und gibt einen Ausblick über die Anwendung von überkritischem Stahlfaserbeton unter zyklischer Biegezugbe-

anspruchung im Nachrissbereich vor Erreichen der Maximallast sowie auf die Bereiche, in denen noch Forschungspotenzial besteht.

1.3 Abgrenzung

In dieser Arbeit wird ausschließlich das Nachriss-Ermüdungsverhalten von überkritischem Stahlfaserbeton unter zyklischen Biegezugbeanspruchungen untersucht. Auf die Untersuchung des Nachriss-Ermüdungsverhaltens unter rein zyklischer Zug- oder Druckbeanspruchung wurde bewusst verzichtet, da das Zugverhalten in den meisten Regelwerken indirekt über das Biegezugverhalten abgebildet wird und das Ermüdungsverhalten nach Rissbildung im gedrückten Beton aus praktischer Sicht keine Bedeutung aufweist. In der Regel ist die Rissbildung im Beton unter Druckbeanspruchungen mit einem Bauteilversagen verbunden.

Zudem wird ausschließlich das Nachriss-Ermüdungsverhalten eines Normalbetons mit einer Gesteinskörnung des Größtkorns Rundkorn und einem Fasergehalt von 50 kg/m^3 bzw. 0.64 Vol.-% des Typs Dramix 5D untersucht. Varianten mit Stahlkurzfasern, hochfestem Beton, unterschiedlichen Fasergehalten oder in Kombination mit klassischer Bewehrung werden nicht untersucht.

Des Weiteren wird für die zyklischen Biegezugversuche als Versuchsaufbau ein Drei-Punkt-Biegeversuch gewählt, der eine Untersuchung des Nachriss-Ermüdungsverhaltens unter eindimensionaler Beanspruchung ermöglicht. In der Praxis sind jedoch viele Bauteile, wie etwa Platten, mehrdimensionalen Beanspruchungen ausgesetzt, die mit diesem Versuchsaufbau nicht abgebildet werden können.

Kapitel 2

Grundlagen

2.1 Überkritischer Stahlfaserbeton

2.1.1 Definition

Bei faserfreiem Beton kommt es nach Erreichen der Zugfestigkeit zur Makrorissbildung. Dabei zeigt sich anfänglich eine geringe rissüberbrückende Wirkung durch die Zuschläge, doch sobald größere Rissweiten erreicht sind, können keine Zugspannungen mehr über die Rissflanken hinweg übertragen werden (siehe Abb. 2.1a). Dies führt schließlich zu einer raschen Rissbreitenvergrößerung und zu einem plötzlichen Versagen (siehe Abb. 2.2) [20].

Wenn jedoch Stahlfasern die Rissflanken kreuzen, können die vom Beton nicht mehr aufnehmbaren Zugspannungen durch die Fasern über den Riss hinweg übertragen und durch den Verbund zwischen Faser und Beton wieder in den Beton eingeleitet werden (siehe Abb. 2.1b). Dadurch wird das weitere Risswachstum verzögert, es stellt sich ein duktileres Nachbruchverhalten ein und es wird eine Nachrisszugfestigkeit gewährleistet (siehe Abb. 2.2) [4].

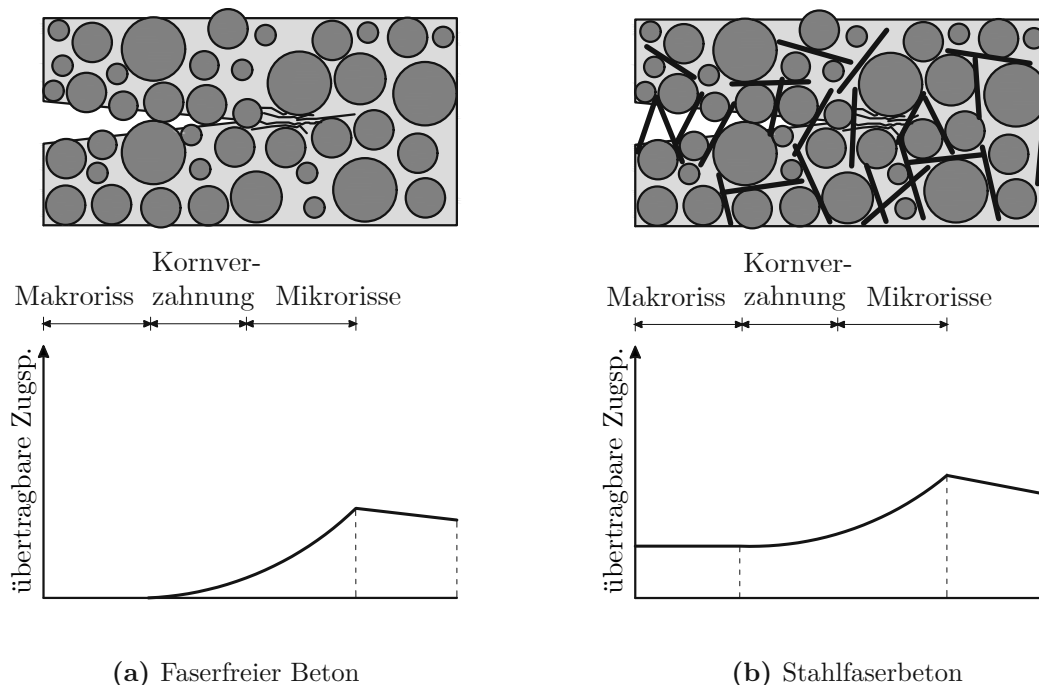


Abb. 2.1: Übertragbare Zugspannungen über den Rissflanken, basierend auf [21, 22]

Sind die Fasern in der Lage, Zugspannungen zu übertragen, die größer sind als jene, die zur Rissbildung im Beton geführt haben, spricht man von überkritischem Stahlfaserbeton. Dieser ist dadurch gekennzeichnet, dass die Nachrisszugfestigkeit höher ist als die Erstrisszugfestigkeit des

Betons [4, 23]. Eine weitere Laststeigerung über die Erstrisszugfestigkeit hinaus führt schließlich zu einer Mehrfachrissbildung, bis im maßgebenden Riss die Traglast erreicht wird (siehe Abb. 2.2). Hierbei ist eine deutliche Tragfähigkeitssteigerung erkennbar [6].

Im Gegensatz zum überkritischen Stahlfaserbeton steht der unterkritische Stahlfaserbeton. Hier sind die Fasern nicht in der Lage, Zugspannungen zu übertragen, die größer sind als jene, die zur Rissbildung im Beton geführt haben. Dabei ist die Nachrisszugfestigkeit geringer als die Erstrisszugfestigkeit des Betons, was bedeutet, dass eine Laststeigerung über die Erstrisszugfestigkeit hinaus nicht möglich ist, und der Erstriss führt direkt zu einem Versagen; jedoch ist das Versagen deutlich duktiler (siehe Abb. 2.2) [4, 6, 23].

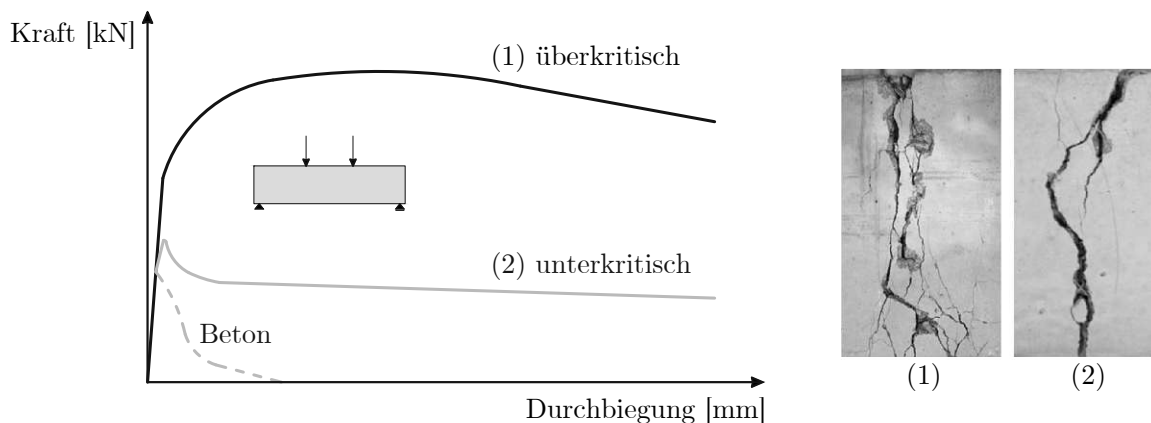


Abb. 2.2: Kraft-Durchbiegungsdiagramm für überkritischen, unterkritischen Stahlfaserbeton und faserfreien Beton sowie die entsprechenden Rissbilder, basierend auf [6]

2.1.2 Anforderungen

Guter Verbund zwischen Matrix und Faser

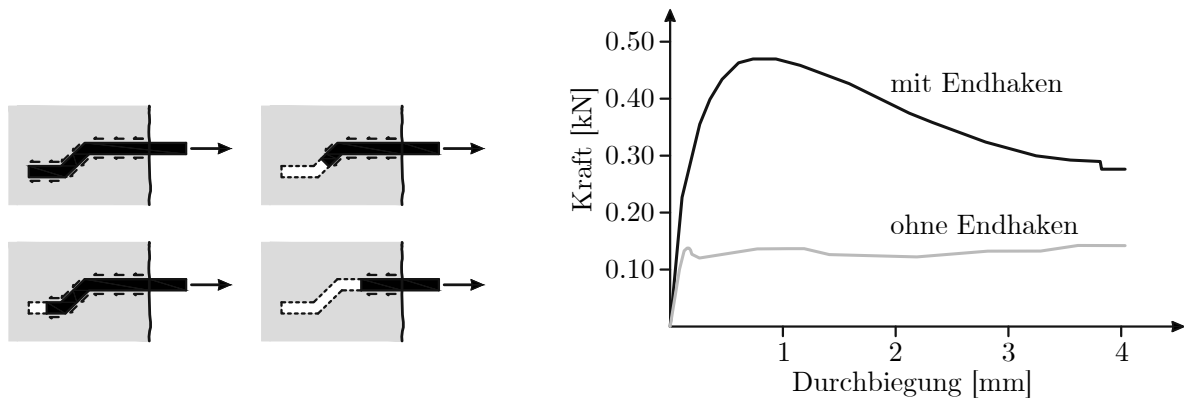
Analog wie im Stahlbetonbau ist für die Übertragung von Zugkräften über die Rissflanken der Verbund zwischen Faser und Betonmatrix maßgebend. Dabei beeinflusst die Verbundfestigkeit maßgeblich die Größe der Zugkräfte, die übertragen werden können [4].

Grundsätzlich erfolgt die Kraftübertragung im Stahlfaserbeton über die folgenden drei Verbundmechanismen [24–26]:

- **Haftverbund:** Elastische Scherverbindung zwischen Stahl und Beton.
- **Reibung:** Relative Verschiebung der Faser zur Matrix.
- **Formverbund:** Verankerung des Faserendes bei endverankerten Fasern.

Die Übertragung von Kräften im gerissenen Beton erfolgt hauptsächlich über den Formverbund. Zu Beginn stützt sich der Haken der Faser an der Matrix ab und verhindert, je nach Anzahl der Umlenkpunkte, das Herausziehen der Faser. Mit zunehmender Laststeigerung erfährt der Endhaken eine plastische Verformung, bis er schließlich vollständig aufgebogen ist (siehe Abb. 2.3a). Ab diesem Punkt tritt der Reibungsverbund in Kraft, dessen Wirksamkeit jedoch im Vergleich zum Formverbund deutlich geringer ist. Dies führt dazu, dass die maximale Ausziehkraft erreicht ist, keine Laststeigerung mehr möglich ist und die Faser herausgezogen wird. Dieses Verhalten, das ab dem Aufbiegen der Faser auftritt, zeigt sich analog bei geraden Fasern. Somit ist das Vorhandensein von Endverankerungen, die durch eine ausreichende Faserlänge

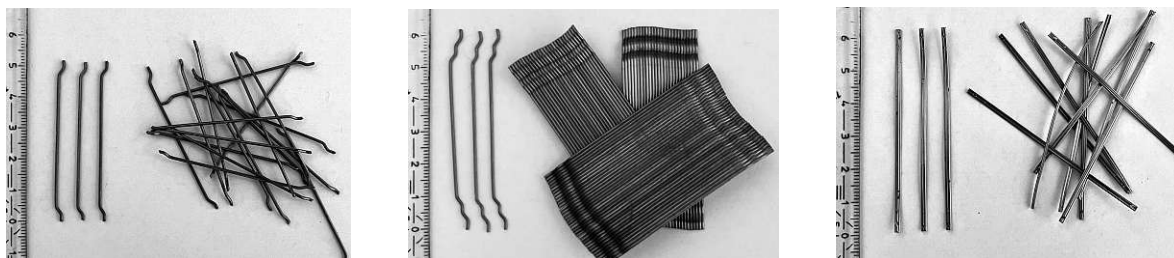
den Riss überbrücken und sicher in der Matrix eingebettet sind, dringend notwendig, um eine Laststeigerung über die Erstrisszugfestigkeit gewährleisten zu können und somit ein überkritisches Materialverhalten zu ermöglichen (siehe Abb. 2.3b) [4]. Grundsätzlich lässt sich feststellen, dass eine verbesserte Endverankerung somit zu einem stärkeren Formverbund führt, wodurch ein ausgeprägteres, überkritisches Materialverhalten erreicht werden kann [6].



(a) Plastische Verformungen des Endhaken, basierend auf [26] (b) Kraft-Durchbiegungsdiagramm aus Einzelfaserausziehversuchen von Stahlfasern mit Endhaken und ohne Endhaken, basierend auf [24]

Abb. 2.3: Tragverhalten von Stahlfasern mit Endhaken

Die gängigste Form der Endverankerung besteht aus einfach gekröpften Endhaken mit zwei Umlenkpunkten (siehe Abb. 2.4a). Um den Formverbund weiter zu verstärken, werden jedoch auch doppelt gekröppte Endhaken mit vier Umlenkpunkten eingesetzt (siehe Abb. 2.4b). Zusätzlich gibt es spezielle Fasern, bei denen der Formverbund über einen Ankerkopf realisiert wird (siehe Abb. 2.4c).



(a) Einfach gekröpfte Endverankerung (b) Doppelt gekröpfte Endverankerung (c) Endverankerung als Ankerkopf

Abb. 2.4: Verschiedene mögliche Endverankerungen für überkritischen Stahlfaserbeton

Hoher Zugwiderstand der Faser

Kann ein ausreichender Verbund zwischen Matrix und Faser gewährleistet werden, erfährt die Faser durch die gegeneinander bewegenden Rissflanken eine axiale Zugbeanspruchung. Um zu verhindern, dass es zu einem Faserriss kommt und sich der Riss weiter öffnet, muss die Zugbeanspruchung vom Faserquerschnitt aufgenommen werden. Maßgebende Einflussfaktoren für die vom Querschnitt aufnehmbare Faserzugkraft (F_{uF}) sind der Faserquerschnitt (A_F) und

die Faserzugfestigkeit (f_{uF}) (siehe Gleichung 2.1). Um ein Versagen durch Faserriss somit zu verhindern, wird bei überkritischem Stahlfaserbeton A_F und f_{uF} bestmöglich maximiert [4].

$$F_{uF} = f_{uF} \cdot A_F \quad (2.1)$$

Ausreichend Fasergehalt

Neben dem Verbund und dem Zugwiderstand ist auch die Fasermenge entscheidend für die Ausbildung eines überkritischen Materialverhaltens. Der Fasergehalt kann entweder als Gewichtsanteil (W) in kg/m^3 oder als Volumenprozent (V) in Vol.-% angegeben werden. Mithilfe der Faserdichte (ρ_F) kann gemäß Gleichung 2.2 eine Beziehung zwischen W und V beschrieben werden [4].

$$V = \frac{W}{\rho_F} \cdot 100 \quad (2.2)$$

Nach der Rissbildung im Beton erfolgt die Übertragung von Zugkräften ausschließlich durch risskreuzende Fasern, wobei die Anzahl der Fasern maßgeblich bestimmt, wie viel Zugkraft übertragen werden kann. Sind die vorhandenen Fasern in der Lage, Zugkräfte zu übertragen, die höher als die Erstrisszugfestigkeit sind, liegt ein kritischer Fasergehalt (V_{krit}) vor, der ein überkritisches Materialverhalten sicherstellt (siehe Abb. 2.5). Eine Erhöhung des Fasergehalts über den kritischen Fasergehalt hinaus führt grundsätzlich zu einer weiteren Steigerung der Tragfähigkeit und somit zur Verbesserung des überkritischen Stahlfaserbetons [4, 27]. Es ist jedoch zu beachten, dass ab einer bestimmten Fasermenge keine signifikante Steigerung der Tragfähigkeit mehr erreicht wird, wodurch eine weitere Erhöhung des Fasergehalts keinen zusätzlichen Nutzen mehr liefert [28–32]. Der kritische Fasergehalt ist eine variable Größe, die stark von der Verbundspannung, der Faserlänge, der Faserschlankheit sowie der Faserorientierung abhängt [4]. Als grober Richtwert liegt nach [33, 34] der kritische Fasergehalt bei 0.2–0.3 Vol.-% bzw. etwa $20 \text{ kg}/\text{m}^3$.

Zusammenfassend lässt sich somit feststellen, dass für überkritischen Stahlfaserbeton mindestens der kritische Fasergehalt verwendet werden sollte. Allerdings ist auch die Fasermenge nach oben hin begrenzt, wodurch die Tragfähigkeit und die Wirksamkeit der Fasern ebenfalls eine Obergrenze erreicht.

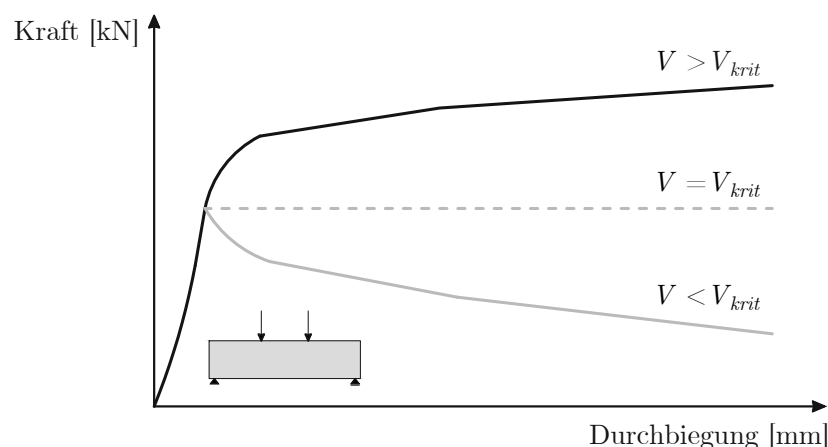


Abb. 2.5: Kraft-Durchbiegungsdiagramm für Fasergehalte über und unter dem kritischen Wert, basierend auf [4]

Optimale Faserorientierung

Wie in den vorhergehenden Abschnitten dargelegt, stellt das Kreuzen der Risse durch die Stahlfasern eine grundlegende Voraussetzung für ein überkritisches Materialverhalten dar. Eine gleichmäßig senkrecht zu den Rissflanken ausgerichtete Faserorientierung gewährleistet eine optimale Kraftübertragung [35, 36].

Die Faserorientierung kann durch den Faserorientierungsbeiwert (η_F) beschrieben werden (siehe Gleichung 2.3), der durch das Verhältnis der Fasereinbindelänge projiziert auf die betrachtete Richtung (l_{projF}) zur tatsächlichen Fasereinbindelänge (l_{eF}) definiert ist (siehe Abb. 2.6) [4].

$$\eta_F = \frac{l_{projF}}{l_{eF}} \quad (2.3)$$

Ein Wert von $\eta_F = 1$ entspricht einer parallelen Ausrichtung in der betrachteten Richtung, während $\eta_F = 0$ eine senkrechte Ausrichtung zur betrachteten Richtung beschreibt [6]. Untersuchungen haben gezeigt, dass sich die Faserorientierung in Abhängigkeit des Wertebereichs von η_F in drei Raumrichtungen unterteilen lässt [4, 37, 38]:

- Dreidimensionale Orientierung: $0.2 \leq \eta_F \leq 0.4$
- Zweidimensionale Orientierung: $0.4 \leq \eta_F \leq 0.8$
- Eindimensionale Orientierung: $0.8 \leq \eta_F \leq 1$

Für das Erreichen eines überkritischen Materialverhaltens ist eine dreidimensionale Faserorientierung grundsätzlich ausreichend. Es muss jedoch darauf geachtet werden, dass die Bildung von Inhomogenitäten, wie etwa durch Igelbildungen, vermieden wird. Eine gezielte Anpassung der Faserorientierung hin zu einer zweidimensionalen oder eindimensionalen Ausrichtung kann das überkritische Materialverhalten jedoch signifikant verbessern [4].

Zur Bestimmung der Faserorientierung stehen in der Praxis zahlreiche Analysetechniken zur Verfügung, die sich hinsichtlich ihrer Genauigkeit erheblich unterscheiden. Zu den gängigsten Verfahren zählen [4]: manuelles Auszählen, Röntgenstrahlung, Wechselstromwiderstandsspektroskopie, Infrarot-Thermografie und Computertomografie.

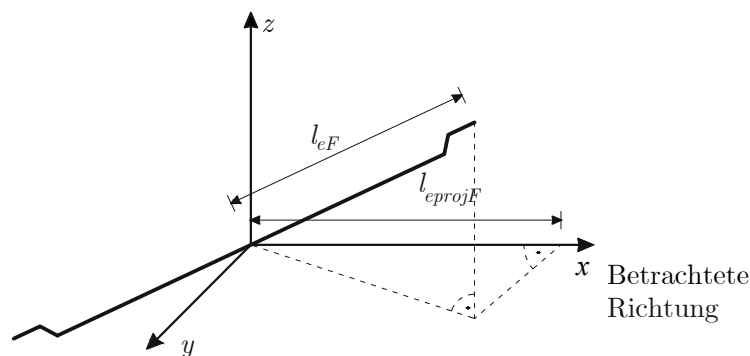


Abb. 2.6: Schematische Darstellung der projizierten Einbindelänge, basierend auf [4]

Passende Betonrezeptur

Aufgrund der erhöhten Fasermengen im überkritischen Stahlfaserbeton ist eine Anpassung der Betonrezeptur erforderlich, um eine optimale Verarbeitbarkeit und Homogenität des Materials sicherzustellen.

Die Gesteinskörnung hat dabei einen direkten Einfluss auf die Faserverteilung und Verarbeitbarkeit. Mit zunehmender Korngröße können lokale Faseransammlungen entstehen, die zu

Inhomogenitäten im Material führen (siehe Abb. 2.7). Daher sollte bei hohen Fasermengen das Größtkorn auf 8 mm begrenzt und der Feinanteil zwischen 45 und 60 Vol.-% liegen. Zudem nimmt bei einem hohen Kornanteil die Verarbeitbarkeit des Faserbetons ab, weshalb die Gesteinskörnung auf 55 Vol.-% begrenzt werden sollte [4]. Besonders gute Erfahrungen wurden mit der Regelsieblinie B gemacht [37]. Damit bei einem hohen Fasergehalt die Fasern vollständig umhüllt werden, ist eine Anpassung des Bindemittelgehalts und des w/z-Werts unbedingt notwendig. Der Bindemittelgehalt sollte im Vergleich zu herkömmlichem Beton erhöht ($350\text{--}590\text{ kg/m}^3$) und der w/z-Wert entsprechend reduziert werden ($0.35\text{--}0.45$) [4]. Zudem muss häufig eine größere Menge an Betonverflüssiger oder Fließmittel zugesetzt werden, um eine weiche Konsistenz zu erreichen und den Stahlfaserbeton verarbeiten zu können [39].

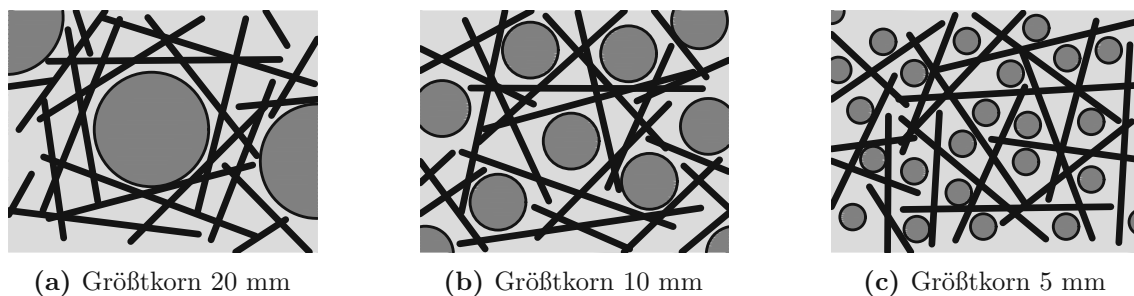


Abb. 2.7: Einfluss der Korngröße auf Faserverteilung, basierend auf [40]

Ordnungsgemäße Herstellung

Wie beim unterkritischen Stahlfaserbeton können auch beim überkritischen Stahlfaserbeton die Herstellung und die Einbautechnologie die Materialeigenschaften maßgeblich beeinflussen.

Es wird grundsätzlich empfohlen, verklebte Faserbündel zu verwenden, bei denen sich der Kleber während des Einbaus löst, um die Bildung von Igel zu vermeiden [4]. Zur Verdichtung wird die Verwendung eines externen Verdichters mit begrenzter Verdichtungsenergie empfohlen, da die Faserorientierung andernfalls beeinflusst werden könnte [29, 41–44].

2.1.3 Prüfmethoden und Klassifizierung

Da die Fasermengen und Betonfestigkeitsklassen allein nicht ausreichen, um das Materialverhalten von überkritischem Stahlfaserbeton eindeutig zu bewerten, ist es notwendig, die Nachrissbiegezugfestigkeit durch Prüfungen zu bestimmen und anschließend eine Einteilung in Nachrissfestigkeitsklassen vorzunehmen [4].

In Österreich erfolgt die Ermittlung der Nachrissbiegezugfestigkeit sowie die anschließende Klassifizierung derzeit nach der ÖBV Richtlinie für Faserbeton [1]. Zukünftig könnte dies normativ geregelt werden, wobei im Anhang L des Entwurfs der ÖNORM EN 1992-1-1 [2] eine entsprechende Vorgehensweise vorgeschlagen wird. Dabei werden gemäß der ÖNORM EN 14651 [3] und der ÖNORM EN 1990, Anhang D [45], die charakteristische Nachrissbiegezugfestigkeit bei $CMOD = 0.5\text{ mm}$ bzw. $\delta = 0.465\text{ mm}$ (f_{R1k}) und die charakteristische Nachrissbiegezugfestigkeit bei $CMOD = 2.5\text{ mm}$ bzw. $\delta = 2.165\text{ mm}$ (f_{R3k}) ermittelt. Diese Festigkeiten repräsentieren fiktive Spannungen, die sich auf den Betonquerschnitt oberhalb der Kerbe beziehen. Anschließend kann mithilfe von f_{R1k} und f_{R3k} eine Einteilung in Festigkeits- und Duktilitätsklassen erfolgen.

Um f_{R1k} und f_{R3k} zu ermitteln sind zunächst gemäß [3] an mindestens drei gekerbten Probekörpern, entsprechend dem in Abbildung 2.8 dargestellten Aufbau, Drei-Punkt-Biegeversuche durchzuführen. Dabei kann die Versuchsdurchführung entweder über die Verschiebung am Ansatz

der Rissöffnung ($CMOD$) oder über die Durchbiegung (δ) erfolgen. Mithilfe der Gleichung 2.4 kann eine Beziehung zwischen $CMOD$ und δ geschätzt werden.

$$\delta = 0.85 \cdot CMOD + 0.04 \quad (2.4)$$

Die Beanspruchung erfolgt in zwei Phasen mit unterschiedlichen Belastungsgeschwindigkeiten, wobei der Übergangswert den Übergang zwischen diesen Phasen darstellt (siehe Tab. 2.1). Phase 1 soll dabei den ungerissenen Zustand der Probe abdecken, während Phase 2 den gerissenen Zustand abbilden soll. Sobald die in Tabelle 2.1 angegebenen Grenzwerte erreicht werden, gilt der Versuch als abgeschlossen. Die Erstrissbildung wird dabei durch die Erstrisszugfestigkeit (f_e) beschrieben und sollte innerhalb der Kerbe auftreten. Tritt der Erstriss nicht innerhalb der Kerbe auf, ist der Versuch gemäß [3] auszuschließen.

Tab. 2.1: Ablauf Versuchsdurchführung, basierend auf [3]

		$CMOD$	δ
Phase 1	Belastungsgeschwindigkeit	0.05 mm/min	0.0625 mm/min
	mind. Messfrequenz	5 Hz	5 Hz
Übergang	Übergangswert	0.1 mm	0.125 mm
Phase 1	Belastungsgeschwindigkeit	0.2 mm/min	0.17 mm/min
	mind. Messfrequenz	1 Hz	1 Hz
Messende	Grenzwert	4.00 mm	3.44 mm

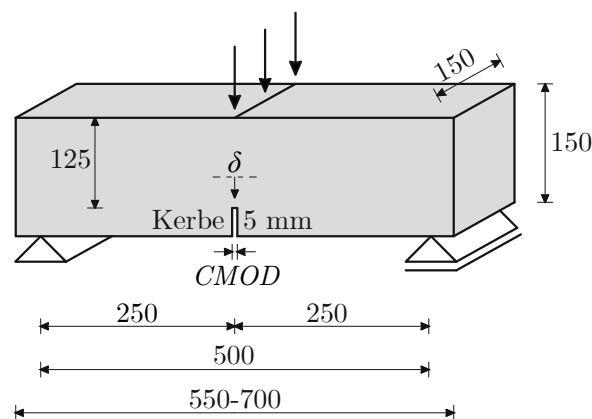


Abb. 2.8: Aufbau der Drei-Punkt-Biegeversuche mit Abmessungen in mm, basierend auf [3]

Mithilfe der Gleichung 2.5 können dann die Nachrissbiegezugfestigkeiten der einzelnen Probekörper (f_{Rij}) ermittelt werden. Dabei fließt die Einzelkraft der einzelnen Probekörper (F_{Rij}), die Stützweite (l_s), die Breite des Probekörpers (b) und der Abstand zwischen der Spitze der Einkerbung und der Oberseite des Probekörpers (h_{sp}) ein.

$$f_{Rij} = \frac{3 \cdot F_{Rij} \cdot l_s}{2 \cdot b \cdot h_{sp}^2} \quad (2.5)$$

Aus f_{Rij} können dann gemäß [45] mithilfe der Gleichungen 2.6–2.8 der Mittelwert der Nachrissbiegezugfestigkeit (f_{Rim}), die Standardabweichung der Nachrissbiegezugfestigkeit (f_{Ris}) und der Variationskoeffizient der Nachrissbiegezugfestigkeit (f_{RiV}) ermittelt werden. Dabei fließt die Anzahl der Probekörper (n_R) ein.

$$f_{Rim} = \frac{1}{n_R} \sum f_{Rij} \quad (2.6)$$

$$f_{Ris} = \sqrt{\frac{1}{n_R - 1} \sum (f_{Rij} - f_{Rim})^2} \quad (2.7)$$

$$f_{RiV} = \frac{f_{Ris}}{f_{Rim}} \quad (2.8)$$

Mithilfe des in Tabelle 2.2 angegebenen Fraktilenfaktors für charakteristische Werte (k_n) kann dann gemäß Gleichung 2.9 die charakteristische Nachrissbiegezugfestigkeit (f_{Rik}) bestimmt werden.

$$f_{Rik} = f_{Rim}(1 - k_n \cdot f_{RiV}) \quad (2.9)$$

Tab. 2.2: Ermittlung von k_n , basierend auf [45]

n_R	1	2	3	4	5	6	8	10	20	30	∞
k_n	2.31	2.01	1.89	1.83	1.80	1.77	1.74	1.72	1.68	1.67	1.64

Durch die Auswertung von f_{Rik} bei $CMOD = 0.5$ mm bzw. $\delta = 0.465$ mm sowie bei $CMOD = 2.5$ mm bzw. $\delta = 2.165$ mm lassen sich f_{R1k} und f_{R3k} bestimmen. Gemäß Tabelle 2.3 ermöglicht f_{R1k} die Zuordnung zu einer Festigkeitsklasse (1–8), während das Verhältnis von f_{R1k} zu f_{R3k} eine Einteilung in eine Duktilitätsklasse (a–e) erlaubt.

Tab. 2.3: Nachrissfestigkeitsklassen, basierend auf [2]

Klassen	f_{R1k}									Gleichungen
	1	1.5	2	2.5	3	4	5	6	8	
a	0.5	0.8	1.0	1.3	1.5	2.0	2.5	3.0	4.0	$f_{R3k} = 0.5 f_{R1k}$
b	0.7	1.1	1.4	1.8	2.1	2.8	3.5	4.2	5.6	$f_{R3k} = 0.7 f_{R1k}$
c	0.9	1.4	1.8	2.3	2.7	3.6	4.5	5.4	7.2	$f_{R3k} = 0.9 f_{R1k}$
d	1.1	1.7	2.2	2.8	3.3	4.4	5.5	6.6	8.8	$f_{R3k} = 1.1 f_{R1k}$
e	1.3	2.0	2.6	3.3	3.9	5.2	6.5	7.8	10.4	$f_{R3k} = 1.3 f_{R1k}$

2.1.4 Bemessung

Die Bemessung von überkritischem Stahlfaserbeton ist in Österreich derzeit nach der ÖBV-Richtlinie für Faserbeton [1] geregelt. Jedoch könnte auch diese zukünftig normativ geregelt werden, wobei im Anhang L des Entwurfs der ÖNORM EN 1992-1-1 [2] eine entsprechende Vorgehensweise vorgeschlagen wird. Dabei sollte die Gleichung 2.10 erfüllt werden. Wobei zusätzlich zu f_{R1k} der charakteristische Wert der zentrischen Betonzugfestigkeit (f_{ctk}) einfließt.

$$f_{R1k}/f_{ctk} \geq 0.5 \quad (2.10)$$

Der Bemessungswert der Nachrissbiegezugfestigkeit mit Berücksichtigung der Faserrichtung (f_{Ftud}) und der Bemessungswert der Nachrissbiegezugfestigkeit für Rissbreiten mit Berücksichtigung der Faserrichtung (f_{Ftsd}) ergibt sich gemäß Gleichungen 2.11–2.12, wobei ein Faktor zur Berücksichtigung der Faserrichtung (κ_O) sowie ein Teilsicherheitsbeiwert für Stahlfaserbeton (γ_F) einfließen.

$$f_{Ftud} = \kappa_O \cdot 0.37 \cdot f_{R3k} / \gamma_F \quad (2.11)$$

$$f_{Ftsd} = \kappa_O \cdot 0.40 \cdot f_{R1k} / \gamma_F \quad (2.12)$$

Grundsätzlich kann κ_O mit 0.5 angesetzt werden. Sind jedoch genauere Angaben zur Fertigung sowie fundierte theoretische Ansätze vorhanden, dürfen genauere Werte für κ_O verwendet werden. γ_F ergibt sich gemäß Tabelle 2.4.

Tab. 2.4: Ermittlung γ_F , basierend auf [2]

Beschreibung	γ_F
Ständige und vorübergehende Bemessungssituationen	1.5
Außergewöhnliche Bemessungssituation	1.2
Charakteristische, häufige und quasiständige Bemessungssituation	1.0

Anstelle der realen Verteilung kann für die Bemessung gemäß [2] vereinfacht entweder eine starr-plastische Verteilung oder eine bilineare Verteilung für die Nachrissbiegezugfestigkeit verwendet werden (siehe Abb. 2.9). Wobei die starr-plastische Verteilung nur für die Duktilitätsklassen a, b und c empfohlen wird. Neben f_{Ftud} sind für die Bestimmung der beiden Verteilungen auch der Bemessungswert der Nachrissbiegezugfestigkeit für bilineare Spannungsverteilung bei $CMOD = 0.5$ mm bzw. $\delta = 0.465$ mm (f_{Ft1d}) und der Bemessungswert der Nachrissbiegezugfestigkeit für bilineare Spannungsverteilung bei $CMOD = 2.5$ mm bzw. $\delta = 2.165$ mm (f_{Ft3d}) sowie der Bemessungswert der Grenzdehnung (ε_{Ftud}) relevant, die sich gemäß Gleichungen 2.13–2.15 ergeben. Dabei fließen neben κ_O und γ_F auch die maximal zulässige Rissöffnung (w_u) und die tragende Länge zur Umrechnung des Verhältnisses Spannung/Rissbreite (l_{cs}) ein.

$$f_{Ft1d} = \kappa_O \cdot 0.37 \cdot f_{R1k} / \gamma_F \quad (2.13)$$

$$f_{Ft3d} = \kappa_O (0.57 \cdot f_{R3k} - 0.26 \cdot f_{R1k}) / \gamma_F \quad (2.14)$$

$$\varepsilon_{Ftud} = w_u / l_{cs} \leq 2.5 / l_{cs} \quad (2.15)$$

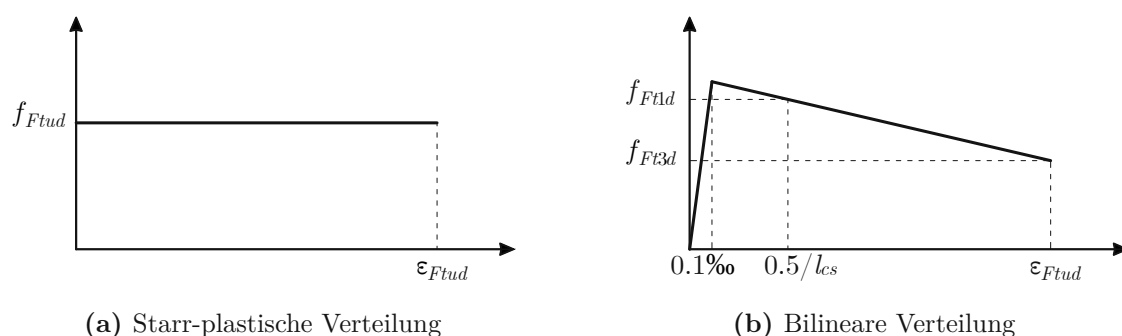


Abb. 2.9: Vereinfachte Verteilungen für die Nachrissbiegezugfestigkeit, basierend auf [2]

2.2 Ermüdung

2.2.1 Beanspruchungskennwerte

Unter Ermüdung versteht man die Schädigung oder das Versagen eines Bauteils aufgrund von wiederholten, zeitlich veränderlichen Beanspruchungen. Solche Beanspruchungen können zum Beispiel durch Verkehr, Wind, Maschinenvibration oder Nutzung hervorgerufen werden und periodische, deterministische oder auch veränderliche Belastungszeitverläufe aufweisen [46]. Veränderliche Beanspruchungen weisen meist sehr komplexe Belastungsformen auf und unterliegen einem hohen Zufallscharakter (siehe Abb. 2.10), weshalb zur Beschreibung der Beanspruchungen häufig Lastmodelle herangezogen werden müssen [47].

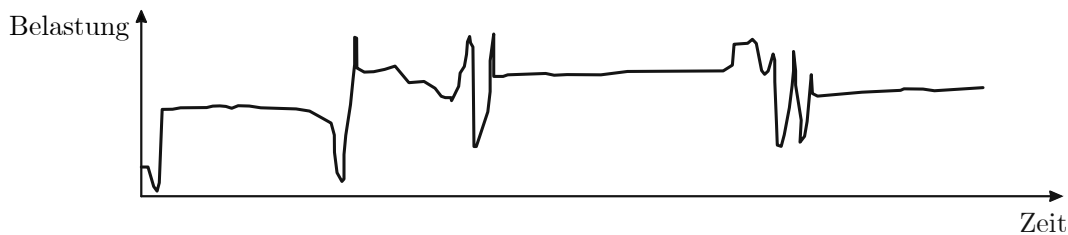


Abb. 2.10: Belastungs-Zeitdiagramm einer Pipeline Druckbeanspruchung, basierend auf [48]

Grundsätzlich können ermüdungswirksame Beanspruchungen unabhängig vom Belastungszeitverlauf durch die Spannungsamplitude (σ_a), die Mittelspannung (σ_m), die Oberspannung (σ_o), die Unterspannung (σ_u), die Spannungsschwingbreite ($\Delta\sigma$) und das Spannungsverhältnis (R) (siehe Gleichungen 2.16–2.21) beschrieben werden. Die Normalspannung (σ) steht dabei stellvertretend für Schubspannungen oder auch andere Spannungsgrößen. Periodische, deterministische Beanspruchungen zeichnen sich durch konstante Beanspruchungskennwerte über die Zeit aus (siehe Abb. 2.11a), während sich bei veränderlichen Beanspruchungen die Kennwerte über Zeit ändern können (siehe Abb. 2.11b) [46, 47].

$$\sigma_a = \frac{1}{2}(\sigma_o - \sigma_u) \quad (2.16)$$

$$\sigma_m = \frac{1}{2}(\sigma_o + \sigma_u) \quad (2.17)$$

$$\sigma_o = \sigma_m + \sigma_a \quad (2.18)$$

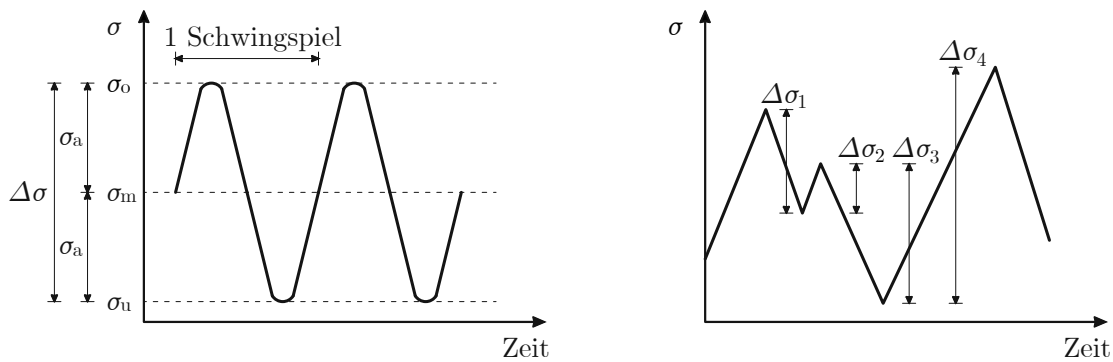
$$\sigma_u = \sigma_m - \sigma_a \quad (2.19)$$

$$\Delta\sigma = \sigma_o - \sigma_u \quad (2.20)$$

$$R = \frac{\sigma_u}{\sigma_o} \quad (2.21)$$

Zusätzlich lässt sich die Beanspruchung in unterschiedliche Kategorien unterteilen, wobei die Einteilung davon abhängt, in welchem Wertebereich die Beanspruchung liegt (siehe Abb. 2.12). Nach [46] ergeben sich somit die folgenden Kategorien:

- Zugschwellenbeanspruchung: $\sigma_o > 0$; $\sigma_u > 0$
- Zugursprungbeanspruchung: $\sigma_o > 0$; $\sigma_u = 0$

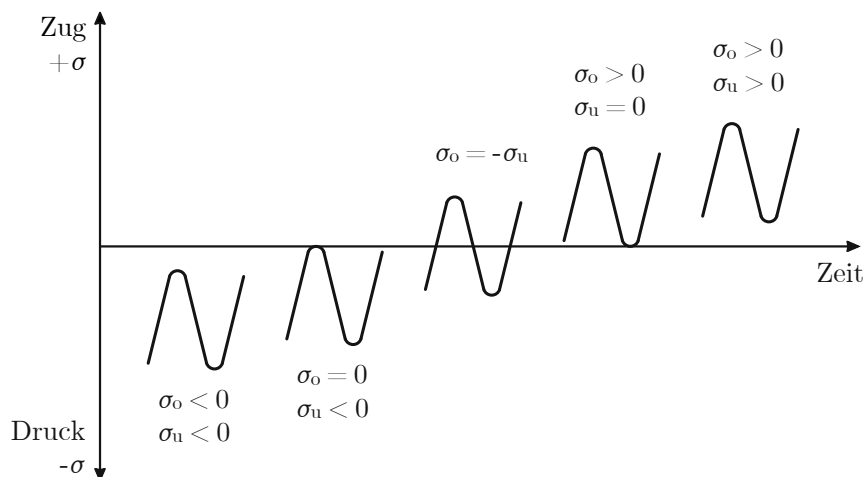


(a) Periodische, deterministische Beanspruchung

(b) Veränderliche Beanspruchung

Abb. 2.11: Spannungs-Zeitdiagramm mit den Beanspruchungskennwerten, basierend auf [46]

- Wechselbeanspruchung: $\sigma_o = \sigma_u$
- Druckursprungbeanspruchung: $\sigma_o = 0$; $\sigma_u < 0$
- Druckschwellenbeanspruchung: $\sigma_o < 0$; $\sigma_u < 0$

**Abb. 2.12:** Spannungs-Zeitdiagramm mit den Beanspruchungskategorien, basierend auf [46]

2.2.2 Wöhler-Linie

Die Wöhler-Linie stellt die Ermüdungsfestigkeit unter einer periodischen, deterministischen Beanspruchung in einer Beziehung zwischen $\Delta\sigma$ und der zugehörigen Schwingspielzahl (N) in logarithmischer Form dar (siehe Abb. 2.13) [46]. Sie geht auf August Wöhler zurück, der zwischen 1859 und 1870 Experimente an Eisenbahnnachsen durchführte [49–51], und bildet auch die Grundlage zur Ermittlung der Ermüdungsfestigkeit unter veränderlichen Beanspruchungen. Üblicherweise werden Wöhler-Linien für Beton und Stahlfaserbeton halblogarithmisch dargestellt (siehe Abb. 2.13) [52].

Grundsätzlich kann die Wöhler-Linie in zwei Bereiche unterteilt werden: den Zeitfestigkeitsbereich und den Dauerzeitfestigkeitsbereich. Der Zeitfestigkeitsbereich ist jener Bereich, bei

dem ab einer bestimmten Anzahl an Lastwechsel zwangsläufig ein Versagen auftritt. Dieser kann bei $N = 10^4$ noch zusätzlich in den Kurzzeitfestigkeitsbereich und den Langzeitfestigkeitsbereich unterteilt werden. Der Dauerzeitfestigkeitsbereich beschreibt jenen Bereich, in dem die Spannungsamplituden so gering sind, dass theoretisch unendlich viele Lastwechsel ohne Versagen überstanden werden können. Der Übergang vom Zeitfestigkeitsbereich zum Dauerzeitfestigkeitsbereich liegt bei $N = 2 \cdot 10^6$ Lastwechseln [46, 47]. Bei Beton und Stahlfaserbeton ist die Dauerzeitfestigkeit jedoch nur theoretisch möglich, weshalb oft von der sogenannten Quasi-Dauer-Schwingfestigkeit gesprochen wird [52].

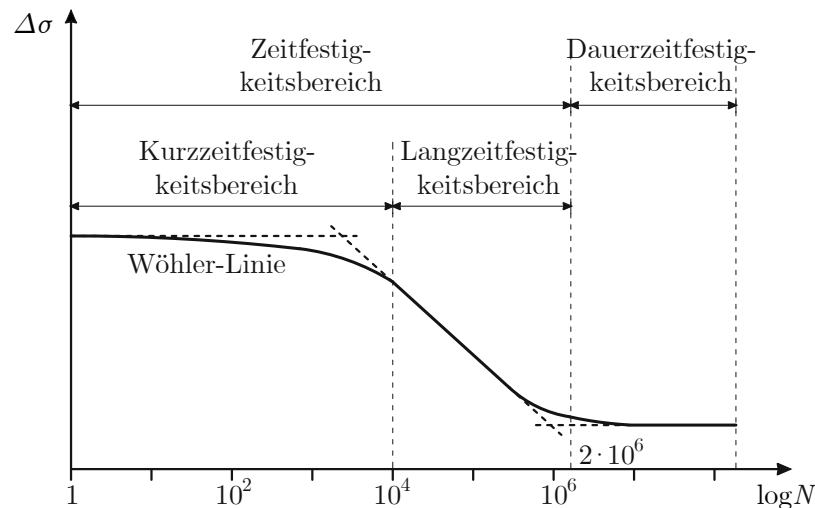


Abb. 2.13: Wöhler-Linie (halblogarithmisch), basierend auf [46, 47, 52]

Für die Bestimmung der Wöhler-Linie ist es erforderlich, eine Reihe sogenannter Dauerschwingversuche mit verschiedenen $\Delta\sigma$ und N durchzuführen. Bei diesen Dauerschwingversuchen werden Probekörper konstanten, periodischen Beanspruchungen ausgesetzt, bis ein vollständiger Bruch auftritt. Je nach Anwendung kann die Beanspruchung eine Axial-, Biege- oder Torsionsbeanspruchung sein [46].

Da Dauerschwingversuche mit einem großen zeitlichen und wirtschaftlichen Aufwand verbunden sind, sind die Anwendung von statistischen Verfahren notwendig, um die tatsächliche Wöhler-Linie mit Geraden anzunähern (siehe Abb. 2.13). Dabei besteht die angenäherte Wöhler-Linie dann aus einer Kurzzeitfestigkeitsgerade, einer Langzeitfestigkeitsgerade und einer Dauerzeitfestigkeitsgerade. Die Kurzzeitfestigkeitsgerade erhält man durch das Einlegen einer horizontalen Gerade auf dem Niveau der statischen Festigkeit. Für die Bestimmung der Langzeitfestigkeitsgerade eignet sich insbesondere das Perlenschnurverfahren oder das Horizontverfahren. Und bei der Dauerzeitfestigkeitsgerade findet das Treppenstufenverfahren die beste Anwendung [53].

Beim Perlenschnurverfahren werden Dauerschwingversuche mit vielen verschiedenen $\Delta\sigma$ durchgeführt. Begonnen wird mit einer beliebigen $\Delta\sigma$. Tritt dabei spätes Versagen ein, so ist für den nächsten Versuch $\Delta\sigma$ zu erhöhen. Tritt ein zu rasches Versagen ein, so ist $\Delta\sigma$ zu reduzieren. Dieser Vorgang wird so oft wiederholt, bis über den Langzeitfestigkeitsbereich eine ausreichend repräsentative Versuchsanzahl vorliegt. Anschließend können mittels Regressionsanalyse die Langzeitfestigkeitsgerade durch die Versuchsergebnisse gelegt werden (siehe Abb. 2.14a) [53].

Beim Horizontenverfahren werden zwei $\Delta\sigma$ gewählt, die relativ nahe an den Übergangsbereichen liegen sollten. Für jeden $\Delta\sigma$ wird eine definierte Anzahl an Versuchen durchgeführt. Anschließend können die Mittelwerte gebildet werden, und die Langzeitfestigkeitsgerade durch diese Mittelwerte gelegt werden (siehe Abb. 2.14b) [53].

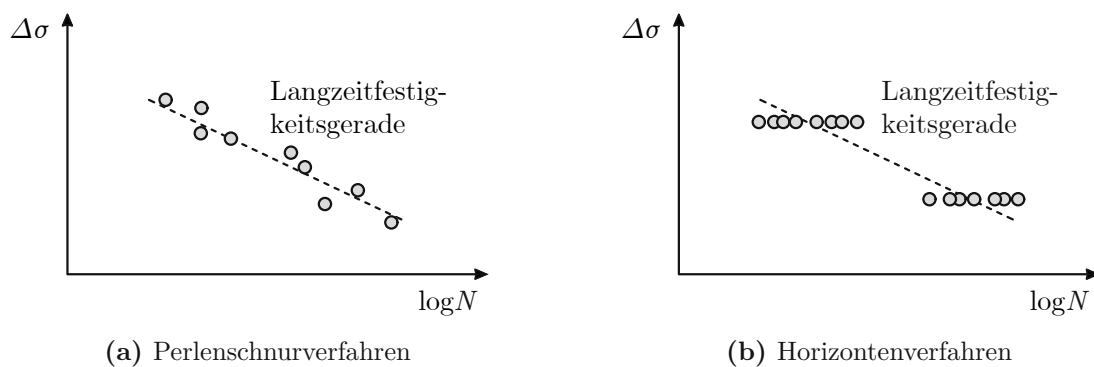


Abb. 2.14: Verfahren für die Ermittlung der Langzeitfestigkeitsgerade, basierend auf [53]

Beim Treppenstufenverfahren werden, analog zum Perlenschnurverfahren, Dauerschwingversuche mit verschiedenen $\Delta\sigma$ durchgeführt. Zu Beginn startet der Versuch mit einer beliebigen $\Delta\sigma$. Tritt ein Versagen auf, wird $\Delta\sigma$ um einen äquidistanten Stufensprung reduziert. Kommt es hingegen zu einem Durchläufer, wird $\Delta\sigma$ um einen äquidistanten Stufensprung erhöht. Die Sprungweite ist dabei so zu wählen, dass sowohl Brüche als auch Durchläufer innerhalb von ein bis drei Sprüngen auftreten (siehe Abb. 2.15). Jedes $\Delta\sigma$ erhält eine Ordnungsziffer (o), beginnend mit der Ziffer 0 für die Spannungsschwingbreite der untersten Treppenstufe ($\Delta\sigma_0$). Mit Hilfe der Größe des Treppensprungs (t) und der Anzahl der Versuche (r_o) kann dann mit der Gleichung 2.22 die Dauerschwingbreite ($\Delta\sigma_D$) ermittelt werden [53].

$$\Delta\sigma_D = \Delta\sigma_0 + t \cdot \frac{\sum o \cdot r_o}{\sum r_o} \quad (2.22)$$

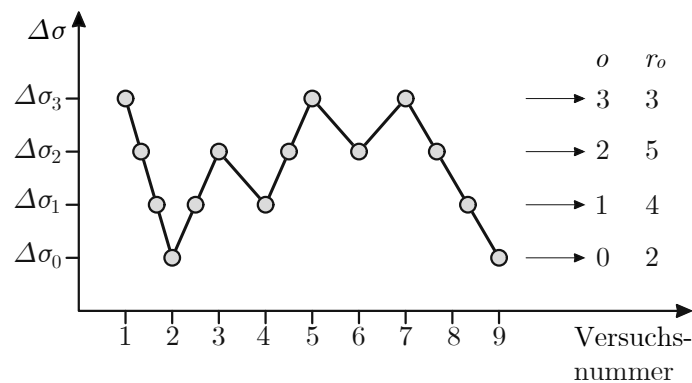


Abb. 2.15: Treppenstufenverfahren, basierend auf [53]

Bei der Ermittlung der Wöhler-Linie ist zudem zu beachten, dass die Festigkeit von einer Reihe von Einflussgrößen abhängt und somit keine konstante Werkstoffgröße darstellt (siehe Abb. 2.16). Zu den grundlegenden Einflussgrößen für Beton und Stahlfaserbeton gehören gemäß [46, 54–56]:

- Probengröße (Breite, Länge, Höhe)
- Beanspruchungsart (Normalspannung, Schubspannung)
- Beanspruchungsbereich (Zugbeanspruchung, Druckbeanspruchung Wechselbeanspruchung)

- Beanspruchungsgröße (Mittelspannung, Spannungsschwingbreiten)
- Korrosion
- Temperatur
- Eigenspannung
- Schwinden und Kriechen
- Menge, Art und Qualität der Baustoffe
- Fasergehalt und Fasertyp

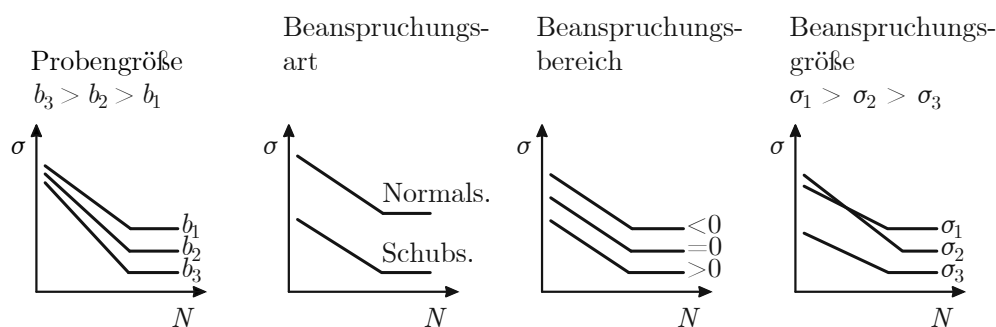


Abb. 2.16: Exemplarisch einige Einflussgrößen der Wöhler-Linie, basierend auf [57]

2.2.3 Goodman-Diagramm

Eine alternative Darstellung der Ermüdungsfestigkeit unter periodisch-deterministischer Beanspruchung stellt das Goodman-Diagramm dar, das für ein definiertes N die Beziehung zwischen σ_o und σ_u darstellt (siehe Abb. 2.17) [58]. Im Gegensatz zu metallischen Werkstoffen weist Beton und Stahlfaserbeton eine deutliche Abhängigkeit zwischen N und σ_o auf, weshalb für die Bemessung das Goodman-Diagramm vielfach den Wöhler-Linien vorgezogen wird [59]. Das Goodman-Diagramm wird häufig auch als Zeitfestigkeits- oder Dauerzeitfestigkeitsschaubild bezeichnet. Von einem Zeitfestigkeitsschaubild spricht man, wenn ein N zugrunde gelegt wird, das im Zeitfestigkeitsbereich liegt. Von einem Dauerzeitfestigkeitsschaubild ist hingegen die Rede, wenn das Diagramm genau den Übergang zwischen Zeit- und Dauerzeitfestigkeitsbereich bei $N = 2 \cdot 10^6$ abbildet [46]. Bei Beton und Stahlfaserbeton ist die Dauerzeitfestigkeit jedoch nur theoretisch möglich, weshalb oft von der sogenannten Quasi-Dauer-Schwingfestigkeit gesprochen wird [52].

Für die Bestimmung des Goodman-Diagramms ist es notwendig, eine Vielzahl von Dauerschwingversuchen mit nicht nur unterschiedlichen $\Delta\sigma$ und N , sondern auch verschiedenen σ_o durchzuführen. Daraus ergibt sich eine Vielzahl unterschiedlicher Wöhler-Linien für verschiedene σ_o . Anschließend lässt sich die Begrenzungslinie für σ_o und die Begrenzungslinie für σ_u abbilden (siehe Abb. 2.17). Die Begrenzungslinie für σ_u ergibt sich, indem für σ_o und σ_u die statische Festigkeit (σ_z) eingetragen und anschließend linear mit dem Koordinatenursprung verbunden wird. Trägt man die ausgewerteten $\Delta\sigma$ der Wöhler-Linien für ein definiertes N auf die Begrenzungslinie für σ_u auf, erhält man die Begrenzungslinie für σ_o . Der Bereich zwischen den Begrenzungslinien entspricht dem zulässigen Bereich. Da Dauerschwingversuche mit einem hohen zeitlichen und

wirtschaftlichen Aufwand verbunden sind, wird die nichtlineare Begrenzungslinie von σ_o häufig durch eine lineare Beziehung angenähert [46].

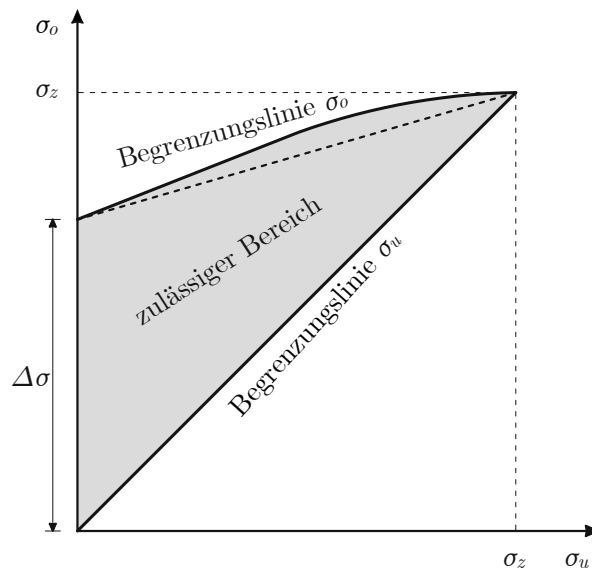


Abb. 2.17: Goodman-Diagramm im Schwellenbereich für ein definiertes N , basierend auf [46]

2.2.4 Schadensakkumulationshypothese

Die Schadensakkumulationshypothese stellt ein wichtiges Instrument zur Bestimmung der Ermüdungsfestigkeit unter veränderlichen Beanspruchungen dar. Sie ermöglicht eine vereinfachte Abschätzung der Ermüdungsfestigkeit auf Basis der Wöhler-Linie, indem jedem Schwingspiel eine Teilschädigung zugewiesen wird, die schließlich zu einer Gesamtschädigung aufsummiert wird. Abhängig vom Verhältnis zwischen Schwingspiel und Teilschädigung wird dabei zwischen linearer und nichtlinearer Schadensakkumulation unterschieden [46].

Das wohl einfachste und zugleich in der Praxis am weitesten verbreitete Modell ist die lineare Schadensakkumulation von Palmgren [60] und Miner [61]. Dabei wird jedem $\Delta\sigma$ einer veränderlichen Beanspruchung eine relative Einheitsschädigung (d_k) zugewiesen, welche sich aus dem Kehrwert der zugehörigen ertragbaren Schwingspielzahl (N_k) ergibt (siehe Gleichung 2.23) und direkt aus der Wöhler-Linie abgelesen werden kann (siehe Abb. 2.18). Aus d_k , multipliziert mit der einwirkenden Schwingspielzahl (n_k) über die gesamte Nutzungsdauer, ergibt sich dann die relative Schädigung (D_k) eines $\Delta\sigma$ (siehe Gleichung 2.24). Werden die einzelnen D_k aufsummiert, ergibt sich folglich die relative Gesamtschädigung (D) (siehe Gleichung 2.25), die somit indirekt die Ermüdungsfestigkeit für veränderliche Beanspruchungen darstellt. Ist D größer als 1, so tritt ein Versagen auf [46, 47].

$$d_k = \frac{1}{N_k} \quad (2.23)$$

$$D_k = n_k \cdot d_k = \frac{n_k}{N_k} \quad (2.24)$$

$$D = \sum \frac{n_k}{N_k} \quad (2.25)$$

Das Palmgren-Miner-Modell ermöglicht eine einfache Abschätzung der Ermüdungsfestigkeit für veränderliche Beanspruchungen auf Grundlage von Wöhler-Linien. Dennoch ist dieses Modell aufgrund einiger Einschränkungen und Unsicherheiten umstritten. So wird beispielsweise die

Reihenfolge der Spannungsschwingbreiten nicht berücksichtigt, obwohl es sehr wahrscheinlich ist, dass zunächst hohe Spannungsschwingbreiten zu anderen Versagensmechanismen führen als zunächst niedrige. Darüber hinaus berücksichtigt der lineare Schädigungsverlauf nicht die Risswachstumsphase eines Werkstoffs, wodurch das tatsächliche Ermüdungsverhalten unzureichend abgebildet wird. Zudem kann das Modell unter bestimmten Bedingungen auch zu unsicheren Einschätzungen führen. Trotz dieser Unsicherheiten und Einschränkungen haben Untersuchungen gezeigt, dass komplexere Modelle, die auf Nichtlinearitäten basieren, ebenfalls nicht zu besseren Ergebnissen führen, weshalb sich das Palmgren-Miner-Modell durchsetzte. Dennoch sollten bei der Anwendung die Ergebnisse entsprechend kritischer betrachtet und die Genauigkeit nicht überschätzt werden [46, 47].

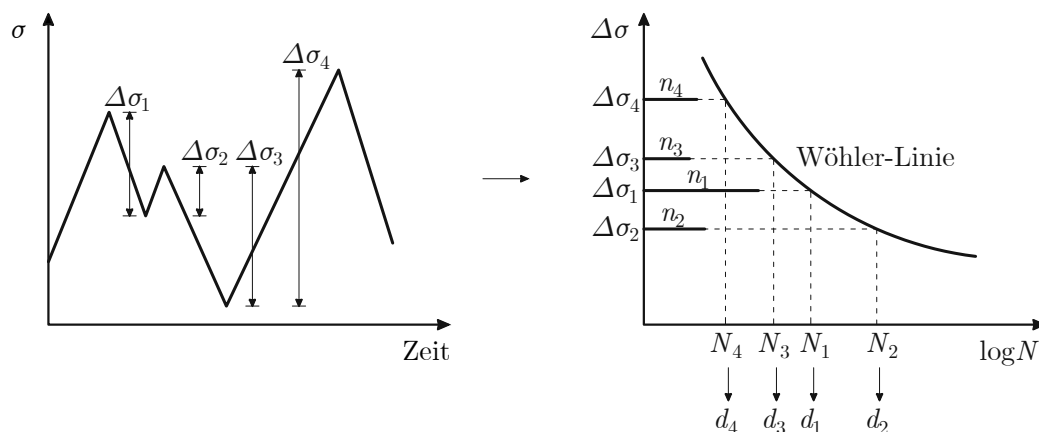


Abb. 2.18: Lineare Schadensakkumulation von Palmgren und Miner, basierend auf [46, 47]

2.2.5 Ermüdungsverhalten

Beton

Bei faserfreiem Beton führt eine zyklische Beanspruchung, unabhängig davon, ob Zugschwellen, Druckschwellen oder Wechselbeanspruchung vorliegen, zu einem fortschreitenden Risswachstum, bei dem sich Mikrorisse zu Makrorissen ausweiten, bis es schließlich zum Versagen des Betons kommt [62, 63].

Das Ermüdungsverhalten kann grundsätzlich in drei Phasen unterteilt werden [56, 63] (siehe Abb. 2.19). In der ersten Phase (Phase I) entstehen Mikrorisse, was eine ausgeprägte Verformungszunahme mit sich bringt. Die zweite Phase (Phase II) ist durch ein langsames und stabiles Risswachstum der Mikrorisse gekennzeichnet, was zu einem recht konstanten Verformungszuwachs führt. In der dritten Phase (Phase III) kommt es zu instabilem Risswachstum, das zur Makrorissbildung führt und schließlich zu einer überproportionalen Verformungszunahme, bis es schließlich zum Versagen des Betons kommt. Gemäß [64] wird das stabile Risswachstum in Phase II auch als Verzögerungswachstum bezeichnet, da ein sehr geringes und langsames Risswachstum zu verzeichnen ist. Das instabile Risswachstum in Phase III wird als Beschleunigungswachstum bezeichnet, da es zu einem ausgeprägten und schnellen Risswachstum kommt [64]. Grundsätzlich konnte festgestellt werden, dass die Lage der Rissbildung stark von der Beanspruchungsgröße abhängt. So kommt es bei großen Spannungsschwingbreiten zu Rissbildungen in der Betonmatrix, während bei geringen Spannungsschwingbreiten Rissbildungen im Verbund zwischen Zuschlagskörnern und Matrix auftreten [65].

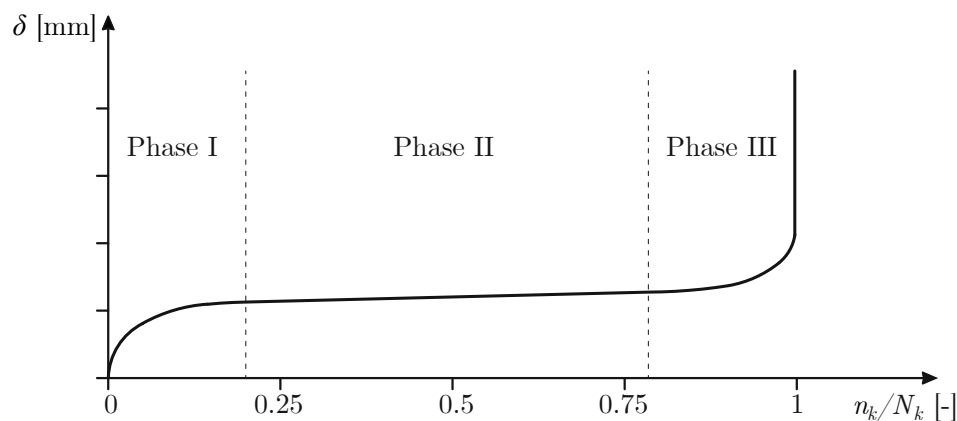


Abb. 2.19: Schädigungsverlauf von Beton, basierend auf [56]

Stahlfaserbeton

Ein umfassender Überblick über einige Forschungsarbeiten zum Ermüdungsverhalten von Stahlfaserbeton findet sich in [7]. Dabei zeigen sich zwar einige Ähnlichkeiten mit faserfreiem Beton, sodass auch hier das Ermüdungsverhalten mit drei Phasen beschrieben werden kann; jedoch treten deutliche Unterschiede auf, je nachdem, ob Zugschwellenbeanspruchung oder Druckschwellenbeanspruchung vorliegt. Bei Zugschwellenbeanspruchung zeigen sich zudem Unterschiede im Ermüdungsverhalten zwischen gerissenem und ungerissenem Stahlfaserbeton. Dabei wurde hauptsächlich das Ermüdungsverhalten im ungerissenen Stahlfaserbeton untersucht [8–12]. Nur wenige Studien hingegen befassten sich mit dem Ermüdungsverhalten von bereits gerissenem Stahlfaserbeton [13–17]. Diese Studien befassten sich zudem vorwiegend mit nur unterkritischen beziehungsweise schwach überkritischen Stahlfaserbetonen, wobei die zyklische Beanspruchung meist nach Erreichen der Maximallast aufgebracht wurde.

Bei Zugschwellenbeanspruchung in ungerissenem Stahlfaserbeton verzögern die Stahlfasern, wie auch bei statischer Beanspruchung, die Entstehung und Ausbreitung von Makrorissen, wodurch insbesondere die Phasen II und III beeinflusst werden. Phase II wird verzögert, da die Ausbildung von Makrorissen hinausgezögert wird [8]. Die Verbesserung hängt dabei wesentlich vom Fasergehalt, der Geometrie und der Art der verwendeten Fasern ab [9–11]. Treten schließlich Makrorisse auf, so wird in Phase III das instabile Risswachstum hinausgezögert, da den Fasern eine rissüberbrückende Wirkung zugeschrieben werden kann [8]. Dabei werden die Stahlfasern schrittweise aus der umgebenden Matrix herausgezogen und gleiten bei Entlastung teilweise wieder zurück. Dieser Vorgang setzt sich fort, bis der Verbund nachgibt, die Fasern vollständig herausgezogen werden und das Bauteil versagt (siehe Abb. 2.20a). Bei Fasern mit Endhaken tritt grundsätzlich dieses Versagen später ein [11]. Häufig kommt es dabei auch zu Abplatzungen an der Bruchoberfläche, insbesondere wenn die Richtung des Faserauszugs nicht mit der Faserausrichtung übereinstimmt oder die Festigkeit des Betons nicht ausreicht, die Fasern zu verankern. Dieses Phänomen wird als Snubbing bezeichnet und tritt überwiegend bei endverankerten Stahlfasern auf (siehe Abb. 2.20c). Bei besonders gut verankerten Stahlfasern kann es darüber hinaus dazu kommen, dass sich der Querschnitt der Faser so stark verjüngt, dass die Faser selbst bricht, bevor der Verbund versagt (siehe Abb. 2.20b) [66, 67]. Dabei gibt es kaum Modelle zur Beschreibung dieses Verhaltens. In einer vergleichsweise jungen Studie [12] wurden daher ein Ermüdungsschädigungsmodell sowie ein Konzept für ein numerisches Schädigungsmodell

unter zyklischer Biegezugbeanspruchung für ungerissenen Stahlfaserbeton entwickelt. Dabei wird Stahlfaserbeton auf der Makroebene idealisiert und um die zyklusabhängige Faserwirkung erweitert.

Bei Zugschwellenbeanspruchung in gerissenem Stahlfaserbeton liegen bereits Makrorisse vor, wodurch die Phasen I und II entfallen. Durch die Stahlfasern wird auch in diesem Fall das instabile Risswachstum in Phase III durch eine rissüberbrückende Wirkung verzögert [13, 14]. Der Rissöffnungsverlauf lässt sich gemäß [15] dabei in drei Abschnitte unterteilen. Zunächst tritt nach dem Aufbringen der zyklischen Beanspruchung bereits nach wenigen Lastwechseln eine rasche Zunahme der Rissöffnung auf. Anschließend stellt sich ein stabiler Zustand ein, in dem die Rissöffnung über viele Lastwechsel hinweg nur noch langsam ansteigt. Je höher der Fasergehalt, desto länger dauert dieser stabile Zustand an. Wird schließlich eine kritische Rissöffnung erreicht, kommt es zu einer überproportionalen Zunahme der Rissöffnung und letztlich zum Versagen. Auch hier ist das Versagen meist auf eine Ermüdung des Verbundes zurückzuführen (siehe Abb.2.20a), jedoch kann es auch bei endverankerten Fasern zu Snubbing (siehe Abb.2.20c) oder bei gutem Verbund zu einem Ermüdungsriss der Fasern kommen (siehe Abb.2.20b) [66, 67]. Gemäß [16] tritt ein solches Versagen ein, sobald die zyklische Beanspruchung die Hüllkurve der statischen Beanspruchung erreicht, was in der Literatur häufig als Envelop Konzept bezeichnet wird. Eine Verbesserung durch den Einsatz von Stahlfasern zeigte sich hierbei vorwiegend im Ermüdungsverhalten bei niedrigen Zyklenzahlen. Dabei wurde nicht nur eine Beeinflussung der Rissöffnung, sondern auch eine Verbesserung des Rissöffnungsinkrements pro Lastwechsel festgestellt. In [17] ließ sich zudem feststellen, dass die Faserorientierung mit der Ermüdungslebensdauer und dem Rissöffnungsinkrement pro Lastwechsel korreliert. Wenn viele Fasern senkrecht zu den Rissflanken angeordnet sind, wird die Ermüdungslebensdauer verlängert und das Rissöffnungsinkrement pro Lastwechsel reduziert.

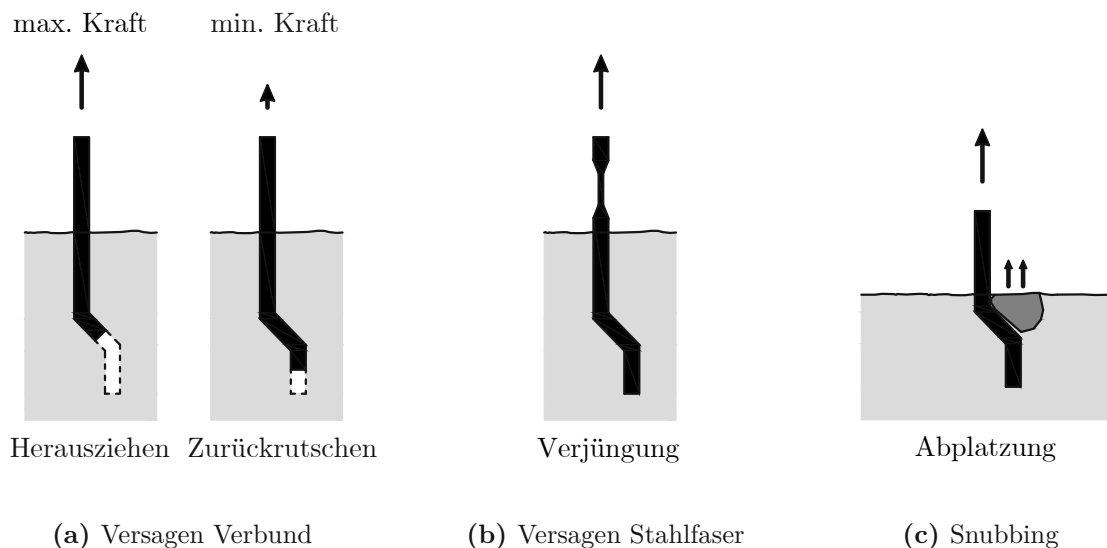


Abb. 2.20: Versagen bei Zugschwellenbeanspruchung, basierend auf [66, 67]

Bei Druckschwellenbeanspruchung hingegen ist der Einfluss der Stahlfasern deutlich geringer. Unterschiede im Vergleich zu faserfreiem Beton zeigen sich hauptsächlich im Bereich niedriger Zyklenzahlen, wobei die Stahlfasern weniger zur Erhöhung der Tragfähigkeit, sondern in erster Linie zur Steigerung der Duktilität beitragen [18, 19].

Aufgrund der zuvor beschriebenen Unterschiede im Ermüdungsverhalten von Stahlfaserbeton unter zyklischer Beanspruchung findet sich in der Literatur eine Vielzahl unterschiedlicher Versuchsaufbauten, um das Ermüdungsverhalten zuverlässig erfassen und bewerten zu können (siehe Tab. 2.5). Zur Untersuchung des Verhaltens unter Zugschwellenbeanspruchung werden entweder direkte Zugschwellenversuche mit zentrischen Zugversuchen und Spaltzugversuchen oder indirekte Zugschwellenversuche mittels Drei- oder Vier-Punkt-Biegeversuchen eingesetzt. Bei den indirekten Zugschwellenversuchen wird das Zugverhalten indirekt über das Biegezugverhalten abgebildet. Für die Untersuchung des Verhaltens unter Druckschwellenbeanspruchung kommen vorwiegend zentrische Druckversuche zum Einsatz.

Tab. 2.5: Versuchsaufbauten zur Bestimmung des Ermüdungsverhaltens von Stahlfaserbeton

	Typ	Zustand	Versuchsaufbau	Probekörper [mm]
[8]	Biegezug	Ungerissen	Drei-Punkt-Biegeversuch	Quader (Kerbe) 100 x 100 x 600
[9]	Biegezug	Ungerissen	Drei-Punkt-Biegeversuch	Quader 102 x 102 x 356
[10]	Biegezug	Ungerissen	Drei-Punkt-Biegeversuch	Quader 50 x 100 x 350
[11]	Zug	Ungerissen	Zentrischer Zugversuch	Quader (Kerbe) 50 x 60 x 55
[12]	Biegezug	Ungerissen	Drei-Punkt-Biegeversuch	Quader (Kerbe) 150 x 150 x 700
[13]	Zug	Gerissen	Zentrischer Zugversuch	Zylinder (Kerbe) 80 x 210
[14]	Biegezug	Gerissen	Vier-Punkt-Biegeversuch	Quader (Kerbe) 100 x 100-300 x 500-1500
[14]	Zug	Gerissen	Zentrischer Zugversuch	Zylinder (Kerbe) 80 x 210
[15]	Biegezug	Gerissen	Drei-Punkt-Biegeversuch	Quader (Kerbe) 150 x 150 x 700
[16]	Biegezug	Gerissen	Drei-Punkt-Biegeversuch	Quader (Kerbe) 150 x 150 x 550
[17]	Zug	Gerissen	Spaltzugversuch	Quader (Kerbe) 150 x 150 x 150
[18]	Druck	Ungerissen	Zentrischer Druckversuch	Quader 150 x 150 x 38
[19]	Druck	Ungerissen	Zentrischer Druckversuch	Zylinder 150 x 300

Kapitel 3

Experimentelle Untersuchung

3.1 Entwicklung Betonrezeptur

Diese Versuchsserie verfolgt das Ziel, eine Betonrezeptur zu entwickeln, die ein ausreichend überkritisches Materialverhalten aufweist. Dabei wurde mithilfe von Drei-Punkt-Biegeversuchen gemäß der ÖNORM EN 14651 [3] das Nachrissbiegezugverhalten von verschiedenen Betonrezepturen untersucht. Als Probekörper wurden gekerbte Quader mit den Abmessungen 150 x 150 x 640 mm gewählt. Die Kerbe war 5 mm breit, der Abstand zwischen der Spitze der Kerbung und der Oberseite des Probekörpers betrug 125 mm, und sie befand sich auf halber Länge des Quaders. Gemessen wurden die Kraft und die Durchbiegung. Die Bezeichnung der Probekörper lässt dabei einen direkten Rückschluss auf die Untersuchungsparameter zu, wobei die einzelnen Indizes durch ein Minuszeichen getrennt sind. Allen drei Probekörpern gemeinsam ist der erste Index, der für Steel Fiber Reinforced Concrete (SFRC) steht. Der zweite Index beschreibt die Gesteinskörnung des Größtkorns, wobei Crushed Aggregate (CA) und Round Aggregate (RA) mögliche Varianten darstellen. Der dritte Index gibt den Fasergehalt an, wobei 36 kg/m³ und 60 kg/m³ zum Einsatz kamen. Der vierte Index schließlich beschreibt in der Versuchsdurchführung die Art der Beanspruchung, die bei allen Rezepturen gleich war und für Static (S) steht.

Als mögliche Betonrezepturen wurden drei verschiedene Rezepturen zu je drei Probekörpern gewählt, die sich in ihrer Gesteinskörnung des Größtkorns sowie im Faser- und Fließmittelgehalt unterscheiden (siehe Tab. 3.1). Die Sieblinie war bei allen drei Rezepturen gleich, jedoch unterschiedlich zusammengesetzt. Voruntersuchungen zeigten, dass eine ausreichende Menge an Fließmittel notwendig ist, um Einbaubarkeit und Mischfähigkeit zu sichern und so ausreichenden Verbund für überkritisches Materialverhalten zu gewährleisten.

Tab. 3.1: Zusammensetzung der Betonrezepturen in kg/m³

		SFRC-CA-36	SFRC-CA-60	SFRC-RA-36
Steinmehl	RA 0/1	—	—	382
Sand	RA 0/4	1011	1007	—
Sand	RA 1/4	—	—	630
Kies	RA 4/8	286	285	286
Kies	CA 8/16	611	608	—
Kies	RA 8/16	—	—	611
Zement	CEM I 52.5 N	333	333	333
Fließmittel	ACE 430	1.92	2.33	1.83
Wasser		104	105	167
Stahlfasern	Dramix 5D	36	60	36

Die Prüfung erfolgte mit einer wegsteuerbaren Prüfmaschine der Klasse 1 gemäß ÖNORM EN 12390-4 [68]. Gemessen wurde die Durchbiegung auf beiden Seiten des Probekörpers genau

auf halber Länge des Quaders. Dabei wurden induktive Wegaufnehmer verwendet, die an einem Messrahmen befestigt waren und sich an einem an der Unterseite angeklebten Stahlblättchen abstützten.

Geregelt wurde der Versuch über die Durchbiegung gemäß [3], wobei der Übergang der Phasen angepasst wurde, da es insbesondere im Bereich des Übergangs von Phase 1 zu Phase 2 häufig zur Rissbildung kam (siehe Tab. 3.2).

Tab. 3.2: Adaptierter Ablauf der Versuchsdurchführung, basierend auf [3]

		δ
Phase 1	Belastungsgeschwindigkeit	0.0625 mm/min
	mind. Messfrequenz	5 Hz
Übergang	Übergangswert adaptiert	0.250 mm
Phase 1	Belastungsgeschwindigkeit	0.17 mm/min
	mind. Messfrequenz	1 Hz
Messende	Grenzwert	3.44 mm

Die Ergebnisse zeigen ganz klar, dass wie erwartet alle drei Rezepturen große Streuungen aufweisen. Der Einsatz doppelt gekröpfter Fasern führte bei allen drei Rezepturen zu einem ausgeprägten Formverbund zwischen Fasern und Matrix. Infolgedessen konnten Nachrissbiegezugfestigkeiten erzielt werden, die jeweils die entsprechenden Erstrisszugfestigkeiten überstiegen, wodurch in allen drei Rezepturen ein überkritisches Materialverhalten gewährleistet wurde. Die Untersuchung des abgeschlossenen Rissbildes zeigt, dass es bei allen drei Rezepturen zu einer Mehrfachrissbildung kam. Durch die Untersuchung der Bruchfläche zeigt sich, dass das Versagen aufgrund der hohen Zugfestigkeit der Fasern auf ein Verbundversagen zurückzuführen ist. Dabei kam es zu einer plastischen Verformung der Endhaken und dem Herausgleiten der Fasern. Die Auswertung der Ergebnisse erfolgt anhand von Kraft-Durchbiegungsdiagrammen (siehe Abb. 3.1–3.3). Dabei führt der deutlich ausgeprägte Unterschied zwischen f_{R1k} und f_{R3k} bei allen drei Rezepturen gemäß [2] jeweils zu einer Zuordnung zur Duktilitätsklasse e. Der Vergleich von SFRC-CA-36-S und SFRC-CA-60-S zeigt zwar eine identische Klassifizierung, diese ist jedoch auf einen Ausreißer im dritten Probekörper von SFRC-CA-60-S zurückzuführen, bei dem der Riss nicht innerhalb der Kerbe auftrat und somit gemäß [2] auszuschließen wäre. Ein direkter Vergleich der Diagramme verdeutlicht dennoch, dass eine Erhöhung des Fasergehalts mit einer signifikanten Steigerung der Nachrissbiegezugfestigkeit einhergeht. Beim Vergleich der Erstrisszugfestigkeit zeigt sich, dass ein erhöhter Fasergehalt die Erstrissbildung verzögerte, wodurch die Erstrisszugfestigkeit etwas höher ausfiel. Im Rahmen der Herstellung von SFRC-CA-60 wurde jedoch festgestellt, dass die Fasern bereits während des Einfüllvorgangs in die Schalungen nach einer bestimmten Zeit eine signifikante Verankerung aufwiesen, was das Einbringen erheblich erschwerte. Folglich ist es sinnvoll, den Fasergehalt zwischen 36 und 60 kg/m³ anzusetzen, um eine Festigkeitssteigerung zu erreichen, ohne die Verarbeitbarkeit zu stark zu verschlechtern. Ein Vergleich von SFRC-CA-36-S und SFRC-RA-36-S verdeutlicht, dass die Verwendung von Kantkorn als Größtkorn zu einer geringen Steigerung der Festigkeit führte. Diese Festigkeitszunahme spiegelt sich in einem höheren f_{R1k} wider, wodurch SFRC-CA-36-S einer höheren Festigkeitsklasse zugeordnet werden konnte. Bei der Herstellung wurde jedoch auch hier eine deutliche Beeinträchtigung der Verarbeitbarkeit infolge des Einsatzes von Kantkorn festgestellt, wodurch der Zugewinn an Festigkeit lediglich einen begrenzten praktischen Nutzen bietet. Die Erstrissbildung des Betons wurde durch das Kantkorn hingegen nicht beeinflusst.

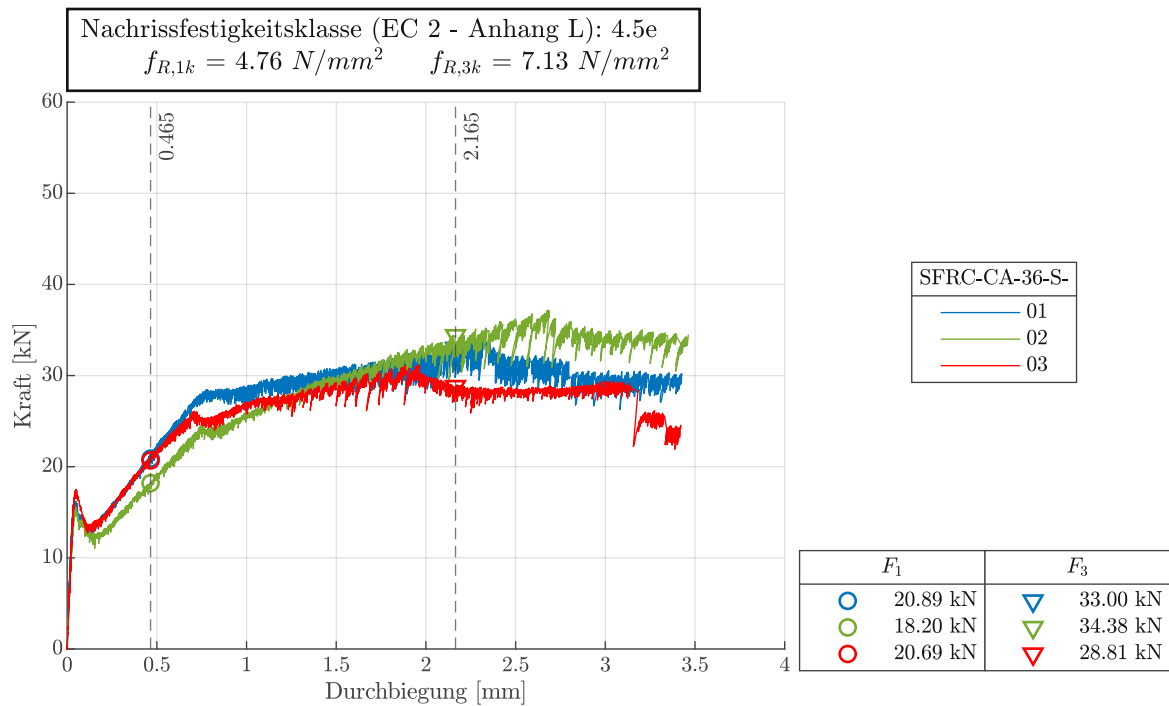


Abb. 3.1: Kraft-Durchbiegungsdiagramm SFRC-CA-36-S

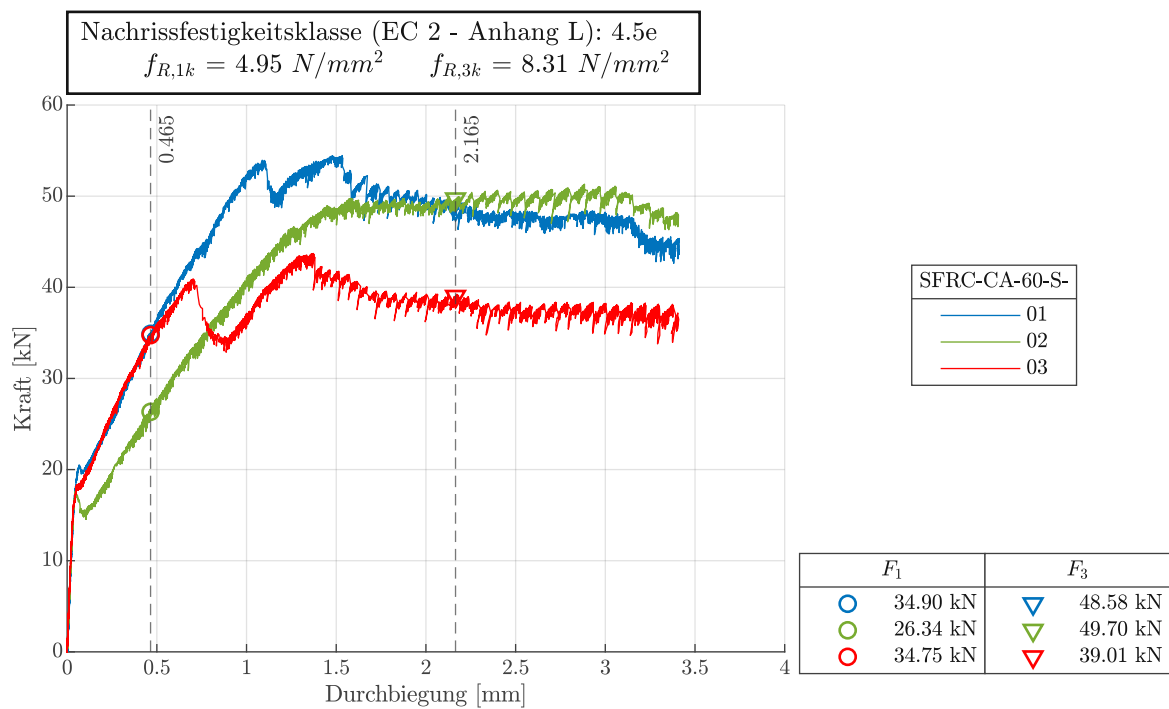


Abb. 3.2: Kraft-Durchbiegungsdiagramm SFRC-CA-60-S

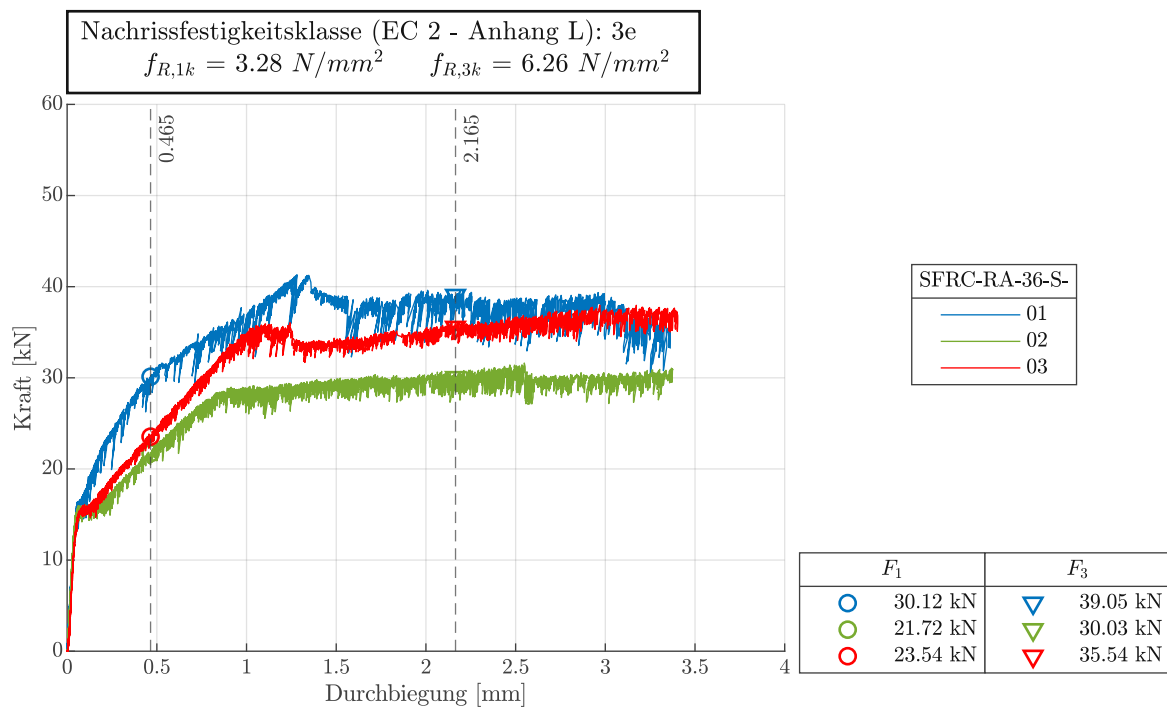


Abb. 3.3: Kraft-Durchbiegungsdiagramm SFRC-RA-36-S

3.2 Ermüdungsversuche im Nachrissbereich

3.2.1 Versuchsaufbau und Probekörper

Diese Versuchsserie verfolgt das Ziel, das Nachriss-Ermüdungsverhalten von überkritischem Stahlfaserbeton zu untersuchen. Hierfür wurden zyklische Biegezugversuche im Nachrissbereich vor Erreichen der Maximallast an einer, basierend auf Kapitel 3.1, ausgewählten Betonrezeptur durchgeführt. Die Probekörper wurden hierzu zunächst statisch über die Betonerstrissbildung hinaus vorbelastet und anschließend mit unterschiedlichen $\Delta\sigma$ und σ_o zyklisch beansprucht. σ_o blieb dabei immer unter der Maximallast. Bei einigen Probekörpern erfolgte zudem, nach der Betonerstrissbildung und vor dem Aufbringen der zyklischen Beanspruchung, zunächst eine statische Entlastung. Zur Ermittlung des statischen Nachrissbiegezugverhalten wurden darüber hinaus vor den Ermüdungsversuchen rein statische Versuche mit identischem Versuchsaufbau durchgeführt.

Abbildung 3.4 zeigt den verwendeten Versuchsaufbau und Probekörper. Der Versuchsaufbau entsprach einem Einfeldbalken mit einer Stützweite von 500 mm und punktueller Beanspruchung in Feldmitte. Somit wurde ein analoger Versuchsaufbau zu den Drei-Punkt-Biegeversuchen gemäß der ÖNORM EN 14651 [3] verwendet. Als Probekörper wurden gekerbte Quader mit den Abmessungen 150 x 150 x 640 mm gewählt. Die Kerbe war 5 mm breit, der Abstand zwischen der Spitze der Kerbung und der Oberseite des Probekörpers betrug 125 mm, und sie befand sich auf halber Länge des Quaders. Gemessen wurden die Kraft, die Durchbiegung und der $CMOD$.

Die Bezeichnung der Probekörper lässt dabei einen direkten Rückschluss auf die Untersuchungsparameter zu, wobei die einzelnen Indizes durch ein Minuszeichen getrennt sind (siehe Abb. 3.5). Allen Probekörpern gemeinsam ist der erste Index, der für Steel Fiber Reinforced Concrete (SFRC) steht. Der zweite Index beschreibt die Gesteinskörnung des Größtkorns, wobei

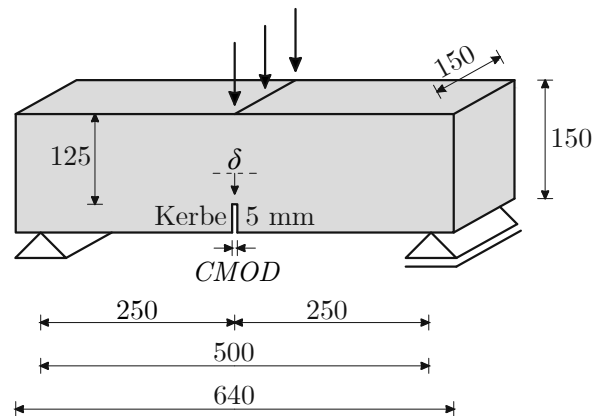


Abb. 3.4: Versuchsaufbau und Probekörper mit Abmessungen in mm

nur Round Aggregate (RA) zur Anwendung kam. Der dritte Index gibt den Fasergehalt an, wobei nur 50 kg/m^3 zum Einsatz kam. Der vierte Index schließlich beschreibt in der Versuchsdurchführung die Art der Beanspruchung, die sich in Static (S) oder Fatigue (F) unterscheiden hat. S wurde ausschließlich bei rein statisch beanspruchten Probekörpern verwendet, um das statische Nachrissbiegezugverhalten zu ermitteln. Das heißt, die statische Vorbelastung vor dem Aufbringen einer zyklischen Beanspruchung wird durch diesen Index nicht abgedeckt. F steht für die Ermüdungsversuche im Nachrissbereich und wird durch drei Zahlen näher beschrieben. Die erste bzw. zweite Zahl gibt σ_o bzw. $\Delta\sigma$ an. Die dritte Zahl bezeichnet die Überspannung (σ_{ue}), also jene Spannung, bis zu der der Probekörper statisch vorbelastet wurde. Sind σ_o und σ_{ue} identisch, erfolgte die zyklische Beanspruchung unmittelbar nach der statischen Vorbelastung. Unterscheiden sich σ_o und σ_{ue} , wurde der Probekörper vor Beginn der zyklischen Beanspruchung zunächst statisch entlastet.

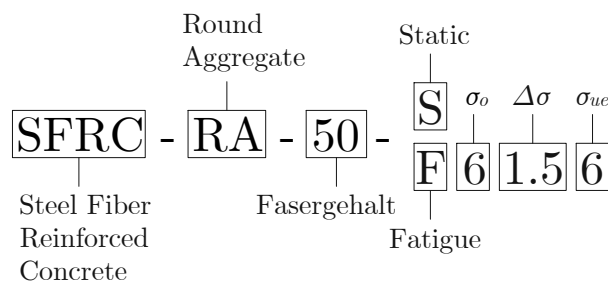


Abb. 3.5: Bezeichnung der Probekörper

3.2.2 Betonrezeptur und Materialkennwerte

Auf Grundlage der Erkenntnisse aus Kapitel 3.1 wurde eine Betonrezeptur mit ausreichend überkritischem Materialverhalten gewählt (siehe Tab. 3.3), aus der 18 Probekörper gefertigt wurden. Dabei wurde ein Normalbeton mit einer Gesteinskörnung des Größtkorns Rundkorn und einem Fasergehalt von 50 kg/m^3 bzw. 0.64 Vol.-% des Typs Dramix 5D gewählt. Die Sieblinie unterschied sich dabei nicht von den Rezepturen aus Kapitel 3.1. Lediglich der Fließmittelgehalt wurde reduziert, da eine weitere Zugabe von Fließmittel zu einer Absonderung von Wasser aus dem Beton geführt hätte.

Tab. 3.3: Zusammensetzung der Betonrezeptur in kg/m³

SFRC-RA-50		
Steinmehl	RA 0/1	381
Sand	RA 1/4	628
Kies	RA 4/8	286
Kies	RA 8/16	609
Zement	CEM I 52.5 N	333
Fließmittel	ACE 430	1.44
Wasser		167
Stahlfasern	Dramix 5D	50

Aufgrund des begrenzten Fassungsvermögens des verwendeten Mischers wurden die 18 Probekörper in vier Betonagen mit jeweils maximal fünf Probekörpern aufgeteilt. In Anhang A ist dargestellt, welche Probekörper zu welcher Betonage gehören. Dabei wurden zu Beginn alle Trockenbestandteile, einschließlich der Fasern, in den Mischer gegeben und etwa 3 Minuten trocken vorgemischt. Anschließend wurden Wasser und Fließmittel langsam zugegeben und so lange weitergemischt, bis eine vollständige Dispergierung erreicht war, was etwa 0.5 bis 1 Minute dauerte. Im Anschluss wurde der Frischbeton von Hand in die Schalungen eingebracht, wobei zunächst der Bereich in der Mitte und anschließend der äußere Bereich gefüllt wurde. Sobald die Schalung zu etwa 90 % gefüllt war, wurde sie mithilfe eines externen Rüttlers verdichtet und gleichzeitig vollständig aufgefüllt. Abschließend wurden die Probekörper mit einer Folie abgedeckt, um ein zu schnelles Austrocknen des Betons zu verhindern. Die Probekörper wurden sechs Tage nach der Herstellung ausgeschalt und anschließend mindestens 28 Tage abgedeckt bei Raumtemperatur gelagert. Nach 28 Tagen wurden die Probekörper mittels Nasssägeverfahren eingekerbt.

Begleitend zur Herstellung der Probekörper wurden für jede Betonage Würfel mit den Abmessungen 150 x 150 x 150 mm mitbetoniert, um den Mittelwert der Würfeldruckfestigkeit ($f_{cm,cube}$) zu bestimmen. Dabei wurde für jede Betonage mindestens ein Würfel hergestellt. In Tabelle 3.4 sind die Würfeldruckfestigkeiten der einzelnen Würfel ($f_{cj,cube}$) dargestellt. Es wurden drei Würfel nach 29 Tagen und drei nach 64 Tagen geprüft. Der Vergleich der Werte zeigt, dass die Druckfestigkeit nach 64 Tagen etwas höher ausfiel als nach 29 Tagen. Ein signifikanter Unterschied zwischen den Betonagen konnte dabei nicht festgestellt werden. Durch das Bilden des Mittelwerts aus $f_{cj,cube}$ ergibt sich schließlich $f_{cm,cube}$ zu 58.0 N/mm² mit einer zugehörigen Standardabweichung von 2.2 N/mm².

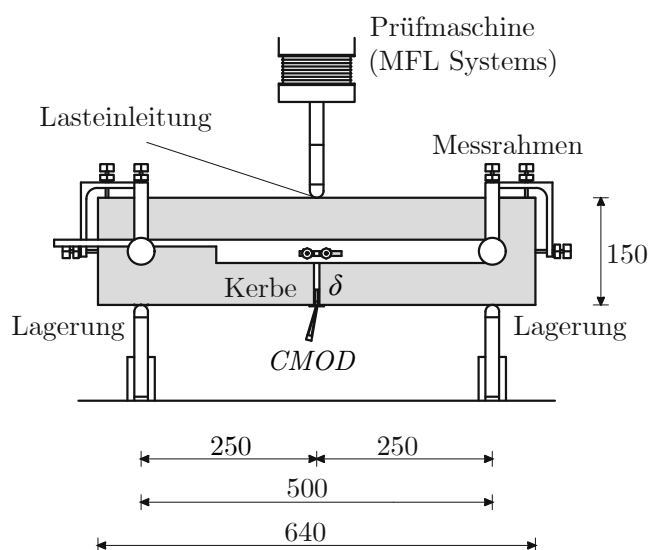
Tab. 3.4: Würfeldruckfestigkeiten der einzelnen Würfel

Reihenfolge	Betonage	Alter [d]	$f_{cj,cube}$ [N/mm ²]
1	1	64	58.3
2	2	64	60.2
3	3	64	60.9
4	4	29	56.8
5	4	29	55.3
6	4	29	56.9

3.2.3 Prüfmaschine und Messeinrichtung

Als Prüfmaschine kamen für die rein statischen Versuche, Probekörper mit dem Index S, eine andere Maschine zum Einsatz als für die Ermüdungsversuche, Probekörper mit dem Index F (siehe Abb. 3.6–3.7). Die statischen Versuche wurden mit einer wegsteuerbaren Prüfmaschine der Firma MFL Systems durchgeführt, die speziell für statische Beanspruchungen ausgelegt ist und eine maximale Prüflast von 100 kN aufweist. Für die Ermüdungsversuche wurde eine Prüfmaschine der Firma Schenck verwendet, die sowohl statische als auch zyklische Beanspruchungen erlaubt und weg- sowie kraftsteuerbar geregelt werden kann. Ihre maximale Prüflast beträgt 2000 kN bei statischer und 1600 kN bei zyklischer Beanspruchung. Ein Vergleich der Prüflasten beider Maschinen verdeutlicht eindeutig, dass die Prüfmaschine für die Ermüdungsversuche über deutlich höhere maximale Prüflasten verfügt und somit der Prüfraum eine höhere Steifigkeit aufweist als jener, der für die statischen Versuche verwendet wurde. Die Prüfmaschine für die statischen Versuche verfügte bereits über eine linienförmige Lagerung beziehungsweise Lasteinleitung. Für die Ermüdungsversuche hingegen wurden zusätzlich zwei Rollen als Auflager sowie eine Stahlplatte zur Lasteinleitung vorgesehen.

Die Messeinrichtung hingegen unterschied sich zwischen den rein statischen und den Ermüdungsversuchen kaum (siehe Abb. 3.6–3.7). Gemessen wurden sowohl bei den statischen als auch bei den Ermüdungsversuchen die Durchbiegung auf beiden Seiten des Probekörpers jeweils auf halber Länge des Quaders sowie der $CMOD$ an der Unterseite des Probekörpers. Dabei kamen induktive Wegaufnehmer zum Einsatz. Zur Erfassung der Durchbiegung waren diese an einem Messrahmen befestigt und stützten sich auf einem an der Unterseite angeklebten Stahlblättchen ab. Für den $CMOD$ wurden auf halber Breite der Unterseite des Probekörpers Stahlblättchen angeklebt, an denen der Wegaufnehmer eingehängt wurde. Von den Prüfmaschinen selbst wurden während der Versuchsdurchführung zusätzlich der Maschinenweg und die aufgebrachte Kraft aufgezeichnet. Bei den Ermüdungsversuchen wurde zusätzlich eine Kraftmessdose integriert, da die auftretenden zyklischen Beanspruchungen deutlich unterhalb der maximalen Beanspruchung lagen und folglich die auftretenden geringen Kräfte über den Öldruck allein nur unzureichend erfasst werden konnten. Für jeden Probekörper wurden vor Versuchsbeginn b und h_{sp} mit einem Schieblehre gemessen. Wobei sich b und h_{sp} jeweils aus dem Mittelwert von zwei Messungen ergaben. Bei einigen statischen Versuchen wurde zusätzlich mittels Nahbereichsphotogrammetrie die Risskinematik aufgezeichnet. Dabei kam das photogrammetrische Messsystem Aramis 4M der Firma Gesellschaft für optische Messtechnik zur Anwendung. Wobei im Bereich des Risses ein kontrastreiches, stochastisches und auf das Messfeld angepasstes Muster angebracht wurde, das für die Zuordnung der einzelnen Bilder diente. Die photogrammetrische Aufnahme ermöglichte es somit, Verschiebungen und Rissöffnungen während der gesamten Versuchsdurchführung darzustellen, wobei vom Hersteller eine Dehnungsgenauigkeit von 0.01 % angegeben wird. Zusätzlich wurden nach Abschluss der Versuche die Probekörper in zwei Hälften geteilt, die Bruchflächen mit einer normalen Kamera fotografiert und eine manuelle Faserzählung durchgeführt. Dabei wurde gemäß [30] zwischen tatsächlicher Faseranzahl (N_{tat}) und effektiver Faseranzahl (N_{eff}) unterschieden. N_{tat} beschreibt die Gesamtanzahl der Fasern, unabhängig von deren Orientierung und Einbindelänge. N_{eff} hingegen berücksichtigt nur Fasern, die mindestens 5 mm herausragen, deren Endhaken aufgebogen sind und die sich in der Zugzone befinden. Gemäß [69] kann die Zugzone mit etwa 9/10 der Balkenhöhe angenommen werden. Ergänzend zur Faserzählung wurde ein Faktor eingeführt, der Auskunft über die Lage der Fasern im Querschnitt gibt. Hierfür wurde für N_{tat} und N_{eff} der Abstand der einzelnen Fasern von der Oberkante des Probekörpers gemessen, und aus dem Mittelwert dieser Abstände wurden anschließend der Faserschwerpunkt für die tatsächliche Faseranzahl (a_{tat}) sowie der Faserschwerpunkt für die effektive Faseranzahl (a_{eff}) bestimmt.

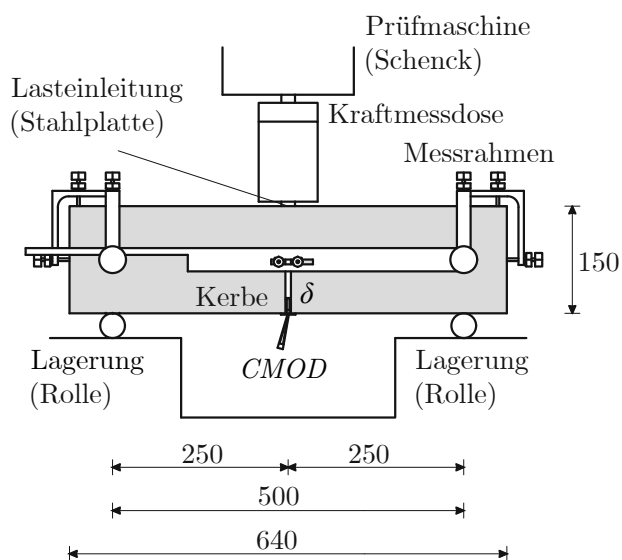


(a) Darstellung



(b) Foto

Abb. 3.6: Prüfmaschine und Versuchsaufbau der rein statischen Versuche



(a) Darstellung



(b) Foto

Abb. 3.7: Prüfmaschine und Versuchsaufbau der Ermüdungsversuche

3.2.4 Versuchsablauf

Diese Versuchsserie wurde in Form von Tastversuchen durchgeführt, wobei die Versuchsparameter während der Durchführung laufend an die Ergebnisse angepasst wurden. Zuerst wurden rein statische Versuche, Probekörper mit dem Index S, zur Ermittlung des statischen Nachrissbiegezugverhalten durchgeführt. Diese wurden gemäß [3] ausschließlich über die Durchbiegung geregelt, wobei analog zu Kapitel 3.1 der Übergang der Phasen angepasst wurde, da es insbesondere im Bereich des Übergangs von Phase 1 zu Phase 2 häufig zur Rissbildung kam (siehe Tab. 3.2).

Im Anschluss wurden die Ermüdungsversuche, Probekörpern mit dem Index F, zur Untersuchung des Nachriss-Ermüdungsverhaltens durchgeführt. Dabei wurden die Probekörper zunächst statisch über f_e hinaus vorbelastet und anschließend mit verschiedenen $\Delta\sigma$ und σ_o zyklisch beansprucht. Die statische Vorbelastung erfolgte bis zu σ_{ue} und wurde analog zu den rein statischen Versuchen gemäß [3] über die Durchbiegung geregelt, wobei auch hier eine Anpassung der Phasen gemäß Tabelle 3.2 erfolgte. σ_o und σ_{ue} blieben dabei stets im ansteigenden Ast unterhalb der Maximallast, was in der Literatur häufig als Strain-Hardening-Bereich bezeichnet wird (siehe Abb. 3.8–3.9). Falls σ_o und σ_{ue} identisch waren, erfolgte die zyklische Beanspruchung unmittelbar nach der statischen Vorbelastung (siehe Abb. 3.8). Unterschieden sich σ_o und σ_{ue} , wurde der Probekörper vor Beginn der zyklischen Beanspruchung zunächst bis auf σ_o statisch entlastet (siehe Abb. 3.9). Die Entlastung erfolgte ebenfalls durchbiegungsgeregelt mit analogen Geschwindigkeiten wie bei der statischen Vorbelastung. Nach Erreichen des geforderten σ_o wurde von Durchbiegungsregelung auf Kraftregelung umgeschaltet und σ_o für einige Minuten gehalten. Anschließend wurde auf σ_m reduziert und mit dem geforderten $\Delta\sigma$ zyklisch beansprucht. Da die Prüfmaschine beim Umschalten auf zyklische Beanspruchung zunächst eingeschwungen werden muss, wurde die Frequenz zunächst auf 0.5 Hz geregelt und anschließend schrittweise auf 5 Hz erhöht. Auf diese Weise konnten stabile Versuchsbedingungen hergestellt werden. Als Versagenskriterium wurde analog zu [3] ein Grenzwert der Durchbiegung von 3.44 mm festgelegt. Erreichte der Probekörper innerhalb von $N = 2 \cdot 10^6$ diesen Grenzwert nicht, galt er als Durchläufer. Durchläufer wurden anschließend vollständig statisch entlastet und gemäß [3] erneut rein statisch wiederbeansprucht, um die verbleibende Nachrissbiegezugfestigkeit zu ermitteln (siehe Abb. 3.8–3.9). Abschließend wurden aus allen Probekörpern Würfel mit den Abmessungen 150 x 150 x 150 mm zugeschnitten, um für jeden Probekörper $f_{cj,cube}$ zu bestimmen (siehe Anhang A). Dabei konnten keine beträchtlichen Abweichungen festgestellt werden.

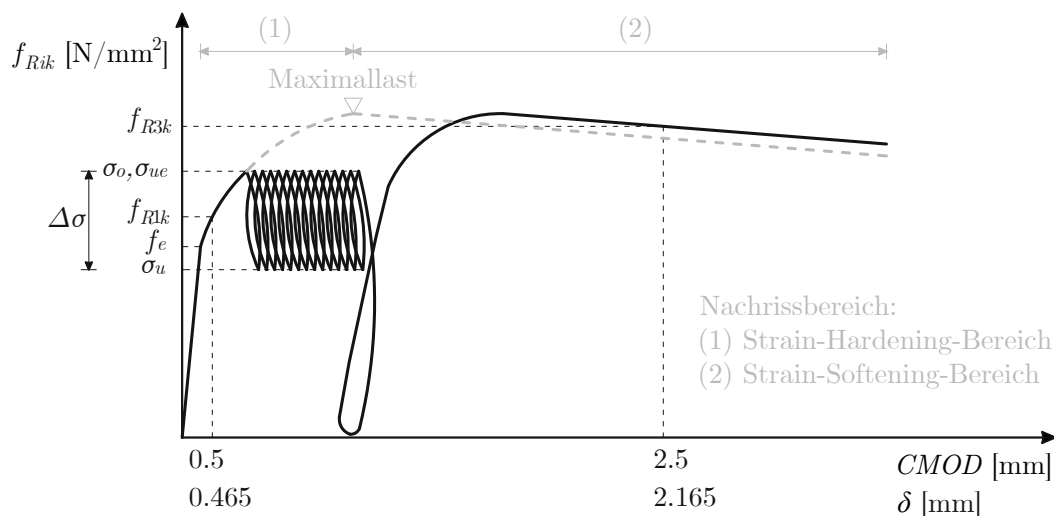


Abb. 3.8: σ_o und σ_{ue} sind identisch

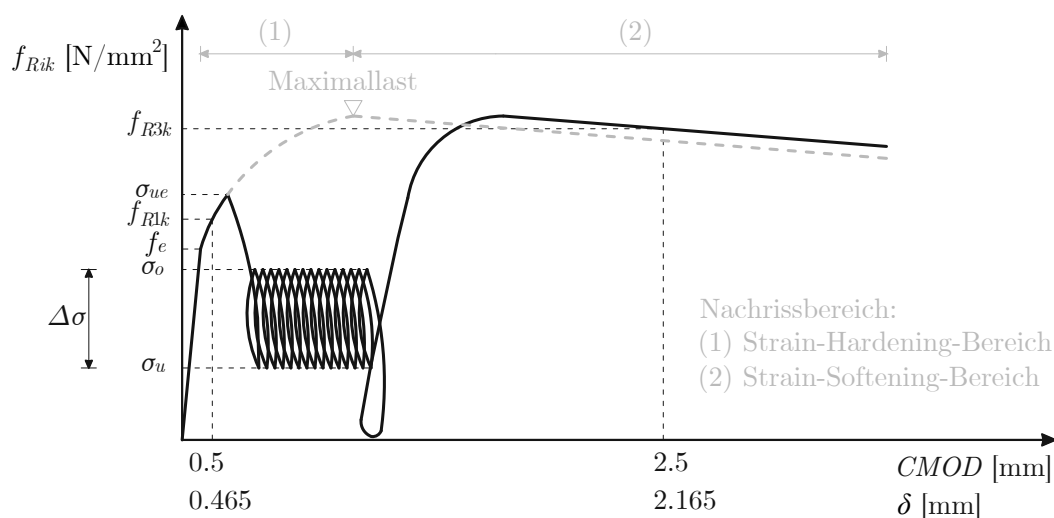


Abb. 3.9: σ_o und σ_{ue} sind unterschiedlich

Die Wahl von σ_o , $\Delta\sigma$ und σ_{ue} erfolgte in Abhängigkeit von den Ergebnissen der vorausgegangenen Versuche und wurde während der Versuchsdurchführung laufend angepasst (siehe Tab. 3.5). Zu Beginn stützte man sich auf die Ergebnisse der rein statischen Versuche. Dabei wurde $\Delta\sigma$ zunächst konstant auf 1.5 N/mm^2 gehalten, während σ_o und σ_{ue} mit identischen Werten variiert wurden. Man begann mit 6.0 N/mm^2 und steigerte schrittweise auf 8.0 N/mm^2 und 10.0 N/mm^2 . Da große Streuungen zu erwarten waren, wurden Versuche mit Durchläufern mehrfach wiederholt. Anschließend wurden σ_o auf 4.0 N/mm^2 und σ_{ue} auf 6.0 N/mm^2 festgelegt und in der Folge konstant gehalten, während $\Delta\sigma$ variiert wurde. Dabei begann man mit 1.0 N/mm^2 und steigerte schrittweise auf 2.0 N/mm^2 und 3.0 N/mm^2 . Auch in diesem Fall wurden die einzelnen Versuche aufgrund der erwarteten hohen Streuungen mehrfach wiederholt, wobei aufgrund der begrenzten Anzahl an Probekörpern nicht alle gleich oft wiederholt wurden.

Tab. 3.5: Versuchsparameter

Probekörper	σ_o [N/mm ²]	$\Delta\sigma$ [N/mm ²]	σ_{ue} [N/mm ²]	Anzahl
SFRC-RA-50-F61.56	6.0	1.5	6.0	4
SFRC-RA-50-F81.58	8.0	1.5	8.0	1
SFRC-RA-50-F101.510	10.0	1.5	10.0	1
SFRC-RA-50-F416	4.0	1.0	6.0	1
SFRC-RA-50-F426	4.0	2.0	6.0	3
SFRC-RA-50-F436	4.0	3.0	6.0	2

3.2.5 Ergebnisse

Rein statische Versuche

Die Ergebnisse der rein statischen Versuche, Probekörper mit dem Index S, zeigen ganz klar, dass wie erwartet, große Streuungen auftreten. Der Einsatz von doppelt gekröpften Fasern führte zu einem ausgeprägten Formverbund zwischen Fasern und Matrix. Infolgedessen konnten Nachrissbiegezugfestigkeiten erzielt werden, die die Erstrisszugfestigkeiten überstiegen, wodurch ein überkritisches Materialverhalten gewährleistet wurde. Die Untersuchung der Risskinematik

mittels Nahbereichsphotogrammetrie (siehe Abb. 3.10) zeigt, dass ab Erreichen der Erstrisszugfestigkeit vom Beton keine Zugspannungen mehr übertragen werden konnten und es zur Erstrissbildung kam (609 s und 576 s). Da Fasern die Rissflanken kreuzten, die in der Lage waren, höhere Zugspannungen zu übertragen als jene, die zur Erstrissbildung geführt haben, wurde das weitere Risswachstum verzögert und es kam zu einer Mehrfachrissbildung (1218 s und 1071 s). Wurde dann im maßgebenden Riss die Maximallast erreicht, so war keine weitere Laststeigerung mehr möglich (1455 s und 1323 s). Dabei stellte sich ein duktiler Nachbruchverhalten ein, bei dem es zu keiner neuen Rissbildung, sondern lediglich zu einer stetigen Rissbreitenvergrößerung kam (1800 s und 1731 s). Die Untersuchung der Bruchfläche zeigt, dass das Versagen aufgrund der hohen Zugfestigkeit der Fasern auf ein Verbundversagen zurückzuführen ist (siehe Anhang B). Dabei kam es zu plastischen Verformungen der Endhaken und zum Herausgleiten der Fasern.

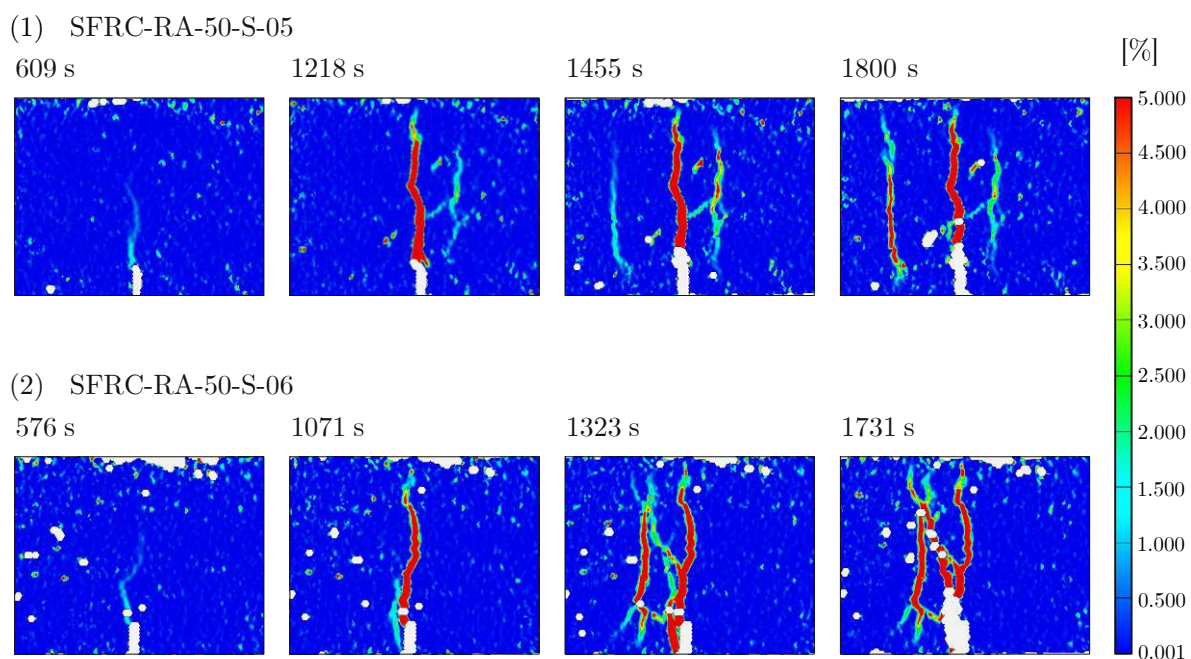


Abb. 3.10: Risskinematik aus Nahbereichsphotogrammetrie

Die Auswertung der Ergebnisse erfolgt anhand von einem Kraft- $CMOD$ -Diagramm (siehe Abb. 3.11). Dabei führt der ausgeprägte Unterschied zwischen f_{R1k} und f_{R3k} sowie der relativ hohe Wert von f_{R1k} schließlich für SFRC-RA-50-S gemäß [2] zur Klasse 5e. Aus dem Diagramm lässt sich erkennen, dass der fünfte Probekörper von den übrigen Probekörpern abweicht. Die Faserzählung zeigt, dass bei diesem Probekörper sowohl N_{eff} als auch a_{eff} deutlich geringer ausfielen als bei den anderen Probekörpern (siehe Anhang A). Dies weist darauf hin, dass wenige wirksame Fasern vorhanden waren, die relativ weit oben im Querschnitt angeordnet waren. Zudem lässt sich feststellen, dass der fünfte Probekörper aus Betonage 2 stammt, während die anderen Probekörper aus Betonage 3 stammen (siehe Anhang A). Somit lässt sich die beobachtete Abweichung möglicherweise auf die unterschiedliche Betonage zurückführen, wodurch der Probekörper nicht ausgeschlossen werden darf. Zudem ist ein ausgeprägter Peak des sechsten Probekörpers festzustellen. Aus dem abgeschlossenen Rissbild (siehe Anhang B) und der Risskinematik mittels Nahbereichsphotogrammetrie (siehe Abb. 3.10) ist erkennbar, dass die Rissbildung nicht zentral oberhalb der Kerbe aufgetreten ist, was den Peak vermutlich erklären lässt. Beim dritten Probekörper kann zudem eine erhöhte Erstrisszugfestigkeit festgestellt werden. Aus der

Faserzählung und der Bruchfläche lässt sich erkennen, dass viele Fasern direkt oberhalb der Kerbe konzentriert waren, was möglicherweise zu einer Verzögerung der Erstrissbildung führte (siehe Anhang A und B). Beim Vergleich der Einzelkraft bei $CMOD = 0.5$ mm bzw. $\delta = 0.465$ mm (F_1) und der Einzelkraft bei $CMOD = 2.5$ mm bzw. $\delta = 2.165$ mm (F_3) der einzelnen Probekörper ist ersichtlich, dass F_1 , mit Ausnahme des dritten und fünften Probekörpers, relativ geringe Streuungen aufweist, während F_3 deutlich stärker streut.

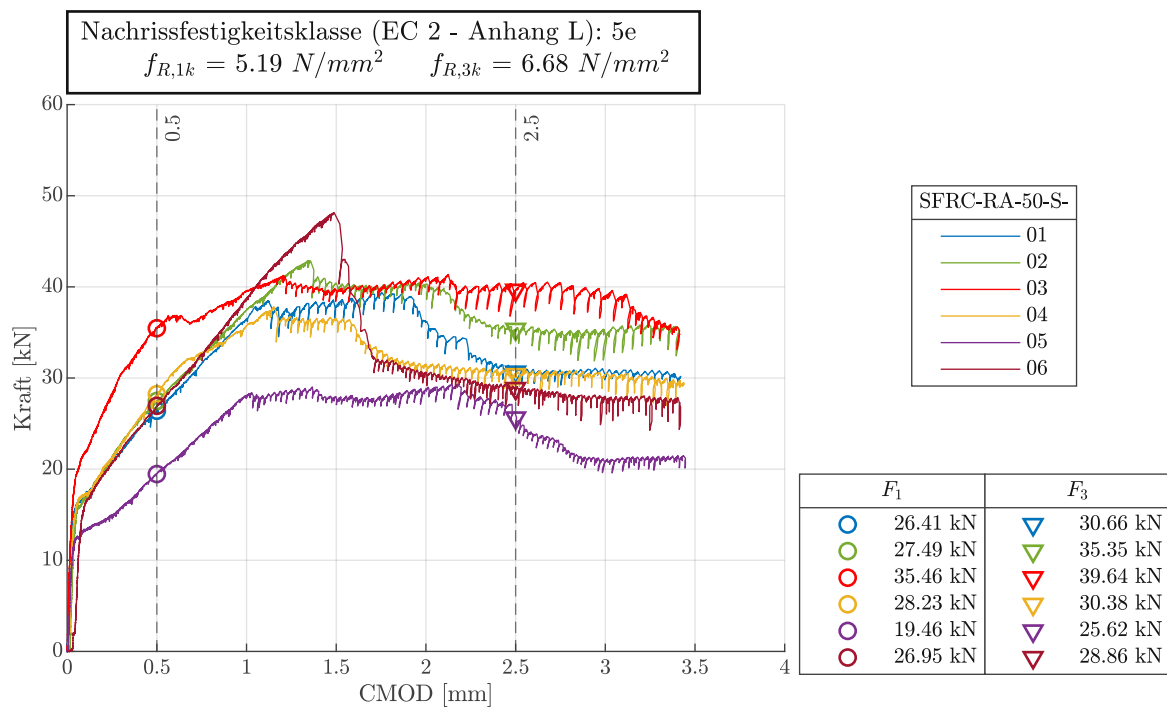


Abb. 3.11: Kraft- $CMOD$ -Diagramm SFRC-RA-50-S

Ermüdungsversuche

Die Ergebnisse der Ermüdungsversuche, Probekörpern mit dem Index F, zeigen ebenfalls, dass, wie erwartet, große Streuungen auftreten. Die Streuungen sind hierbei nicht nur auf die Materialeigenschaften, sondern auch auf das allgemein mit starken Streuungen behaftete Ermüdungsverhalten zurückzuführen. Dennoch zeigen die Ergebnisse, dass überkritischer Stahlfaserbeton im Nachrissbereich nicht nur Kurzzeitfestigkeiten, sondern durch das Erzeugen zahlreicher Durchläufer durchaus auch Dauerzeitfestigkeiten sicherstellen konnte. Dabei ermöglichten die Fasern auch unter zyklischer Beanspruchung eine Übertragung der Zugspannungen über die vorhandenen Rissflanken hinweg und verzögerten das weitere Risswachstum beträchtlich. Die Untersuchung der Bruchflächen an Probekörpern, die frühzeitig versagten, zeigt, dass das Versagen vorwiegend auf eine Ermüdung des Verbunds zurückzuführen ist (siehe Anhang B). Dabei wurden die Stahlfasern schrittweise aus der umgebenden Matrix herausgezogen und gleiteten bei Entlastung teilweise wieder zurück. Dieser Vorgang setzte sich fort, bis der Verbund vollständig versagte und die Fasern vollständig herausgezogen wurden, wodurch es zu einer überproportionalen Zunahme der Rissöffnung kam. Bei einigen Fasern konnte zudem ein Ermüdungsbruch festgestellt werden, bei dem sich der Querschnitt zunächst verjüngte, bis die Faser schließlich brach. Vereinzelt wurden auch Abplatzungen in Form von Snubbing festgestellt, insbesondere wenn die Richtung des Faserauszugs nicht mit der Faserausrichtung übereinstimmte.

Die Auswertung der Ergebnisse erfolgt zunächst anhand von Kraft-*CMOD*-Diagrammen. Dabei werden zuerst jene Probekörper betrachtet, bei denen $\Delta\sigma$ konstant auf 1.5 N/mm^2 gehalten wurde und σ_o sowie σ_{ue} mit identischen Werten variiert wurden (siehe Abb. 3.12–3.14). SFRC-RA-50-F61.56 zeigt zunächst das Nachriss-Ermüdungsverhalten bei einem σ_o und σ_{ue} von 6.0 N/mm^2 . Dabei kam es beim ersten, dritten und vierten Probekörper zu Durchläufern, und der zweite versagte nach 2500 Lastwechseln. Die Faserzählung zeigt, dass beim zweiten Probekörper N_{eff} geringer ausfiel als bei den anderen Probekörpern, was darauf hinweist, dass nur wenige wirksame Fasern vorhanden waren (siehe Anhang A). Zudem lässt sich im abgeschlossenen Rissbild erkennen, dass beim zweiten Probekörper die Rissbildung nicht innerhalb der Kerbe aufgetreten ist (siehe Anhang B). Der erste Probekörper weist zwar ebenfalls ein sehr geringes N_{eff} im Vergleich zum dritten und vierten Probekörper auf. Ein erhöhtes a_{eff} zeigt hingegen, dass die wenigen wirksamen Fasern weiter unten im Querschnitt lagen, was dann zu einem besseren Nachriss-Ermüdungsverhalten als beim zweiten Probekörper führte. Bei einem Vergleich von F_1 weichen die Werte aller Probekörper zwar nicht stark voneinander ab, jedoch wurde F_1 beim dritten und vierten Probekörper durch σ_o begrenzt. Durch einen direkten Vergleich im Diagramm fällt hingegen auf, dass F_1 beim dritten und vierten Probekörper deutlich höher ausgefallen wäre. Aus der Zuordnung der Betonage geht hervor, dass die ersten beiden Probekörper aus Betonage 1, während der dritte und vierte Probekörper aus Betonage 4 stammen (siehe Anhang A). Somit lassen sich die beobachteten Abweichungen möglicherweise auf die unterschiedliche Betonage zurückführen. Durch die Untersuchung der verbleibenden Nachrissbiegezugfestigkeit bei Probekörpern, die zu Durchläufern führten, zeigt sich, dass F_3 bei allen Probekörpern etwas niedriger ausfiel als bei den Probekörpern von SFRC-RA-50-S. Aus dem Diagramm lässt sich jedoch keine auffällige Abweichung des Verhältnisses von F_3 zu F_1 feststellen, woraus sich auch hier schließen lässt, dass die reduzierte Nachrissbiegezugfestigkeit vorrangig auf ein generell schlechteres Materialverhalten infolge der unterschiedlichen Betonage zurückzuführen ist.

SFRC-RA-50-F81.58 zeigt anschließend das Nachriss-Ermüdungsverhalten bei einem σ_o und σ_{ue} von 8.0 N/mm^2 . Hier kam es bereits zu einem Versagen, sobald von Wegregelung auf Kraftregelung umgeschaltet wurde, wodurch eine zyklische Beanspruchung nicht möglich war. Durch einen Vergleich des Probekörpers von SFRC-RA-50-F81.58 mit den Probekörpern von SFRC-RA-50-S lässt sich ein reduziertes F_1 feststellen. Die Betonage zeigt, dass der Probekörper von SFRC-RA-50-F81.58 aus Betonage 1 stammt, während die Probekörper SFRC-RA-50-S aus Betonage 2 und 3 stammen (siehe Anhang A). Durch die bereits festgestellten Abweichungen des Materialverhaltens zwischen den Betonagen lässt sich das reduzierte F_1 auch hier auf die Betonage zurückführen. Folglich kann davon ausgegangen werden, dass dementsprechend auch F_3 geringer ausgefallen wäre und das vorliegende σ_o vermutlich bereits die Maximallast erreicht hatte, was dann zum Versagen führte. Dieser Versagensmechanismus wird in der Literatur häufig als Envelop-Konzept bezeichnet, bei dem Versagen auftritt, sobald σ_o die Hüllkurve der statischen Beanspruchung erreicht.

SFRC-RA-50-F101.510 zeigt abschließend das Nachriss-Ermüdungsverhalten bei einem σ_o und σ_{ue} von 10.0 N/mm^2 . Auch hier kam es zu einem unmittelbaren Versagen, sobald von Wegregelung auf Kraftregelung umgeschaltet wurde, wodurch ebenfalls keine zyklische Beanspruchung möglich war. Ein Vergleich des Probekörpers von SFRC-RA-50-F101.510 mit den Probekörpern von SFRC-RA-50-S zeigt ein recht ähnliches F_1 , woraus sich schließen lässt, dass auch F_3 sehr ähnlich ausgefallen wäre. Folglich erreichte das vorliegende σ_o bereits die Maximallast, was zum Versagen führte und sich durch das Envelop-Konzept erklären lässt. Der Probekörper kann dabei der Betonage 4 zugeordnet werden (siehe Anhang A).

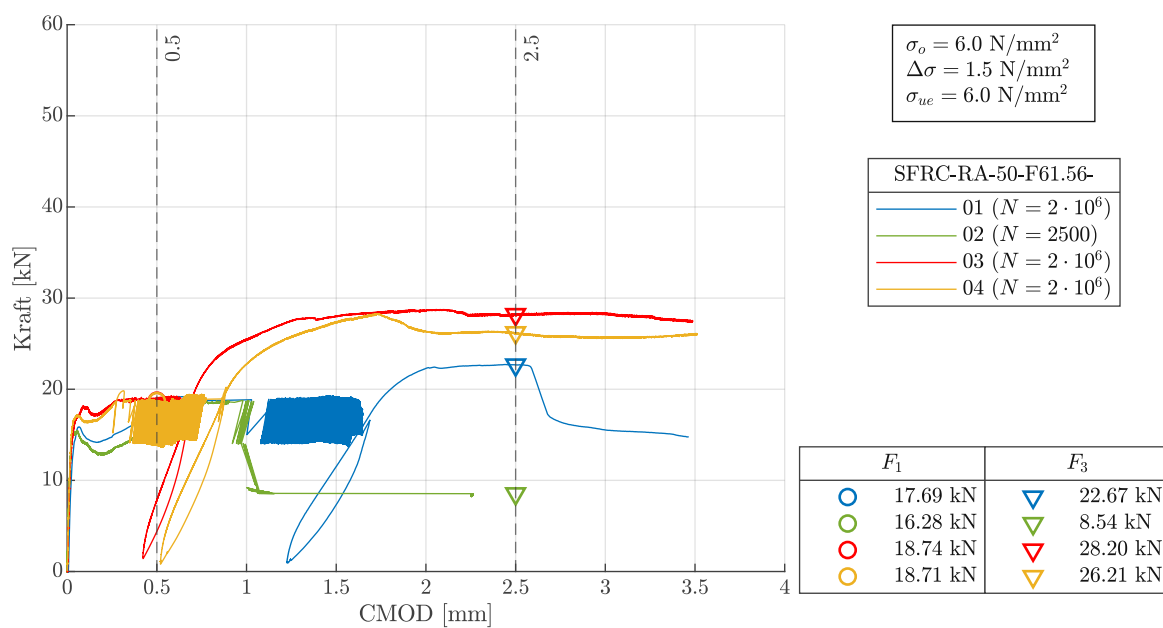


Abb. 3.12: Kraft-CMOD-Diagramm SFRC-RA-50-F61.56

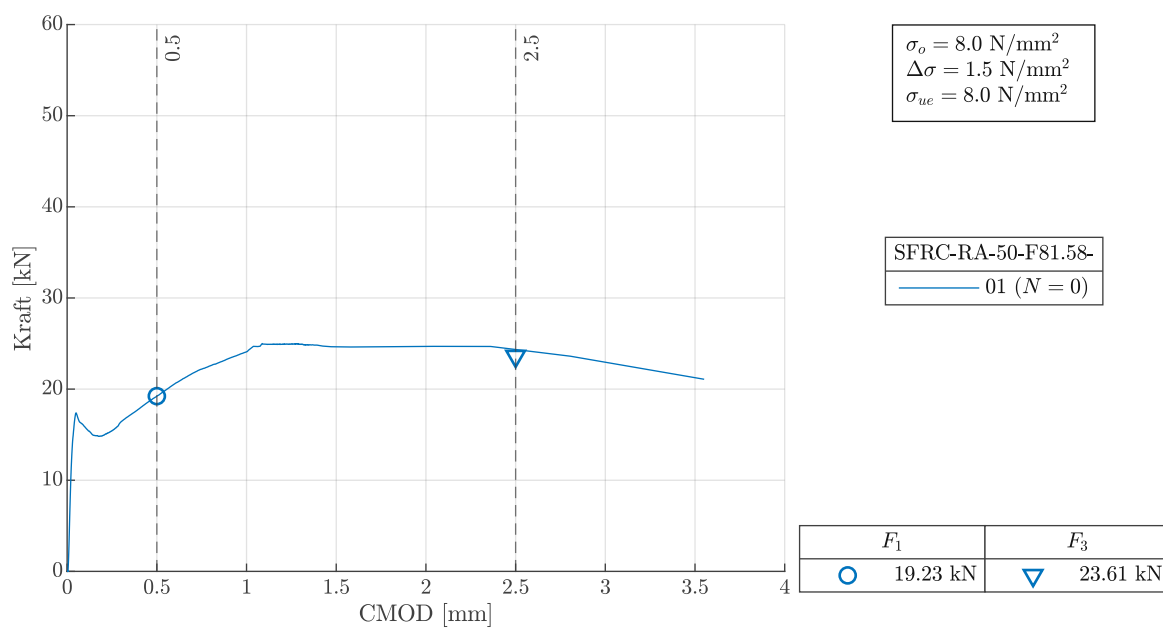


Abb. 3.13: Kraft-CMOD-Diagramm SFRC-RA-50-F81.58

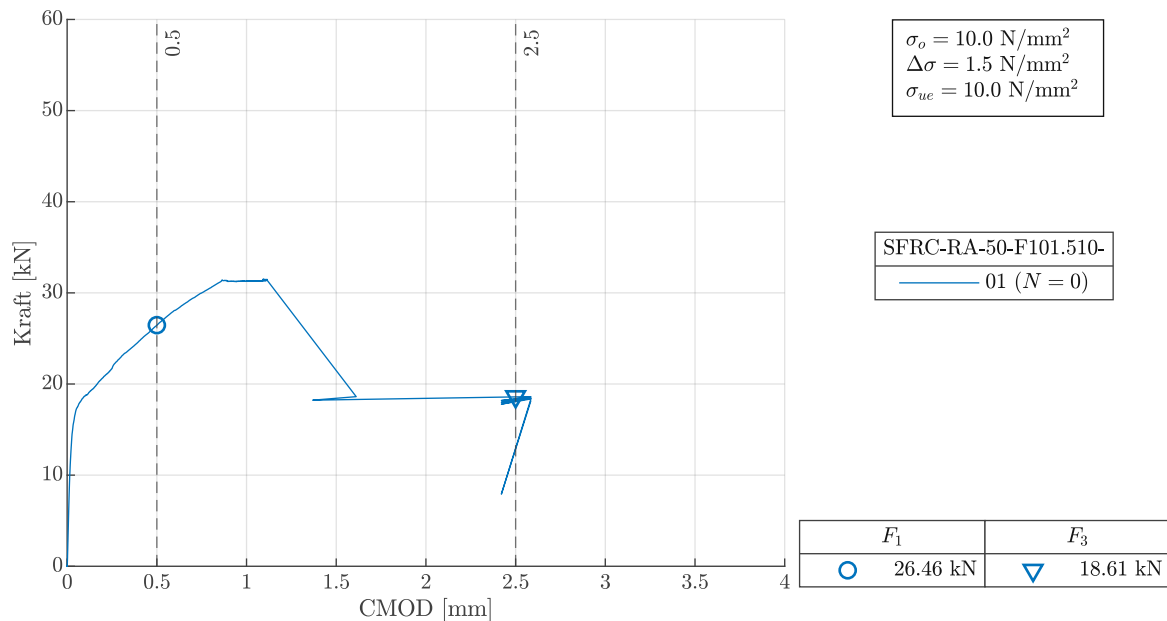


Abb. 3.14: Kraft-CMOD-Diagramm SFRC-RA-50-F101.510

Als Nächstes werden jene Probekörper betrachtet, bei denen σ_o konstant auf $4,0 \text{ N/mm}^2$ und σ_{ue} konstant auf $6,0 \text{ N/mm}^2$ gehalten wurden, während $\Delta\sigma$ variiert wurde (siehe Abb. 3.15–3.17). SFRC-RA-50-F416 zeigt zunächst das Nachriss-Ermüdungsverhalten bei einem $\Delta\sigma$ von $1,0 \text{ N/mm}^2$. Dabei kam es zu einem Durchläufer. Der Probekörper kann dabei der Betonage 2 zugeordnet werden (siehe Anhang A). Ein Vergleich mit dem Probekörper von SFRC-RA-50-S aus derselben Betonage zeigt bei beiden ein reduziertes F_1 . Durch die Untersuchung der verbleibenden Nachrissbiegezugfestigkeit zeigt sich, dass F_3 bei dem Probekörper SFRC-RA-50-S aus derselben Betonage in einem ähnlichen Wertebereich liegt, jedoch einen geringeren Wert als die anderen Probekörper aufweist. Aus dem Diagramm lässt sich jedoch auch hier keine auffällige Abweichung des Verhältnisses von F_3 zu F_1 feststellen, woraus sich schließen lässt, dass die reduzierte Nachrissbiegezugfestigkeit vorrangig auf ein generell schlechteres Materialverhalten infolge der unterschiedlichen Betonage zurückzuführen ist.

SFRC-RA-50-F426 zeigt anschließend das Nachriss-Ermüdungsverhalten bei einem $\Delta\sigma$ von $2,0 \text{ N/mm}^2$. Dabei kam es beim zweiten und dritten Probekörper zu Durchläufern, während der erste nach 179663 Lastwechseln versagte. Die Faserzählung zeigt, dass beim ersten Probekörper sowohl N_{eff} als auch a_{eff} geringer ausfielen als bei den anderen beiden Probekörpern (siehe Anhang A). Dies weist darauf hin, dass nur wenige wirksame Fasern vorhanden waren, die zudem relativ weit oben im Querschnitt angeordnet waren. Bei einem Vergleich von F_1 fällt zudem auf, dass F_1 beim ersten Probekörper am geringsten ausgefallen ist. Etwas größer fiel der Wert beim dritten Probekörper aus, und mit Abstand am größten war jener des zweiten Probekörpers. Aus der Zuordnung der Betonage geht hervor, dass der erste und der dritte Probekörper aus Betonage 2 stammen, während der zweite Probekörper aus Betonage 1 stammt (siehe Anhang A). Somit lassen sich die beobachteten Abweichungen auch hier auf die unterschiedliche Betonage zurückführen. Der erste Probekörper stammt aus derselben Betonage wie der Probekörper SFRC-RA-50-F416 und weist vergleichbare F_1 -Werte auf. Jedoch kam es beim Probekörper von SFRC-RA-50-F416 aufgrund des reduzierten $\Delta\sigma$ zu keinem Ermüdungsversagen. Ein Vergleich von SFRC-RA-50-F61.56 mit SFRC-RA-50-F426 zeigt, dass es bei den Probekörpern von SFRC-RA-50-F61.56 trotz des geringeren $\Delta\sigma$ durch die zyklische Beanspruchung zu einer größeren Zunahme des CMOD

kam. Durch die Untersuchung der verbleibenden Nachrissbiegezugfestigkeit bei Probekörpern, die zu Durchläufern führten, zeigt sich, dass F_3 bei allen Probekörpern etwas niedriger ausfiel als bei den Probekörpern von SFRC-RA-50-S. Aus dem Diagramm lässt sich jedoch keine auffällige Abweichung des Verhältnisses von F_3 zu F_1 feststellen, woraus sich auch hier schließen lässt, dass die reduzierte Nachrissbiegezugfestigkeit vorrangig auf ein generell schlechteres Materialverhalten infolge der unterschiedlichen Betonage zurückzuführen ist.

SFRC-RA-50-F436 zeigt abschließend das Nachriss-Ermüdungsverhalten bei einem $\Delta\sigma$ von 3.0 N/mm^2 . Dabei kam es beim ersten Probekörper zu einem Durchläufer, während der zweite nach 19352 Lastwechseln versagte. Die Faserzählung zeigt, dass bei dem zweiten Probekörper N_{eff} deutlich geringer ausfiel als beim ersten Probekörper, was darauf hinweist, dass nur wenige wirksame Fasern vorhanden waren (siehe Anhang A). Bei einem Vergleich von F_1 weichen die Werte der beiden Probekörper zwar nicht stark voneinander ab, jedoch wurde F_1 beim ersten Probekörper durch σ_o begrenzt. Durch einen direkten Vergleich im Diagramm fällt hingegen auf, dass F_1 beim ersten Probekörper deutlich höher ausgefallen wäre. Aus der Zuordnung der Betonage geht hervor, dass der erste Probekörper aus Betonage 1 stammt, während der zweite Probekörper aus Betonage 2 stammt (siehe Anhang A). Unter der Annahme, dass der F_1 -Wert des ersten Probekörpers höher ausgefallen wäre, stellt der zweite Probekörper jenen mit dem geringsten F_1 -Wert dar. Das frühzeitige Ermüdungsversagen kann demnach auf eine Kombination aus hohem $\Delta\sigma$ und einem reduzierten F_1 zurückgeführt werden. Durch die Untersuchung der verbleibenden Nachrissbiegezugfestigkeit des ersten Probekörpers zeigt sich, dass F_3 im ähnlichen Wertebereich wie bei den Probekörpern von SFRC-RA-50-S ausfiel. Auch im Diagramm lässt sich keine auffällige Abweichung des Verhältnisses von F_3 zu F_1 feststellen, wodurch sich schließen lässt, dass es durch die zyklische Beanspruchung zu keiner auffälligen Reduktion der Nachrissbiegezugfestigkeit kam.

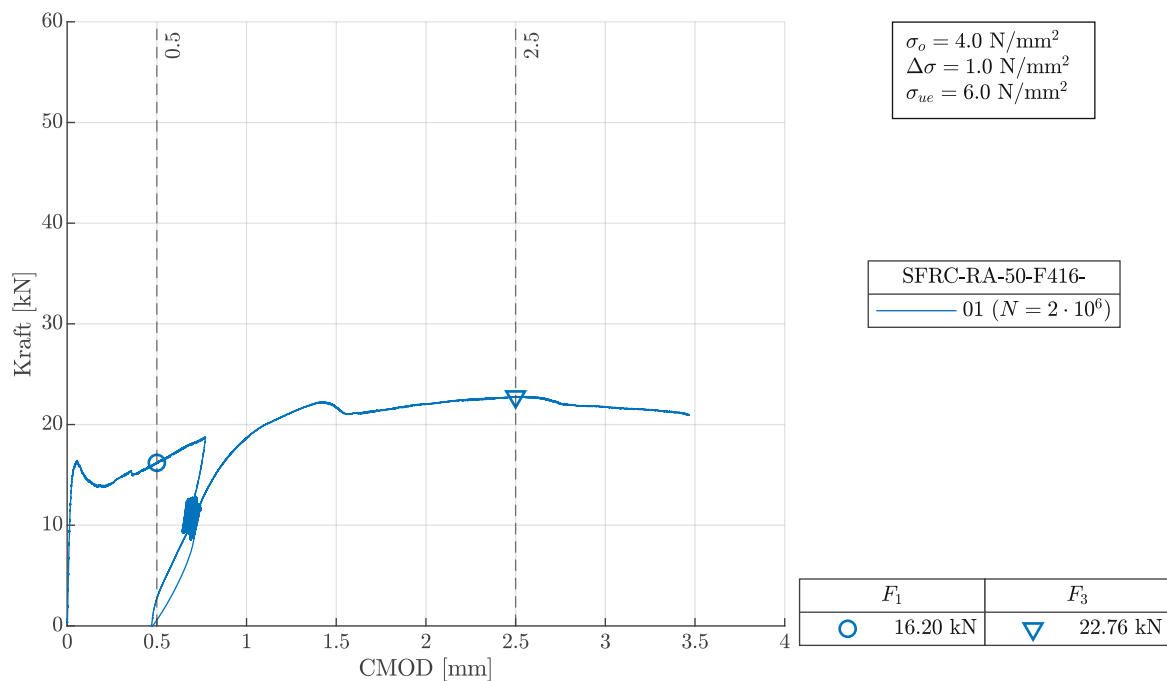


Abb. 3.15: Kraft-CMOD-Diagramm SFRC-RA-50-F416

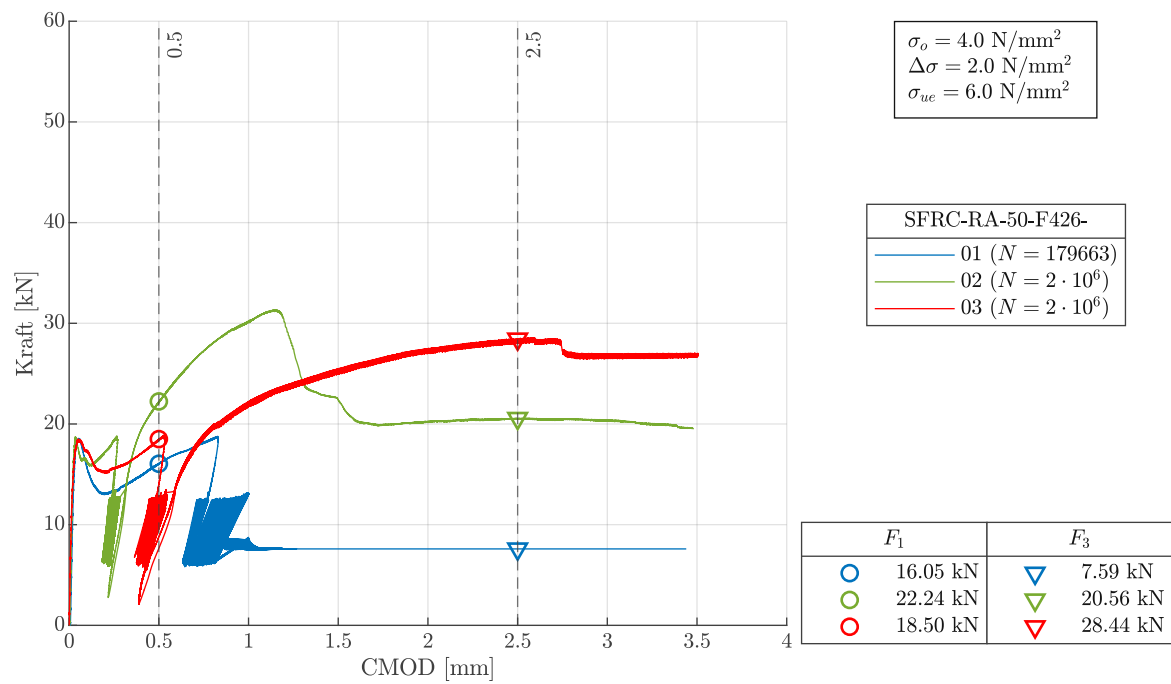


Abb. 3.16: Kraft-CMOD-Diagramm SFRC-RA-50-F426

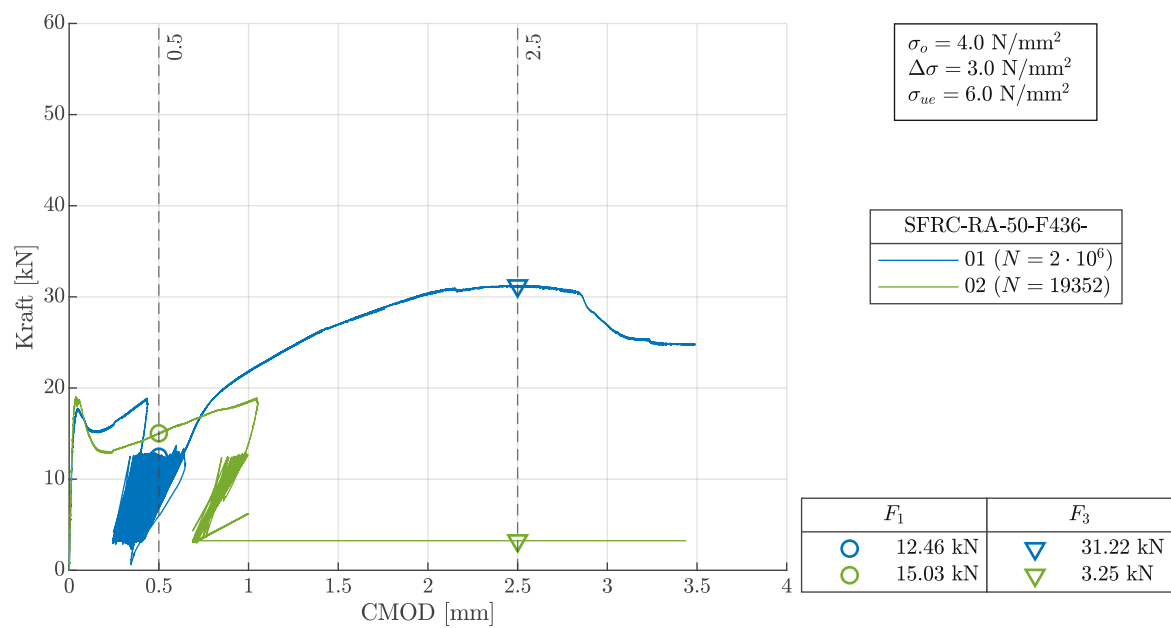


Abb. 3.17: Kraft-CMOD-Diagramm SFRC-RA-50-F436

Übergeordnet zeigt sich eine Abhängigkeit des Nachriss-Ermüdungsverhaltens von der Nachrissbiegezugfestigkeit. Aufgrund des festgestellten Zusammenhangs zwischen F_1 und F_3 lässt sich die Nachrissbiegezugfestigkeit bereits zuverlässig aus F_1 abschätzen. Ein niedriger F_1 -Wert führte bei gleichen Versuchsparemtern folglich zu einer geringeren Nachrissbiegezugfestigkeit und damit zu einem schlechteren Nachriss-Ermüdungsverhalten, was verdeutlicht, dass eine ausreichende Nachrissbiegezugfestigkeit für das Nachriss-Ermüdungsverhalten entscheidend ist.

Zudem zeigt sich, dass sowohl die Betonage als auch N_{eff} und a_{eff} einen Einfluss auf das Nachriss-Ermüdungsverhalten haben. Es besteht jedoch kein direkter Einfluss, sondern die Betonage sowie N_{eff} und a_{eff} beeinflussten den F_1 -Wert, was sich dann auf das Nachriss-Ermüdungsverhalten auswirkte. Probekörper aus den ersten Betonagen weisen dabei geringere F_1 -Werte auf als jene aus den späteren (siehe Abb. 3.18). Ebenso führten geringere Werte von N_{eff} und a_{eff} zu niedrigeren F_1 -Werten, wobei die Korrelation bei N_{eff} etwas ausgeprägter ist (siehe Abb. 3.19–3.20). Die Abhängigkeit von der Betonage ist vermutlich auf die Homogenisierung des Betons zurückzuführen. Trotz einheitlicher Herstellung aller Betonagen kam es bei den ersten Betonagen wahrscheinlich zu einer schlechteren Vermischung, während bei den späteren Betonagen Rückstände im Mischer vermutlich zu einer besseren Durchmischung führten und die Fasern somit gleichmäßiger verteilt waren. Dieser Einfluss könnte vermieden werden, indem alle Probekörper innerhalb der selben Betonage hergestellt werden. Der Einfluss von N_{eff} und a_{eff} lässt sich dadurch erklären, dass bei geringen Werten nur wenige Fasern im oberen Bereich des Querschnitts angeordnet waren, was dazu führte, dass nur wenige Fasern Zugspannungen über die Rissflanken hinweg übertragen konnten. In den Abbildungen 3.18–3.20 wurden für die Ermittlung der Regressionsgerade jene Probekörper vernachlässigt, bei denen F_1 durch σ_o begrenzt wurde. Durch eine Abschätzung dieser Werte auf Grundlage der Diagramme zeigt sich, dass sich die Werte mit den Regressionsgeraden decken.

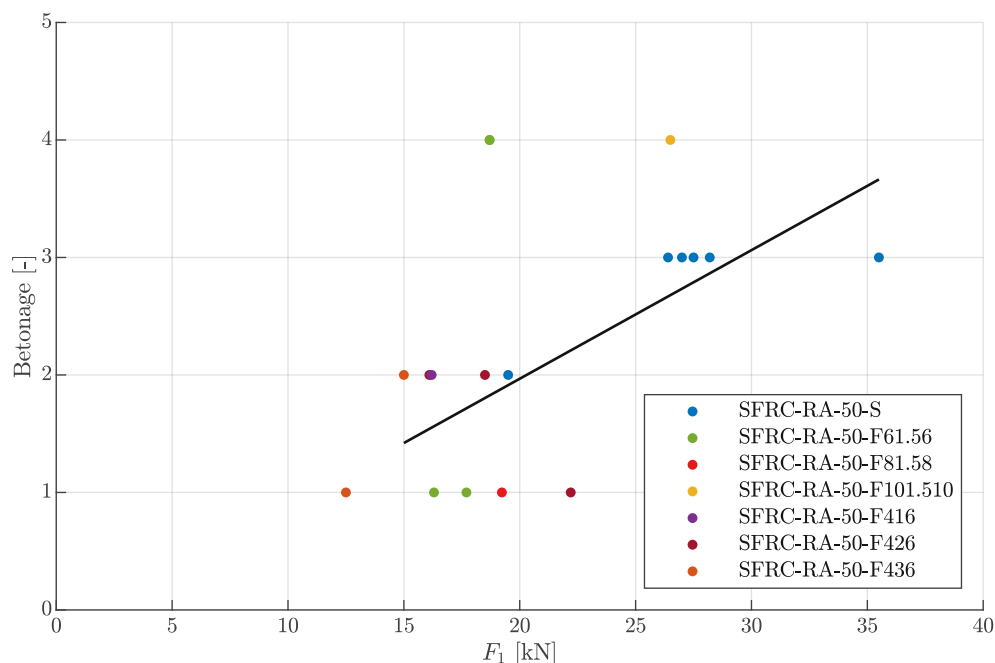
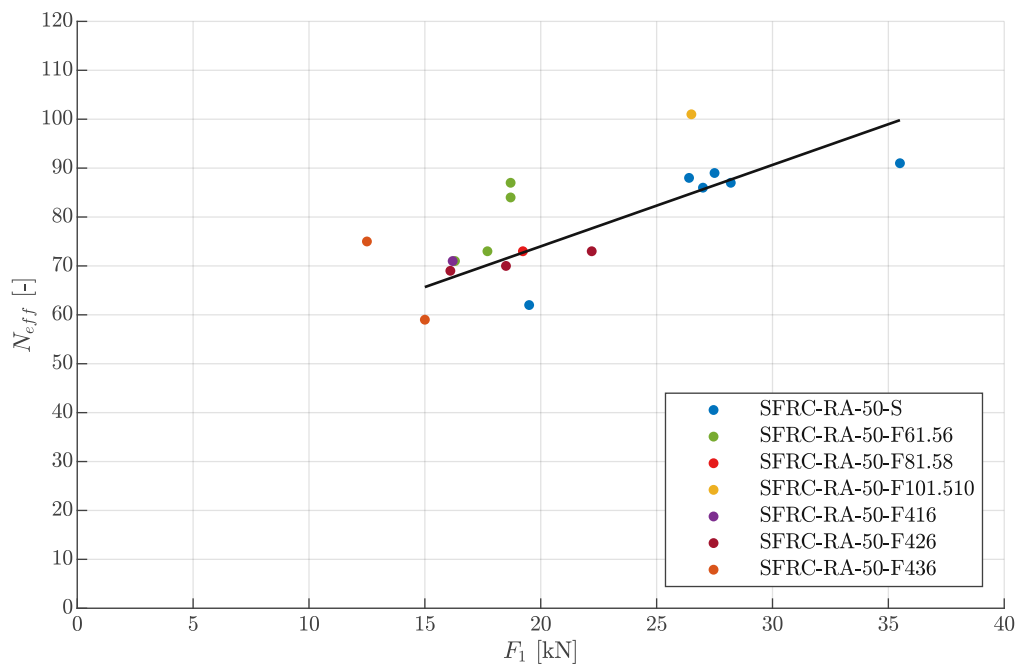
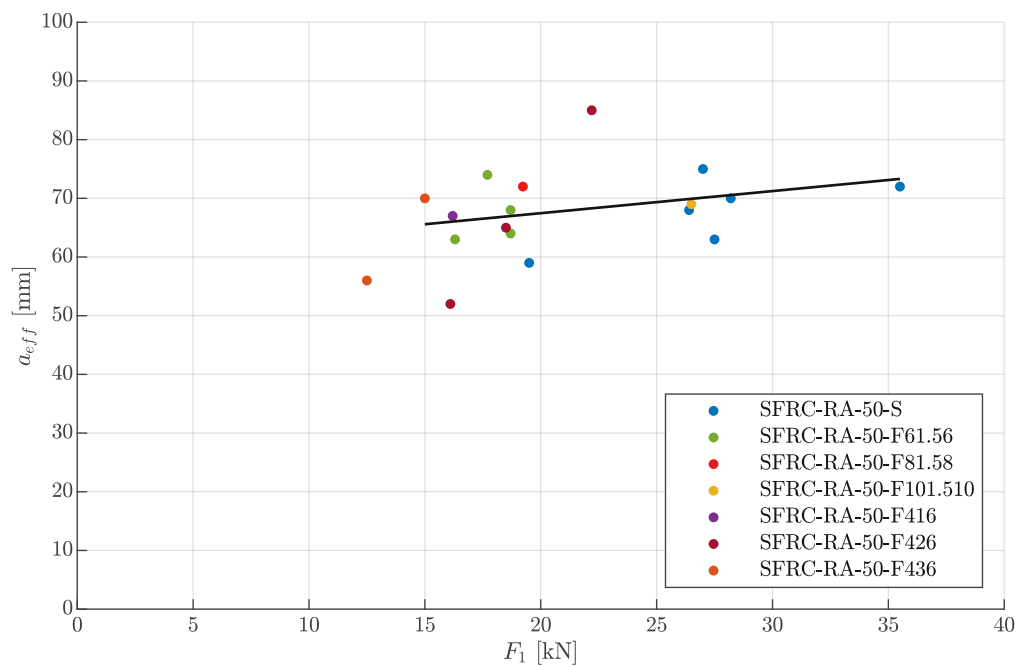


Abb. 3.18: Betonage- F_1 -Diagramm

Abb. 3.19: N_{eff} - F_1 -DiagrammAbb. 3.20: a_{eff} - F_1 -Diagramm

Grundsätzlich kann auch eine Abhängigkeit zwischen σ_o und dem Nachriss-Ermüdungsverhalten festgestellt werden, die sich zunächst in einem σ_o - N -Diagramm in halblogarithmischer Form darstellen lässt (siehe Abb. 3.21). Dabei zeigt sich, dass bei Probekörpern, die $N = 2 \cdot 10^6$ nicht erreichten, ein höheres σ_o zu einer niedrigeren Anzahl an N führte. Daraus lässt sich schließen, dass ein erhöhtes σ_o die Anzahl der ertragbaren Lastwechsel ungünstig beeinflusst. Allerdings liegen zu wenige Probekörper vor, um eine eindeutige Regression festzustellen. Außerdem kann festgestellt werden, dass bei sehr hohen σ_o -Werten, die bereits sehr nahe an der statischen Maximallast lagen, eine zyklische Beanspruchung nicht möglich war, was sich durch das Envelop-Konzept erklären lässt. Des Weiteren zeigt der Vergleich der Probekörper mit unterschiedlichen σ_o und σ_{ue} im Vergleich zu solchen mit gleichen σ_o und σ_{ue} keinen signifikanten Einfluss von σ_{ue} . Daraus lässt sich schließen, dass bei einer statischen Vorbelastung auf σ_{ue} und anschließender Entlastung auf σ_o vor dem Aufbringen der zyklischen Beanspruchung, σ_{ue} das Nachriss-Ermüdungsverhalten kaum beeinflusst. Darüber hinaus sind große Streuungen festzustellen, da bei konstanten σ_o sowohl Probekörper frühzeitig versagten als auch Durchläufer auftraten.

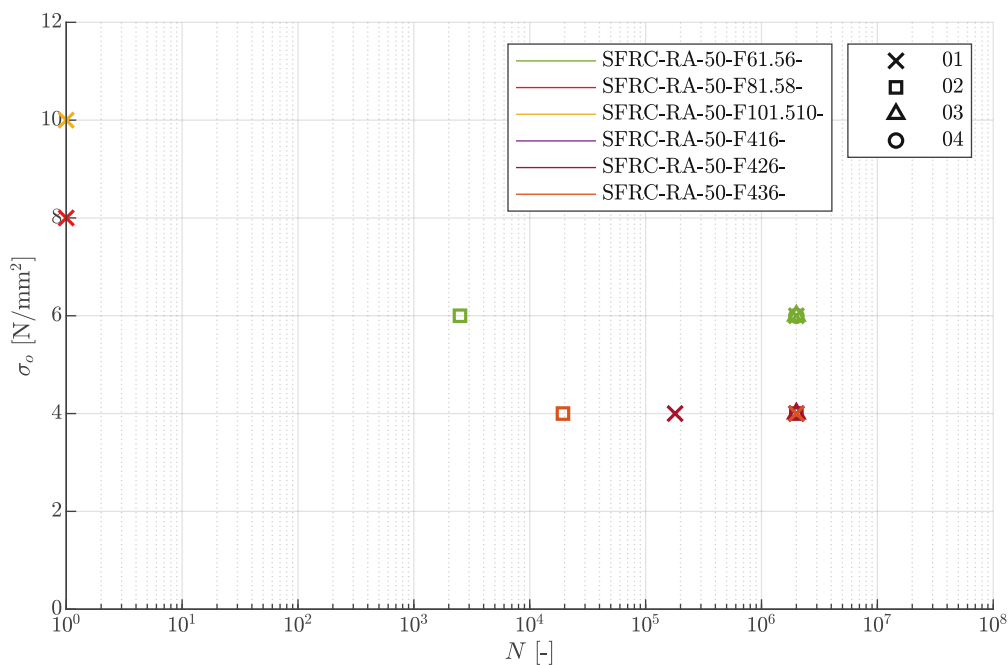
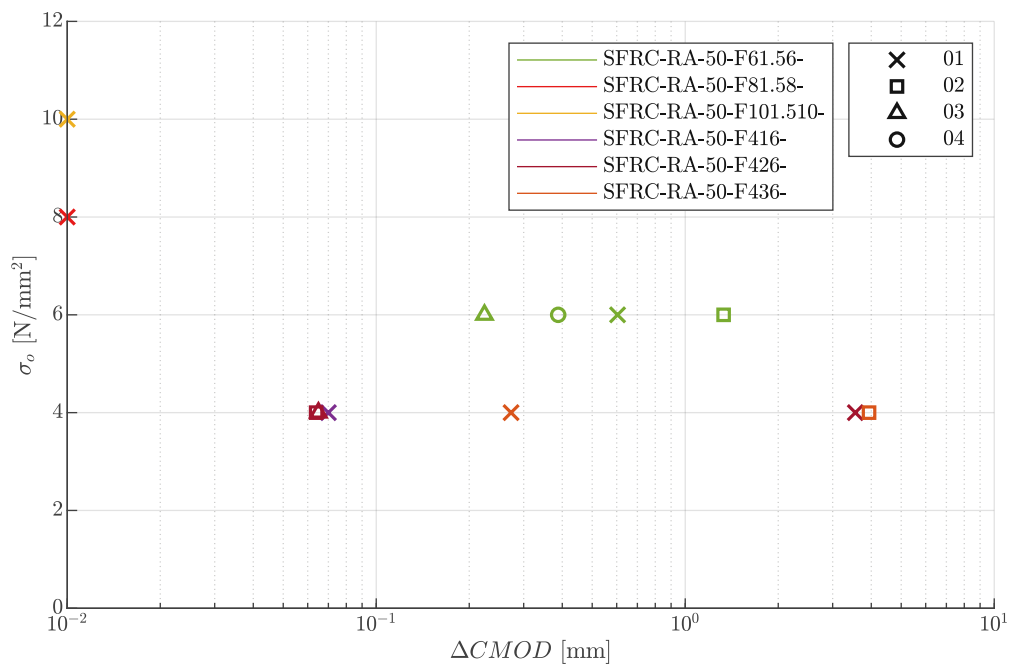
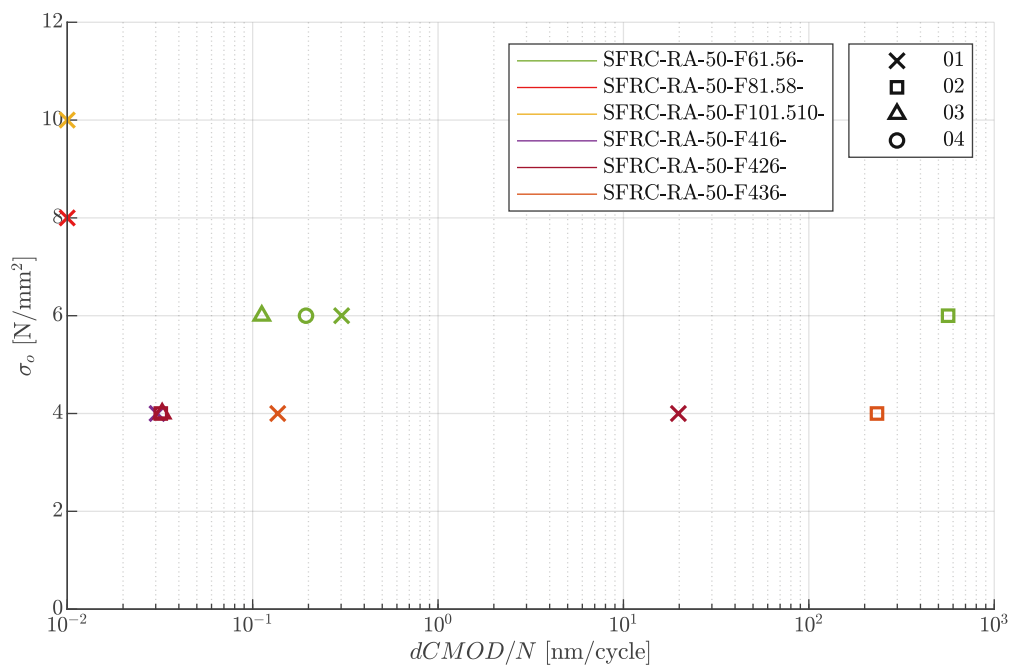
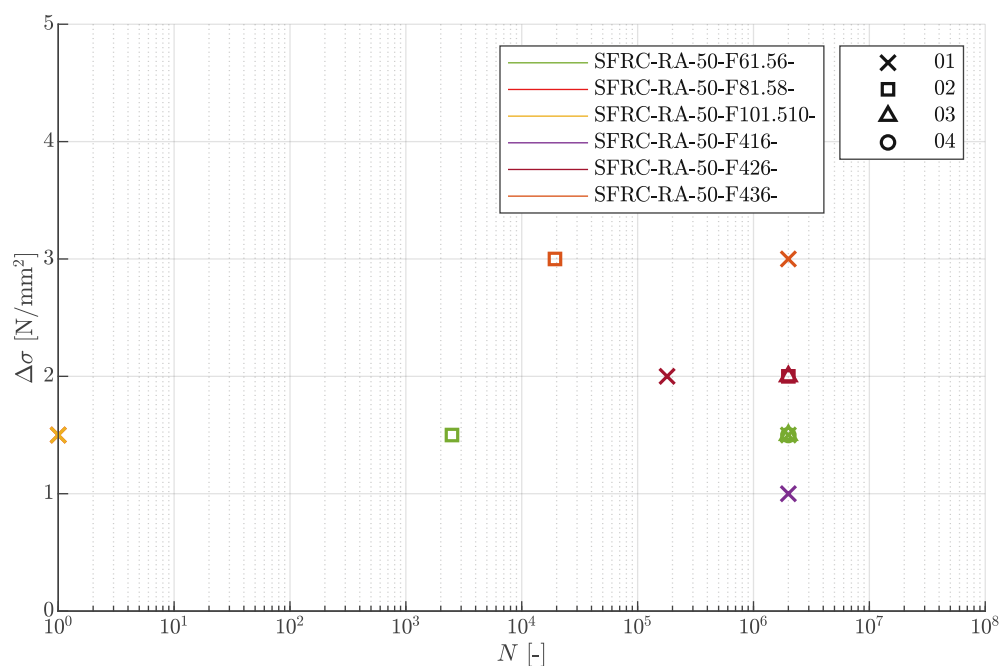


Abb. 3.21: σ_o - N -Diagramm

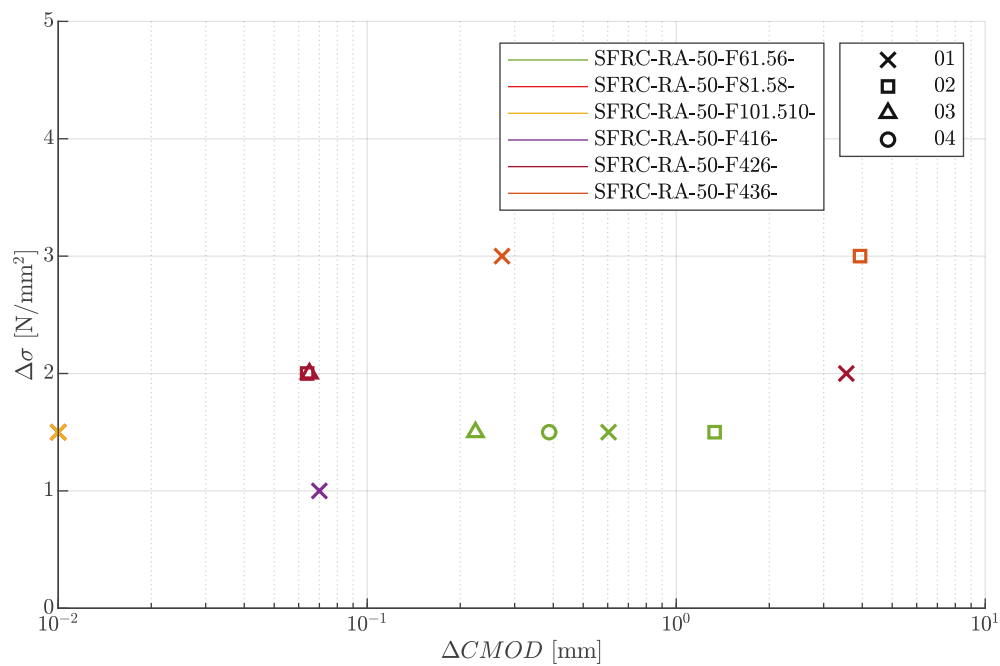
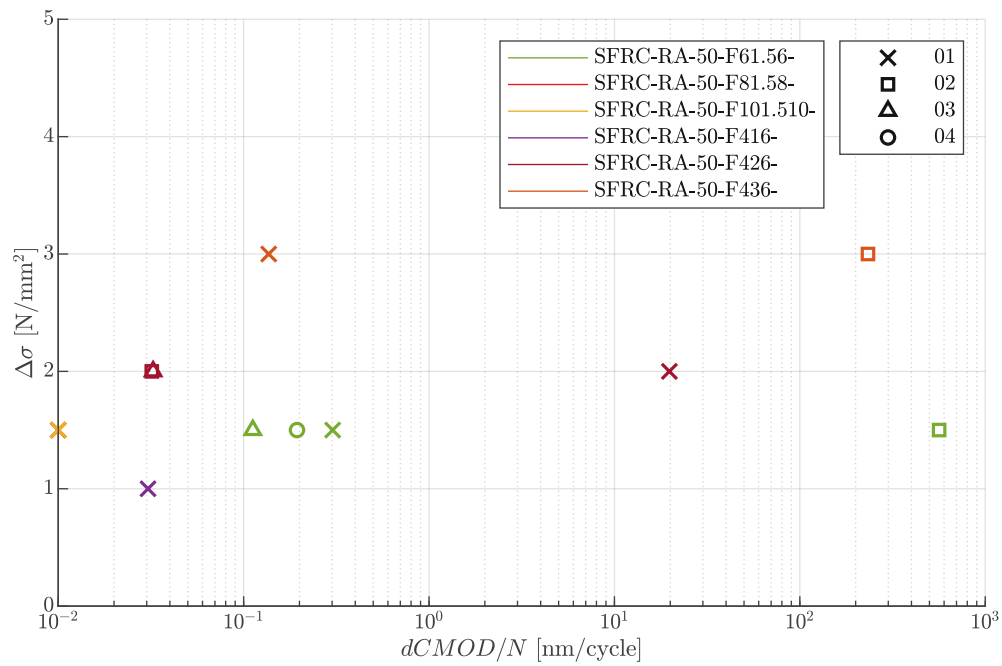
Zudem zeigt sich der Einfluss von σ_o auf das Nachriss-Ermüdungsverhalten auch im Rissöffnungsinkrement ($\Delta CMOD$) als auch im Rissöffnungsinkrement pro Lastwechsel ($dCMOD/N$). Mithilfe eines σ_o - $\Delta CMOD$ -Diagramms und eines σ_o - $dCMOD/N$ -Diagramms lässt sich dieser Zusammenhang darstellen (siehe Abb. 3.22–3.23). Dabei zeigt sich in beiden Diagrammen, dass Probekörper mit höherem σ_o zu größeren $\Delta CMOD$ - und $dCMOD/N$ -Werten führten. Daraus lässt sich schließen, dass ein erhöhtes σ_o das Rissöffnungsinkrement und das Rissöffnungsinkrement pro Lastwechsel ungünstig beeinflusst. Allerdings liegen auch hier zu wenige Probekörper vor, um eine eindeutige Regression festzustellen. Zudem lässt sich feststellen, dass Probekörper, die frühzeitig versagten, höhere $\Delta CMOD$ und $dCMOD/N$ aufweisen als solche, die zu Durchläufern führten, wobei der Unterschied bei $dCMOD/N$ deutlich ausgeprägter ist. Bei sehr hohen σ_o -Werten kam es zu keinem $\Delta CMOD$ und $dCMOD/N$, da keine zyklische Beanspruchung möglich war.

Abb. 3.22: σ_o - $\Delta CMOD$ -DiagrammAbb. 3.23: σ_o - $dCMOD/N$ -Diagramm

Darüber hinaus zeigt sich auch eine Abhängigkeit zwischen $\Delta\sigma$ und dem Nachriss-Ermüdungsverhalten, die sich zunächst in einem $\Delta\sigma$ - N -Diagramm in halblogarithmischer Form darstellen lässt, das dem klassischen Wöhlerdiagramm entspricht (siehe Abb. 3.24). Dabei zeigt sich, dass bei Probekörpern, die $N = 2 \cdot 10^6$ nicht erreichten, bei konstantem σ_o , ein höheres $\Delta\sigma$ zu einer geringeren Anzahl an N führte. Daraus lässt sich schließen, dass ein erhöhtes $\Delta\sigma$ die Anzahl der ertragbaren Lastwechsel ungünstig beeinflusst. Allerdings liegen zu wenige Probekörper vor, um eine eindeutige Regression festzustellen. Bei Probekörpern mit höherem σ_o führte hingegen ein geringeres $\Delta\sigma$ zu einer geringeren Anzahl an N , woraus sich ableiten lässt, dass in diesem Fall der Einfluss von σ_o größer war als derjenige von $\Delta\sigma$. Darüber hinaus sind große Streuungen festzustellen, da bei konstanten $\Delta\sigma$ sowohl Probekörper frühzeitig versagten als auch Durchläufer auftraten.

Abb. 3.24: $\Delta\sigma$ - N -Diagramm

Zudem zeigt sich der Einfluss von $\Delta\sigma$ auf das Nachriss-Ermüdungsverhalten auch im $\Delta CMOD$ als auch im $dCMOD/N$. Mithilfe eines $\Delta\sigma$ - $\Delta CMOD$ -Diagramms und eines $\Delta\sigma$ - $dCMOD/N$ -Diagramms lässt sich dieser Zusammenhang darstellen (siehe Abb. 3.25–3.26). Dabei zeigt sich in beiden Diagrammen, dass Probekörper mit höherem $\Delta\sigma$, für konstantes σ_o , zu größeren $\Delta CMOD$ - und $dCMOD/N$ -Werten führten. Daraus lässt sich schließen, dass ein erhöhtes $\Delta\sigma$ das Rissöffnungsinkrement und das Rissöffnungsinkrement pro Lastwechsel ungünstig beeinflusst. Allerdings liegen auch hier zu wenige Probekörper vor, um eine eindeutige Regression festzustellen. Bei Probekörpern mit höherem σ_o führte auch hier ein geringeres $\Delta\sigma$ zu größeren $\Delta CMOD$ - und $dCMOD/N$ -Werten, woraus sich auch hier schließen lässt, dass der Einfluss von σ_o größer war als derjenige von $\Delta\sigma$. Zudem lässt sich auch hier feststellen, dass Probekörper, die frühzeitig versagten, höhere $\Delta CMOD$ und $dCMOD/N$ aufweisen als solche, die zu Durchläufern führten, wobei der Unterschied bei $dCMOD/N$ deutlich ausgeprägter ist.

Abb. 3.25: $\Delta\sigma$ - $\Delta CMOD$ -DiagrammAbb. 3.26: $\Delta\sigma$ - $dCMOD/N$ -Diagramm

Aufgrund der festgestellten Abhängigkeit des Nachriss-Ermüdungsverhaltens von σ_o und $\Delta\sigma$ sowie der zahlreichen Durchläufer ist es sinnvoll, die Ergebnisse für ein konstantes $N = 2 \cdot 10^6$ in Form eines σ_o - σ_u -Diagramms darzustellen, was einem Dauerzeitfestigkeitsschaubild nach Goodman entspricht (siehe Abb. 3.27). Dabei wird der Einfluss von σ_o und $\Delta\sigma$ auf das Nachriss-Ermüdungsverhalten indirekt über σ_o und σ_u abgebildet. Aus dem Diagramm lässt sich eine deutliche Regression erkennen, die aufzeigt, dass das Erreichen von Durchläufern maßgeblich vom Verhältnis zwischen σ_o und $\Delta\sigma$ abhängt. Dabei wurden Dauerzeitfestigkeiten für große Werte von σ_o nur erreicht, wenn die zugehörigen $\Delta\sigma$ vergleichsweise klein blieben. Umgekehrt konnten bei kleinen σ_o höhere $\Delta\sigma$ toleriert werden.

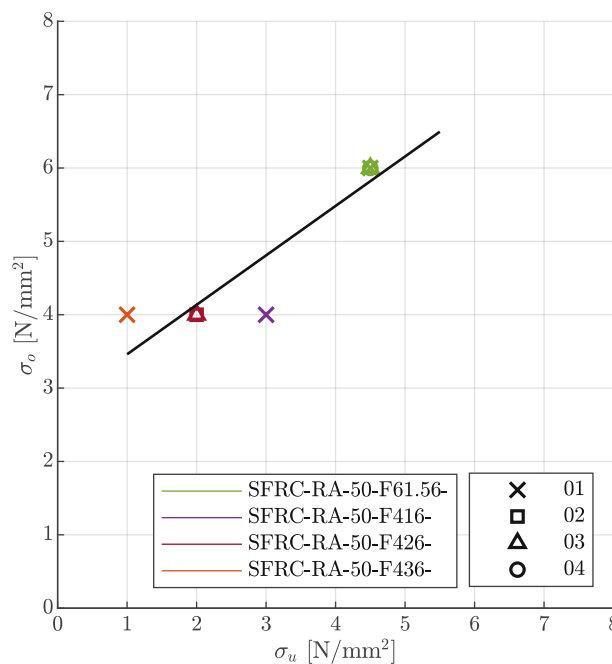


Abb. 3.27: σ_o - σ_u -Diagramm für $N = 2 \cdot 10^6$

Für eine genauere Untersuchung des Rissöffnungsverlaufs werden *CMOD*-*N*-Diagramme herangezogen. Zunächst werden alle Probekörper in einem gemeinsamen Diagramm dargestellt, anschließend jene Probekörper in einem weiteren Diagramm, die zu einem frühzeitigen Ermüdungsversagen führten (siehe Abb. 3.28–3.29). In den Diagrammen nicht dargestellt wurden jene Probekörper, bei denen σ_o so hoch war, dass keine zyklische Beanspruchung möglich war. Grundsätzlich können dabei Unterschiede zwischen Probekörpern, die zu Durchläufern führten, und solchen, die frühzeitig versagten, festgestellt werden. Bei den Probekörpern, die zu Durchläufern führten, kam es nach dem Aufbringen der zyklischen Beanspruchung zunächst zu einer etwas stärkeren Zunahme des *CMOD*, wobei diese Zunahme nicht bei allen Probekörpern gleich stark ausgeprägt war. Während sie bei einigen deutlich erkennbar war, stieg der *CMOD* bei anderen von Beginn an recht kontinuierlich an. Anschließend stellte sich ein stabiler Zustand ein, in dem das *CMOD* über viele Lastwechsel nur noch langsam und kontinuierlich zunahm. Dabei zeigt sich, wie bereits festgestellt, dass Probekörper mit hohen σ_o - und $\Delta\sigma$ -Werten eine deutlich stärkere Zunahme des *CMOD* aufweisen. Bei Probekörpern, die frühzeitig versagten, kam es hingegen von Beginn an zu einer diskontinuierlichen Zunahme des *CMOD*. Sobald ein kritischer *CMOD* erreicht war, versagte der Probekörper dann schlagartig. Auch hier zeigt sich, dass Probekörper mit hohen σ_o - und $\Delta\sigma$ -Werten eine deutlich stärkere Zunahme des *CMOD*

aufweisen und folglich früher versagten. Ein Vergleich der Probekörper, die zu Durchläufern führten, mit jenen, frühzeitig versagten, zeigt, dass der *CMOD* bei den frühzeitig versagenden Probekörpern bereits vor dem Aufbringen der zyklischen Beanspruchung höher lag und nach Aufbringen der Beanspruchung stärker anstieg. Zudem stellte sich bei diesen Probekörpern kein stabiler Zustand ein. Mithilfe dieser Beobachtungen ließ sich bereits während der Versuchsdurchführung prognostizieren, welche Probekörper zu einem Versagen führten. Der in [15] beschriebene Rissöffnungsverlauf, der sich in drei Abschnitte unterteilen lässt, ist grundsätzlich auch hier erkennbar, allerdings nur bei den Probekörpern, die zu Durchläufern führten. Dabei entspricht die anfänglich stärkere Zunahme des *CMOD* dem ersten Abschnitt, während der stabile Zustand dem zweiten Abschnitt zugeordnet werden kann. Bei den Probekörpern, die frühzeitig versagten, kann hingegen keine Ähnlichkeit mit den drei Abschnitten festgestellt werden.

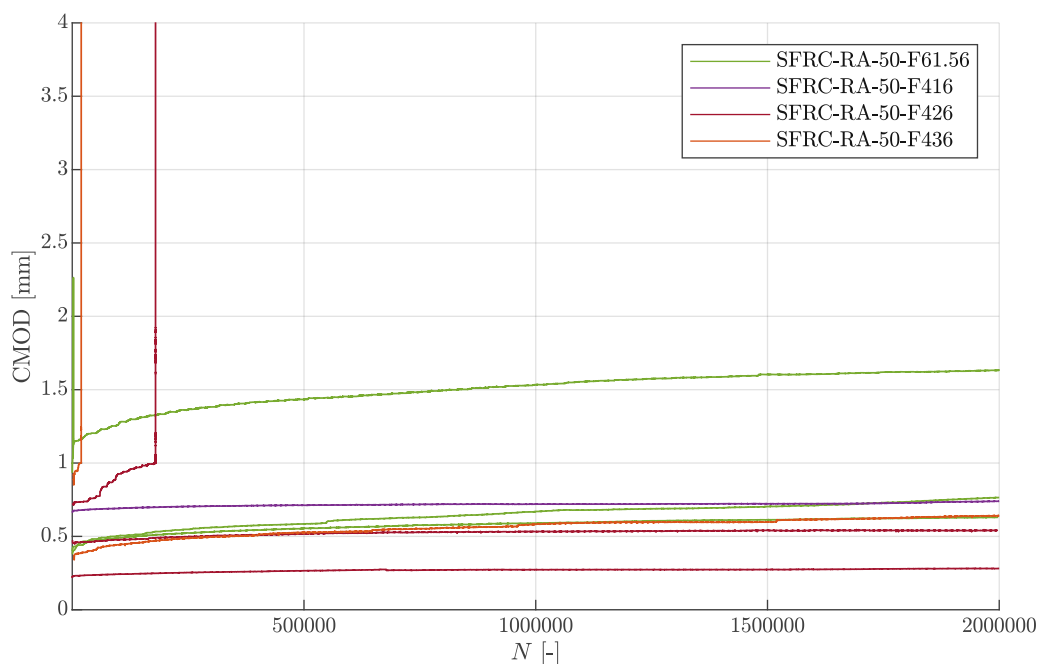


Abb. 3.28: *CMOD-N*-Diagramm

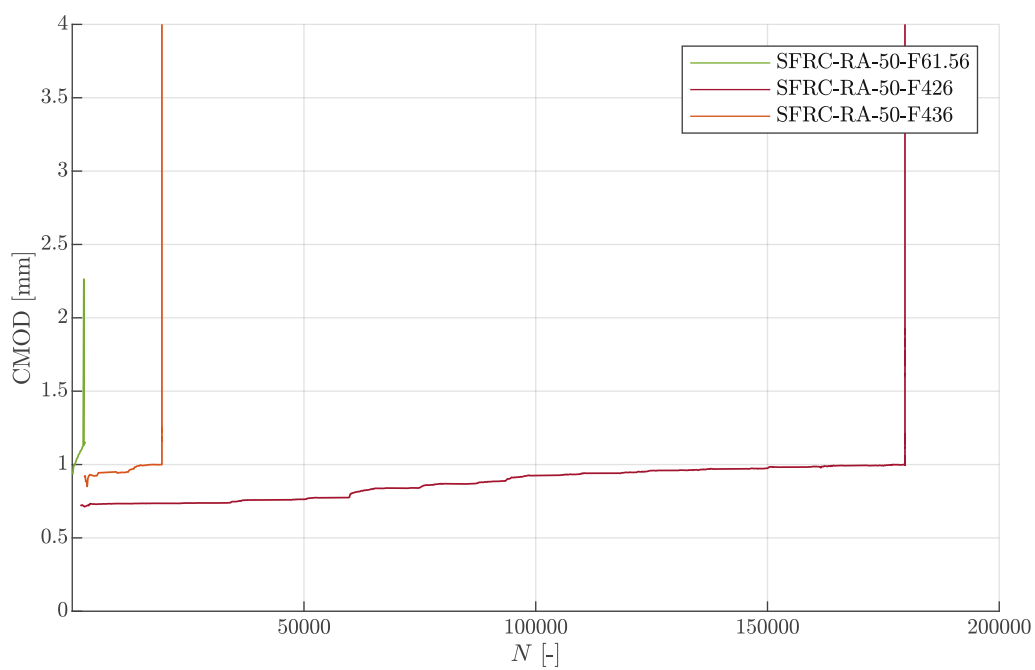


Abb. 3.29: *CMOD-N*-Diagramm für frühzeitiges Ermüdungsversagen

Kapitel 4

Modellbildung

4.1 Dauerzeitfestigkeitsschaubild

Aufbauend auf den Ergebnissen aus Kapitel 3 wird ein Dauerzeitfestigkeitsschaubild modelliert, welches im Nachrissbereich von überkritischem Stahlfaserbeton unter zyklischer Biegezugbeanspruchung vor Erreichen der Maximallast die Ermüdungsfestigkeit exakt am Übergang zwischen Zeit- und Dauerzeitfestigkeitsbereich abbildet. Dieses Schaubild ermöglicht es, für die in Kapitel 3 festgelegte Betonrezeptur einen Nachweis zur Spannungsbegrenzung zu führen.

Im ersten Schritt wird hierzu ein Dauerzeitfestigkeitsschaubild in der σ_o - σ_u -Darstellung erstellt, was dem klassischen Goodman-Diagramm entspricht (siehe Abb. 4.1). Hierfür werden, aufbauend auf den Ergebnissen aus Kapitel 3, die Begrenzungslinien für σ_o sowie die Begrenzungslinien für σ_u dargestellt, welche einen zulässigen Bereich eingrenzen, in dem für $N = 2 \cdot 10^6$ Dauerzeitfestigkeiten gewährleistet werden (siehe Abb. 2.17). Dabei erfolgt zunächst die Darstellung sowohl mit den mittleren Festigkeiten als auch mit den charakteristischen Festigkeiten. Die Begrenzungslinien für σ_u ergeben sich dabei, indem für σ_o und σ_u die Nachrissbiegezugfestigkeiten bei $CMOD = 2.5$ mm bzw. $\delta = 2.165$ mm eingetragen und anschließend linear mit dem Koordinatenursprung verbunden werden. Dabei wird für SFRC-RA-50 neben f_{R3k} , das sich gemäß Kapitel 3 zu 6.68 N/mm² ergibt, zusätzlich der Mittelwert der Nachrissbiegezugfestigkeit bei $CMOD = 2.5$ mm bzw. $\delta = 2.165$ mm (f_{R3m}) herangezogen, der sich zu 10.16 N/mm² ergibt. Trägt man anschließend σ_u -Werte, die bei einem definierten σ_o exakt den Übergang zwischen Zeit- und Dauerzeitfestigkeitsbereich abbilden, in das Diagramm ein und verbindet diese Punkte mit den Nachrissbiegezugfestigkeiten, erhält man die Begrenzungslinien für σ_o . Als σ_u -Werte werden dabei für SFRC-RA-50 der gewichtete Mittelwert der Unterspannung (σ_{um}) und die charakteristische Unterspannung (σ_{uk}) für ein σ_o von 4.0 N/mm² herangezogen. σ_{um} lässt sich dabei mithilfe der Gleichung 4.1 bestimmen. Für die Ermittlung von σ_{uk} werden mithilfe der Gleichungen 4.2 und 4.3 zunächst die gewichtete Standardabweichung der Unterspannung (σ_{us}) sowie der gewichtete Variationskoeffizient der Unterspannung (σ_{uV}) bestimmt und anschließend σ_{uk} über Gleichung 4.4 ermittelt. Dabei fließen neben der Unterspannung der einzelnen Probekörper (σ_{uj}) auch die Wahrscheinlichkeiten für das Auftreten von Durchläufern (p_j) sowie der Faktor k_n ein. Mit den in Tabelle 4.1 dargestellten Einflussgrößen ergibt sich somit bei einem σ_o von 4.0 N/mm² σ_{um} zu 2.23 N/mm², σ_{us} zu 0.80 N/mm², σ_{uV} zu 0.36 N/mm² und für einen Faktor k_n gemäß [45] von 1.77 bei einer Anzahl von 6 Probekörpern σ_{uk} zu 3.65 N/mm². Ein Vergleich der mittleren Begrenzungslinien mit den Probekörpern, die zu Durchläufern führten, zeigt, dass das ermittelte Schaubild sehr gut mit den Versuchsergebnissen übereinstimmt (siehe Abb. 4.1).

$$\sigma_{um} = \frac{1}{\sum p_j} \sum p_j \cdot \sigma_{uj} \quad (4.1)$$

$$\sigma_{us} = \sqrt{\frac{1}{\sum p_j} \sum p_j (\sigma_{uj} - \sigma_{um})^2} \quad (4.2)$$

$$\sigma_{uV} = \frac{\sigma_{us}}{\sigma_{um}} \quad (4.3)$$

$$\sigma_{uk} = \sigma_{um}(1 + k_n \cdot \sigma_{uV}) \quad (4.4)$$

Tab. 4.1: Einflussgrößen für SFRC-RA-50 bei einem σ_o von 4.0 N/mm²

Probekörper	σ_{uj} [N/mm ²]	Anzahl	Durchläufer	p_j [-]
SFRC-RA-50-F416	3.0	1	1	1.00
SFRC-RA-50-F426	2.0	3	2	0.66
SFRC-RA-50-F436	1.0	2	1	0.50

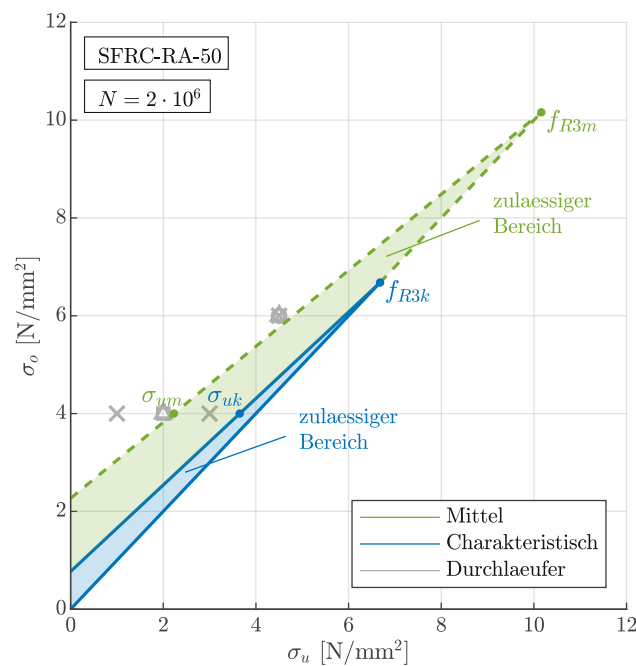


Abb. 4.1: Dauerzeitfestigkeitsschaubild in σ_o - σ_u -Darstellung

Im nächsten Schritt wird das Dauerzeitfestigkeitsschaubild für charakteristische Festigkeiten, wie üblich beim Ermüdungsnachweis von Beton, über die bezogene charakteristische Oberspannung (S_{ok}) und die bezogene charakteristische Unterspannung (S_{uk}) dargestellt (siehe Abb. 4.2). S_{ok} und S_{uk} ergeben sich dabei, indem zunächst zusätzlich die charakteristische Oberspannung (σ_{ok}) eingeführt wird und anschließend die Verhältnisse zwischen σ_{ok} und f_{R3k} sowie zwischen σ_{uk} und f_{R3k} gebildet werden (siehe Gleichungen 4.5 und 4.6).

$$S_{ok} = \frac{\sigma_{ok}}{f_{R3k}} \quad (4.5)$$

$$S_{uk} = \frac{\sigma_{uk}}{f_{R3k}} \quad (4.6)$$

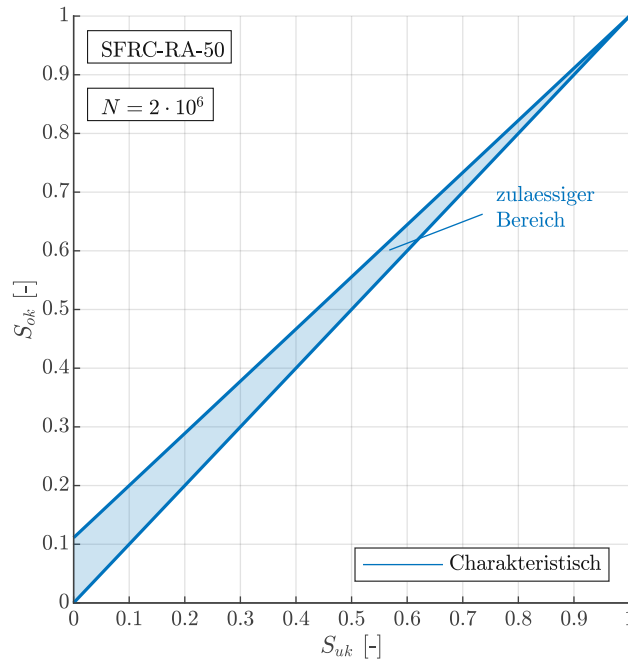


Abb. 4.2: Dauerzeitfestigkeitsschaubild in S_{0k} - S_{uk} -Darstellung

Aus Abbildung 4.2 lässt sich folglich eine lineare Formulierung ableiten, die es erlaubt, einen Nachweis zur Spannungsbegrenzung auf charakteristischem Niveau zu führen (siehe Gleichung 4.7). Dabei ergibt sich der zweite Teil der Gleichung aus der Geradengleichung der Begrenzungslinie für σ_o , wobei 0.23 dem Schnittpunkt mit der S_{0k} -Achse und 0.77 die Steigung entspricht. σ_{ok} und σ_{uk} entsprechen dabei den charakteristischen Einwirkungen, während f_{R3k} den charakteristischen Widerstand darstellt.

$$\frac{\sigma_{ok}}{f_{R3k}} \leq 0.11 + 0.89 \cdot \frac{\sigma_{uk}}{f_{R3k}} \leq 1 \quad (4.7)$$

Eine Übertragung der charakteristischen Größen auf das Bemessungsniveau ermöglicht es folglich, einen Nachweis zur Spannungsbegrenzung auf Bemessungsniveau zu führen (siehe Gleichung 4.8). Für Ermüdungsnachweise werden üblicherweise für die Einwirkungen die häufigen Einwirkungskombinationen und für die Widerstände die ständig-vorübergehende Bemessungssituation herangezogen, weshalb für Gleichung 4.8 die Oberspannung in der häufigen Einwirkungskombination (σ_{od}) und die Unterspannung in der häufigen Einwirkungskombination (σ_{ud}) sowie f_{Ftud} gemäß Gleichung 2.11, mit einem γ_F von 1.5, anzusetzen sind. σ_{od} und σ_{ud} lassen sich zudem durch die betragsmäßig größte Biegezugspannung unter der häufigen Einwirkungskombination ($\max|\sigma_{Ftud}|$) und die betragsmäßig kleinste Biegezugspannung unter der häufigen Einwirkungskombination ($\min|\sigma_{Ftud}|$) ausdrücken, wodurch sich Gleichung 4.9 ergibt, die analog zu Gleichung 4.8 ist. Zur Veranschaulichung der Anwendung des Nachweises auf Bemessungsniveau ist im Anhang C ein Anwendungsbeispiel beigelegt.

$$\frac{\sigma_{od}}{f_{Ftud}} \leq 0.11 + 0.89 \cdot \frac{\sigma_{ud}}{f_{Ftud}} \leq 1 \quad (4.8)$$

$$\frac{\max|\sigma_{Ftud}|}{f_{Ftud}} \leq 0.11 + 0.89 \cdot \frac{\min|\sigma_{Ftud}|}{f_{Ftud}} \leq 1 \quad (4.9)$$

Bei den Gleichungen 4.8 und 4.9 handelt es sich lediglich um einen Nachweis zur Spannungsbegrenzung. Dabei werden die im Laufe der Lebensdauer des Bauwerks auftretenden Lastwechsel nicht berücksichtigt. Dies führt tendenziell zu sicheren, jedoch meist unwirtschaftlichen Ergebnissen. Zudem beschränken sich die Gleichungen ausschließlich auf die in Kapitel 3 untersuchte Betonrezeptur SFRC-RA-50 (siehe Tab. 3.3). Aufgrund der hohen Streuungen und der begrenzten Anzahl an Probekörpern fällt der zulässige Bereich dabei sehr klein aus, wodurch sich die Anwendung auf geringe Spannungsschwingbreiten beschränkt. Aufgrund der geringen Anzahl von Probekörpern ist die Anwendung zudem mit Bedacht zu betrachten. Weitere Untersuchungen könnten zu einer Verbesserung der Darstellung beitragen und die Anwendbarkeit erweitern.

Kapitel 5

Zusammenfassung und Ausblick

Die Anwendung von Stahlfaserbeton beschränkt sich vorwiegend auf statische Belastungssituationen, da sämtliche Regelwerke wie Richtlinien und Normen darauf verweisen, den Beitrag der Fasern unter Ermüdung zu vernachlässigen [1, 2]. Dies ist darauf zurückzuführen, dass das Ermüdungsverhalten, insbesondere von gerissenem, überkritischem Stahlfaserbeton unter Zug- und Biegezugbeanspruchung vor Erreichen der Maximallast, bislang nur unzureichend untersucht wurde. Ziel dieser Arbeit ist daher, das Nachriss-Ermüdungsverhalten von überkritischem Stahlfaserbeton mittels zyklischer Biegezugversuche im Nachrissbereich vor Erreichen der Maximallast systematisch zu untersuchen. Aufbauend auf diesen Erkenntnissen wird zusätzlich ein Dauerzeitfestigkeitsschaubild modelliert, das es ermöglicht, einen Nachweis zur Spannungsbegrenzung zu führen.

Hierfür wird zu Beginn in Kapitel 2 ein detaillierter Überblick über die theoretischen Grundlagen gegeben. Zunächst wird das Tragverhalten von überkritischem Stahlfaserbeton erläutert. Nach einer Definition von überkritischem Stahlfaserbeton werden die wichtigsten Anforderungen festgehalten. Es zeigt sich, dass insbesondere das Vorhandensein von Endverankerungen, ausreichende Faserlänge, hohe Faserzugfestigkeit, ausreichender Fasergehalt, optimale Faserorientierung, Reduktion des Größtkorns, begrenzter Kornanteil, ein erhöhter Bindemittelgehalt, reduzierter w/z -Wert, der Einsatz von Betonverflüssigern oder Fließmitteln und die ordnungsgemäße Herstellung relevant sind. Dann werden die Prüfmethoden und die Klassifizierung sowie die Bemessung von überkritischem Stahlfaserbeton vorgestellt, die zukünftig normativ geregelt werden könnten. Im Anhang L des Entwurfs der ÖNORM EN 1992-1-1 [2] wird eine entsprechende Vorgehensweise vorgeschlagen. Dabei werden für die Prüfmethoden und Klassifizierung klassische Drei-Punkt-Biegeversuche an gekerbten Probekörpern gemäß [3] empfohlen. Für die Bemessung kann eine starr-plastische oder bilineare Verteilung der Nachrissbiegezugfestigkeit herangezogen werden. Anschließend folgt eine umfassende Einführung in die Grundlagen der Ermüdung von Beton und Stahlfaserbeton. Dabei werden zunächst die wichtigsten Grundbegriffe, wie die Beanspruchungskennwerte, die Wöhler-Linie, das Goodman-Diagramm sowie die Schadensakkumulationshypothese, erläutert. Besonders das Goodman-Diagramm ist dabei für die Bemessung von Beton und Stahlfaserbeton von großer Bedeutung. Darauf folgt eine Erläuterung des Ermüdungsverhaltens von Beton und Stahlfaserbeton. Dabei wurde für Stahlfaserbeton hauptsächlich das Ermüdungsverhalten im ungerissenen Stahlfaserbeton untersucht. Nur wenige Studien hingegen befassten sich mit dem Ermüdungsverhalten von bereits gerissenem Stahlfaserbeton. Diese Studien befassten sich jedoch vorwiegend mit nur unterkritischen beziehungsweise schwach überkritischen Stahlfaserbetonen, wobei die zyklische Beanspruchung meist nach Erreichen der Maximallast aufgebracht wurde.

Kapitel 3 bildet den Hauptteil dieser Arbeit, in dem experimentelle Untersuchungen an Stahlfaserbetonprobekörpern vorgestellt werden. Zunächst wurde mithilfe von Drei-Punkt-Biegeversuchen gemäß [3] das Nachrissbiegezugverhalten verschiedener Betonrezepturen untersucht. Ziel dieser Versuchsreihe war es, eine Betonrezeptur zu entwickeln, die ein ausreichend überkritisches Materialverhalten aufweist. Dabei zeigt sich, dass für überkritisches Materialverhalten eine ausreichende Menge an Fließmittel notwendig ist. Zudem führte ein erhöhter

Fasergehalt zu einer signifikanten Steigerung der Nachrissbiegezugfestigkeit. Bei sehr hohem Fasergehalt wurde jedoch die Einbaubarkeit erheblich erschwert, weshalb ein Fasergehalt zwischen 36 und 60 kg/m³ empfohlen wird. Darüber hinaus zeigt sich, dass die Verwendung von Kantkorn als Größtkorn zwar zu einer geringen Festigkeitssteigerung führte, die Verarbeitbarkeit jedoch deutlich beeinträchtigt wurde, wodurch der Einsatz von Kantkorn als Größtkorn nur einen begrenzten praktischen Nutzen bietet. Folglich wurde als Betonrezeptur ein Normalbeton mit einer Gesteinskörnung des Größtkorns Rundkorn und einem Fasergehalt von 50 kg/m³ bzw. 0.64 Vol.-% des Typs Dramix 5D gewählt. Auf Basis dieser Betonrezeptur wurden zur Untersuchung des Nachriss-Ermüdungsverhaltens anschließend zyklische Biegezugversuche im Nachrissbereich vor Erreichen der Maximallast mit einem vergleichbaren Versuchsaufbau durchgeführt. Die Probekörper wurden hierzu zunächst statisch über die Betonerstrissbildung hinaus vorbelastet und anschließend mit unterschiedlichen $\Delta\sigma$ und σ_o zyklisch beansprucht. σ_o blieb dabei immer unter der statischen Maximallast. Bei einigen Probekörpern erfolgte zudem, nach der Betonerstrissbildung und vor dem Aufbringen der zyklischen Beanspruchung, zunächst eine statische Entlastung. Zur Ermittlung des statischen Nachrissbiegezugverhalten wurden darüber hinaus vor den Ermüdungsversuchen rein statische Versuche mit identischem Versuchsaufbau durchgeführt. Aus den Versuchen konnten folgende Ergebnisse festgestellt werden:

- Es zeigt sich, dass das Versagen vorwiegend auf eine Ermüdung des Verbunds zurückzuführen ist. Vereinzelt wurden jedoch auch Ermüdungsbrüche in den Fasern sowie Abplatzungen in Form von Snubbing festgestellt.
- Es zeigt sich eine Abhängigkeit des Nachriss-Ermüdungsverhaltens von der Nachrissbiegezugfestigkeit, die sich durch den F_1 -Wert erkennen lässt. Ein niedriger F_1 -Wert führte bei gleichen Versuchsparametern folglich zu einer geringeren Nachrissbiegezugfestigkeit und damit zu einem schlechteren Nachriss-Ermüdungsverhalten.
- Es zeigt sich, dass sowohl die Betonage als auch N_{eff} und a_{eff} einen Einfluss auf das Nachriss-Ermüdungsverhalten haben. Es besteht jedoch kein direkter Einfluss, sondern die Betonage sowie N_{eff} und a_{eff} beeinflussten den F_1 -Wert, was sich dann auf das Nachriss-Ermüdungsverhalten auswirkte. Probekörper aus den ersten Betonagen weisen dabei geringere F_1 -Werte auf als solche aus späteren Betonagen. Ebenso führten niedrigere Werte von N_{eff} und a_{eff} zu geringeren F_1 -Werten, wobei die Korrelation bei N_{eff} etwas ausgeprägter ist. Der Einfluss der Betonage könnte vermieden werden, indem alle Probekörper innerhalb der selben Betonage hergestellt werden.
- Es zeigt sich auch eine Abhängigkeit zwischen σ_o und dem Nachriss-Ermüdungsverhalten, die sich in N , $\Delta CMOD$ und $dCMOD/N$ erkennen lässt. Ein erhöhtes σ_o wirkte sich dabei ungünstig auf die Anzahl der ertragbaren Lastwechsel, das Rissöffnungsinkrement und das Rissöffnungsinkrement pro Lastwechsel aus. Bei sehr hohen σ_o -Werten, die bereits sehr nahe an der statischen Maximallast lagen, war zudem eine zyklische Beanspruchung nicht möglich, was sich durch das Envelop-Konzept erklären lässt. Zudem zeigt sich, dass eine statische Vorbelastung und anschließende Entlastung auf σ_o vor dem Aufbringen der zyklischen Beanspruchung das Nachriss-Ermüdungsverhalten kaum beeinflusst. Darüber hinaus sind große Streuungen festzustellen, da bei konstanten σ_o sowohl Probekörper frühzeitig versagten als auch Durchläufer auftraten.
- Es zeigt sich auch eine Abhängigkeit zwischen $\Delta\sigma$ und dem Nachriss-Ermüdungsverhalten, die sich in N , $\Delta CMOD$ und $dCMOD/N$ erkennen lässt. Ein erhöhtes $\Delta\sigma$ wirkte sich dabei ungünstig auf die Anzahl der ertragbaren Lastwechsel, das Rissöffnungsinkrement und das Rissöffnungsinkrement pro Lastwechsel aus. Darüber hinaus sind große Streuungen

festzustellen, da bei konstanten $\Delta\sigma$ sowohl Probekörper frühzeitig versagten als auch Durchläufer auftraten

- Es zeigt sich, dass Probekörper, die frühzeitig versagten, höhere $\Delta CMOD$ und $dCMOD/N$ aufweisen als solche, die zu Durchläufern führten, wobei der Unterschied bei $dCMOD/N$ deutlich ausgeprägter ist.
- Es zeigt sich, dass das Erreichen von Durchläufern maßgeblich vom Verhältnis zwischen σ_o und $\Delta\sigma$ abhängt. Dabei wurden Dauerzeitfestigkeiten für große Werte von σ_o nur erreicht, wenn die zugehörigen $\Delta\sigma$ vergleichsweise klein blieben. Umgekehrt konnten bei kleinen σ_o höhere $\Delta\sigma$ toleriert werden.
- Es zeigt sich ein deutlicher Unterschied im Rissöffnungsverlauf zwischen Probekörpern, die zu Durchläufern führten, und solchen, die frühzeitig versagten. Bei den Probekörpern, die zu Durchläufern führten, kam es nach dem Aufbringen der zyklischen Beanspruchung zunächst zu einer etwas stärkeren Zunahme des $CMOD$, wobei diese Zunahme nicht bei allen Probekörpern gleich ausgeprägt war. Anschließend stellte sich ein stabiler Zustand ein, in dem das $CMOD$ über viele Lastwechsel nur noch langsam und kontinuierlich zunahm. Bei Probekörpern, die frühzeitig versagten, kam es hingegen von Beginn an zu einer diskontinuierlichen Zunahme des $CMOD$. Sobald ein kritischer $CMOD$ erreicht war, versagte der Probekörper schlagartig. Ein Vergleich der Probekörper, die zu Durchläufern führten, mit jenen, die frühzeitig versagten, zeigt, dass der $CMOD$ bei den frühzeitig versagenden Probekörpern bereits vor dem Aufbringen der zyklischen Beanspruchung höher lag und nach Aufbringen der Beanspruchung stärker anstieg.

Aufbauend auf den Ergebnissen aus Kapitel 3 wird in Kapitel 4 ein Dauerzeitfestigkeitsschaubild modelliert, welches im Nachrissbereich von überkritischem Stahlfaserbeton unter zyklischer Biegezugbeanspruchung vor Erreichen der Maximallast die Ermüdungsfestigkeit exakt am Übergang zwischen Zeit- und Dauerzeitfestigkeitsbereich abbildet. Dargestellt wird das Schaubild in Form eines Goodman-Diagramms, wobei die Begrenzungslinien anhand der ermittelten Nachrissbiegezugfestigkeiten aus den rein statischen Versuchen sowie den Ergebnissen der Ermüdungsversuche für ein σ_o von 4.0 N/mm^2 bestimmt werden. Dieses Schaubild ermöglicht es, für die in Kapitel 3 festgelegte Betonrezeptur einen Nachweis zur Spannungsbegrenzung zu führen.

Aus dieser Arbeit geht hervor, dass durch das Erzeugen zahlreicher Durchläufer im Nachrissbereich von überkritischem Stahlfaserbeton nicht nur Kurzzeitfestigkeiten, sondern auch Dauerzeitfestigkeiten sichergestellt werden konnten, die in Form eines Dauerzeitfestigkeitsschaubilds dargestellt werden können. Aufgrund der hohen Streuungen und der begrenzten Anzahl an Probekörpern fällt der zulässige Bereich im Schaubild jedoch sehr klein aus, wodurch sich die Anwendung auf geringe Spannungsschwingbreiten beschränkt. Weitere Untersuchungen könnten zu einer Verbesserung der Darstellung beitragen und die Anwendbarkeit erweitern. Vor allem in der Herstellung sind Verbesserungen möglich. Eine einheitliche Herstellung aller Probekörper in derselben Betonage sowie gezielte Untersuchungen zur Entwicklung einer überkritischen Betonrezeptur könnten die Streuungen im Materialverhalten deutlich reduzieren. Darüber hinaus verdeutlichen die ermittelten Nachrissbiegezugfestigkeiten, dass trotz eines ausreichend überkritischen Materialverhaltens die Nachrissbiegezugfestigkeiten weiterhin gering bleiben. Daraus folgt, dass sich die Anwendung vorwiegend auf ermüdungsbeanspruchte Bauteile mit ausreichenden Umlagerungsmöglichkeiten, wie beispielsweise gleichmäßig gelagerte Platten, beschränkt. Eine Kombination aus überkritischem Stahlfaserbeton und klassischer Bewehrung könnte die Nachrissbiegezugfestigkeit erhöhen und die Anwendung erweitern, wobei der Anteil der Bewehrung durch die Stahlfasern minimiert werden kann. Die Verwendung von Drei-Punkt-Biegeversuchen als

Versuchsaufbau ermöglicht zwar eine einfache Untersuchung des Nachriss-Ermüdungsverhaltens unter eindimensionaler Beanspruchung. In der Praxis sind jedoch viele Bauteile, wie etwa Platten, mehrdimensionalen Beanspruchungen ausgesetzt, die mit diesem Versuchsaufbau nicht abgebildet werden können. Daher ist es sinnvoll, den Versuchsaufbau für weitere Untersuchungen anzupassen und gegebenenfalls großmaßstäbliche Versuche durchzuführen.

Literatur

- [1] ÖBV: 2008: *Richtlinie Faserbeton*. Deutsch. Wien: Österreichische Vereinigung für Beton- und Bautechnik, 2008.
- [2] ÖNORM EN 1992-1-1: 2021 10 *ENTWURF: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Regeln – Regeln für Hochbauten, Brücken und Ingenieurbauwerke*. Deutsch. Wien: Austrian Standards, Okt. 2021.
- [3] ÖNORM EN 14651: 2007 12: *Prüfverfahren für Beton mit metallischen Fasern – Teil 1-1: Allgemeine Einwirkungen – Bestimmung der Biegezugfestigkeit (Proportionalitätsgrenze, residuelle Biegezugfestigkeit)*. Deutsch. Wien: Austrian Standards, Dez. 2007.
- [4] K. Holschemacher, F. Dehn und Y. Klug. „Grundlagen des Faserbetons“. In: *Beton Kalender 2011 Kraftwerke und Faserbeton*. Berlin: Ernst & Sohn, 2011, S. 570–638. ISBN: 978-3-433-02954-1.
- [5] Z. Marcalikova, M. Raceka, P. Mateckova und R. Cajka. „Comparison of tensile strength fiber reinforced concrete with different types of fibers“. In: *Procedia Structural Integrity* 28 (2020), S. 950–956. DOI: 10.1016/j.prostr.2020.11.068.
- [6] K. Zaydowicz. „Stahfasern ersetzen Bewehrung – Gesteuerte Ausrichtung großer Fasermengen“. Dissertation. Bochum: Ruhr-Universität Bochum, 2022.
- [7] M. K. Lee und B. I. G. Barr. „An overview of the fatigue behaviour of plain and fibre reinforced concrete“. In: *Cement and Concrete Composites* 26 (4) (2004), S. 299–305. DOI: 10.1016/S0958-9465(02)00139-7.
- [8] D. Chang und W. K. Chai. „Flexural fracture and fatigue behavior of steel-fiber-reinforced concrete structures“. In: *Nuclear Engineering and Design* 156 (1–2) (1995), S. 201–207. DOI: 10.1016/0029-5493(94)00946-V.
- [9] C. D. Johnston und R. W. Zemp. „Flexural fatigue performance of steel fiber reinforced concrete – influence of fiber content, aspect ratio, and type“. In: *ACI Materials Journal* 88 (4) (1991), S. 374–383. DOI: 10.14359/1875.
- [10] J. Zhang und H. Stang. „Fatigue performance in flexure of fiber reinforced concrete“. In: *ACI Materials Journal* 95 (1) (1998), S. 58–67. DOI: 10.14359/351.
- [11] J. Zhang, H. Stang und V. C. Li. „Fatigue life prediction of fiber reinforced concrete under flexural load“. In: *International Journal of Fatigue* 21 (10) (1999), S. 1033–1049. DOI: 10.1016/S0142-1123(99)00093-6.
- [12] P. Heek. „Modellbildung und numerische Analysen zur Ermüdung von Stahlfaserbeton“. Dissertation. Bochum: Ruhr-Universität Bochum, 2017.
- [13] S. Cangiano, G. A. Plizzari und V. Slowik. „Experimental investigation into the fatigue crack growth in concrete“. In: *Fracture Mechanics of Concrete Structures Proceedings FRAMCOS-3* (1998), S. 645–654.
- [14] G. A. Plizzari, S. Cangiano und N. Cere. „Postpeak behavior of fiber-reinforced concrete under cyclic tensile loads“. In: *ACI Materials Journal* 97 (2) (2000), S. 182–192.

- [15] S. J. Stephen und R. Gettu. „Fatigue fracture of fibre reinforced concrete in flexure“. In: *Materials and Structures* 53 (3) (2020), Article 56. DOI: 10.1617/s11527-020-01488-7.
- [16] F. Germano, G. Tiberti und G. Plizzari. „Post-peak fatigue performance of steel fiber reinforced concrete under flexure“. In: *Materials and Structures* 49 (10) (2016), S. 4229–4245. DOI: 10.1617/s11527-015-0783-3.
- [17] D. C. González, Á. Mena-Alonso, J. Mínguez, J. A. Martínez und M. A. Vicente. „Effect of fiber orientation on the fatigue behavior of steel fiber-reinforced concrete specimens by performing wedge splitting tests and computed tomography scanning“. In: *International Journal of Concrete Structures and Materials* 18 (1) (2024), S. 307–325. DOI: 10.1186/s40069-023-00639-8.
- [18] W. Yin und T. T. C. Hsu. „Fatigue behavior of steel fiber reinforced concrete in uniaxial and biaxial compression“. In: *ACI Materials Journal* 92 (1) (1995), S. 71–81. DOI: 10.14359/1415.
- [19] P. B. Cachim, J. A. Figueiras und P. A. A. Pereira. „Fatigue behavior of fiber-reinforced concrete in compression“. In: *Cement and Concrete Composites* 24 (2) (2002), S. 211–217. DOI: 10.1016/S0958-9465(01)00019-1.
- [20] H. Duda. *Bruchmechanisches Verhalten von Beton unter monotoner und zyklischer Zugbeanspruchung*. Berlin: Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, 1991. ISBN: 3410656197.
- [21] T. C. Chairlady, L. Vandewalle und K. U. Leuven. „Design of steel fibre reinforced concrete using the s-w-method: principles and applications“. In: *Materials and Structures* 34 (249) (2002), S. 262–278. DOI: 10.1007/BF02482132.
- [22] L. Vandewalle. „Test and design methods of steel fibre reinforced concrete – Results of the RILEM Committee“. In: *Faserbeton: Innovationen in Bauwesen-Beiträge aus Praxis und Wissenschaft* (2002), S. 263–284.
- [23] B. Wietek. *Stahlfaserbeton – Grundlagen und Praxisanwendung*. 2. Auflage. Wiesbaden: Vieweg+Teubner, 2010. ISBN: 978-3-8348-0872-1.
- [24] J. M. Alwan, A. E. Naaman und P. Guerrero. „Effect of mechanical clamping on the pull-out response of hooked steel fibres embedded in cementitious matrices“. In: *Concrete Science and Engineering* 1 (1) (1999), S. 15–25.
- [25] P. Robins, S. Austin und P. Jones. „Pull-out behaviour of hooked steel fibres“. In: *Materials and Structures* 35 (7) (2002), S. 434–442. DOI: 10.1007/BF02483148.
- [26] Y. Klug. „Tragverhalten von Stahlfasern in zementgebundener Matrix – Selbstverdichtender Beton, Leichtbeton und Normalbeton im Vergleich“. Dissertation. Leipzig: Universität Leipzig, in Vorbereitung.
- [27] S. Abdallah, M. Fan, X. Zhou und S. Le Geyt. „Anchorage effects of various steel fibre architectures for concrete reinforcement“. In: *International Journal of Concrete Structures and Materials* 10 (3) (2016), S. 325–335. DOI: 10.1007/s40069-016-0148-5.
- [28] S. J. Barnett, J. F. Lataste, T. Parry, S. G. Millard und M. N. Soutsos. „Assessment of fibre orientation in ultra high performance fibre reinforced concrete and its effect on flexural strength“. In: *Materials and Structures* 43 (7) (2010), S. 1009–1023. DOI: 10.1617/s11527-009-9562-3.
- [29] M. Belhouli. „Analyse et modélisation du comportement d’un matériau à matrice cimentaire fibrée à ultra hautes performances“. Dissertation. Paris: École normale supérieure Paris-Saclay, 1996.

- [30] P. Hadl. „Streuung im Zugtragverhalten von Stahlfaserbeton“. Dissertation. Graz: Technische Universität Graz, 2017.
- [31] A. Mudadu. „Tensile behavior of fiber reinforced concrete including the effects of fiber orientation“. Dissertation. Brescia: Università degli studi di Brescia, 2018.
- [32] D. Y. Yoo, H. O. Shin, J. M. Yang und Y. S. Yoon. „Material and bond properties of ultra high performance fiber reinforced concrete with micro steel fibers“. In: *Composites. Part B, Engineering* 58 (2014), S. 122–133. DOI: 10.1016/j.compositesb.2013.10.081.
- [33] P. Grübl, H. Weigler und S. Karl. *Beton: Arten, Herstellung und Eigenschaften*. 2. Auflage. Berlin: Ernst & Sohn, 2001. ISBN: 978-3-433-01340-3.
- [34] A. Meyer. *Faserbeton Zement-Taschenbuch 1979/80*. Wiesbaden: Bauverlag GmbH, 1979.
- [35] N. Banthia und J. Trottier. „Concrete reinforced with deformed steel fibers, Part I: bond-slip mechanisms“. In: *ACI Materials Journal* 91 (5) (1994), S. 435–446.
- [36] G. Bernier und M. Belhouli. „Effet de l’orientation des fibres sur le comportement mécanique des BPR“. In: *2e colloque international francophone sur les bétons renforcés de fibres métalliques* (1996), S. 233–240.
- [37] B. Maidl. *Stahlfaserbeton*. Berlin: Ernst & Sohn, 1991. ISBN: 3433011958.
- [38] Y. Lin. *Tragverhalten von Stahlfaserbeton*. Berlin: Beuth Verlag, 1999.
- [39] T. Müller. „Untersuchungen zum Biegetragverhalten von Stahlfaserbeton und betonstahlbewehrtem Stahlfaserbeton unter Berücksichtigung des Einflusses von Stahlfaserart und Betonzusammensetzung“. Dissertation. Leipzig: Universität Leipzig, 2014.
- [40] M. S. Mathews und K. B. Lub. *Steel fibre reinforced concrete, its definition, development, behaviour and uses*. Forschungsber. Technische Hogeschool Eindhoven. Afdeling Bouwkunde, Vakgroep Constructie, 1983.
- [41] R. Gettu, D. R. Gardner, H. Saldívar und B. E. Barragán. „Study of the distribution and orientation of fibers in SFRC specimens“. In: *Materials and Structures* 38 (1) (2005), S. 31–37. DOI: 10.1007/BF02480572.
- [42] R. G. A. De Waal. „Steel fibre reinforced tunnel segments – for the application in shield driven tunnel linings“. Dissertation. Delft: Technische Universiteit Delft, 1999.
- [43] J. Edgington und D. J. Hannant. „Steel fibre reinforced concrete. The effect on fibre orientation of compaction by vibration“. In: *Matériaux et Constructions* 5 (1) (1972), S. 41–44. DOI: 10.1007/BF02479076.
- [44] P. Hadl, J. Gröger und N. V. Tue. „Experimentelle Untersuchungen zur Streuung im Zugtragverhalten von Stahlfaserbeton“. In: *Die Bautechnik* 92 (6) (2015), S. 385–393. DOI: 10.1002/bate.201500008.
- [45] *ÖNORM EN 1990: 2013 03: Grundlagen der Tragwerksplanung*. Deutsch. Wien: Austrian Standards, März 2013.
- [46] D. Radaj und M. Vormwald. *Ermüdungsfestigkeit: Grundlagen für Ingenieure*. 3. Auflage. Berlin: Springer-Verlag, 2007. ISBN: 978-3-540-71459-0.
- [47] J. Kolleger. *Skriptum zur Vorlesung Betonbau 2*. 10. Auflage. Wien: Technische Universität Wien: Institut für Tragkonstruktionen, 2018.
- [48] O. Buxbaum. *Betriebsfestigkeit*. Düsseldorf: Verlag Stahleisen, 1999.

- [49] A. Wöhler. „Resultate der in der Zentralwerkstatt der Niederschlesisch-Märkischen Eisenbahn zu Frankfurt a.d.O. angestellten Versuche über die relative Festigkeit von Eisen, Stahl und Kupfer“. In: *Zeitschrift für Bauwesen* 16 (1866), S. 67–84.
- [50] A. Wöhler. „Über die Festigkeitsversuche mit Eisen und Stahl“. In: *Zeitschrift für Bauwesen* 20 (1870), S. 73–106.
- [51] A. Wöhler. „Über die Versuche zur Ermittlung der Festigkeit von Achsen, welche in den Werkstätten der Niederschlesisch-Märkischen Eisenbahn zu Frankfurt a.d.O. angestellt sind“. In: *Zeitschrift für Bauwesen* 13 (1863), S. 233–258.
- [52] C. Kessler-Kramer. „Zugtragverhalten von Beton unter Ermüdungsbeanspruchung“. Dissertation. Karlsruhe: Universität Karlsruhe, 2002.
- [53] *DIN 50100: 2022 12: Schwingfestigkeitsversuch – Durchführung und Auswertung von zyklischen Versuchen mit konstanter Lastamplitude für metallische Werkstoffproben und Bauteile*. Deutsch. DIN-Normenausschuss Materialprüfung (NMP), Dez. 2022.
- [54] A. Thum und W. Buchmann. *Dauerfestigkeit und Konstruktion*. Berlin: VDI-Verlag, 1932.
- [55] A. Thum und A. Erker. *Gestaltfestigkeit von Schweißverbindungen*. Berlin: VDI-Verlag, 1942.
- [56] B. Fitik. „Ermüdungsverhalten von ultrahochfestem Beton (UHPC) bei zyklischen Beanspruchungen im Druck-Zug-Wechselbereich“. Dissertation. München: Technische Universität München, 2012.
- [57] H. Gudehus und H. Zenner. *Leitfaden für eine Betriebsfestigkeitsrechnung*. Düsseldorf: Verlag Stahleisen GmbH, 1999.
- [58] J. Goodman. *Mechanics applied to engineering*. New York: Longmans, Green & CO, 1899.
- [59] K. Zilch und G. Zehetmaier. *Bemessung im konstruktiven Betonbau: nach DIN 1045-1 (Fassung 2008) und EN 1992-1-1 (Eurocode 2)*. Berlin: Springer-Verlag, 2009. ISBN: 978-3-540-70637-3.
- [60] A. G. Palmgren. „Die Lebensdauer von Kugellagern“. In: *Zeitschrift des Vereines Deutscher Ingenieure* (1924), S. 0341–7258.
- [61] M. A. Miner. „Cumulative damage in fatigue“. In: *Journal of Applied Mechanics* (1945), S. 159–164.
- [62] M. Heinzelreiter. „Untersuchungen zum Ermüdungsverhalten von Ultrahochleistungsfaserbetonen unter Zugschwellbeanspruchung“. Diplomarbeit. Wien: Technische Universität Wien, 2020.
- [63] L. Gao und T. T. C. Hsu. „Fatigue of concrete under uniaxial compression cyclic loading“. In: *ACI Materials Journal* 95 (5) (1998), S. 575–581. DOI: 10.14359/407.
- [64] H. Horii, H. C. Shin und T. M. Pallewatta. „Mechanism of fatigue crack growth in concrete“. In: *Cement and concrete composites* 14 (2) (1992), S. 83–89. DOI: 10.1016/0958-9465(92)90002-D.
- [65] T. T. C. Hsu. „Fatigue and microcracking of concrete“. In: *Materiaux et construction* 17 (1) (1984), S. 51–54.
- [66] T. Makita. „Fatigue behaviour of UHPFRC und R-UHPFRC – RC compositete members“. Dissertation. Lausanne: École Polytechnique Fédérale de Lausanne, 2014.
- [67] T. Makita und E. Brühwiler. „Tensile fatigue behaviour of ultra-high performance fibre reinforced concrete (UHPFRC)“. In: *Materials and Structures* 47 (3) (2014), S. 475–491. DOI: 10.1617/s11527-013-0073-x.

- [68] *ÖNORM EN 12390-4: 2020 04: Prüfung von Festbeton – Teil 4: Bestimmung der Druckfestigkeit – Anforderungen an Prüfmaschinen.* Deutsch. Wien: Austrian Standards, Apr. 2020.
- [69] *DAfStb: 2010: Richtlinie Stahlfaserbeton.* Deutsch. Beuth Verlag, 2010.

Anhang A

Datensammlung

Zur Übersicht sind die wichtigsten Daten für SFRC-RA-50 in Tabelle A.1 dargestellt.

Tab. A.1: Betonage, Alter, Abmessungen, Faserzählung und Ergebnisse SFRC-RA-50

Probekörper	Betonage	Alter	b h_{sp}	N_{tat} N_{eff}	a_{tat} a_{eff}	F_1 F_3	N	$f_{cj,cube}$
		[d]	[mm]	[-]	[mm]	[kN]	[-]	[N/mm ²]
SFRC-RA-50-S-01	3	28	152.8 123.4	131 88	58 68	26.4 30.7	—	51.2
SFRC-RA-50-S-02	3	28	154.4 122.9	133 89	58 63	27.5 35.4	—	54.5
SFRC-RA-50-S-03	3	29	151.9 123.1	147 91	65 72	35.5 39.6	—	55.9
SFRC-RA-50-S-04	3	29	151.6 123.2	140 87	56 70	28.2 30.4	—	54.2
SFRC-RA-50-S-05	2	29	154.3 123.1	91 62	52 59	19.5 25.6	—	54.1
SFRC-RA-50-S-06	3	30	154.0 123.7	124 86	63 75	27.0 28.9	—	54.3
SFRC-RA-50-F61.56-01	1	48	153.2 125.3	123 73	60 74	17.7 22.7	$2 \cdot 10^6$	54.5
SFRC-RA-50-F61.56-02	1	56	151.7 124.7	118 71	52 63	16.3 —	2500	53.2
SFRC-RA-50-F61.56-03	4	61	152.0 124.8	137 87	53 68	18.7* 28.2	$2 \cdot 10^6$	54.2
SFRC-RA-50-F61.56-04	4	70	154.1 124.4	112 84	61 64	18.7* 26.2	$2 \cdot 10^6$	54.4
SFRC-RA-50-F81.58-01	1	54	151.5 125.1	104 73	63 72	19.2 —	0	53.0
SFRC-RA-50-F101.510-01	4	54	153.2 125.3	167 101	51 69	26.5 —	0	54.1
SFRC-RA-50-F416-01	2	76	155.5 125.9	111 71	58 67	16.2 22.8	$2 \cdot 10^6$	51.6
SFRC-RA-50-F426-01	2	82	149.9 124.9	105 69	48 52	16.1 —	179663	53.4
SFRC-RA-50-F426-02	1	84	153.6 124.8	129 73	66 85	22.2 20.6	$2 \cdot 10^6$	53.1
SFRC-RA-50-F426-03	2	93	153.3 124.4	100 70	61 65	18.5 28.4	$2 \cdot 10^6$	53.2
SFRC-RA-50-F436-01	1	105	149.0 125.2	133 75	46 56	12.5* 31.2	$2 \cdot 10^6$	50.1
SFRC-RA-50-F436-02	2	113	154.3 125.1	90 59	62 70	15.0 —	19352	54.4

* Der Wert ist durch σ_o begrenzt

Anhang B

Rissbilder und Bruchflächen



(a) Rissbild



(b) Bruchfläche

Abb. B.1: SFRC-RA-50-S-01

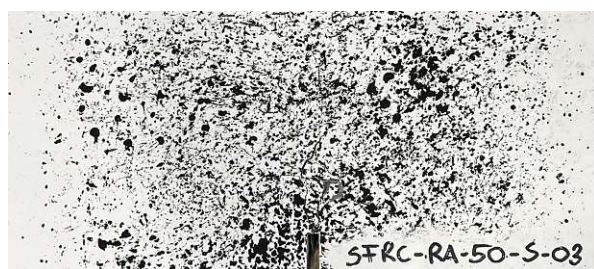


(a) Rissbild



(b) Bruchfläche

Abb. B.2: SFRC-RA-50-S-02

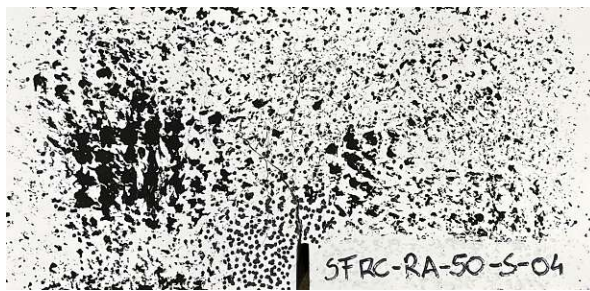


(a) Rissbild



(b) Bruchfläche

Abb. B.3: SFRC-RA-50-S-03

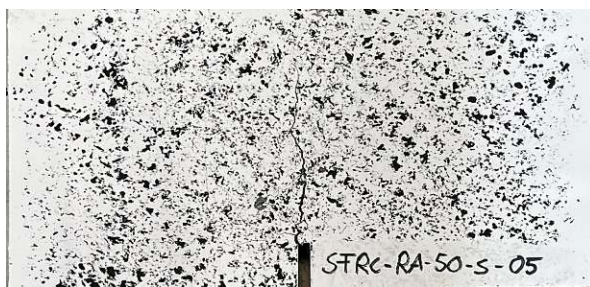


(a) Rissbild



(b) Bruchfläche

Abb. B.4: SFRC-RA-50-S-04



(a) Rissbild



(b) Bruchfläche

Abb. B.5: SFRC-RA-50-S-05



(a) Rissbild



(b) Bruchfläche

Abb. B.6: SFRC-RA-50-S-06



(a) Rissbild



(b) Bruchfläche

Abb. B.7: SFRC-RA-50-F61.56-01



(a) Rissbild



(b) Bruchfläche

Abb. B.8: SFRC-RA-50-F61.56-02



(a) Rissbild



(b) Bruchfläche

Abb. B.9: SFRC-RA-50-F61.56-03



(a) Rissbild



(b) Bruchfläche

Abb. B.10: SFRC-RA-50-F61.56-04



(a) Rissbild nicht dokumentiert

(b) Bruchfläche

Abb. B.11: SFRC-RA-50-F81.58-01



(a) Rissbild



(b) Bruchfläche

Abb. B.12: SFRC-RA-50-F101.510-01

(b) Bruchfläche

(a) Rissbild nicht dokumentiert

Abb. B.13: SFRC-RA-50-F416-01

(a) Rissbild



(b) Bruchfläche

Abb. B.14: SFRC-RA-50-F426-01

(a) Rissbild



(b) Bruchfläche

Abb. B.15: SFRC-RA-50-F426-02



(a) Rissbild



(b) Bruchfläche

Abb. B.16: SFRC-RA-50-F426-03

(a) Rissbild



(b) Bruchfläche

Abb. B.17: SFRC-RA-50-F436-01

(a) Rissbild



(b) Bruchfläche

Abb. B.18: SFRC-RA-50-F436-02

Anhang C

Anwendungsbeispiel

In diesem Anwendungsbeispiel wird für eine durch einen Gabelstapler beanspruchte, einachsrig gespannte Decke mithilfe des in Kapitel 4 entworfenen Dauerzeitfestigkeitsschaubilds ein Ermüdungsnachweis zur Spannungsbegrenzung geführt. Die Decke ist dabei an ihren Enden näherungsweise starr gelagert und über ihre Länge gleichmäßig mit einem Bettungsmodul (k_s) von 80000 kN/m^3 elastisch gebettet (siehe Abb. C.1a). Die Querschnittshöhe der Decke (h_D) beträgt 30 cm und wird durch eine gleichmäßig verteilte Auflast einschließlich Eigengewicht (g_k) von 10 kN/m^2 , eine gleichmäßig verteilte Nutzlast (q_k) von 5 kN/m^2 sowie eine vertikale Achslast für einen Gabelstapler (Q_k) von 36 kN beansprucht (siehe Abb. C.1a). Die Decke besteht aus einem Beton der Festigkeitsklasse C40/50 mit weicher Konsistenz und ist mit 50 kg/m^3 Stahlfasern des Typs Dramix 5D bewehrt.

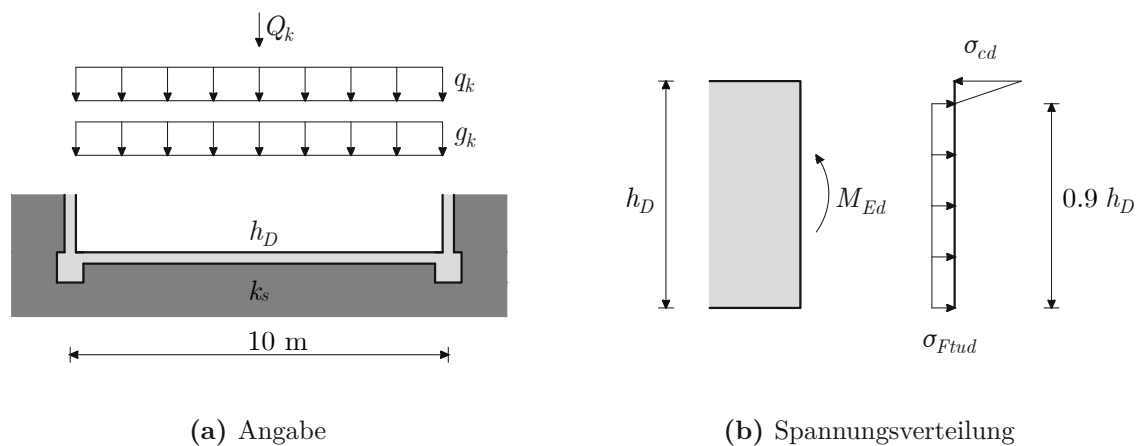


Abb. C.1: Anwendungsbeispiel

Für das einwirkende Biegemoment (M_{Ed}) werden das betragsmäßig größte Biegemoment unter der häufigen Einwirkungskombination ($\max|M_{Ed}|$) und das betragsmäßig kleinste Biegemoment unter der häufigen Einwirkungskombination ($\min|M_{Ed}|$) ermittelt (siehe Tab. C.1). Die durch M_{Ed} erzeugte Spannungsverteilung wird näherungsweise in der Zugzone durch eine starr-plastische Verteilung mit einer Biegezugspannung (σ_{Ftud}) und in der Druckzone durch eine lineare Verteilung mit einer Betondruckspannung (σ_{cd}) dargestellt (siehe Abb. C.1b). Unter der Annahme, dass die Zugzone vereinfacht mit $0,9 h_D$ angesetzt werden kann, lässt sich mithilfe der Gleichung C.1 σ_{Ftud} aus M_{Ed} abschätzen. Das Einsetzen von $\max|M_{Ed}|$ und $\min|M_{Ed}|$ anstelle von M_{Ed} in Gleichung C.1 führt dann zu $\max|\sigma_{Ftud}|$ und $\min|\sigma_{Ftud}|$ (siehe Tab. C.1).

$$\sigma_{Ftud} = \frac{M_{Ed}}{100 \cdot 0,9 \cdot h_D \cdot 0,5 \cdot h_D} \quad (\text{C.1})$$

Tab. C.1: Einwirkende Biegemomente und Biegezugspannungen

$\max M_{Ed} $ [kNm]	$\min M_{Ed} $ [kNm]	$\max \sigma_{Ftud} $ [N/mm ²]	$\min \sigma_{Ftud} $ [N/mm ²]
9.50	4.50	0.23	0.11

Für C40/50 mit einem Fasergehalt von 50 kg/m³ des Typs Dramix 5D ergibt sich gemäß Kapitel 3 f_{R3k} zu 6.68 N/mm². Mithilfe von Gleichung 2.11 ergibt sich daraus f_{Ftud} bei einem γ_F von 1.5 und einem κ_O von 1.0 zu 1.65 N/mm².

Durch Einsetzen von $\max|\sigma_{Ftud}|$, $\min|\sigma_{Ftud}|$ und f_{Ftud} in Gleichung 4.9 erhält man den Nachweis zur Spannungsbegrenzung (siehe Gleichung C.2). Die Gleichung ist dabei erfüllt, sodass der Nachweis als erbracht angesehen werden kann.

$$\frac{0.23}{1.65} = 0.14 \leq 0.11 + 0.89 \cdot \frac{0.11}{1.65} = 0.17 \leq 1 \quad (\text{C.2})$$