



DIPLOMARBEIT Master Thesis

Uniaxiales Bruchverhalten von ultrahochfestem Beton mit und ohne Temperatureinflüssen

Uniaxial fracture behavior of Ultra High Performance Concrete (UHPC)
with or without temperature influences

ausgeführt zum Zwecke der Erlangung des akademischen Grades
eines Diplom-Ingenieurs/ einer Diplom-Ingenieurin

unter der Leitung von

Ao.Univ.Prof.i.R. Baurat.h.c. Dipl.-Ing. Dr.techn. Dr.h.c. Elemer Bölcskey
Univ.Ass. Dipl.-Ing. Dr.-techn. Johannes Kirnbauer
Ass.-Prof. Dipl.-Ing. Dr.-techn. Heinrich Bruckner

Institut für Hochbau und Technologie E206
Forschungsbereich für Baustofflehre, Werkstofftechnologie
und Brandsicherheit

eingereicht an der Technischen Universität Wien
Fakultät für Bauingenieurwesen

von

Ingo Peneder
Matrikelnummer 0826292
Ahornstraße 20
3644 Emmersdorf an der Donau

Wien, am 30. März 2016

Unterschrift

Danksagungen

Mit der Fertigstellung dieser Arbeit geht mein Studium an dieser Universität dem Ende entgegen. An dieser Stelle möchte ich mich bei allen bedanken, die mich zur Absolvierung des Studiums unterstützt und zum Gelingen dieser Diplomarbeit beigetragen haben.

Für die Bereitstellung der Laboreinrichtungen des Institutes Baustofflehre, Werkstofftechnologie und Brandsicherheit der Technischen Universität Wien, die es mir ermöglichten im Rahmen meiner Arbeit getätigten Untersuchungen durchzuführen, möchte ich mich herzlichst bedanken.

Mein Dank gilt Herrn Ao.Univ.Prof.i.R. Baurat.h.c. Dipl.-Ing. Dr.techn. Dr.h.c. Elemer Bölcskey für die Möglichkeit die Diplomarbeit an diesem Institut durchzuführen. Besonders bedanken möchte ich mich bei Herrn Ass.Prof. Dipl.-Ing. Dr.-techn. Heinrich Bruckner für die zahlreichen Stunden des Korrekturlesens sowie seine hilfreichen Anregungen.

Mein weiterer Dank gebührt Herrn Dipl.-Ing. Dr.techn. Johannes Kirnbauer und Herrn Amtsdirektor Ing. Hubert Mayerhofer bei der Anwendung der Laboreinrichtungen.

Ein sehr großer Dank gebührt all meinen Freunden, die in den letzten Jahren ereignisreiche Momente mit mir geteilt haben und auch in Zukunft teilen werden.

Zuletzt gilt mein größter und aufrichtiger Dank meiner Familie (Johann, Marianne, Franz, Sebastian, Fabian,...), die mich nicht nur finanziell, sondern auch moralisch unterstützt haben und immer an mich glauben. Ohne Sie wäre mein Studium nicht möglich gewesen.

Kurzfassung

Ultrahochfester Beton hat aufgrund seiner Zusammensetzung insbesondere seiner Feinheit und Reaktivität der trockenen Bestandteile, eine extrem hohe Festigkeit und verbesserte Gebrauchseigenschaften. Aufgrund seiner Vorteile im konstruktiven Ingenieurbau und in der Gestaltung, kommt diesem Baustoff eine wachsende Bedeutung zu.

Im Vorfeld der experimentellen Untersuchungen wurde eine ausführliche Literaturrecherche über die Grundlagen von ultrahochfestem Beton und das Verhalten von Beton unter Temperatur vorgenommen. Anschließend wurden bestehende Konzepte der Bruchmechanik erläutert. Die theoretischen Grundlagen bilden die Basis für die Versuchsauswertung.

Ein Ziel dieser Arbeit war es eine Prüfvorrichtung, mit der man bruchmechanische Kenngrößen von Werkstoffen unter thermomechanischer Beanspruchung ermitteln kann, zu entwickeln. Die Versuchsvorrichtung, wurde in Analogie zur Keilspaltmethode nach *Tschegg*, welche in *ÖNORM B 3592* geregelt ist, hergestellt und in einem Brandofen implementiert.

Im Rahmen dieser Diplomarbeit wurden Untersuchungen über Risswiderstand und Nachbruchverhalten von ultrahochfestem Beton unter Raumtemperatur und unter thermomechanischer Beanspruchung durchgeführt. Die Veränderung des Materialverhaltens wurde mit Hilfe von bruchmechanischen Kennwerten und der Form der Arbeitslinie unter Raumtemperatur bzw. im Temperaturbereich bei 100 und 200 °C charakterisiert.

Ebenfalls Gegenstand dieser Arbeit war die Untersuchung der Größenabhängigkeit bruchmechanischer Kennwerte von der Probekörpergröße (size effect). Dazu wurden Probekörper mit unterschiedlichen Ligamenthöhen hergestellt und der Zusammenhang zwischen Bauteilgröße und dazugehöriger Tragfähigkeit experimentell ermittelt.

Diese Arbeit stellt einen ersten Beitrag dar, um ein besseres und fundierteres Wissen über das Materialverhalten von ultrahochfestem Beton unter thermomechanischer Beanspruchung zu erhalten.

Abstract

Ultra High Performance Concrete (UHPC) has, due to its mixture in particular of his purity and reactivity of the dry components, an extremely high strength and optimized properties. Because of its advantages for constructional engineering and design, this building material is of growing importance.

In preparation of the experimental examinations a detailed literature research was performed of the fundamentals of ultra high-strength concrete and the characteristics of concrete under temperature. Afterwards existing concepts of fracture mechanics were clarified. The theoretical fundament forms the basis for the interpretation of the test results.

One goal of this work was to develop a testing device, with which one can determine fracture-mechanical characteristics of materials under thermomechanical stress. The experimental apparatus was built in analogy to the wedge splitting test according to *Tschegg* - which is regulated in *ÖNORM B 3592* - and implemented in an oven.

In the course of this thesis studies were carried out on crack resistance and post-fractural characteristics of ultra high-strength concrete under the effect of room temperature and of thermomechanical stress. The change in material behavior was studied via fracture-mechanical parameters and via the profile of the test diagram under the effect of room temperature and under the effect of a temperature range of 100 to 200 °C.

Another subject of this work was to study the fracture-mechanical parameters in relation to the size of the test samples (size effect). The specimens were prepared with different ligament heights and the correlation between component size and related bearing capacity was experimentally determined.

This work represents a first contribution to obtain a better and more substantial knowledge of the material behavior of ultra high-strength concrete under thermomechanical stress.

Inhaltsverzeichnis

1	Einleitung	1
1.1	Motivation	1
1.2	Thema und Ziel dieser Arbeit	1
1.3	Gliederung und Vorgehensweise	2
2	Grundlagen – Ultrahochfester Beton (UHPC)	3
2.1	Allgemeines	3
2.2	Ausgangsstoffe	5
2.2.1	Zement	5
2.2.2	Gesteinskörnungen (Zuschläge).....	9
2.2.3	Anmachwasser, Wasser/Zement-Wert, Wasser/Bindemittel-Wert.....	11
2.2.4	Zusatzstoffe.....	14
2.2.5	Fasern.....	17
2.2.6	Zusatzmittel	22
2.3	Herstellung und Verarbeitung.....	25
2.3.1	Dosieren und Mischen	25
2.3.2	Verarbeiten und Verdichten	26
2.3.3	Nachbehandlung	27
2.4	Mechanische Eigenschaften.....	28
2.4.1	Druckfestigkeit	28
2.4.2	Biegezugfestigkeit	29
2.4.3	Elastizitätsmodul.....	30
2.4.4	Bruchenergie und Duktilität.....	31
3	Verhalten von UHPC bei hohen Temperaturen	33
3.1	Temperaturabhängige mechanische Eigenschaften.....	34

3.1.1	Temperaturabhängige Druckfestigkeit	34
3.1.2	Temperaturabhängiger E-Modul	35
3.1.3	Temperaturabhängige Biegezugfestigkeit	36
3.2	Betonabplatzungen	37
3.2.1	Arten von Betonabplatzungen	37
3.2.2	Thermische Prozesse bei explosionsartigen Abplatzungen	39
3.3	Verhalten von Stahl und Polypropylen Fasern bei Temperatureinwirkung	44
3.3.1	Stahlfasern bei Temperatureinwirkung	44
3.3.2	Polypropylen Fasern bei Temperatureinwirkung	45
4	Bruchmechanische Versagensmodelle von Beton	47
4.1	Allgemeines	47
4.2	Lineare bruchmechanische Ansätze	48
4.2.1	Energiekriterium	50
4.2.2	Energiefreisetzungsrate und Spannungsintensitätsfaktor	52
4.3	Nichtlineare Bruchmechanik von Beton	55
4.3.1	Das fiktive Rissmodell	56
4.3.2	Das Rissbandmodell	61
4.3.3	Maßstabeffektmodell nach <i>Bazant</i>	62
4.4	Experimentelle Bestimmung Bruchmechanischer Kennwerte	64
4.4.1	Bestimmung der Bruchenergie über die Brucharbeit	65
4.4.2	Bruchmechanische Versuche	66
5	Untersuchungsmethodik	74
5.1	Uniaxiale Keilspaltmethode nach <i>Tschegg</i>	74
5.1.1	Vor- und Nachteile der Keilspaltmethode	76
5.1.2	Einflussgrößen auf die Bruchenergiebestimmung von Beton	77
5.2	Planung und Bau der Prüfvorrichtung (kalt und unter Temperatur), Auswertungsmethodik, Versuchsdurchführung	81
5.2.1	Versuchsaufbau im kalten Zustand	81
5.2.2	Versuchsaufbau für die Temperaturversuche	88
5.2.3	Auswertungsmethodik	98
5.2.4	Überblick über das experimentelle Versuchsprogramm	104

5.3	Versuchsdurchführung (kalt und unter Temperatur)	105
5.3.1	Versuchsdurchführung im kalten Zustand.....	105
5.3.2	Versuchsdurchführung für die Temperaturversuche	106
5.4	Probenpräparation.....	108
5.4.1	Zusammensetzung der Betone	108
5.4.2	Mischvorgang und Lagerung der Probekörper	111
5.4.3	Probenkörperform der Keilspaltversuche	113
5.5	Vorversuche.....	115
5.5.1	Druckfestigkeitsprüfung.....	115
5.5.2	Statische E-Modul Prüfung	117
5.5.3	Ergebnisse der Keilspaltversuche	120
6	Ergebnisse und Diskussion der Hauptversuche	129
6.1	Druckfestigkeitsprüfung.....	129
6.2	Statische E-Modul Prüfung.....	131
6.3	Ergebnisse und Diskussion der Keilspaltversuche.....	132
6.3.1	Ergebnisse der size effect Untersuchungen	134
6.3.2	Diskussion der size effect Untersuchungen.....	143
6.4	Temperaturversuche (100 und 200 °C).....	155
6.4.1	Ergebnisse und Diskussion der Temperaturversuche.....	157
7	Zusammenfassung und Ausblick	161
8	Literaturverzeichnis	164

1 Einleitung

1.1 Motivation

Der moderne Beton hat sich in vielen Bereichen des Bauens als Standardmaterial etabliert und existiert in vielen verschiedenen Variationen. Planungen in der Architektur und im Ingenieurbau nach größeren, leichteren, schlankeren und höheren Bauten, sowie verbesserte Eigenschaften hinsichtlich Festigkeit, Dauerhaftigkeit, Verarbeitbarkeit oder anderen Leistungsmerkmalen führten zu zahlreichen betontechnologischen Entwicklungen [1, 2, 9].

Mitte der 90er Jahre wurde erstmals in Frankreich im französischen Labor *BOUYGUES S. A. Scientific Division* mit der Entwicklung von Hochleistungsbetonen mit extrem hohen Festigkeiten und verbesserten Gebrauchseigenschaften begonnen. Man bezeichnete diesen Beton aufgrund der Zusammensetzung insbesondere seiner Feinheit und Reaktivität der trockenen Bestandteile als Reactive Powder Concrete (RPC). International wird diese neue Betonart meist als Ultra High Performance Concrete (UHPC) und im deutschsprachigen Sprachraum als ultrahochfester Beton (UHFB) bezeichnet. Für den zielsicheren Einsatz ultrahochfester Betone sind eine Vielzahl baustoffspezifischer Parameter einzustellen, wobei die Wechselwirkungen der Mischungsbestandteile untereinander äußerst komplex ist. Um diese neue Beton Art besser zu verstehen und das enorme Potential von UHPC zu nutzen, wird seit einigen Jahren an vielen renommierten Universitäten geforscht [1, 2, 9].

1.2 Thema und Ziel dieser Arbeit

Ein Ziel dieser Diplomarbeit ist es, eine Prüfvorrichtung, mit der man bruchmechanische Kenngrößen von Werkstoffen unter thermomechanischer Beanspruchung ermitteln kann, zu entwickeln. Die Versuchsanordnung, wird in Analogie zur Keilspaltmethode nach *Tschegg*, welche in *ÖNORM B 3592* [87] beschrieben ist, hergestellt und in einem Brandofen implementiert. Anschließend werden erste Versuche bei 100 und 200 °C mit UHPC durchgeführt und ausgewertet. Ein weiteres Ziel ist es, das Materialverhalten von UHPC bei verschiedenen Temperaturen zu untersuchen, um ein besseres und fundierteres Wissen über das Materialverhalten von ultrahochfesten Betonen unter thermomechanischer Beanspruchung zu erhalten.

1.3 Gliederung und Vorgehensweise

Die Arbeit gliedert sich in einen theoretischen und einen praktischen Teil (siehe Abbildung 1.1).

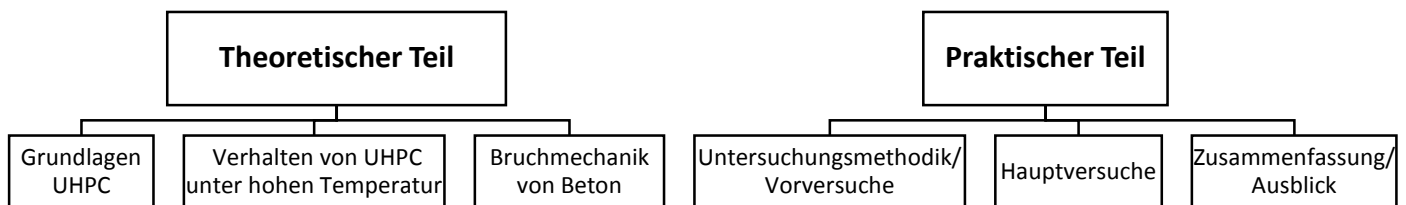


Abbildung 1.1: Aufbau der Masterarbeit

Im theoretischen Teil dieser Arbeit wird zunächst eine ausführliche Literaturrecherche über die Grundlagen von ultrahochfestem Beton vorgenommen. Speziell wird auch auf das Verhalten von hochfestem Beton unter Temperatur, wobei die Hauptunterschiede zum Normalbeton näher betrachtet werden, eingegangen. Ein weiteres Kapitel erläutert die Konzepte der Bruchmechanik von Beton und gibt zudem eine Übersicht von gängigen Versuchen zur Ermittlung bruchmechanischer Kennwerte.

Im praktischen Teil wird die Prüfvorrichtung sowie deren Herstellung genau beschrieben. Dabei wird auf die genutzten Gerätschaften und die verwendeten Materialien eingegangen. Mit ersten Vorversuchen erfolgt die Optimierung der Prüfvorrichtung und die erste Ermittlung bruchmechanischer Kennwerte. In den Hauptversuchen wird zunächst die Größenabhängigkeit bruchmechanischer Kennwerte von der Probekörpergröße (size effect) unter Raumtemperatur (20-22°C) untersucht. Anschließend erfolgt die Auswertung und Diskussion der Versuche unter 100 und 200 °C.

2 Grundlagen – Ultrahochfester Beton (UHPC)

2.1 Allgemeines

In Österreich sind Betone nach *ÖNORM B 4710-1* [3] gemäß ihren Druckfestigkeiten in Klassen von C8/10 bis C100/115 unterteilt. Bei einer Druckfestigkeit von C8/10 bis zu C50/60 spricht man von Normalbeton. Druckfestigkeiten darüber von C55/67 bis zu C100/115 werden als hochfeste Betone bezeichnet, deren Anwendung bereits in Normen und Richtlinien (z.B. *DIN 1045*, *ÖNORM EN 206*, etc.) geregelt ist [1, 4]. Ultrahochfeste Betone hingegen weisen eine Würfeldruckfestigkeit von über 115 N/mm² auf, deren Einsatz noch nicht normativ erfasst ist [1].

Ultrahochfester Beton weist eine Druckfestigkeit ohne spezielle Nachbehandlungsverfahren zwischen 150 N/mm² und 250 N/mm² auf. Mit einer Optimierung der verwendeten Mischungskomponenten und Nachbehandlungsverfahren wurde bereits eine Festigkeit bis 800 N/mm² erreicht [5, 23].

Diese hohe Festigkeit erreicht man durch eine Senkung der Porosität des Zementsteines und einer Erhöhung des Anteiles an Feinstkorn. Möglich wird dies durch eine Minimierung des Wasser/Bindemittel-Wertes (W/B-Wert) unter den zur vollständigen Hydratation theoretisch notwendigen Wert von 0,4 auf 0,23 bis 0,25. Dadurch werden die Kapillarporen und die Gefügaporen im Mikrogefüge des Zementsteins stark reduziert und die Festigkeit nachhaltig erhöht. Um trotz des niedrigen W/B-Wertes eine verarbeitungsfähige Konsistenz sicherzustellen, verwendet man leistungsfähige Fließmittel. Das Größtkorn ultrahochfester Betone wird meist auf etwa 1 mm beschränkt. Ultrahochfeste Betone werden damit als Feinkornbeton ausgeführt. Insbesondere wird der Kornanteil mit einer Korngröße kleiner 0,125 mm (Mehlkornanteil) optimiert [5].

Aufgrund der geringen Porosität besitzt UHPC einen hohen Widerstand gegen chemische und physikalische Angriffe. Nachteilig wirkt sich dieses dichte Gefüge im Brandfall aus, wo es als eine Ursache für oberflächliche Abplatzungen (durch Entweichen des Porenwasserdruckes) gesehen wird. Durch die Zugabe von Fasern werden die oberflächlichen Abplatzungen minimiert und die Duktilität des sehr spröden Betons erhöht (siehe Kapitel 3.3 Verhalten von Stahl und Polypropylen Fasern bei Temperatureinwirkung) [5, 6].

UHPC steht in der Fachwelt im Allgemeinen im Vergleich zu Beton mit gröber Gesteinskörnung für verbesserte Eigenschaften bei [7, 8]:

- Frost- und Taubeständigkeit
- Korrosionsbeständigkeit
- Chemische Widerstandsfähigkeit (Chloride und Karbonatisierung)
- Verschleißwiderstand
- Schwinden, Kriechen
- Druckfestigkeit
- E-Modul
- Längere Dauerhaftigkeit
- geringerer Erhaltungsaufwand
- Schlankeres Design
- Verbesserte Erdbbensicherheit.

Die Entwicklung zum Hochleistungsbeton war durch die Ergänzung des klassischen Drei-Stoff-Systems (Wasser, Zement und Zuschläge) zum Fünf-Stoff-System durch die Zugabe von Zusatzmittel (Verflüssiger und Fließmittel) und Zusatzstoffe (z.B.: Silicatstaub) möglich (siehe Abbildung 2.1). Durch die Auswahl, die geeignete Kombination und den Anteil der einzelnen Bestandteile einer Mischungskonzeption ist es möglich, die Betoneigenschaften in einem weiten Spektrum gezielt zu variieren [41, 42].

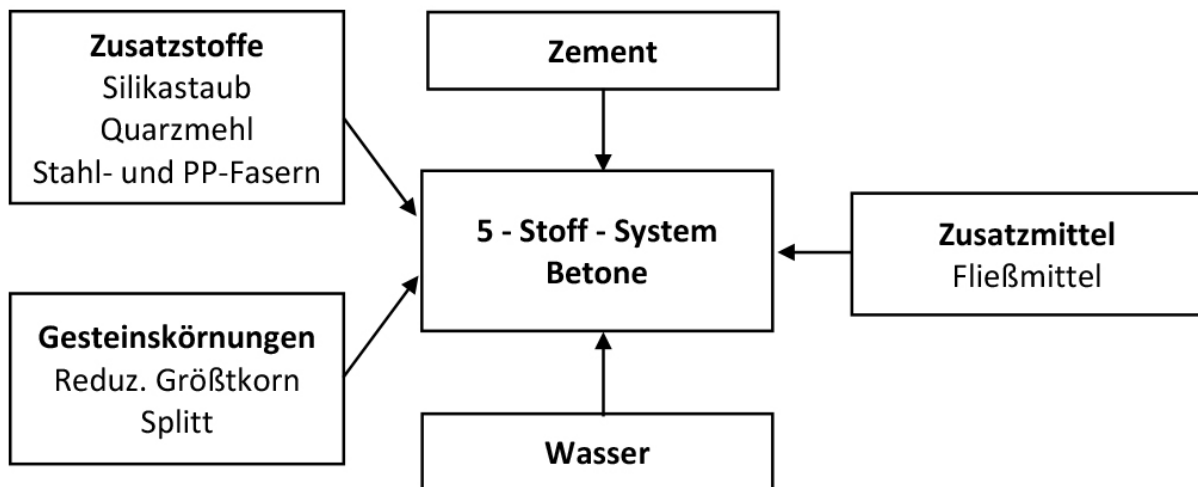


Abbildung 2.1: Ultrahochfester Beton als 5 - Stoff - System [41, 42]

2.2 Ausgangsstoffe

2.2.1 Zement

Zement ist ein anorganischer, nichtmetallischer und feingemahlener Stoff, der unter Zugabe von Wasser sowohl an der Luft als auch nach einer gewissen Zeit unter Wasser aushärtet. Nach dem Erhärten bleibt er auch unter Wasser fest und beständig. Zement zählt deshalb zu den hydraulischen Bindemitteln, welche durch Reaktion mit Wasser unlösliche, stabile, chemische Verbindungen eingehen. Diese Verbindungen sind die Calciumhydrate, die feine nadelförmige Kristalle ausbilden, die sich untereinander Verzahnen und so die hohe Festigkeit des Zementmörtels bewirken [9, 43].

Nach *ÖNORM EN 197-1* [13] wird der Zement in sechs Hauptzementarten unterteilt:

- CEM I Portlandzement
- CEM II Portlandkompositzement
- CEM III Hochofenzement
- CEM IV Puzzolanzement
- CEM V Hüttensand-Puzzolan-Zement
- CEM VI Kompositzement.

Für die Zementherstellung werden die in Steinbrüchen abgebaute Rohstoffe wie Kalkstein, Ton, Sand und Eisenerz, zusammen vermahlen und getrocknet. Dieses dabei entstehende Rohmehl wird anschließend bei einer Temperatur von ca. 1400-1450 °C zu Zementklinker gebrannt und unter Beimengung von Anhydrit oder Gips zu Zement vermahlen. Die Umwandlungszeit von Rohmehl zu Klinker beträgt in etwa eine Stunde. Durch die Zugabe von weiteren Zuschlagstoffen wie Hüttensand, Puzzolane, Flugasche, Kalkstein, etc., können die chemischen bzw. physikalischen Eigenschaften des Zementsteines gezielt gesteuert werden [1, 9, 43]. Die wichtigsten Portlandzementklinkerphasen sowie deren Eigenschaften, Masseanteile und Wärmeentwicklung sind in Tabelle 2.1 zusammengefasst.

Tabelle 2.1: Die wichtigsten PZ – Klinkerphasen, Eigenschaften und Massenanteile [43]

Klinker-phase	Chemische Formel	Bezeichnung	Eigenschaften	Massenanteil im Klinker [%]	Wärmeentwicklung [J/g]
C ₃ S	3 CaO·SiO ₂	Tricalciumsilikat	schnelle Erhärtung; hohe Hydratationswärme; hohe Festigkeit	45 – 80	500
C ₂ S	2 CaO·SiO ₂	Dicalciumsilikat	langsame, stetige Erhärtung; niedrige Hydratationswärme; hohe Festigkeit	0-32	250
C ₃ A	3 CaO·Al ₂ O ₃	Tricalciumaluminat	schnelle Reaktion mit H ₂ O; hohe Hydratationswärme; geringe Festigkeit; anfällig gegen Sulfatwässer	7-15	1340
C ₄ AF	4CaO·Al ₂ O ₃ ·Fe ₂ O ₃	Tetracalciumaluminatferrit	langsame und geringe Erhärtung; widerstandsfähig gegen Sulfatwässer	4-14	420
C	CaO	Freies CaO (Freikalk)	In geringen Mengen unschädlich, sonst Kalktreiben	0,1-3	1150
M	MgO	Freies MgO (Perikglas)	In größeren Mengen Treiben	0,5-4,5	840

Nebenbestandteile des Portlandzementklinkers sind das freie CaO (ungebundenen CaO, freier Kalk, Freikalk) und das freie MgO (Perikglas). Beide unerwünschten Begleitelemente führen zum Treiben des Betons, weswegen ihr Anteil auf 3-5 % begrenzt ist [43].

Das Tricalciumsilicat C₃S verleiht dem Zement seine wesentlichen Eigenschaften und bestimmt dessen Frühfestigkeit. Mit Wasser zu einer Paste angemacht erhärtet es schnell unter Entwicklung einer großen Hydratationswärme und erreicht sehr hohe Festigkeiten [43].

Das kalkärmere Dicalciumsilicat C₂S erhärtet wesentlich langsamer als das C₃S, erreicht jedoch nach längerer Zeit die gleiche Festigkeit. Wegen der geringeren Erhärtungsgeschwindigkeit ist die pro Zeiteinheit abgegebene Reaktionswärme (Hydratationswärme) geringer als beim Dicalciumsilikat C₃S [1, 43].

Im Calciumaluminatferrit C₄AF ist so gut wie das gesamte im Klinker enthaltene Eisenoxid und ein Teil des Aluminiumoxids gebunden. Aufgrund seiner geringen hydraulischen Eigenschaften trägt es wenig zur Festigkeitsentwicklung bei [1, 43].

Der nicht gebundene Teil des Aluminiumoxids im Calciumaluminatferrit bildet das Tricalciumaluminat C₃A. Es reagiert schnell mit Wasser und versteift innerhalb kürzester Zeit. Bei der Herstellung von Betonen würde das sofortige Abbinden in der Verarbeitbarkeit stören.

Deshalb wird dieser Effekt durch Gipszusätze bis maximal 5,5 % (als Erstarrungsbeschleuniger) aufgehoben. C₃A trägt mit Verbindung mit Silikaten zur Erhöhung der Anfangsfestigkeit des Zementsteins bei [1, 43].

Praktisch sind im Portlandzementklinker aller vier Klinkerphasen enthalten. Aufgrund unterschiedlicher Rohmehlzusammensetzungen sind die Mengenanteile gegebenenfalls verschieden. Wegen der ausgeprägt hydraulischen Eigenschaften der Phasen C₃S und C₂S sind sie der Hauptträger der Zementerhärtung und Festigkeitsbildung. Die Summe von C₃S und C₂S beträgt in jedem Klinker in etwa 75 % [1, 43].

Nach dem Versteifen des Zementleims (Erstarren), schließt die Erhärtung an. Dabei bilden sich die Hydratationsprodukte nicht gleichzeitig, sondern entstehen entsprechend ihrer chemischen Reaktivität nach einer Stunde bis hin zu Monaten oder Jahren. Die Hydratation des Zements ist ein exothermer Prozess. Die freigegebene Abbindewärme in J/g hängt von der chemischen Zusammensetzung bzw. vom Anteil der Klinkerphasen ab (siehe Tabelle 2.1). Je feiner der Zement gemahlen ist, umso schneller wird die Wärme freigesetzt. Ein hoher C₃A- und C₃S-Gehalt steigert die Wärmemenge. Die bis zur vollständigen Hydratation entwickelte Wärmemenge ist für die Zemente wenig verschieden und beträgt für Portlandzement im Mittel etwa 420 J/g. Wesentliche Unterschiede in der Wärmeentwicklung treten oft im frühen Alter auf, da sie vom Hydratationsgrad und damit auch vom Erhärtungsverlauf abhängig ist. Vor allem die ersten Stunden der Wärmeentwicklung beeinflussen die Temperaturverteilung in Betonbauteilen mit größerem Querschnitt. Infolge der ungleichmäßigen Abkühlung entsteht ein Temperaturgefälle über den Betonquerschnitt, welcher zu thermischen Spannungen und damit zur Rissbildung führen kann [43].

Für die Herstellung von Ultra-High-Performance-Concrete besitzt die Zementart eine große Bedeutung hinsichtlich der Festigkeitsentwicklung, Endfestigkeit und Dauerhaftigkeit [11]. Aufgrund eines anzustrebenden niedrigen Wasser-Zementwertes kommen hauptsächlich Zemente mit geringem Wasseranspruch, einer guten Verträglichkeit mit dem Fließmittel und geringem Erstarrungsverhalten zum Einsatz. In diesem Zusammenhang werden hauptsächlich C₃A-arme bzw. C₃A-freie Portlandzemente verwendet und in der Literatur empfohlen [10].

Zemente mit niedrigen Tricalciumaluminat-Gehalt (C₃A-Gehalt) weisen aufgrund ihres niedrigeren Gehaltes an Sulfatträgern einen geringeren Wasseranspruch auf. Zudem ist weniger Fließmittel erforderlich, da die C₃A Phase ein deutlich höheres

Fließmittel-Adsorptionsvermögen besitzt als die übrigen Klinkerphasen. Die C_3A Phase ist unter anderem für die Ettringitbildung verantwortlich. Ettringit bildet sich im Bereich zwischen Zuschlag und Zementstein aus und bewirkt durch seine weichere Eigenschaft eine Schwächung der Grenzfläche. Verwendet man C_3A freie Zemente so wird die Ettringitbildung deutlich verringert und es entsteht eine kompakte homogene Kontaktzone zwischen Zuschlag und Zementstein, die maßgeblich zur Festigkeitssteigerung des Betons beiträgt [10, 11].

Abbildung 2.2 zeigt die kompakte homogene Kontaktzone zwischen Zuschlag und Zementstein. Mikrosilikate als Zusatzstoff füllen die Zwickel Räume zwischen den Zementkörnern aus und erhöhen somit die Packungsdichte der Zementsteinmatrix (siehe Kapitel 2.2.4 Zusatzstoffe) [1].

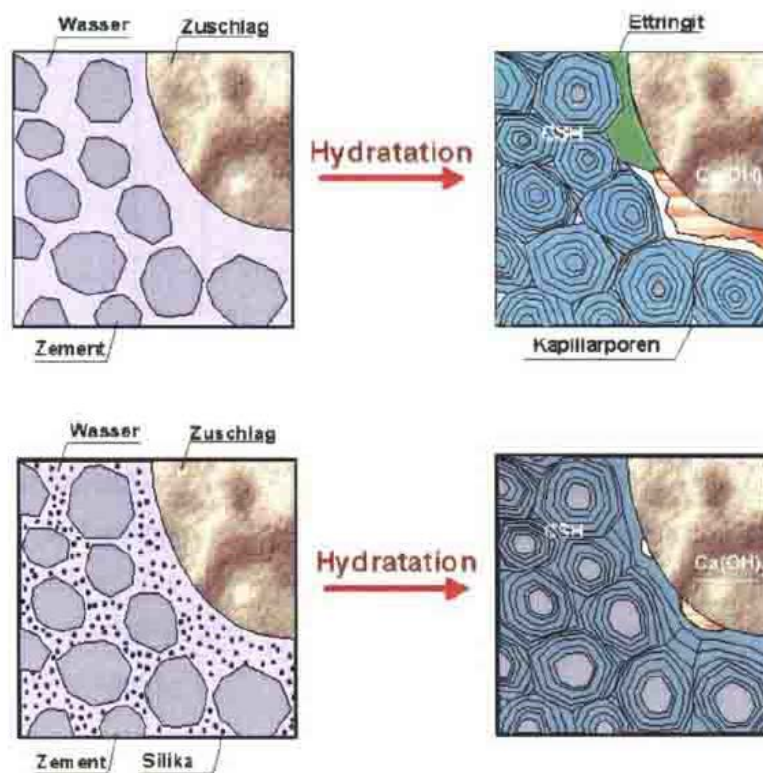


Abbildung 2.2: Darstellung der Zementhydratation - oberes Bild: Normalbeton;
unteres Bild: Hochleistungsbeton [16]

Folglich sind die grundlegenden Anforderungen an Zemente zur Herstellung von UHPC genannt [41]:

- Geringer C_3A Gehalt
- Niedriger Alkaligehalt
- Geringe bis mittlere Feinheit
- Geringer Wasseranspruch
- Geringe Hydratationswärmeentwicklung.

2.2.2 Gesteinskörnungen (Zuschläge)

Gesteinskörnungen nehmen mit ca. 70 % (bei ultrahochfesten Beton meist wesentlich weniger) des Betonvolumens den größten Teil im Beton ein [21]. Für die Herstellung von UHPC kommen feine Sande mit einer Korngröße von 150 µm bis 1000 µm gemeinsam mit Gesteismehl zum Einsatz. Durch die Feinheit des Zuschlages wird die poröse und heterogene Kontaktzone zwischen Zuschlagskorn und Zementstein deutlich verringert (siehe Abbildung 2.2) [1].

Die Kornverteilung der Zuschläge sollte möglichst der Fullerkurve entsprechen, das heißt eine optimale Sieblinie (kleinstmöglicher Porenanteil) aufweisen. Eine größtmögliche Packungsdichte des Korngemisches und damit ein minimaler Zementleimbedarf, eine optimale Verarbeitbarkeit des Frischbetons und maximale Festigkeiten stehen in Abhängigkeit zum Größtkorndurchmesser und der Idealsieblinie [1, 20]. Die Verwendung von Gesteinskörnungen für Beton ist in der *ÖNORM EN 12620* geregelt. Bei der Wahl der Zuschläge sind folgende Punkte zu beachten [1]:

- Mineralische Zusammensetzung des Zuschlages und daraus folgende chemische Wechselbeziehungen hinsichtlich des Verbundes mit dem Zementstein.
- Korngrößenverteilung („Sieblinie“)
- Mechanische Eigenschaften
- Kornform
- Wasseranspruch
- Oberflächenrauigkeit.

Bei hochfestem Betonen mit hohen Zementsteinfestigkeiten ist auf eine ausreichend hohe Gesteinsfestigkeit zu achten, da der Beton seine Leistungsgrenze bei Erreichen des schwächsten Elementes erreicht. Zuschläge aus Quarz weisen eine Druckfestigkeit von bis zu 300 N/mm² auf und sind deshalb für die Herstellung von UHPC besonders gut geeignet [16].

Man unterscheidet:

- Quarzsand
- Quarzmehl.

Quarzsand

Bei ultrahochfesten Betonen wird hauptsächlich Zuschlag mit Korngrößen kleiner als 1 mm verwendet. Durch diese Feinheit ergibt sich eine homogene und dichte Kontaktzone zwischen dem Zuschlagskorn und dem Zementleim. Aufgrund der sehr geringen Korngrößen muss die Fullerkurve modifiziert werden [16].

Bei Formel 2.1 können Korndurchmesser unter 0,5 mm sowie das Weglassen einzelner Korngruppen bei sogenannten Fehlkörnungen nicht berücksichtigt werden. Im Falle von Fehlkörnungen werden daher die Massenanteile der weggelassenen Korngruppen ermittelt und auf die beiden Nachbarskörnungen oder auch auf mehrere Korngruppen aufgeteilt [16].

$$A = \frac{100}{1 - \left(\frac{0,5}{D}\right)^n} \left[\left(\frac{d}{D}\right)^n - \left(\frac{0,5}{D}\right)^n \right] \quad \text{Formel 2.1: Fullerkurve [16]}$$

Im Falle eines feineren Zuschlages mit einem Korndurchmesser unter 0,5 mm wird die Formel 2.1 der Fullerkurve entsprechend modifiziert [16].

$$A = \frac{100}{1 - \left(\frac{0,25}{D}\right)^n} \left[\left(\frac{d}{D}\right)^n - \left(\frac{0,25}{D}\right)^n \right] \quad \text{Formel 2.2: modifizierte Fullerkurve [16]}$$

Dabei ist:

- D Größtkorndurchmesser der zu berechnenden Sieblinie [mm]
- d Siebweite [mm]
- A prozentueller Durchgang aller Feststoffe, die durch das Sieb mit der Nennweite d hindurchgehen [%]
- n Fullerexponent [-]

Quarzmehl

Für die unteren Fraktionen (< 125 µm) wird neben dem Sand auch Quarzmehl verwendet. Durch Verwendung von Quarzzusätzen wurde eine festigkeitssteigernde Wirkung beobachtet. Grund für die verbesserte Wirkung ist die große Oberfläche von Quarzmehl und die daraus folgende Verringerung der Zementleimschichtdicken, was sich in einer höheren Druckfestigkeit äußert. Grundvoraussetzung für die Druckfestigkeitssteigerung ist, dass sich

der Wasser/Bindemittel-Wert durch die Quarzmehlzugabe nicht wesentlich verändert. Dieser Effekt könnte aus dem geringen Wassersaugvermögen des Feinstquarzes resultieren. [16].

2.2.3 Anmachwasser, Wasser/Zement-Wert, Wasser/Bindemittel-Wert

Anmachwasser

Das Anmachwasser wird benötigt um den Abbindeprozess im Beton in Gang zu bringen.

Der wirksame Wassergehalt nach *ÖNORM EN 206* [45] wird definiert als Differenz zwischen der Gesamtwassermenge im Frischbeton und der Wassermenge, die von der Gesteinskörnung aufgenommen wird.

Der Gesamtwassergehalt ist nach *ÖNORM EN 206* [45] die Summe von folgenden Bestandteilen:

- Zugabewasser
- das bereits in der Gesteinskörnung und auf deren Oberfläche enthaltenes Wasser
- der wässrige Anteil in Betonzusatzmitteln und Zusatzstoffe
- Wasser von zugefügten Eis oder einer Dampfbeheizung.

Auch Kernfeuchten ab 0,5 % können bei der Prüfung des Wasser/Bindemittel-Wertes gemäß *ÖNORM B 4710* berücksichtigt werden, wenn sie von einer akkreditierten Prüfstelle (z.B. im Zuge der Betonerstprüfung) bestimmt und bestätigt wurden. Die Prüfung darf dabei nicht länger als 2 Jahre zurückliegen [3].

Im Allgemeinen kann Trinkwasser als Zugabewasser ohne Prüfung verwendet werden [3]. UHPC Mischungen enthalten meist zwischen 140 bis 220 l/m³ Wasser, wobei der Gesamtwassergehalt meist zwischen 180 bis 200 l/m³ eingegrenzt werden kann [10].

Wasser/Zement-Wert (W/Z-Wert)

Das Massenverhältnis des wirksamen Wassergehaltes zum Zementgehalt im Frischbeton wird als Wasser/Zement-Wert (W/Z-Wert) bezeichnet [3, 45].

Der W/Z-Wert ist einer der wichtigsten Kennwerte des Frisch- und Festbetons. Mit zunehmendem Wasser/Zement-Wert wird Frischbeton plastischer, besser verarbeitbar und verdichtbar. Je niedriger der W/Z-Wert ist, umso besser ist die Betonqualität nach der Erhärtung. Weiteres wird durch die niedrigen W/Z -Werte die Hydratationswärmeentwicklung

deutlich verringert. Es folgt eine Beschleunigung der Reaktionsgeschwindigkeit des Zementes und dadurch eine Verbesserung der Frühfestigkeit [1].

Für eine vollständige Hydratation des Zementes werden in etwa 25 % des Zementgewichtes als chemisch gebundenes und weitere 15 % als physikalisch gebundenes Wasser (Gelwasser) notwendig. Dieses Gelwasser, steht aufgrund der starken physikalischen Bindungen für eine weitere Hydratation nicht zur Verfügung. Demnach ist eine vollständige Hydratation des Zementsteins bei W/Z-Werten unter 0,4 nicht möglich [1, 12, 44].

Untersuchungen haben gezeigt, dass eine maximal erreichbare Druckfestigkeit nicht mit einer vollständigen Hydratation des Zementes einhergeht. Zu einer Festigkeitssteigerung bei W/Z-Werten unter 0,4 kommt es aufgrund einer verringerten Porosität und einer erhöhten Qualität des Zementsteines. So werden bei niedrigeren Wasser/Zement-Werten die Räume zwischen den Zementkörnern bereits mit Zementgel ausgefüllt, bevor der Zement vollständig hydratisieren kann. Der Zementstein erhält somit unhydratisierte Klinkerreste, die zu einer Festigkeitssteigerung beitragen. Die Zementkörner werden bereits bei teilweiser Hydratation an den Kornrändern fest miteinander verklebt. Die hohe Eigenfestigkeit des Zementkorns, die bei etwa 200 N/mm² bis 400 N/mm² liegt, bleibt dadurch weitgehend erhalten. Die Betontechnologie des Ultra-High-Performance-Concrete (UHPC) mit W/Z-Werten, meist zwischen 0,13 bis 0,20, macht sich diesen Sachverhalt zunutze [1, 12, 44].

Einer der wichtigsten empirischen Regeln der Betontechnologie ist das im Jahr 1919 von *D. Abrams* formulierte Wasser/Zement-Wertgesetz. Die Betonfestigkeit und der W/Z-Wert verhalten sich dabei umgekehrt proportional zueinander. Es ist daher zur Erreichung hoher Betonfestigkeiten notwendig, dass der Wasser/Zement-Wert so weit wie möglich reduziert wird. Ein Vergleich der Festigkeitsabhängigkeit des W/Z-Wertes beim Normalbeton und beim Zementstein ist in Abbildung 2.3 ersichtlich. Die Festigkeitsminderung mit größer werdenden Wasser/Zement-Wert ist beim Zementstein deutlich größer als bei Beton. Bei niedrigen W/Z-Werten ist die Druckfestigkeit des Zementsteins signifikant über und bei höheren W/Z-Werten deutlich unter der Druckfestigkeit des Betons. Daraus kann man schließen, dass die Betondruckfestigkeit bei niedrigen W/Z-Werten von der Kontaktzone zwischen Zuschlag und Zementstein begrenzt wird. Bei höheren W/Z-Werten wird die Festigkeit von den Eigenschaften des Zementsteins bestimmt [1, 12, 44].

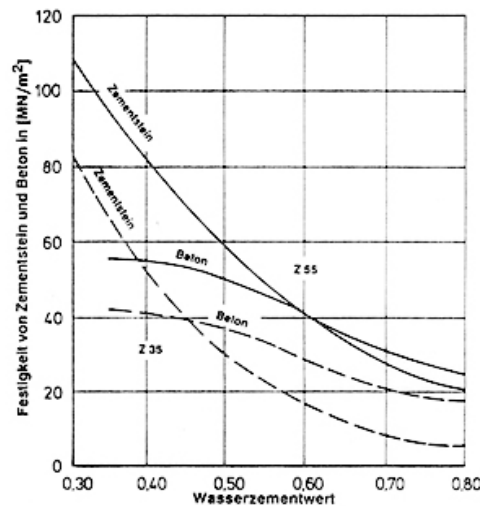


Abbildung 2.3: 28 Tage Druckfestigkeit von Zementstein und Normalbeton in Abhängigkeit vom W/Z-Wert und der Zementfestigkeitsklasse [44]

Wasser/Bindemittel-Wert (W/B-Wert)

In der Betontechnologie wird seit einigen Jahren auch sehr oft der Begriff Wasser/Bindemittel-Wert verwendet (W/B-Wert). Darunter versteht man das Verhältnis des wirksamen Wassergehaltes zum anrechenbaren Bindemittelgehalt. Mit dem k-Wert Ansatz dürfen puzzolanische oder latenthydraulische Zusatzstoffe (Typ II) dem Wasser/Bindemittel-Wert, nach Formel 2.3 angerechnet werden. Der tatsächliche k-Wert hängt vom jeweiligen Zusatzstoff ab [1, 3, 12].

$$W/B = \frac{\text{Wasser}}{\text{Zement} + k \cdot \text{Zusatzstoff}}$$

Formel 2.3: Wasser/Bindemittel-Wert [12]

Auch hier gilt wie beim W/Z-Wert, dass je geringer der W/B-Wert ist, desto höher sind die Festigkeiten. Beim Normalbeton liegt dieser Wert um die 0,45 [1, 12].

2.2.4 Zusatzstoffe

Die Zusatzstoffe werden in der *ÖNORM B 4710-1* [3] eingeteilt in:

- Nahezu inaktive Zusatzstoffe (Typ I)
 - Gesteinsmehl nach *ÖNORM EN 12620*
 - Pigmente nach *ÖNORM EN 12878*
- Puzzolanische oder latent hydraulische Zusatzstoffe (Typ II)
 - Flugasche nach *ÖNORM EN 450*
 - Silikastaub nach *prEN 13263: 1998*; für Österreich nach *ÖNORM EN 13263-1*
 - Aufbereitete hydraulisch wirksame Zusatzstoffe (AHWZ) nach *ÖNORM B 3309*
 - Hüttensandmehl *ÖNORM EN 1516*
- Sonstige Betonausgangsstoffe
 - Stahlfasern nach *ÖNORM EN 14889-1*
 - Polymerfasern nach *ÖNORM EN 14899-2*.

Zur Verbesserung der Fließ-, Dauerhaftigkeits- und insbesondere der Festigkeits-Eigenschaften werden zur Herstellung von Hochleistungsbetonen vorrangig Silikastaub, sowohl als Feststoff als auch als Suspension, Flugasche und Metakaolin verwendet. Durch die Zugabe von Zusatzstoffe kann mittels des k-Wert Ansatzes (siehe Kapitel 2.2.3 Anmachwasser, Wasser/Zement-Wert, Wasser/Bindemittel-Wert) der Zementgehalt verringert werden. Durch die Verminderung des Zementgehaltes kommt es zu einer geringeren Hydratationswärmeentwicklung und der damit verbundenen Zwangsbeanspruchung. Silkastäube bewirken eine Festigkeitssteigerung durch die puzzolanische Reaktion, dem sogenannten Füller Effekt und einer Verbesserung der Kontaktzone zwischen Zuschlag und Zementstein. Außerdem reduzieren Silikastäube die Gefahr von Entmischungen, bedingt durch die hervorgerufene Klebrigkeit. In einigen Fällen werden inerte Zusatzstoffe wie Quarzmehl oder Kalksteinmehl hinzugegeben um die Dichtheit des Betons bzw. die Kornzusammensetzung zu verbessern [14, 15].

Die nachfolgende Tabelle 2.2 zeigt die Eigenschaften einiger Puzzolane sowie deren Wirkung auf die Betoneigenschaften.

Tabelle 2.2: Eigenschaften einiger Puzzolane und deren Wirkung auf die Betoneigenschaften [14]

Chemische Bestandteile		Silikatstaub (Mikrosilika)	Nanosilika	Metakaolin	Steinkohleflugasche
SiO ₂	[M.-%]	91 - 97	100	51 - 55	40 - 60
Al ₂ O ₃	[M.-%]	1 - 1,4	-	40 - 42	23 - 24
Fe ₂ O ₃	[M.-%]	0,2 - 1,2	-	0,5 - 4,6	2 - 16
CaO	[M.-%]	0,2 - 0,4	-	0,1 - 0,34	0,6 - 8,5
Mittlere Partikelgröße	[µm]	~ 0,1	~ 0,015	~ 1,3	~ 10 - 20
Spezifische Oberfläche	[m ² /g]	18 - 22	180 - 230	10 - 16,8	0,3 - 0,8
Zustandsform		Pulver, Suspension	Kolloidale Lösung, Pulver	Pulver	Pulver
Druckfestigkeit		(++)	(++)	(++)	(+)
Zugfestigkeit		(+)	(+)	(+)	(+)
Biegezugfestigkeit		(+)	(+)	(+)	(+)
E-Modul		(+), (0)	(+), (0)	(+)	(+)
Verschleißwiderstand		(++)	(++)		
Sulfatwiderstand		(+), (++)	(+), (++)	(+)	(+)
Frost- Tausalz – Widerstand		(++)	(++)	(+)	(0), (-)
Chloriddiffusion		(++)	(++)	(++)	(+)

Der bevorzugte Zusatzstoff bei der Herstellung von UHPC stellt Silikastaub dar. Im Folgenden ist daher Mikrosilikat näher behandelt.

Mikrosilikat

Mikrosilikat fällt bei der Herstellung von Siliciummetall und Siliciummetalllegierung (hauptsächlich Ferrosilicium) bei der Rauchgasreinigung an. Dabei reagiert das im Rauchgas enthaltene Siliciummonoxid (SiO) mit Sauerstoff und kondensiert beim Abkühlen zu amorphem Siliciumdioxid (SiO₂), welches der Abluft mittels Filtern entzogen wird. Diese Mikrosilikatpartikel formen sich im Rauchabzug zu einer fast perfekten Kugelform mit einer durchschnittlichen Teilchengröße von 0,1 bis 0,15 µm. Im Vergleich zu Zement hat Mikrosilikat eine 100-fach geringere mittlere Teilchengröße. Diese kleinen Partikel füllen die Zwickel Räume zwischen den einzelnen Zementkörnern aus und erhöhen somit die Packungsdichte der

Zementsteinmatrix. Dieser Füllereffekt trägt wesentlich zur Festigkeitssteigerung bei [1, 16].

In Abbildung 2.4 und Abbildung 2.5 ist der Füllereffekt von Mikrosilikat dargestellt.

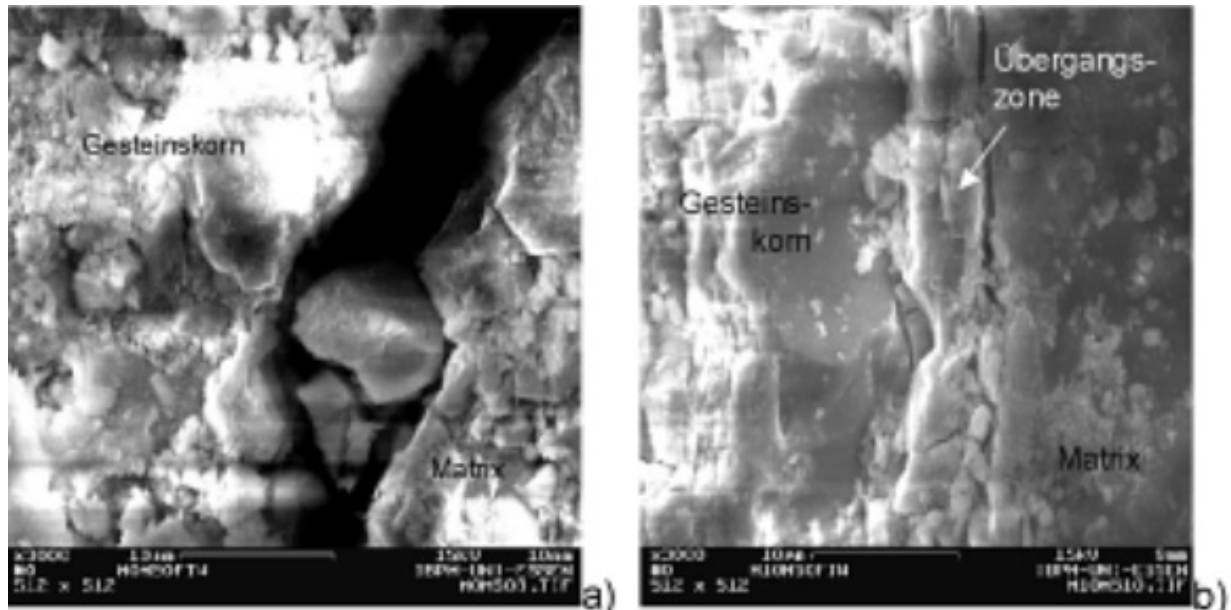


Abbildung 2.4: Übergangzone eines Betons - links: ohne Silikazugabe (a); rechts: mit 10% Silikazugabe (b) unter dem Rasterelektronenmikroskop [17]

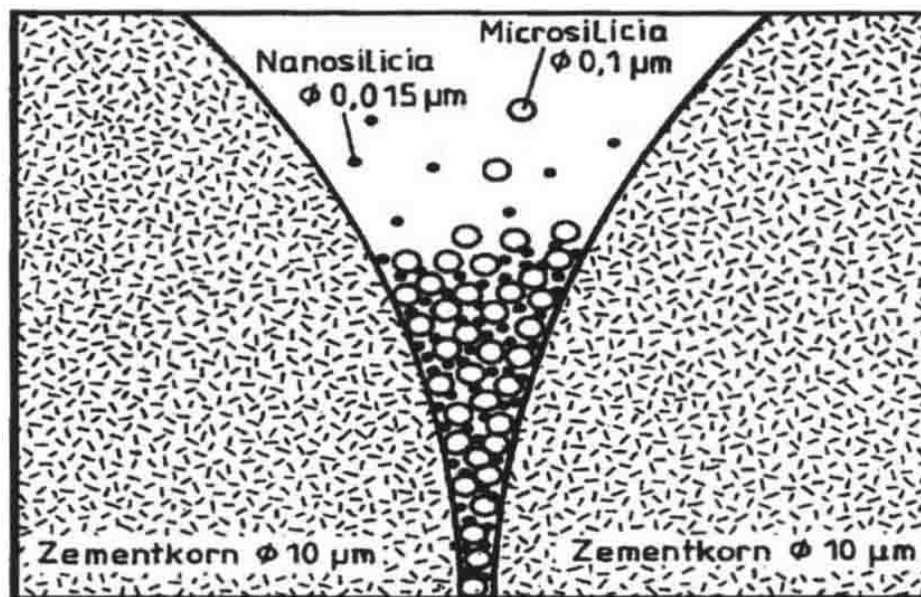
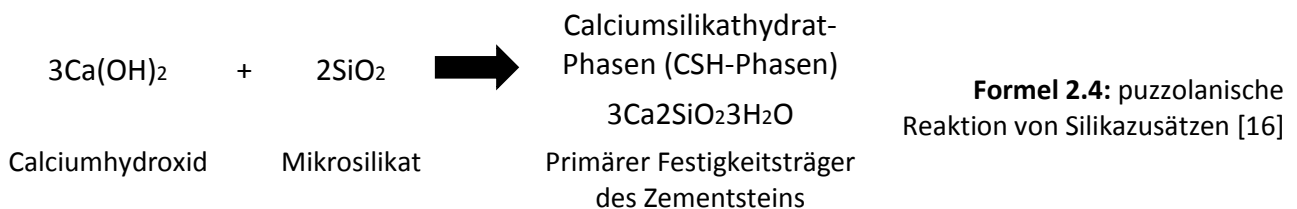


Abbildung 2.5: Füllereffekt von Mikrosilika und Nanosilika [16]

Folgende Effekte sind der Grund für die verbesserten Betoneigenschaften:

- Verbesserung des Porensystems im Zementstein durch den Füller- und Kugellagereffekt. Dabei sind die kleinen Partikel in der Lage, nahezu alle Zwickel Räume zwischen den zum Teil unhydratisierten Zementkörnern zu füllen und damit die Packungsdichte der Zementsteinmatrix deutlich zu erhöhen [14].
- Bildung von zusätzlichen Calciumsilikathydrat-Phasen (CSH-Phasen) als primärem Festigkeitsträger des Zementsteins durch die puzzolanischen Reaktionen. Die Reaktionsfreudigkeit wird maßgeblich durch den Gehalt an reaktiven, überwiegend silikatischen Anteilen bestimmt. Das bei der Hydratation von Portlandzementklinker entstandene Calciumhydroxid Ca(OH)_2 (CH-Phasen) reagiert mit dem Silikastaub und es bildet sich Calciumsilikathydrat (CSH-Phase). In Formel 2.4 ist dieser Vorgang dargestellt. Da es sich um eine Kontaktflächenreaktion handelt ist die zur Verfügung stehende Oberfläche des Puzzolans sehr wichtig [1, 14].



- Verbesserung der Kontaktzone zwischen Zuschlag und Zementstein durch Reduzierung des Porenvolumens und Bildung zusätzlicher CSH-Phasen [14].

2.2.5 Fasern

Fasern werden als Betonzusatzstoffe eingesetzt und sind ein wesentlicher Bestandteil von ultrahochfesten Betonen. Durch die Faserzugabe verleiht man dem Beton verbesserte Eigenschaften, vor allem hinsichtlich seines Verformungsvermögens (Duktilität), Zugfestigkeit, Verringerung von Schwindrissen bzw. Schwindverformungen und seines Brandwiderstandes [10]. Das Materialversagen von Faserbetonen ist neben dem Faserwerkstoff, der Menge und dem Verbunderhalten der Faser in der Matrix, auch von der Faserverteilung und Faserausrichtung wesentlich abhängig [27]. Als Fasermaterial kommen zum Beispiel Stahlfasern, alkaliresistente Glasfasern (AR-Glasfasern), oder Polypropylenfasern, sowie organische Fasern wie Aramidfasern und Kohlenstofffasern zum Einsatz [23]. Fasermaterialien können auch vorteilhaft miteinander kombiniert werden.

Als Faserwerkstoff sind grundsätzlich Materialien geeignet, die nachfolgend angegebene Anforderungen erfüllen [27]:

- Der Faserwerkstoff muss im alkalischen Milieu des Betons hinreichend beständig sein.
- Die Materialeigenschaften des Frisch- und des Fest-Betons dürfen durch die verwendeten Fasern nicht nachteilig beeinflusst werden.
- Fasern benötigen eine ausreichende Biegefestigkeit, damit sie während des Mischvorganges nicht verbogen oder zerbrochen werden.
- Für eine rissüberbrückende Wirkung muss der Faserwerkstoff eine ausreichende Zugfestigkeit und Bruchdehnung aufweisen. Um die statische Wirksamkeit sicherzustellen sollen die Fasern durch deren Formgebung eine hinreichende Verankerung in der Matrix ermöglichen.
- Fasern müssen bestehende Anforderungen zur Umweltverträglichkeit und physiologischer Unbedenklichkeit erfüllen.

Eine Übersicht über die Eigenschaften der gebräuchlichsten Fasern ist in Tabelle 2.3 aufgelistet. In dieser Arbeit werden Stahlfasern und Polypropylen Fasern genauer behandelt.

Tabelle 2.3: Ausgewählte Faserarten und ihre Werkstoffeigenschaften [27]

Faserart	Faser- durchmesser*) [μm]	Faser- länge*) [mm]	Dichte [g/cm ³]	E-Modul [kN/mm ²]	Zugfestigkeit [N/mm ²]	Bruch- dehnung [%]
Metallische Fasern						
- Stahldrahtfasern	150-1200	12-70	7,85	160-210	1000-2600	1-10
- Spanfasern	400	30	7,85	210	900	
- Blechfasern	400-650	12-50	7,85	210	270-1000	10
- AR-Glas	3-30	3-25	2,68-2,70	72-75	1500-3700	1,5-2,4
Polypropylenfasern						
- monofil	18-22	6-18	0,91	4-18	320-560	8-20
- fibrilliert	50-100	6-19	0,91	3,5-10	320-400	5-15
Polyacrylnitrilfasern	18-104	4-24	1,18	15-20	330-530	6-10
Kohlenstofffasern	5-10	6-12	1,75-2	200-450	2000-5000	0,4-2
Aramidfasern	10	12-20	1,38-1,45	70-130	2700-3600	2,1-4
Asbestfasern	0,02-30	<40	2,6-3,4	160-200	1000-4500	2-3
Zellulosefasern	15-400	2,5-350	1,05-1,50	5-100	120-1000	3-25

*) Typische Faserabmessungen hinsichtlich der Anwendung von Kurzfasern in Faserbetonen

Stahlfasern

Stahlfasern sind innerhalb des alkalischen Milieus des nicht karbonatisierten Betons gut gegen Korrosion geschützt. Metallfasern werden in der Regel nicht bis zur Bruchgrenze belastet, sondern versagen durch das Herausziehen aus der Zementmatrix. Um die Verbundfestigkeit von der Faser im Zementstein zu erhöhen ist eine Profilierung der Faseroberfläche und/oder die Anordnung von Hacken an den Faserenden vorteilhaft. Entsprechend ihres Herstellungsverfahrens und des verwendeten Ausgangsmaterials können Stahldrahtfasern, Spanfasern und Blechfasern unterschieden werden [27]. Abbildung 2.6 zeigt die typischen Formgebungen von Metallfasern.

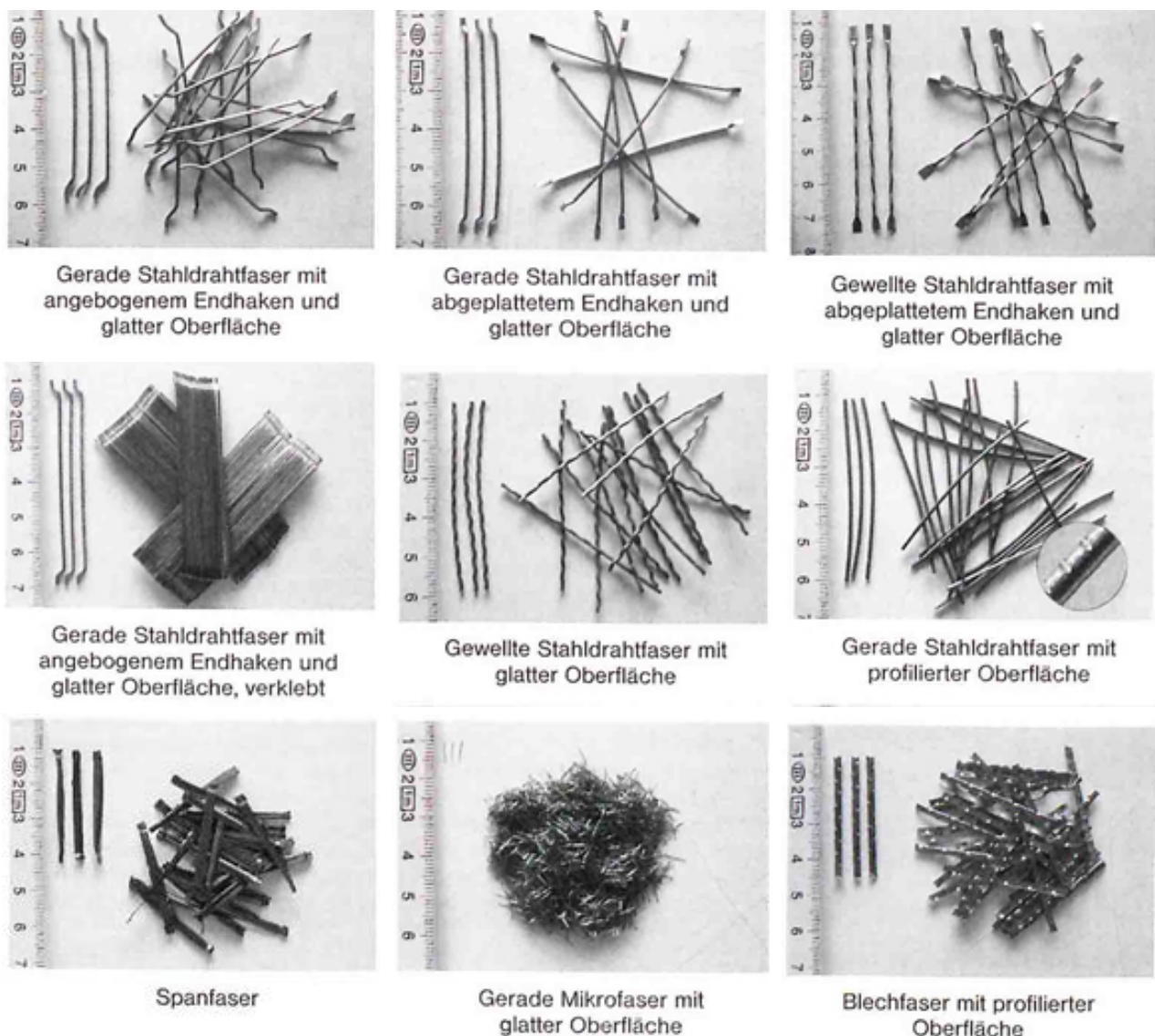


Abbildung 2.6: Typische Formgebung von Metallfasern [27]

Der Ausgangsstoff für die Herstellung von Stahldrahtfasern ist kaltgezogener Walzdraht, wobei auch Edelstahldrähte verarbeitet werden können. Die Formgebung erfolgt, indem der Stahldraht durch Walzen geführt und auf Länge geschnitten wird. Durch entsprechende Ausbildung der Walzen ist es möglich neben geraden, auch gewellte Fasern herzustellen, die Oberfläche zu profilieren und gegebenenfalls mit Endhacken auszubilden [27].

Spanfasern (gefräste Fasern) werden durch rotierende Werkzeuge von Stahlblöcken abgefräst. Sie haben einen sichelförmigen Querschnitt und sind um die Längsachse verdreht [27].

Blechfasern werden durch Zerschneiden von dünnen Blechstreifen gewonnen. Durch Druck ist es möglich die Fasern mit Endhacken zu versehen und die Oberfläche zu profilieren. Stahlfasern erreichen die höchsten und Blechfasern nur relativ niedrige Zugfestigkeitswerte (siehe Tabelle 2.3). Spanfasern verhalten sich verhältnismäßig spröde, dagegen Stahldrahtfasern und Blechfasern ausgesprochen duktil [27].

In Abbildung 2.7 ist das Verhältnis von Faser zu Zuschlagskorn für ultrahochfestem Beton und für Beton mit grobem Zuschlag ersichtlich. Die Zugabe von Stahlfasern führt in herkömmlichen Betonmischungen zu einer Verschlechterung der Verarbeitbarkeit. Bei UHPC tritt hingegen das Gegenteil ein. Dieses Verhalten lässt sich durch die unterschiedliche Relativgröße der Faser im Vergleich zum Größtkorn des Zuschlages begründen. Wenn die Faserlängen in derselben Größenordnung wie das Größtkorn des Zuschlages ist, kommt es zu einer Störung des Mischgutes und zu einer verschlechterten Verarbeitbarkeit. Bei Ultrahochfestem Beton werden nur kleine Zuschlagskörner verwendet und damit wächst das Verhältnis zwischen Faserlänge und Korndurchmesser. Daraus folgt, dass sich die Faser besser in die Matrix einbettet, als bei Verwendung von Beton mit grobem Zuschlag (siehe Abbildung 2.7) [1].

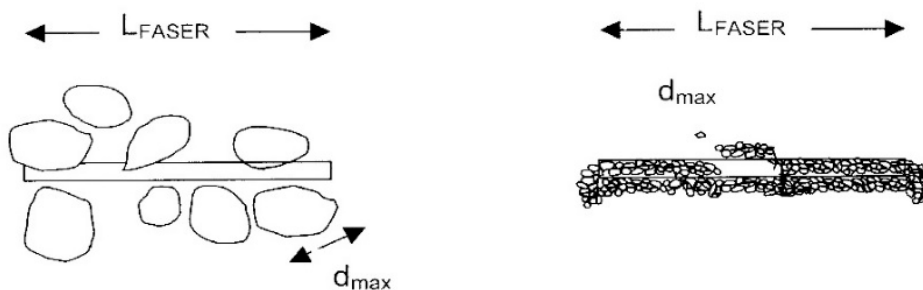


Abbildung 2.7: Darstellung der Einbindung einer Faser gleicher Länge im gewöhnlichen Beton (links) und im UHPC (rechts) [1]

Polypropylen-Fasern (PP-Fasern)

Aus der großen Anzahl verfügbarer Kunststoffe ist nur eine kleine Anzahl für den Einsatz im Beton geeignet. Als Kriterien hierfür gelten vor allem die Steifigkeit und Beständigkeit im alkalischen Milieu. Insbesondere kommen Polyacrylnitrilfasern, Polyvinylalkoholfasern und Polypropylenfasern zur Anwendung [28].

Die Herstellung von Kunststofffasern kann im Spinnverfahren (Nassspinnen, Trochenspinnen, oder Schmelzspinnen) oder durch das Herausstanzen aus einer Folie erfolgen [27].

Man unterscheidet zwischen [23, 27]:

- Spleißfasern entstehen durch Zerhacken oder Abschälen einer Folie und weisen aufgrund ihres Produktionsprozesses einen undefinierten Querschnitt auf, weshalb der Einsatz im Beton und Estrich nicht empfohlen wird. Sie werden daher nicht näher erläutert.
- Fibrillierte Polypropylenfasern werden durch Herausstanzen aus einer Kunststoffolie gewonnen.
- Monofilamente Polypropylenfasern werden im Spinnverfahren erzeugt.

Fibrillierte PP-Fasern

Bei fibrillierten Fasern (siehe Abbildung 2.8) handelt es sich um einen Folienstreifen mit rechteckigem Querschnitt, der an mehreren Stellen eingeschnitten wird. Dabei entstehen Faserbündel mit netzartiger Struktur, bei denen die einzelnen Fasern zunächst noch miteinander verbunden sind. Erst im Zuge des Mischvorganges lösen sich, aufgrund der mechanischen Einwirkung, die Faserbündel in einzelne Fasern auf. Fibrillierte Fasern sollten daher für Betonrezepturen eingesetzt werden, bei denen beim Mischvorgang hohe Scherkräfte frei werden (z.B. trockene Mischungen, grobe Zuschläge, niedrige Konsistenz,...) [23].



Abbildung 2.8: Fibrillierte Fasern - links: Fasern [29]; mitte: Betonoberfläche der Fasern [29];
rechts: Netzartige Struktur der fibrillierten Fasern [27]

Die Durchmesser der einzelnen Fasern liegen zwischen 300 und 500 μm . Die Anzahl an Fasern pro kg liegt zwischen sechs und sieben Millionen Einzelfasern. Durch ihre grobe Struktur neigen sie dazu aus der Betonoberfläche herauszustehen, was zu einer begrenzten Anwendung führt [23].

Monofilamente Fasern

Monofilamente Polypropylenfasern (siehe Abbildung 2.9) sind nicht miteinander verbundene Fasern, weswegen sie auch Einzelhaarfasern genannt werden. Diese werden gesponnen, oberflächenbehandelt und anschließend auf Länge geschnitten. Zusätzlich können die Fasern in Wellenform gebracht werden, was die Verankerung im Beton erhöht. Durch besondere Verfahren, wie zum Beispiel dem Recken und/oder einer Wärmebehandlung kann der Elastizitätsmodul und die Festigkeit erheblich gesteigert werden. Die Faserlänge reicht von 6 bis zu 12 mm. Die Anzahl an einzelnen Fasern pro kg bewegt sich zwischen 170 und 300 Millionen (bei einer Länge von 12 mm). Während des Abbindeprozesses des Betons bewirken monofilamente Fasern einen Anstieg der Frühfestigkeit und verhindern Mikrorisse [23, 27].

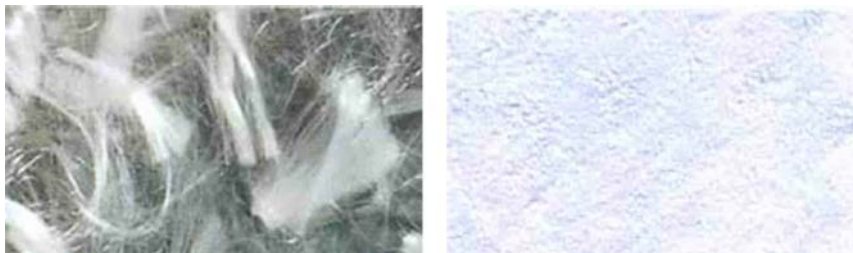


Abbildung 2.9: Monofilamente Fasern - links: Fasern; rechts: Betonoberfläche der Fasern [29]

2.2.6 Zusatzmittel

Zusatzmittel sind flüssige oder pulverförmige Stoffe, die durch chemische und/oder physikalische Wirkung die Eigenschaften des Frisch- oder Festbetons beeinflussen. Zu den veränderten Betoneigenschaften gehören zum Beispiel die Verarbeitbarkeit, Erstarren, Erhärten, Wasseraufnahme oder Frostwiderstand. Dabei kommt es gelegentlich auch zur unerwünschten Änderung einer anderen Betoneigenschaft. Um die Zusatzmittel erfolgreich anwenden zu können müssen die Grundsätze über die Mischungszusammensetzung, Verarbeitung und Nachbehandlung des Betons eingehalten werden.

Betonzusatzmittel werden in so geringen Mengen zugegeben (<5 Massenprozent des Zementanteils), sodass sie ohne Bedeutung für den Raumanteil des Betons sind. Übersteigt die flüssige Zusatzmittelmenge 3 l/m^3 Frischbeton, so ist die darin enthaltene Wassermenge bei der Berechnung des W/B-Wertes zu berücksichtigen [3, 16, 18]. Zusatzmittel sind in der *ÖNORM EN 934-2* [19] „Zusatzmittel für Beton, Mörtel und Einpresshilfen“ genormt. Man unterscheidet folgende Wirkungsgruppen [16, 19]:

- Betonverflüssiger (BV): Vermindern den Wassergehalt ohne die Konsistenz des Frischbetons zu beeinflussen und/oder erhöhen das Setzmaß/Ausbreitmaß ohne Veränderung des Wassergehaltes.
- Fließmittel (FM): Wirken stark verflüssigend und bewirken eine erhebliche Verminderung des Wasseranspruches und/oder erhöhen das Setzmaß/Ausbreitmaß ohne Veränderung des Wassergehaltes.
- Stabilisierer (ST): Erhöhen das Zusammenhaltevermögen des Frischbetons, verbessern die Verarbeitbarkeit und vermindern das Wasserabsondern (Bluten).
- Luftporenbildner (LP): Führen eine bestimmte Menge von kleinen, gleichmäßig verteilten Luftporen, im Zuge des Mischvorganges ein. Diese verbleiben nach dem Erhärten im Beton.
- Beschleuniger (BE): Bewirken eine Beschleunigung des Erstarrens bzw. Erhärtens und damit eine schnellere Wärmeentwicklung.
- Verzögerer (VZ): Bewirken eine Verzögerung beim Erstarren des Zementleims und damit eine längere Verarbeitbarkeit des Betons.
- Dichtungsmittel (DM): Vermindern die kapillare Wasseraufnahme von Festbeton.
- Einpresshilfen (EH): Reduzieren das Absetzen des Zementmörtels.
- Chromatreduzierer (CR): Dienen der Reduktion des löslichen Chroms im Zement.
- Recyclinghilfen (RH): Helfen bei der Wiederverwendung des Waschwassers
- Schaumbildner (SB): Dienen zur Herstellung eines Schaumbetons durch Einführung eines hohen Gehaltes an Luftporen.

Hochleistungsverflüssiger (HBV)

Bei der Herstellung von Ultra-High-Performance-Concrete werden zur Reduktion der Gesamtwassermenge hochleistungsfähige Fließmittel eingesetzt. Wegen des sehr niedrigen Wasser/Zement-Wertes von UHPC (W/Z-Werte bis zu 0,15) sind Hochleistungsverflüssiger erforderlich um die Verarbeitbarkeit und/oder die Qualität des Festbetons (siehe Abbildung 2.10) zu verbessern [1]. Zum Einsatz kommen vorwiegend Fließmittel auf Basis von Ligninsulfonaten, Melaminharzen, Naphtalinsulfonsäurekondensaten und Polycarboxylate [42].

Die Wirkungsweise von Fließmitteln besteht darin, dass sie sich an der Oberfläche des Zementkornes anlagern und die agglomerierten Zementpartikel auftrennen. Durch diese dispergierende Wirkung wird das zuvor in den Zwischenräumen der Agglomerate eingeschlossene Wasser freigesetzt. Dieses Wasser kann nun zur Konsistenzverbesserung genutzt bzw. bei der Zugabe eingespart werden [10].

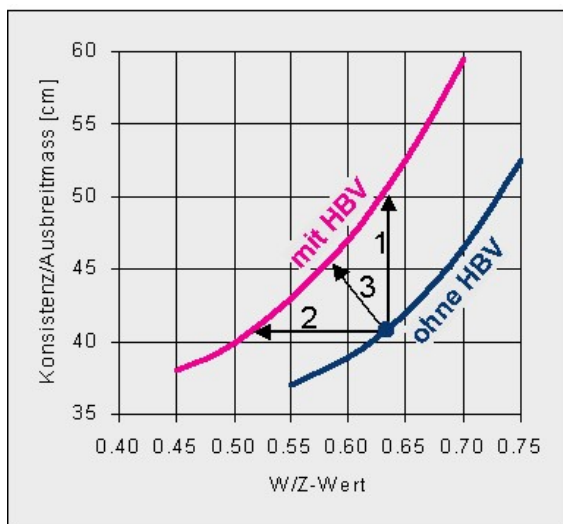


Abbildung 2.10: Konsistenz in Abhängigkeit vom Wassergehalt für Beton mit und ohne Hochleistungsverflüssiger (HBV) [12]

- 1: Die Verarbeitbarkeit des Frischbetons bei gleichem Wasserzementwert wird verbessert.
- 2: Bei gleicher Konsistenz wird der Wasserzementwert vermindert um die Qualität des Festbetons zu erhöhen.
- 3: Optimierung beider Eigenschaften um die geforderte Endqualität bei guter Verarbeitung zu erhalten.

Die neuesten Fließmittel basieren auf Polycarboxylatethern. Sie bewirken über einen längeren Zeitraum eine noch höhere Wassereinsparung und Konsistenzhaltung als Fließmittel der älteren Generation [20].

2.3 Herstellung und Verarbeitung

2.3.1 Dosieren und Mischen

Um eine hohe und weitgehend konstante Qualität des Betons zu erzielen sind die einzelnen Ausgangsstoffe mit hoher Genauigkeit zu dosieren. Jede Abweichung von der Betonrezeptur wirkt sich im Mikrogefüge des Betons als störend aus und beeinflusst die Festbetoneigenschaften. Die Normen verschiedener Länder legen deshalb Fehlergrenzen für das Dosieren fest (siehe Tabelle 2.4) [1, 22].

Tabelle 2.4: Zulässige Dosierfehler der Betonausgangsstoffe in verschiedenen Regelwerken [22]

Ausgangsstoffe	Zulässiger Dosierfehler [Gewichts-%] nach Regelwerk			
	DIN 1084	prEN 206	ASTM C 96	GOST 7473
Zuschläge	3	3	2	2,5
Zement	3	3	1	2
Wasser	3	3	1	2
Zusatzmittel	3	5	3	2
Zusatzstoffe	3	5	3	2

Die Mischkomponenten werden nach dem Gewicht bemessen und hinzugegeben. UHPC ist wie bereits erwähnt ein Gemisch aus hochsulfatbeständigem Portlandzement, sehr feinem Zuschlagstoff, Mikrosilikat, Superverflüssiger und Wasser. Um die Duktilität zu verbessern werden Fasern beigemischt. Eine typische Zusammensetzung von Ultra High Performance Concrete enthält Tabelle 2.5 [1].

Tabelle 2.5: Mischungsentwurf für industriell hergestelltem UHPC [1]

Material	Menge
CEM I 42,5 R HS	705 kg/m ³
feiner Sand (150 – 400 µm)	1010 kg/m ³
Gesteinsmehl (<150 µm)	210 kg/m ³
Mikrosilika	230 kg/m ³
Verflüssiger	34,5 l/m ³
Stahlfasern	140 kg/m ³
Wasser	185 l/m ³

Nach dem Mischvorgang weist UHPC aufgrund der sehr niedrigen W/Z-Werte und W/B-Werte eine plastische, klebrige Konsistenz auf. Diese ist auch die Ursache für einen erhöhten Reinigungsaufwand für Misch- und Fördergeräte gegenüber Normalbeton. Zudem erhöht sich durch die zähere, klebrige Konsistenz die Mischintensität [1, 22].

Während des Mischvorganges und vor dem Einsetzen der Wirkung des Verflüssigers befindet sich ein trockenes Pulvergemisch im Mischer. Die Mischintensität muss eine gleichmäßige Verteilung aller Ausgangsstoffe und eine maximale Verflüssiger Wirkung sicherstellen. Die Mischzeit beträgt je nach Mischer und Rezeptur zwischen 60 und 180 Sekunden nach Zugabe aller Ausgangsstoffe. Aus der Literatur sind viele unterschiedliche Mischabläufe bekannt, die sich in der Reihenfolge der Zugabe der Ausgangsstoffe und den Ruhephasen zwischen den Zugaben unterscheiden. Lange Mischzeiten bedeuten aber eine wesentliche Einschränkung der Mischanlagen-Kapazität. Folgende Punkte haben sich hier als günstig erwiesen [1, 22]:

- Zu Beginn des Mischprozesses werden Zuschläge, Zement und Anmachwasser dosiert
- Zugabe der Silikastaub-Suspension vor der Verflüssiger- bzw. Fließmittel-Dosierung
- Verflüssiger- bzw. Fließmittel-Zugabe am Ende des Mischprozesses um die Konsistenz einzustellen
- Verzögerer wird gleichzeitig oder nach Verflüssiger dosiert
- Nachdosieren des Fließmittels nach längerem Transport.

Der bei den Versuchen verwendete Mischungsablauf ist im Kapitel 5.4.2 Mischvorgang und Lagerung der Probekörper beschrieben.

2.3.2 Verarbeiten und Verdichten

Durch die steife Konsistenz und das geringe Ausbreitmaß von UHPC bilden sich in komplizierten Schalungen häufig Hohlräume und Nester aus. Bei Verwendung von hochleistungsfähigen Verflüssiger wird der Beton fließfähiger, verringert die Hohlraumbildung und kann sehr gut mit Betonpumpen gefördert werden. Die Verwendung von Verflüssiger ist vor allem deshalb erforderlich, da durch die Zugabe von Silikastaub der Frischbeton klebriger wird. Dieser Effekt wirkt sich, was die Neigung zum Entmischen betrifft, positiv aus, verschlechtert aber das Einbringen, Nachbehandeln und Verdichten. Insbesondere durch die Verwendung von Silikastaub verkleinert sich das Gesamtporenvolumen und die Betonmischung erhält ein dichtes Gefüge. Aus diesem Grund ist eine

höhere Verdichtungsenergie als bei Normalbeton notwendig um den zäh-viskosen UHPC zu entlüften [1, 10, 14].

Die Verdichtung von UHPC ist sorgfältig durchzuführen, um ein möglichst dichtes Gefüge zu erreichen und damit die erwünschten Festigkeiten zu erzielen. Je nach Bauteilgröße kann sie mittels Außen- oder Oberflächenrüttler erfolgen. Eine weitere Möglichkeit der Verdichtung ist das Aufbringen eines Umgebungsdruckes auf das herzustellende Bauteil. Der Druck soll Lufteinschlüsse verringern und überschüssiges Wasser über Schalungslücken ausstoßen [1].

2.3.3 Nachbehandlung

Bei konventionellen Betonen entsteht an der Betonoberfläche durch das Verdichten und Sedimentieren während und nach dem Einbau ein Wasserfilm. Durch den Wasserfilm ist der Beton weniger empfindlich gegenüber einem Austrocknen infolge von Wasserverlust in der Erstarrungsphase. Durch die Klebrigkeit des UHPC wird das Sedimentieren verhindert und es bildet sich kein Wasserfilm an der Oberfläche aus. Stattdessen entsteht eine dünne, geschlossene und zähe Schicht („Elefantenhaut“), die sorgfältig nachbehandelt werden muss. Je nach Witterungseinflüssen (erhöhte Temperatur, Wind) muss unmittelbar nach dem Einbau mit der Nachbehandlung begonnen werden. Die effektivste Methode um das Austrocknen während der Erhärtung zu verhindern, ist eine ständige Feuchtezufuhr. Der Frischbeton kann auch durch verlängerte Ausschalfristen, Abdecken mit Folie oder durch das Applizieren eines Nachbehandlungsmittels vor Verdunstung geschützt werden [10, 14].

Durch die thermale Nachbehandlung von UHPC wird die puzzolanische Reaktion zwischen Silikastaub und Calciumhydroxid Ca(OH)_2 erhöht, was sich positiv auf die Festigkeit auswirkt. Hohe Temperaturen während der Nachbehandlung führen auch zu einem besseren Verhältnis von gebundenen zu freiem Wasser. Das freie Wasser entspricht hier dem totalen Gewichtsverlust bei einer Temperatursteigerung von 20 °C auf 1200 °C. Das gebundene Wasser ist ein Bestandteil der CS-Hydrate. Bei einer Wärmenachbehandlung von 400 °C verbleibt fast kein freies Wasser mehr in den Probekörpern. Dies ist insbesondere für die Dauerhaftigkeit des Betons von Vorteil, da keine aggressiven Medien durch das Wasser in den Beton geleitet werden können [1].

Eine andere hydrothermale Nachbehandlungsmethode ist die Nachbehandlung nach dem Ausschalen im Wasserbecken. Dabei haben unterschiedliche Temperaturen des Wasserbades

einen großen Einfluss auf die Druckfestigkeit [1]. Das Ergebnis von Untersuchungen nach Pfeiler [23] sind, dass sich bei einer Wasserbadlagerungsdauer von 48 Stunden bei 90 °C eine Druckfestigkeitssteigerung um bis zu 40 Prozent gegenüber einer Nachbehandlungstemperatur von 20 °C ergibt.

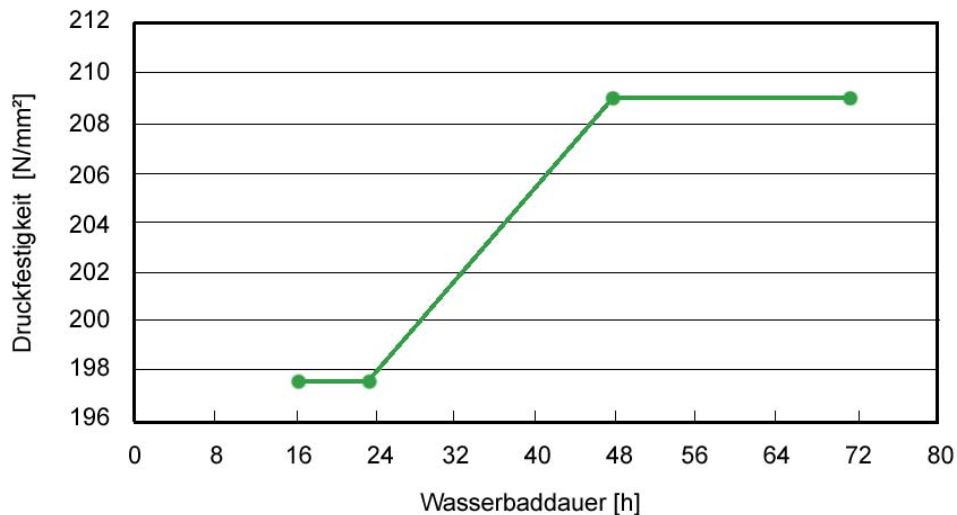


Abbildung 2.11: : Druckfestigkeit als Funktion der Wasserbadtemperatur nach 48 Stunden [23]

In Abbildung 2.11 sieht man, dass eine längere Wasserbadlagerung zu keiner weiteren Festigkeitssteigerung mehr führt. Um mögliche Abplatzungen zu verhindern soll für den Zeitpunkt der Wasserbadlagerung die Betonzugfestigkeit größer als der Dampfdruck sein [23].

2.4 Mechanische Eigenschaften

2.4.1 Druckfestigkeit

Die Druckfestigkeit im normgemäßen Betonalter von 28 Tagen ist die üblicherweise gemessene Eigenschaft zur Charakterisierung eines Betons. Nach einer optimalen Nachbehandlung und sorgfältigem Einbau sind Druckfestigkeiten beim UHPC von über 200 N/mm² möglich. Eine Nachbehandlung bei Temperaturen um die 400 °C und das Aufbringen eines zusätzlichen Druckes von 50 N/mm² auf den frischen Beton führt zu Druckfestigkeiten bis zu 500 N/mm². Wenn man die Betonprobe durch ein Stahlrohr umhüllt und danach einer Nachbehandlung zuführt kann eine weitere Steigerung der Druckfestigkeit erreicht werden [1, 23].

Aufgrund dieser hohen Druckfestigkeiten ist die übliche Methode der Prüfung an 150 x 150 x 150 mm Würfeln an den vorhandenen Prüfeinrichtungen nicht möglich. Um trotzdem vorhandene Prüfmaschinen verwenden zu können wird der Probekörperwürfel auf 100 x 100 x 100 mm reduziert. Dies ist aufgrund der vorhandenen Homogenität von UHPC ohne weiteres vertretbar [1, 23].

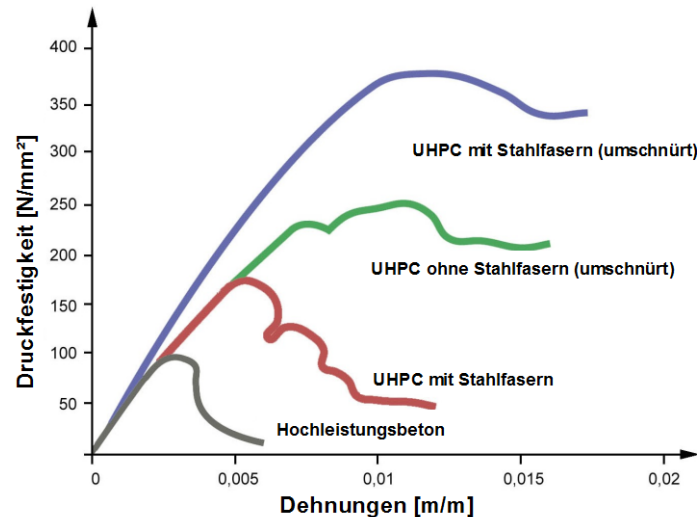


Abbildung 2.12: Spannungs-Dehnungsbeziehung von Hochfesten Beton (HPC) und Ultrahochfesten Beton (UHPC) [23]

In Abbildung 2.12 ist der Einfluss der Stahlfasern und einer Umschließung der Probe auf die erreichbaren Druckfestigkeiten dargestellt. Die Umhüllung der Probe wirkt sich nicht nur auf die Druckfestigkeit aus, sondern erhöht auch das Arbeitsvermögen und die Duktilität [1, 23]. Dies ist in Abbildung 2.12 durch den Vergleich vom roten und blauen Graphen gut zu erkennen. Die Druckfestigkeit des roten Graphen (ohne Umhüllung) fällt nach Erreichen der maximalen Druckfestigkeit deutlich schneller ab als der Blaue (mit Umhüllung).

2.4.2 Biegezugfestigkeit

Die Biegezugfestigkeit ist von den Eigenschaften des Zementsteines, des Zuschlages und der Haftung zwischen Zementstein und Zuschlag abhängig. Sie wird entscheidend durch die Faserbeigabe gesteuert und dadurch erhöht. Die Steigerung beruht auf der Behinderung der inneren Rissausbreitung. Die Wirkung der Fasern ist optimal wenn sie in Richtung der Zugspannungen in der Matrix eingebettet sind und damit einen Riss senkrecht kreuzen. Die

Effektivität der Faser ist geringer, wenn ein Riss schräg gekreuzt wird. Stahlfasern bewirken höhere Festigkeiten und Kunststofffasern weisen günstigere Eigenschaften im Brandfall auf.

Die maximal erreichbare Biegespannung ist bei UHPC Mischungen ungefähr doppelt so groß wie jene, die beim Auftreten der ersten Risse erreicht wird. Durch die Zugabe von Stahlfasern sind Biegezugfestigkeiten von 30 bis 60 N/mm² erreichbar, dies entspricht einer 5 bis 10-fachen Steigerung verglichen mit einem traditionellen Beton aus C 25/30 [11, 23].

2.4.3 Elastizitätsmodul

Der statische Elastizitätsmodul ist definiert durch den Tangens der Spannungs-Dehnungslinie. Die Zementsteinqualität und Zementsteinmenge, sowie die Art der Zuschläge beeinflussen die Steigung der Spannungs-Dehnungskurve und somit deren E-Modul. Der E-Modul nimmt mit steigender Betonfestigkeit nur unterproportional zu und ist bei Verwendung gebrochener Zuschläge allgemein größer als bei runden Zuschlägen. In den meisten nationalen Normenwerken wurde der E-Modul als Funktion seiner Druckfestigkeit definiert. Dies ist jedoch nur für Betone mit üblichen Zuschlägen und Zementen sinnvoll [1, 14].

Die Druckfestigkeit von Normalbeton wird durch die Zementsteinfestigkeit bzw. den Verbund zwischen Zuschlag und Zementstein begrenzt. Die Steifigkeit und damit der E-Modul hingegen hängen vor allem von der Zementsteinmatrix, von der Art der Zuschläge bzw. von den Fasern ab. Daher wirkt sich eine Steigerung der Zementsteinfestigkeit bzw. eine Verbesserung des Verbundes direkter auf die Druckfestigkeit als auf den E-Modul aus. Die Ermittlung des E-Moduls über die Druckfestigkeit ergibt für den E-Modul mit zunehmender Druckfestigkeit überproportional günstige Ergebnisse [1, 14].

Je nach Höhe der Nachbehandlungstemperatur erreicht man für Ultra High Performance Concrete einen E-Modul zwischen 50.000 bis 75.000 N/mm². Dies entspricht in etwa dem zweifachen E-Modul von normalfestem Beton [1, 14]. Zum Beispiel erreicht ein Beton der Klasse C 25/30 einen E-Modul von zirka 31.000 N/mm² (nach *ÖNORM EN 1992-1-1* [25]).

2.4.4 Bruchenergie und Duktilität

Das duktile Verhalten von UHPC ist von der Zusammensetzung der Matrix und dem Faseranteil abhängig. Mit steigender Festigkeit wird das Material spröder und die Duktilität geringer. Die Versprödung spiegelt sich in einem mit wachsender Druckfestigkeit zunehmend steileren Abfall des absteigenden Astes im Spannung-Dehnungsdiagramm wieder. Eine versagensankündigende Rissbildung bleibt aus, das heißt der Beton ist spröde. Um den abrupten Spannungsabfall beim Erreichen der maximalen Spannung zu kompensieren werden den UHPC Stahlfasern beigemischt. Durch die Zugabe von Stahlfasern erreicht man also eine sehr hohe Bruchenergie und ein wesentlich besseres duktileres Materialverhalten [1]. Der Vergleich eines UHPC mit und ohne Stahlfasern ist in Abbildung 2.13 dargestellt.

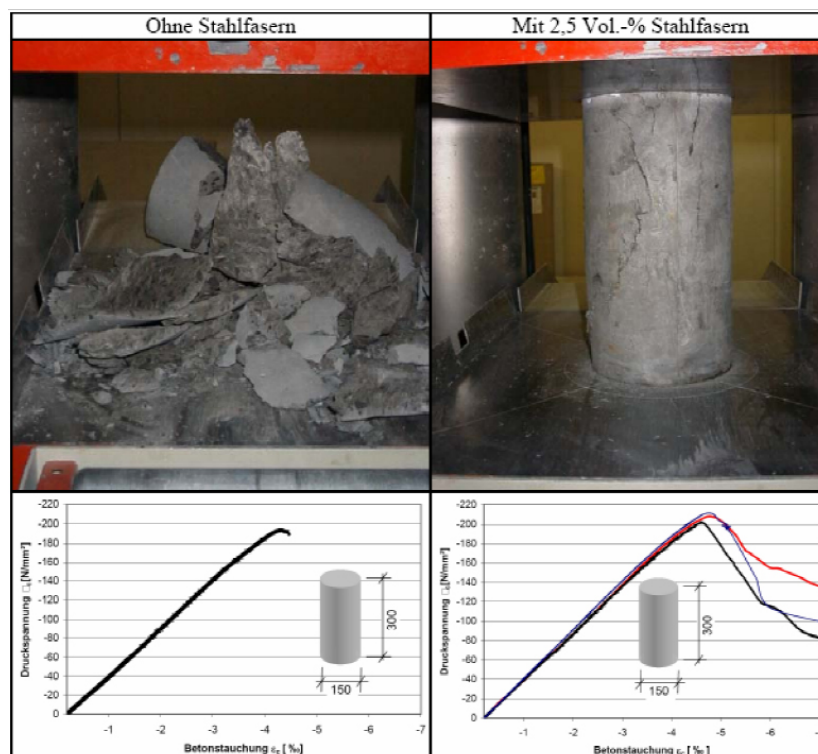


Abbildung 2.13: Bruchverhalten von UHPC mit und ohne Stahlfasern [5, 20]

Bis kurz vor Erreichen der Zugfestigkeit kann von einem linearen Verhalten ausgegangen werden. Mit Erreichen der Zugfestigkeit vergrößern und erweitern sich die bereits entstandenen Mikrorisse und sammeln sich zu einem Einzelriss. Bei sehr geringen Rissbreiten sind noch Zugbeanspruchungen durch Verzahnung bzw. Reibung der Rissflanken (aggregate interlock) übertragbar, was für normalfesten Beton der entscheidende Faktor zur Kraftübertragung ist. Bei Hochleistungsbetonen ist wegen des guten Verbundes zwischen

Zuschlag und Zementmatrix der Einfluss der Kornverzahnung auf die Kraftübertragung nach der Rissbildung deutlich geringer. Die Rauigkeit der Bruchfläche nimmt mit zunehmender Festigkeit ab und somit auch die Fähigkeit zur Kraftübertragung [14, 26].

Die übertragbaren Zugbeanspruchungen sinken mit zunehmender Rissöffnung und Mikrorissbildung sehr schnell ab. Dieses Verhalten beeinflusst die Größe der Bruchenergie entscheidend, die aus der Fläche unter der Spannungs-Verformungskurve bestimmt wird. Ab einer Rissbreite von größer 0,15 mm kann man davon ausgehen, dass keine Zugkräfte mehr über den Riss hinweg übertragbar sind. Fasern können die Entwicklung und das Wachsen der Mikrorisse behindern, da sie einen erheblichen Anteil der auftretenden Spannungen aufnehmen können. Daher wirken Fasern auch als Rissbremse. Im Bereich der Kontaktzone zwischen Matrix und Gesteinskörnung werden Konzentrationen von Zugspannungen durch die Fasern abgebaut. Ein Vergleich der übertragbaren Zugspannungen im gerissenen Bauteil von unbewehrten Beton und Faserbeton ist in Abbildung 2.14 ersichtlich [26].

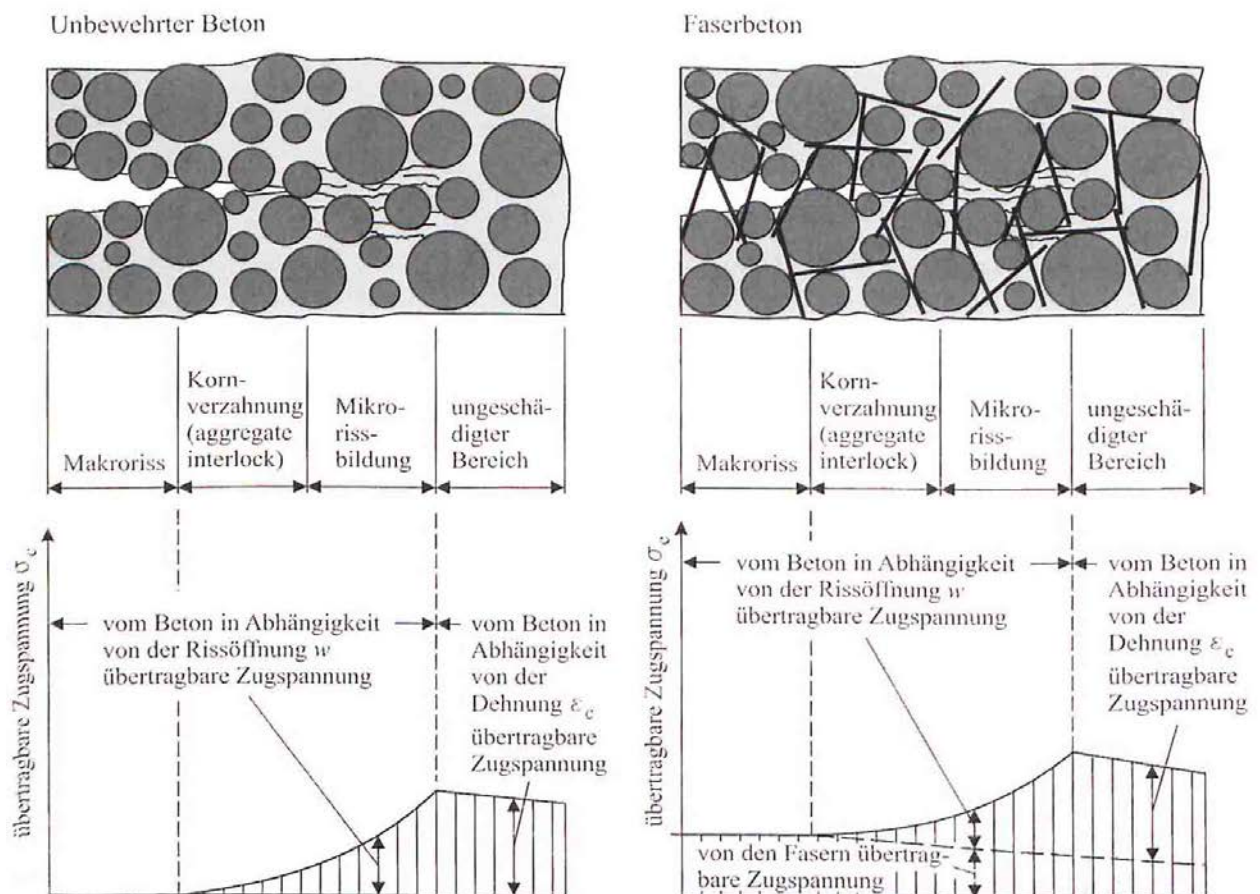


Abbildung 2.14: Übertragbare Zugspannung im Übergang zwischen Mikro- und Makrorissbildung [26]

3 Verhalten von UHPC bei hohen Temperaturen

Insbesondere die Normenreihen *ÖN EN 13501* und *DIN 4102* definieren wichtige Rechtsbegriffe hinsichtlich Brandverhalten von Baustoffen und Bauteilen und deren Prüfung.

Zur Beurteilung des Brandverhaltens dienen die folgenden Kriterien [37, 39, 40]:

- Beibehaltung der Tragfähigkeit während der Beurteilungszeit
- Feuerwiderstandsdauer von Bauteilen
- Dichtheit der Verschlüsse und Öffnungen. Durch beispielsweise Abplatzungen entstehen in raumabschließenden Bauteilen Löcher. Die Tragfähigkeit bleibt zwar noch erhalten, dennoch liegt aber im Sinne von *DIN 4102* Bauteilversagen vor, da sich das Feuer durch solche Löcher ausbreiten kann.

Nach *ÖN EN 13501* werden Baustoffe hinsichtlich der Brennbarkeit in verschiedenen Klassen eingeteilt. Beton als mineralischer Baustoff erfüllt die Anforderungen der Baustoffklasse A1 (nicht brennbar), da er effektiv nicht brennbar ist und sich unter den im Brandfall üblicherweise auftretenden Temperaturen nicht entzündet. Im Brandfall bleibt Beton weitgehend fest, trägt nicht zur Brandlast bei, leitet den Brand nicht weiter, bildet keinen Rauch und setzt keine toxischen Gase frei [22, 32, 40].

Bereits in den 1950er Jahren begann man Untersuchungen zum Verhalten von Beton unter Temperaturbeanspruchung [2]. Normalbeton und ultrahochfester Beton sind dabei nicht für langfristige Belastungen durch hohe Temperaturen konzipiert. Vor allem bei gefügedichten Betonen (wie UHPC) kann es bei Temperatureinwirkung zu explosionsartigen Abplatzungen kommen. Vor allem bei der Anwendung von UHPC im Tunnelbau weist die Literatur auf viele Forschungsarbeiten im Bereich der Brandeinwirkung hin. Bei Tunnelbränden treten dabei vor allem Schäden an der Auskleidungskonstruktion vorzugsweise durch Abplatzungen des Betons unter unmittelbarem Brandangriff auf. Im Allgemeinen wird die Tragfähigkeit der Auskleidung insgesamt nicht ernsthaft beeinträchtigt, jedoch besteht die Gefahr von Undichtigkeiten oder der Beschädigung der Abdichtung. Dies kann in der Folge zu Wassereintrüben führen, was natürlich bei Unterwasser Tunnelanlagen problematisch wird.

Unter Brandeinwirkung kommt es zu einem Festigkeitsabfall, durch chemische Vorgänge sowie thermomechanische und thermohydraulische Prozesse [2], die im Kapitel 3.2.2 Thermische Prozesse bei explosionsartigen Abplatzungen beschrieben sind.

Abbildung 3.1 zeigt die Auswirkungen einer explosionsartigen Abplatzung am Beispiel eines Tunnelinnenschalensegmentes [7, 30, 39].



Abbildung 3.1: Tunnelinnenschale nach einer Brandbeanspruchung [30]

3.1 Temperaturabhängige mechanische Eigenschaften

3.1.1 Temperaturabhängige Druckfestigkeit

Die unterschiedliche Mikrostruktur der Zementsteinmatrix bewirkt einige qualitative Unterschiede im Brandverhalten zwischen hochfesten und normalfesten Beton. Wegen der stärkeren Temperaturempfindlichkeit des Zementsteines ist bei Hochleistungsbetonen im Temperaturbereich von 100 bis 350 °C ein höherer Festigkeitsverlust festzustellen als bei Normalbeton. Die Festigkeitsverluste betragen bis zu ca. 70 % der 20 °C Festigkeit.

Abbildung 3.2 zeigt den temperaturbedingten Festigkeitsverlust in Abhängigkeit von der Festigkeitsklasse [22, 35, 23].

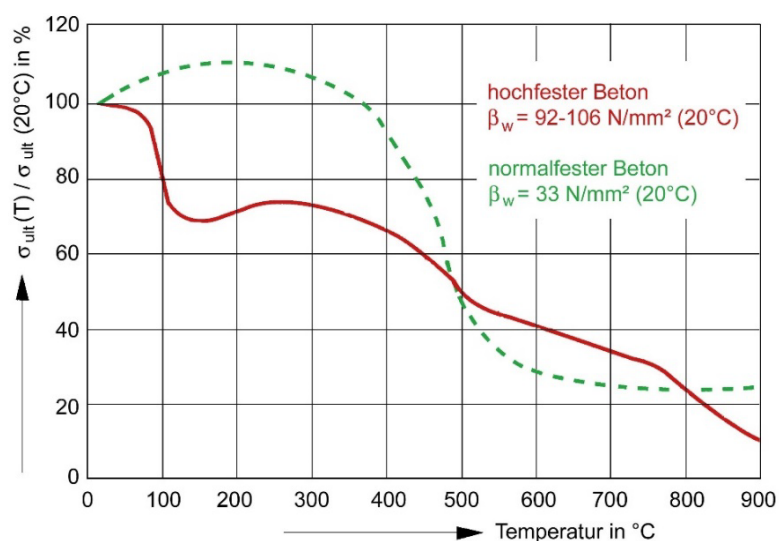


Abbildung 3.2: Temperaturbedingter Festigkeitsabfall in Abhängigkeit von der Festigkeitsklasse [23]

Der größere temperaturbedingte Festigkeitsabfall im Hochleistungsbeton wird vor allem auf seinen größeren Volumenanteil von Zementstein zurückgeführt. Die Zementsteinmatrix beteiligt sich mehr an der Lastabtragung als bei Normalbeton. Deshalb wirken sich Festigkeitsverluste der Zementsteinmatrix stärker auf den Hochleistungsbeton aus [22, 35].

3.1.2 Temperaturabhängiger E-Modul

Anhand Abbildung 3.3 kann man den Elastizitätsmodul in Abhängigkeit der Temperatur von Normalbeton und hochfesten Beton vergleichen. Der Einfluss der Druckspannungen auf den E-Modul für Normalbeton ist im linken Diagramm der Abbildung 3.3 gut zu erkennen. Es zeigt, dass druckbeanspruchte Bauteile länger ihre Steifigkeit beibehalten als unbelastete Bauteile. Die aufgetragenen Druckspannungen wirken den temperaturbedingten Rissbildungen entgegen [23].

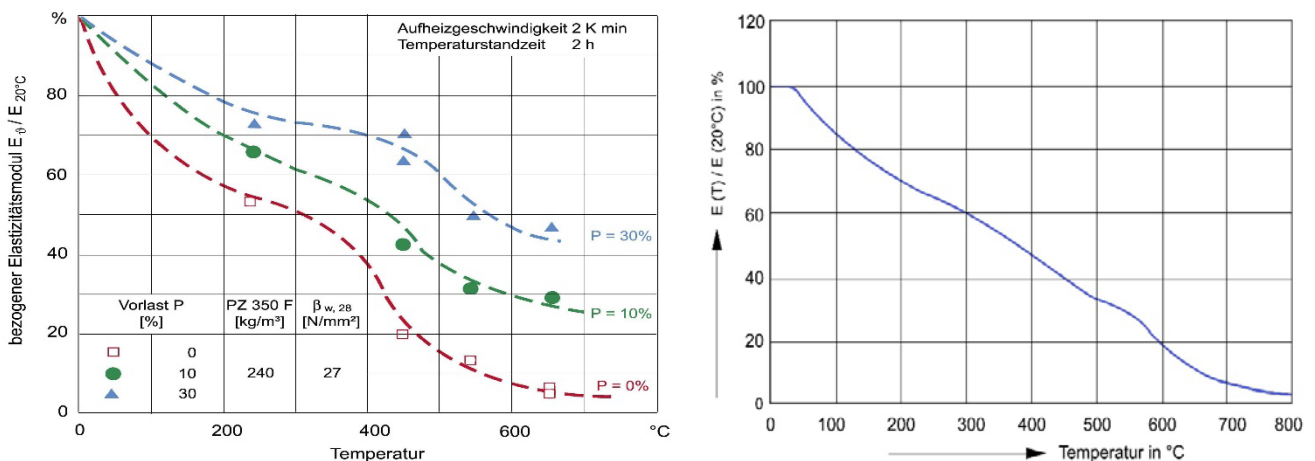


Abbildung 3.3: Bezogener Hochtemperaturrelastizitätsmodul – links: für Normalbeton mit quarzhaltigem Zuschlag bei verschiedenen Vorlasten während der Aufheizung, rechts: von hochfestem Beton [23]

Der E-Modul von Hochleistungsbeton (rechtes Diagramm) fällt im Vergleich zu normalfestem Beton (roter Graph des linken Bildes in Abbildung 3.3) bis zu einer Temperatur von 600 °C ähnlich bzw. zum Teil langsamer ab [23].

3.1.3 Temperaturabhängige Biegezugfestigkeit

Schneider *et al.* [2] beobachteten bei ihren Versuchsreihen an UHPC, dass bei Mischungen ohne Polypropylen Fasern (Mischung M1, M4, M5 in Abbildung 3.4) eine Temperaturbeanspruchung nur bis maximal 300 °C möglich ist. Temperaturen darüber hinaus führten zu einer Zerstörung des Betons [2].

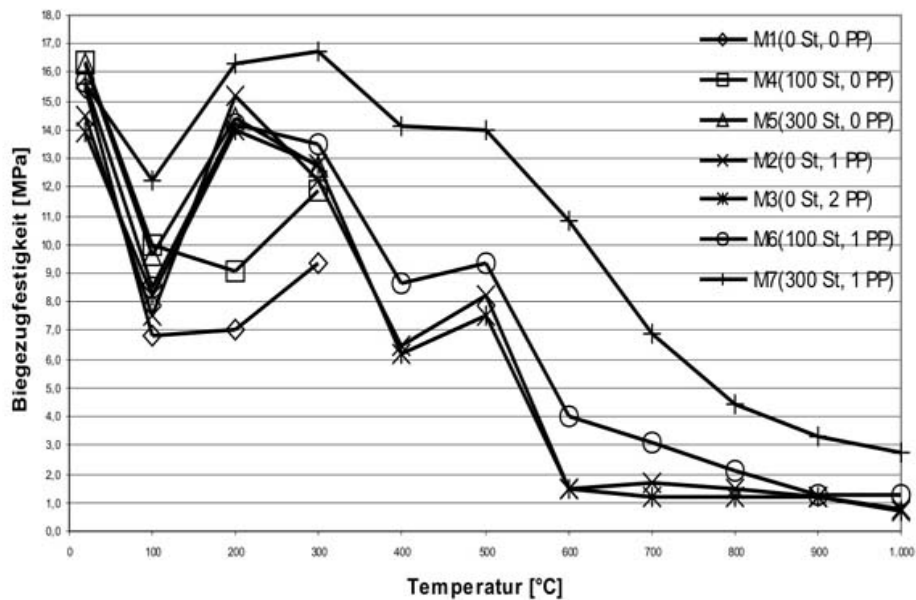


Abbildung 3.4: Verlauf der Biegezugfestigkeit unter Temperaturbelastung [2]

Der Festigkeitsverlauf in Abbildung 3.4 zeigt, dass ein Abfall aller Mischungen bis 100 °C gegeben ist. Danach steigen die Festigkeiten an, bis zu einer maximalen Temperatur von ca. 300 °C. Bei ca. 500 °C beträgt der Festigkeitsabfall bezogen auf die Ausgangsfestigkeit ungefähr 50 %. Der sogenannte Quarzsprung bei 573 °C (siehe Kapitel: 3.2.2 Thermische Prozesse bei explosionsartigen Abplatzungen) führt zu einer Volumenvergrößerung, was einen Festigkeitsverlust bis zu 30 % bewirken kann. Die größte Biegezugfestigkeit ergibt sich bei einer Kombination von 300 kg/m³ Stahl Fasern und 1 kg/m³ Polypropylen Fasern in der Mischung M7 [2].

3.2 Betonabplatzungen

Unter Brandeinwirkung werden im Inneren eines Betonbauteiles thermische Prozesse ausgelöst. Diese können bei feuchter, homogener und dichter Betonmatrix zu Gefügeschädigungen an der beflamnten Betonoberfläche bis hin zu explosionsartigen Abplatzungen führen. Die Gefahr von Abplatzungen wird insbesondere von folgenden Faktoren bestimmt [2, 23, 31]:

- maximale Brandtemperatur und Geschwindigkeit des Temperaturanstieges
- Feuchtegehalt des Betons
- Dichtigkeit und Festigkeit des Betons
- Bauteilgeometrie
- Bewehrungsanordnung
- Volumen des Porenraumes und die mittlere Porengröße
- Druckspannungen im Bauteil
- Zementart
- Fasergehalt
- mineralische und petrographische Zusammensetzung des Zuschlages.

3.2.1 Arten von Betonabplatzungen

Die Art der Abplatzung kann verschiedene Formen annehmen. Es kann zwischen drei Arten von Betonabplatzungen unterschieden werden [39]:

- Zuschlagstoff Abplatzungen (Aggregate Spalling)
- Abfallen von Betonschichten (Sloughing off)
- Explosionsartige Abplatzungen (Explosive Spalling).

Unter **Zuschlagstoff Abplatzungen (Aggregate Spalling)** wird das Zerplatzen oder Zersplittern von Zuschlägen infolge der bei hohen Temperaturen entstehenden chemischen oder physikalischen Vorgänge verstanden. Physikalische Vorgänge sind zum Beispiel Volumenveränderungen, die bei Phasenübergängen (Kristallbildungen, etc.) auftreten. Bei chemischen Vorgängen wird meistens Wasser freigesetzt, das bei hohen Temperaturen entsteht und plötzlich entweichen muss. Insbesondere sind dichte Zuschläge von Zuschlagstoff Abplatzungen betroffen. Die Kräfte, die bei Volumenvergrößerung,

Umwandlungen und Dampf- oder Gasdruckbildung auftreten, führen zu Gefügelockerungen. Das heißt zu einer Zermürbung der Zuschläge und des Zementsteines, auch wenn keine mit bloßem Auge feststellbaren Abplatzungen auftreten [37, 39].

Zum **Abfallen von Betonschichten (Sloughing off)** kommt es nach längerer Brandbeanspruchung (z.B. nach 90 Minuten). Es tritt besonders bei zunehmender Verformung auf und wird vor allem durch die Zermürbung und Rissbildung infolge Brandbeanspruchung beeinflusst [2, 23, 39].

Die Ursachen für das Abfallen von Betonschichten sind u.a.:

- Temperaturspannungen infolge unterschiedlicher Dehnungen bei ungleichmäßiger Temperaturverteilung über den Querschnitt
- Zwängungsspannungen infolge geometrische Inkompatibilitäten oder unterschiedlicher Dehnung zwischen Beton und Bewehrung
- Bauteilverformungen
- Zermürbung des Betons infolge physikalischer und chemischer Veränderungen.

Unter **Explosionsartigen Abplatzungen (Explosive Spalling)** versteht man plötzliche, explosionsartige Betonabsprengungen innerhalb der ersten 30 Minuten eines voll entwickelten Brandes. Dabei werden kleine und große Betonteile unter Knallgeräuschen der Bauteiloberfläche fortgeschleudert. Derartige Abplatzungen können die Feuerwiderstandsdauer eines Bauteiles erheblich beeinflussen und zu einem plötzlichen Bruch führen. Die wichtigste Ursache für explosionsartigen Abplatzungen sind Zugspannungen, die beim Ausströmen von Wasserdampf im temperaturbeanspruchten Beton und infolge hydrostatischer Wasserdampfdrücke entstehen. Nach einer Arbeit von *Meyer-Ottens* traten bei Normalbeton nur bei einem Feuchtigkeitsgehalt über zwei Masseprozent explosionsartige Abplatzungen auf. Bei einem Feuchtigkeitsgehalt unter zwei Masseprozent konnten auch unter den ungünstigsten Prüfbedingungen keine explosionsartigen Abplatzungen erzeugt werden [39].

Vor allem bei gefügedichten Betonen (wie UHPC) ist diese Art der Abplatzung zu erwarten. Da es sich um die gefährlichste Art der Abplatzung handelt und auch die am häufigsten anzutreffende Form wird nun näher darauf eingegangen.

3.2.2 Thermische Prozesse bei explosionsartigen Abplatzungen

Die Prozesse, die unter Brandbeanspruchung zu explosionsartigen Abplatzungen lassen sich in thermomechanische und thermohydraulische Prozesse unterteilen [2, 23, 30].

Thermomechanische Prozesse

Thermomechanische Prozesse entstehen infolge ungleichmäßiger Temperaturfelder über den Querschnitt des Bauteils und den damit verbundenen unterschiedlichen thermischen Dehnungen (siehe Tabelle 3.1). Durch die Dehnungen kommt es zu Druckspannungen parallel zur beheizten Oberfläche und zu Zugspannungen senkrecht dazu, welche beim Überschreiten der Betonfestigkeit zu Rissen führt. Während sich der Zuschlag mit steigender Temperatur ausdehnt ($\alpha_T=5 \cdot 10^{-6} \text{ K}^{-1}$ bis $\alpha_T=12 \cdot 10^{-6} \text{ K}^{-1}$), schrumpft der Zementstein nach einer Anfangsdehnung. Diese lokale Dehnungsunerträglichkeit zwischen Zuschlag und Zementstein führt zu Gefügespannungen in den Übergangszonen (siehe Abbildung 3.5) [2, 23, 30, 36].

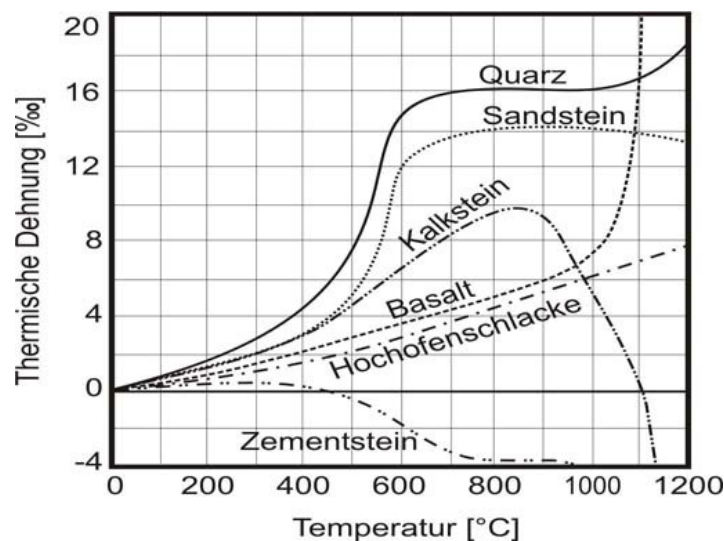


Abbildung 3.5: Thermische Dehnung in Abhängigkeit der Temperatur [2]

Bei höheren Temperaturen treten bei verschiedenen Zuschlägen Entwässerungsreaktionen bzw. Mineralumwandlungen auf, die Abplatzerscheinungen begünstigen [2].

Insbesondere quarzitische Gesteinskörnungen zeigen temperaturabhängige Anomalien. Ursache hierfür ist, dass sich Quarz bei einer Temperatur von 573 °C unter Atmosphärendruck umwandelt (Quarzsprung). Bei quarzistischen Zuschlägen gibt es zwei verschiedene kristalline Modifikationen, nämlich den Alpha-Quarz (Tiefquarz mit der Kristallstruktur eines Tetraeders) und den Beta-Quarz (Hochquarz mit der Kristallstruktur eines Hexagons). Tiefquarz liegt bei

Temperaturen von unter 573 °C vor und wandelt sich oberhalb dieser Temperatur zu Beta-Quarz um. Diese reversible kristalline Umwandlung des Quarzes bewirkt eine Volumssteigerung der quarzistischen Zuschläge (Volumenzunahme von etwa 5,7 %), ein Umstand der im Beton zu Gefügespannungen und folglich zu Rissen führt [7, 12, 38].

Bei karbonatischen Zuschlägen kommt es bei Temperaturen von 600 bis 900 °C infolge der CO₂-Ausgasung (Entsäuerung des Kalksteins) zu Drücken im Zementsteingefüge. Diese Entsäuerung ist mit einem ausgeprägten Masseumsatz verknüpft, wobei das entweichende Kohlendioxid den Gewichtsverlust verursacht. Bei der Calciumkarbonat-Zersetzung entstehen 56,03 Masse-% CaO und 43,97 Masse-% entweichen als CO₂. Mit der chemischen Zersetzung treten starke Verformungen und große Verringerungen der Festigkeit auf [35].

Ab 1200 bis 1300 °C beginnen Komponenten des Betons zu schmelzen und dabei zeigen verschiedene Betonzuschläge Entgasungs- und Bläherscheinungen, was wiederum zu Drücken führt [2, 26, 36, 38].

Tabelle 3.1: Thermisch bedingte Phasenumwandlungen von quarzistischen und kalzitischem Beton [2, 26, 36]

Temperaturbereich [°C]	Umwandlungs- oder Zersetzungsreaktion
30 - 120	Verdunstung bzw. Verdampfung von freiem und physikalisch (verdampfbarem) gebundenem Wasser
100 - 300	Gelabbau, Dehydratisierungsbeginn
250 - 600	Abgabe des chemisch (nicht verdampfbarem) gebundenen Wassers
450 - 550	Zersetzung von Portlandit: $\text{Ca}(\text{OH})_2 \rightarrow \text{CaO} + \text{H}_2\text{O}$
573	Nur bei Quarz: Quarzumwandlung (Quarzsprung), $\alpha \rightarrow \beta \text{SiO}_2$
600 - 700	Beginn der Zersetzung der CSH-Phasen
600 - 900	Nur bei Kalkstein: Entsäuerung: $\text{CaCO}_3 \rightarrow \text{CaO} + \text{CO}_2$
1200 - 1300	Beginnen des Schmelzens von Zementstein
≥ 1400	Zementstein liegt als Schmelze vor

Abbildung 3.6 zeigt die Thermogramme des UHPC, die vor (thermisch unbeanspruchte Probe) und nach dem Brandversuch (thermisch beanspruchte Probe) analysiert wurden. Zur Materialanalyse kamen die Thermogravimetrie (TG) und die Differenz-Thermoanalyse (DTA) zur Anwendung. Bei der Thermogravimetrie (TG) wird die Massenänderung (mittels Thermowaage) einer Probe in Abhängigkeit der Temperatur gemessen. Dadurch können

aktivierbare Reaktionen untersucht werden, die mit einer Änderung der Masse einhergehen. Bei der Differenz-Thermoanalyse (DTA) wird während der Aufheizung oder Abkühlung die Temperaturdifferenz zwischen einer Probe und Vergleichsprobe (Al_2O_3) registriert. Dabei weist die Referenzprobe im zu untersuchenden Temperaturbereich keine Phasenübergänge auf. Eine Temperaturdifferenz erscheint daher nur bei Phasenübergängen auf, wodurch auch die Reaktionsenthalpie erhalten werden kann [23, 34, 38].

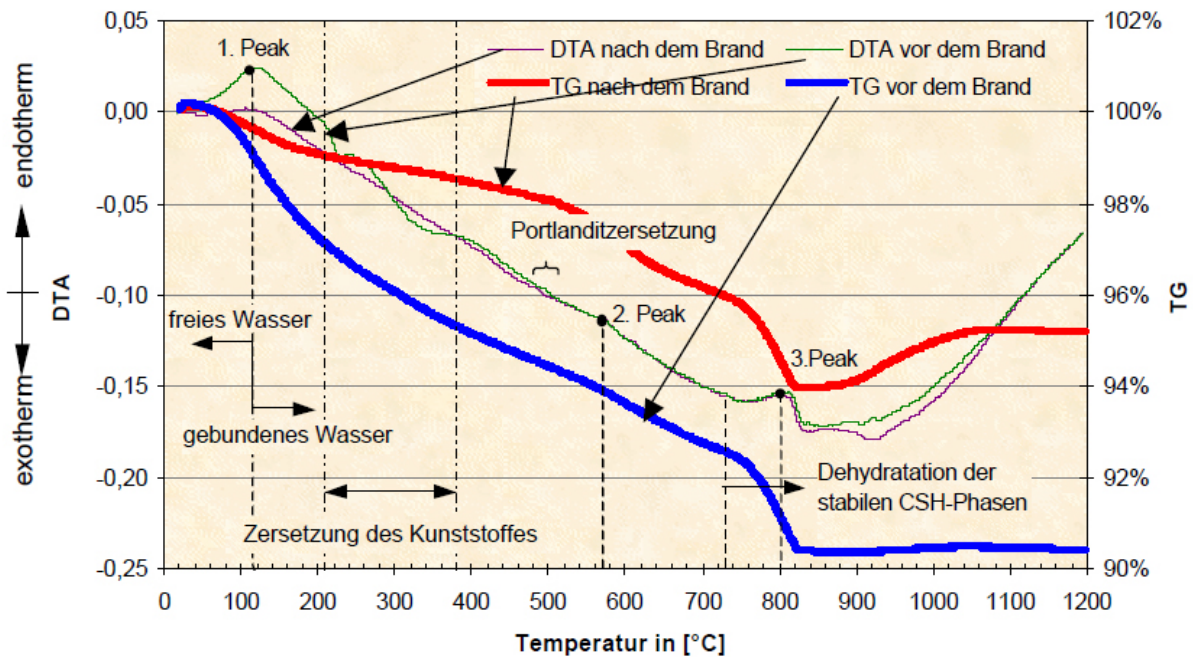


Abbildung 3.6: Thermische Analyse am UHPC vor und nach einem Brandversuch [23]

Beim thermisch unbeanspruchtem UHPC (1 Peak grüner Graph) treten die ersten großen Masseverluste von ca. 4 % in einem Temperaturbereich zwischen 100 °C und 200 °C auf. Dies entspricht dem Verlust an physikalisch gebundenen Wasser und der beginnenden Dehydratation der CSH-Phasen. Dieser Masseverlust tritt beim UHPC nach dem Brandversuch vermindert auf, da das gebundene Wasser zum größten Teil bereits verdampft ist. Bei einer höheren Temperatur um die 500 °C kommt es zur Zersetzung des Portlandits $\text{Ca}(\text{OH})_2$ und bei 573 °C zum Quarzsprung (2 DTA-Peak). Der dritte DTA-Peak kann der Zersetzung der CSH Phasen zugeschrieben werden (siehe Tabelle 3.1) [23].

Thermohydraulische Prozesse

Thermohydraulische Prozesse werden durch den Feuchtetransport beschrieben. Das physikalisch gebundene Wasser und zum Teil auch das in den Gelporen gebundene Wasser und Kristallwasser aus den Zuschlägen wird je nach Temperaturhöhe und Wärmeeinwirkung desorbiert. Das verdampfende Wasser strömt als Dampf sowohl aus dem Betonkörper heraus, als auch in das Bauteilinnere hinein. Da der innere Bereich kälter ist, kondensiert ein Teil des Wasserdampfes wiederum zu Wasser. Dadurch findet eine Porensättigung statt, die eine räumliche Barriere für das weitere Durchströmen des Querschnittes darstellt. Damit ist eine Sperrschicht vorhanden und der Wasserdampf kann nur mehr aus dem Bauteil heraus entweichen. Wenn der in der Sättigungszone entstehende Druck die Betonzugfestigkeit überschreitet kommt es zu explosionsartigen Abplatzungen. Abbildung 3.7 verdeutlicht den beschriebenen Prozess [2, 23, 30].

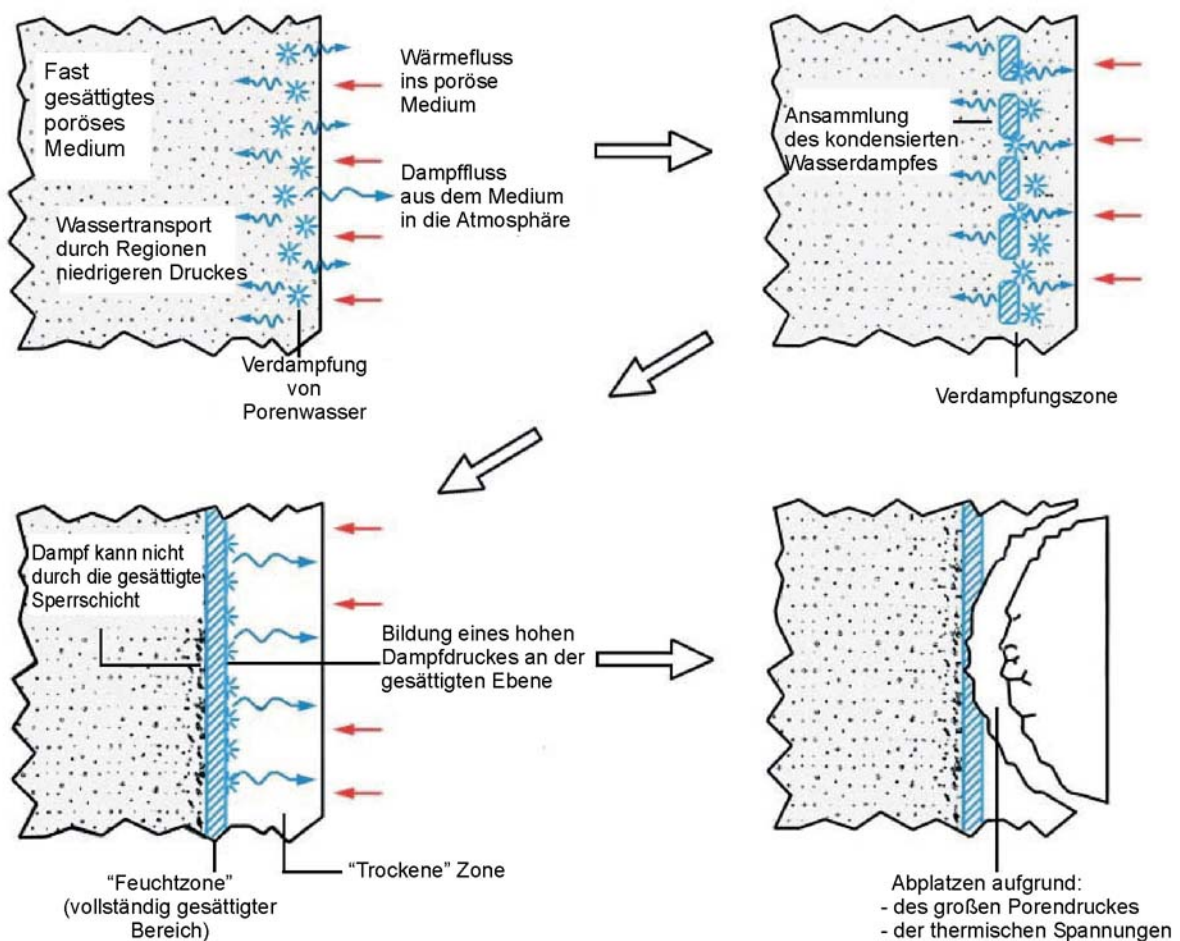


Abbildung 3.7: Darstellung der thermohydraulischen Prozesse in Betonbauteilen [2]

Aus Abbildung 3.8 ist ersichtlich, dass bei einer Aufheizung auf ca. 150 °C, also relativ kurz nach Beginn eines Brandes, durch den sich bildenden Wasserdampfdruck die Zugfestigkeit von Normalbeton erreicht werden kann. Bei 300 °C können im Beton theoretisch Zugspannungen von 8 N/mm² (Zugfestigkeit von UHPC) entstehen, die sich bei einer weiteren Steigerung der Temperatur auf 350 °C verdoppeln können [2].

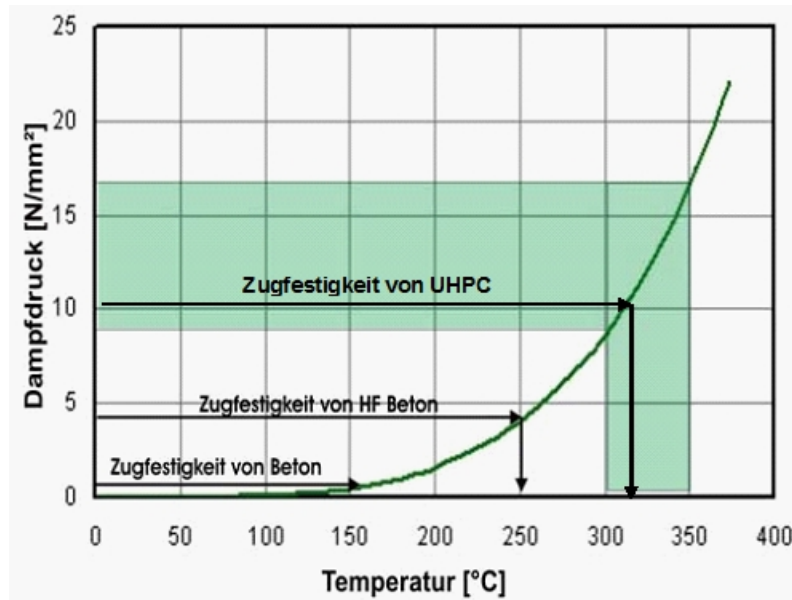


Abbildung 3.8: Dampfdruck – Kurve [2]

Bei ultrahochfesten Betonen kommt es aufgrund des dichteren Betongefüges dazu, dass die gesättigte Wasserzone (Sperrschicht) näher an der beflaminten Oberfläche liegt, was zu einem schnelleren Anstieg des Dampfdruckes führt. Bei einem Normalbeton mit seiner relativ hohen Porosität kann sich der Dampfdruck in größere Poren entspannen oder durch Entweichen abbauen. Entscheidend für das Abplatzen ist neben dem absoluten Wassergehalt im Beton auch die Dichtigkeit (Permeabilität) des Betons [2, 26]. Bei UHPC ist daher die Möglichkeit des Auftretens explosionsartiger Abplatzungen besonders groß.

Aus Versuchen ist bekannt, dass durch die Zugabe von Fasern das Brandverhalten des Betons verbessert werden kann. Nachfolgend werden die für Kunststoff- und Stahl-Fasern bekannten Wirkungsweisen beschrieben.

3.3 Verhalten von Stahl und Polypropylen Fasern bei Temperatureinwirkung

3.3.1 Stahlfasern bei Temperatureinwirkung

Stahlfasern führen infolge ihrer guten Wärmeleitfähigkeit zu einem rascheren Aufheizen des Betons, damit erhöht sich der Beginn der Betonerstörung. Andererseits jedoch können Stahlfasern das Abfallen von partiell abgesprengten Betonschollen verhindern. Diese schützen den noch nicht zerstörten Beton vor direkter Beflammung und reduzieren somit die Temperaturanstiegsgeschwindigkeit im Inneren des Betons. Bei länger andauernder Brandbelastung geht diese Schutzwirkung jedoch verloren. Der Grund dafür sind die Erweichung der Fasern und der reduzierte Verbund zwischen Fasern und Beton [2].

In den Untersuchungen von *Horvath, Schneider, Diederichs* [2] zeigt sich, dass bei UHPC Abplatzungen nicht verhindert werden können, die Abplatztiefe jedoch in Abhängigkeit vom Fasergehalt reduziert wird. Beim unbewehrten UHPC werden nicht Schollen abgesprengt, sondern der Abplatzvorgang vollzieht sich als ein „Absanden“ bzw. „Abrieseln“ der Betonoberfläche. Bei stahlfaserbewehrtem UHPC werden hingegen kegelartige Betonbauteile heraus gelöst. Die Größe der abgeplatzten Betonteile ist abhängig vom Stahlfasergehalt. Unter einem Stahlfasergehalt von 200 kg/m^3 sind die Teile größer, darüber kleiner (siehe Abbildung 3.9). Die oberflächennahe Temperatur zum ersten Abplatzzeitpunkt lässt sich mit ca. 300 bis 350 °C beziffern [2].



Abbildung 3.9: Abgeplatzte Betonbauteile von UHPC mit unterschiedlichen Stahlfasergehalten: links 200 kg/m^3 Stahlfasern, rechts 300 kg/m^3 Stahlfasern [2]

3.3.2 Polypropylen Fasern bei Temperatureinwirkung

Eine wirksame Reduzierung von explosiven Abplatzungen kann durch ein Porensystem erreicht werden, dass zu einem ausreichenden Abbau des Dampfdruckes führt. Durch die Zugabe von PP-Fasern, die sich thermische bei ca. 160 °C zersetzen wird die Permeabilität des Betons erhöht und der kritische Wasserdampfdruck kann schneller und effizienter abgebaut werden [2, 26, 27, 33].

Prinzipiell sei hier erwähnt, dass lediglich monofilamente (multifilamente) Fasern geeignet sind, das Abplatzen zu minimieren bzw. zu verhindern. Aus Versuchen mit Spleißfasern resultierte, dass diese keine oder sogar negative Wirkungen (Wasserretension aufgrund von Faseransammlungen) in Bezug auf das Abplatzverhalten haben [2].

Die positive Wirkung der monofilamenten Kunststofffasern kann auf drei Faktoren zurückgeführt werden [2, 26, 27]:

- Verbesserung der Permetation des Betons, durch die Bildung von Kapillarporen. Kapillarporen entstehen beim Abschmelzen und Verbrennen der Fasern.
- Bildung einer porösen Übergangszone zwischen Zuschlag und Zementmatrix, welche diffusionsoffen ist. Im Übergangsbereich zwischen Gesteinskörnung und Zementmatrix entstehen an den Grenzflächen zusätzliche Poren. Diese Übergangszonen ermöglichen einen höheren Stofftransport (Feuchtediffusion), sind aber nur teilweise miteinander verbunden. Durch die Zugabe von PP-Fasern wird eine Verbindung zwischen den Übergangszonen bewirkt und somit das System permeabler gemacht.
- Verbesserung der Permeation durch zusätzliche Mikroporen, die beim Einmischen der Fasern infolge Strukturauflockerung gebildet werden.

Ein Großteil des freien und des physikalisch gebundenen Wassers ist bereits vor dem Beginn der Zersetzung der Polypropylenfasern (Zersetzungsbeginn bei ca. 160 °C) verdampft. Im Beton liegt das entsprechende Wasser dann in Dampfform vor. Üblicherweise kann sich der Dampfdruck per Diffusion über freie Mikroporen, oder Permeation zwischen Zuschlag und Zementmatrix entspannen (siehe oben genannte drei Gründe). Diese Übergangszonen sind aber bei UHPC aufgrund des niedrigen W/Z-Wertes und des hohen Microsilikatanteiles relativ dünn. Dadurch ist zu bezweifeln, ob eine ausreichende Entspannung des Dampfdruckes

erreicht wird. Folglich müssen die Fasern außer dem Effekt des „Abschmelzens“ und freigegeben von Poren noch zusätzliche Effekte bewirken. Dies beweist auch Abbildung 3.10. Hier ist deutlich ersichtlich, dass es zu einem schnelleren Masseverlust bei einem Beton mit 2 kg/m^3 PP-Fasern im Vergleich zu jenem ohne Fasern kommt [2, 33].

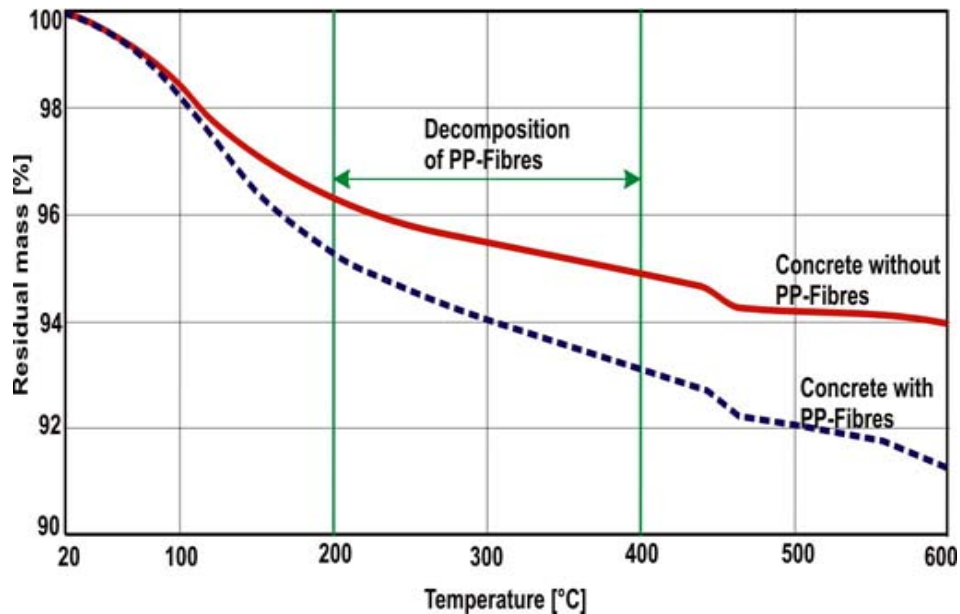


Abbildung 3.10: Vergleich des Masseverlustes an Normalbeton mit und ohne PP-Fasern [2]

Um eine optimale Wirkung der PP-Fasern sicherzustellen ist nicht die Fasermenge allein maßgebend, sondern auch eine homogene Faserverteilung, Anzahl, Durchmesser und Länge. Ein hohes Wirkungspotential ist dem Schmelzverhalten der Faser, im englischen als melting flow ratio (MFR) bezeichnet, zuzuschreiben. Dieser Parameter charakterisiert die Viskosität der geschmolzenen Faser in Abhängigkeit der Temperatur. Ein hoher MFR-Wert bedeutet, dass die Faser „dünnflüssiger“ schmilzt und damit schneller in die Betonmatrix penetrieren kann. Dadurch wird ein größeres Porenvolumen frei, im Vergleich zu einer Faser mit identischem Durchmesser jedoch niedrigerem MFR. Dies macht es möglich abplatzgefährdete Betone mit niedrigeren Fasergehalten als bei üblichen PP-Faser Mischungen zu dosieren [33].

4 Bruchmechanische Versagensmodelle von Beton

4.1 Allgemeines

Unter Bruch versteht man die vollständige oder teilweise Trennung eines ursprünglich ganzen Körpers. Tritt zum Beispiel in einem Bauteil ein Riss auf, so müssen Aussagen darüber getroffen werden, wie sich der Riss weiter entwickelt, ob es zum Bruch kommt und wie sich der Riss auf die Lebensdauer des Materials auswirkt [46].

Die Bruchmechanik befasst sich deshalb in starkem Maße mit dem Verhalten von Rissen. Risse unterschiedlicher Größenordnung oder Defekte die zu Rissen führen sind in einem realen Material fast immer vorhanden [46]. An den Risspitzen oder Diskontinuitätsstellen entstehen Spannungskonzentrationen aufgrund der abgelenkten Spannungstrajektorien. Zur Erfassung der Spannungskonzentrationen können Konzepte der Bruchmechanik angewendet werden [47].

Griffith (1893-1963) [48] entwickelte in den 1920er Jahren eine Methode („energetisches Bruchkonzept“) um den Rissfortschritt eines Baustoffes ingenieurmäßig zu beschreiben. *Griffith* hat erstmals eine quantitative Beziehung zwischen kritischer Normalspannung und der Rissgröße von Glas aufgestellt. Die Idee der Theorie besteht darin, dass bei einer Rissvergrößerung die gespeicherte Energie freigesetzt und durch die Bildung neuer Oberflächen die Oberflächenenergie erhöht wird. Kommt es zur Rissausbreitung so muss die freigesetzte Energie größer oder gleich der benötigten Oberflächenenergie sein. Dieser Vorgang lässt sich am einfachsten an einer unendlich ausgedehnten Scheibe mit Zentralriss studieren (siehe Kapitel 4.2). Grundlage der Bruchtheorie von *Griffith* ist die Annahme eines glatten ebenen Risses (als „Sonderfall“ einer „Kerbe“) in einem linear-elastischen Baustoff. Dabei ist der Anwendungsbereich der linear elastischen Bruchmechanik (LEFM, engl. linear elastic fracture mechanics, Spröbruchmechanik) auf homogene, ideal-elastische sowie spröde bzw. quasi-spröde Baustoffe begrenzt [46, 47, 48, 49, 50].

Die Einsatzmöglichkeit der Bruchmechanik für Beton geht auf *Kaplan* (1961) zurück. Als Ergebnis seiner Arbeiten konnte er zeigen, dass linear elastische Ansätze für Beton nicht ausreichen, um das Zugtragverhalten zutreffend zu analysieren. Aufgrund des heterogenen Betongefüges ist im Bereich der Risspitze das Verzerrungsfeld nicht linear-elastisch und die plastifizierende Zone in der räumlichen Ausdehnung nicht vernachlässigbar [49, 51]. Für Beton

kommen daher die Konzepte der nichtlinearen Bruchmechanik (NLFM, engl. non-linear fracture mechanics) zur Anwendung.

In den folgenden Kapiteln werden die grundlegenden Ansätze der linear elastischen Bruchmechanik (Energiekriterium und Spannungskriterium) dargelegt, da die Konzepte der nichtlinearen Bruchmechanik darauf aufbauen. Bestehende ausgewählte Konzepte der nichtlinearen Bruchmechanik von Beton werden beschrieben und Methoden zur Bestimmung der Bruchenergie erläutert. Insbesondere wird auf Versuche zur Bestimmung bruchmechanischer Kennwerte eingegangen.

4.2 Lineare bruchmechanische Ansätze

Eine wichtige Rolle für die kontinuumsmechanische Beschreibung und auch für die Anwendbarkeit der linearen Bruchmechanik spielt die Größe der Bruchprozesszone (FPZ, engl. fracture process zone). Unter Bruchprozesszone versteht man die Umgebung der Rissfront (Risspitze) in welcher der mikroskopisch sehr komplexe Prozess der Bindungslösung stattfindet. Wenn die Ausdehnung der Prozesszone im Vergleich zu allen charakteristischen makroskopischen Abmessungen des Körpers vernachlässigbar klein ist, kann die Kontinuumsmechanik auf den gesamten rissbehafteten Körper angewendet werden. Eine solche Lokalisierung der Prozesszone ist zum Beispiel typisch für metallische Werkstoffe und den meisten spröden Materialien. Bei Beton hingegen kann die Prozesszone eine erhebliche Größe haben und unter Umständen den gesamten Körper umfassen. In der linearen Bruchmechanik wird ein rissbehafteter Körper im gesamten „Bruch“-Gebiet als linear elastisch angesehen. Dies ist zulässig, wenn inelastische Vorgänge um die Risspitze auf eine kleine Region beschränkt bleiben, die aus makroskopischer Sicht vernachlässigt werden können [46].

Irwin (1907-1998) hat zunächst zwischen drei Grundformen (Moden) der Beanspruchungen von Rissen unterschieden, die unterschiedliche Relativbewegungen der Rissoberflächen entsprechen (siehe Abbildung 4.1 und Tabelle 4.1). *Irwin* charakterisierte den Zustand an der Risspitze mit Hilfe von Spannungsintensitätsfaktoren. Das daraus folgende „K-Konzept“ der linearen Bruchmechanik ist inzwischen als „Ingenieurmethode“ in der praktischen Anwendung fest etabliert [52, 46]. Die im Folgenden erläuterten bruchmechanischen Kenngrößen werden lediglich für Rissöffnungsart I (Modus I, reine Zugbeanspruchung) hergeleitet. Eine Übertragung auf die anderen Moden ist jedoch ohne Weiteres möglich.

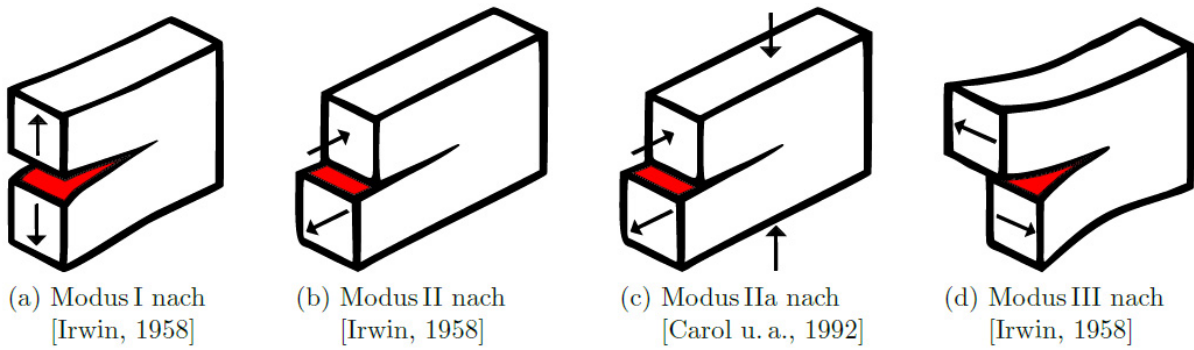


Abbildung 4.1: Schematische Darstellung der drei grundlegenden „klassischen“ Rissöffnungsarten, ergänzt mit der von Carol u. a. formulierten modifizierten gemischten Rissöffnungsart II a („als antimetrisch zur Rissfläche und normal zur Rissfront öffnende Grenzflächenrisse, mit einer von Normalspannungen zur Rissfläche unterdrückten Dilatanz“) [68, 96]

Tabelle 4.1: Grundformen (Moden) der Rissbeanspruchung [47, 53]

Modus	Erscheinungsform	Beispiel
Modus I	Öffnung normal zur Rissoberfläche	Normalkraftbeanspruchung, Biegezugspannungsrisse von Stahlbetonbalken
Modus II (Modus II a)	Gleitung in der Scheibenebene	Schubbeanspruchung, Verschiebung tektonischer Platten,
Modus III	Gleitung normal zur Scheibenebene	Torsionsbeanspruchung, Zerreißen von Papier

Inglis [54] leitete mit Hilfe der Elastizitätstheorie den Spannungsverlauf einer unendlich ausgedehnten Scheibe unter Zugbeanspruchung σ_0 her. Die Scheibe ist dabei durch Kerben unterschiedlicher Formen und Ausdehnungen gestört (siehe Abbildung 4.2) [49].

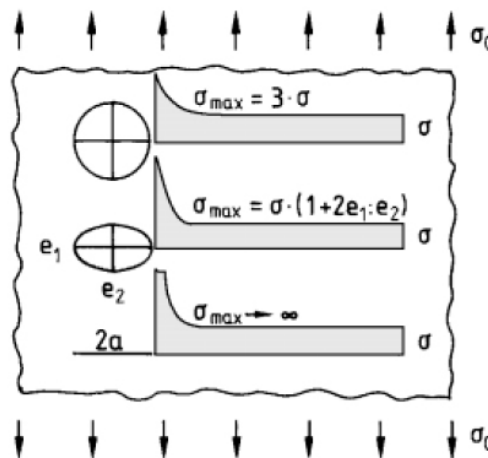


Abbildung 4.2: Spannungsverteilung an Kerben unterschiedlicher Form a) kreisförmige Kerbe b) elliptische Kerbe c) scharfer Riss nach Inglis [54, 49]

Die elastischen Spannungen des gerissenen Bauteiles oder an Kerben steigen zur Diskontinuitätsstelle hin stark an. Bei einer kreisförmigen Kerbe erhöht sie sich um den Faktor drei. Bei einer elliptischen Kerbe mit den Halbachsen e_1 und e_2 steigt die Spannung am Kerbgrund auf den Wert $\sigma_{\max} = \sigma_0 \left(1 + 2e_1/e_2\right)$ an. Der „scharfe Riss“ ist der Grenzfall der elliptischen Kerbe mit $e_1 \gg e_2$ und führt zu einer unendlich hohen Spannung an der Risspitze (siehe Abbildung 4.2). Demnach wäre jeder Riss Ursache für das Bauteilversagen, unabhängig vom Baustoff, sobald er eine relevante Beanspruchung erfährt [49]. Mit bruchmechanischen Ansätzen wird versucht, das durch einen Riss geschwächte Bauteilverhalten zu beschreiben. Da beim klassischen Rissmodell nach *Griffith* [48] von einer Risspitze ohne Kohäsion ausgegangen wird, steigen die Spannungen an der „Singularitäts-Stelle“ gegen unendlich. Aus physikalischer Sicht ist dies nur schwer vorstellbar. Aufgrund dessen wurden weitere Rissmodelle entwickelt, die zum Beispiel Kohäsion an der Risspitze berücksichtigen (vergleiche *D.S Dugdale* [55]). Bei spröden Werkstoffen mit ausgeprägter Mikrorisszone können diese Modelle jedoch nur bedingt zur Anwendung kommen. *Z. P. Bazant und B. H. Oh* [56] entwickelten das sogenannte Rissbandmodell. Dieses geht von einem Rissband aus, in welchem die Mikrorissakkumulation gleichmäßig verteilt ist (siehe Kapitel 4.3.2).

4.2.1 Energiekriterium

Auf den Arbeiten von *Inglis* [54] aufbauend, entwickelte *Griffith* [48] ein energetisches Kriterium der stabilen Rissausbreitung. *Griffith* erweiterte das „Theorem der minimalen potentiellen Energie“ um die Oberflächenenergie U_s . In dieser Theorie ist ein System stets bestrebt ein Minimum an potentieller Energie einzunehmen. Somit stellt *Griffith* eine Energiebilanz für eine unendlich ausgedehnte Scheibe der Dicke „1“, mit Einzelriss der Länge $2a$ (als „Grenzfall“ des elliptischen Loches, siehe Abbildung 4.2-c) auf. Die Scheibe wird normal zur Rissebene mit konstanten äußeren Zugspannungen σ_0 beansprucht und hat spröde-elastische Eigenschaften [50] [49].

Bei der Energiebetrachtung wird zwischen mechanischer Energie (U_M) und Oberflächenenergie (U_s) unterschieden. Die mechanische Energie (U_M) besteht wiederum aus der im Körper elastisch gespeicherten Energie (U_E) und der potentiellen Energie (U_A) der von außen aufgebracht Kraft. Für die Gesamtenergie gilt $U_{\text{tot}} = U_M + U_s = U_E + U_A + U_s$ [57]. Kommt es zum Anwachsen des Risses um den Betrag „da“ so wird mechanische Energie (U_M)

freigesetzt ($dU_M/da < 0$) und fördert so das Risswachstum. Durch die frei werdende Energie werden neue Oberflächen gebildet und die Oberflächenenergie (U_s) dadurch erhöht ($U_s/da > 0$), was die Rissausbreitung behindert. Die Änderung der Gesamtenergie U_{tot} in Abhängigkeit des Risswachstums ist Null ($dU_{tot}/da = 0$) [57].

Aus der linear elastischen Theorie kann man die mechanische Energie im ebenen Spannungszustand mit $U_M = -\pi\sigma_0^2 a^2/E$ bestimmen. E stellt den Elastizitätsmodul in der Rissebene dar. σ_0 ist die konstante aufgebraachte äußere Spannung und a die Risslänge. Unter Einbeziehung der spezifischen Oberflächenenergie γ gilt für die Oberflächenenergie $U_s = 2a(2\gamma)$ [57, 49]. Die Änderung der Gesamtenergie beim Anwachsen des Risses um den Betrag „ da “ lautet [50, 57]:

$$\frac{d}{da} \left(-\frac{\pi\sigma_0^2 a^2}{E} + 4a\gamma \right) = 0 \quad \text{Formel 4.1: Änderung der Gesamtenergie}$$

Dabei ist:

- σ_0 äußere Zugspannung [N/mm²]
- a Risslänge [mm]
- E Elastizitätsmodul [N/mm²]
- γ spezifische Oberflächenenergie [J/m²]

Nach Ableitung der Formel 4.1 erhält man die *Griffith*-Gleichung für den ebenen Spannungszustand. σ_c bezeichnet die kritische Spannung, ab der es zur Instabilität des Risswachstums kommt. Der kritischen Spannung σ_c ist eine kritische Risslänge a_c zugeordnet bei der sich der Riss eigenständig weiter ausbreitet bzw. zu jedem a_c gehört ein σ_c bei der das Bauteil zerbricht [57, 49].

$$\sigma_c \sqrt{a_c} = \sqrt{\frac{2E\gamma}{\pi}} \quad \sigma_c = \sqrt{\frac{2E\gamma}{\pi a_c}} \quad \text{Formel 4.2: Griffith-Gleichung}$$

Dabei ist:

- σ_c kritische Spannung [N/mm²]
- a_c kritische Risslänge [mm]
- E Elastizitätsmodul [N/mm²]
- γ spezifische Oberflächenenergie [N/mm] oder [J/m²]

4.2.2 Energiefreisetzungsrates und Spannungsintensitätsfaktor

Das Differential $G = -dU_M/da$ in Formel 4.1 wird als Energiefreisetzungsrates (engl. energy release rate) bezeichnet, wobei da eine infinitesimale Rissverlängerung ist. Die Energiefreisetzungsrates ist die, auf einen infinitesimalen Rissfortschritt bezogene freigesetzte Energie. Sie hat die Dimension einer Kraft (pro Einheitsdicke) und wird deshalb auch als Rissausbreitungskraft (engl. crack extension force) bezeichnet [46].

Zum Einsetzen des Bruchvorganges kommt es, wenn die bei einem Rissfortschritt freigesetzte Energie gleich der benötigten Energie entspricht ($G = G_c$). Die kritische Energiefreisetzungsrates G_c beinhaltet alle Energieanteile, die mit instabilem Rissfortschritt verbunden sind. Dieser Materialkennwert G_c wird daher auch als Risswiderstand oder Risswiderstandskraft bezeichnet. Im Falle von ideal-sprödem Werkstoff beträgt sie 2γ , da beim Bruch immer zwei Oberflächen gebildet werden [46, 49, 50, 53].

Werkstoffe wie Beton verhalten sich jedoch nicht linear-elastisch, da an der Risspitze nicht vernachlässigbare plastische Verformungen auftreten. Die spezifische Oberflächenenergie γ wurde daher von *Irwin* (1957) allgemein erweitert, um plastische γ_{pl} , thermische γ_{th} , akustische γ_{ak} , elektrische γ_{el} und andere Energieanteile. Die kritische Energiefreisetzungsrates G_c ist für den allgemeinen Fall in Formel 4.3 definiert [50].

$$G_c = 2 \cdot (\gamma + \gamma_{pl} + \gamma_{th} + \gamma_{ak} + \gamma_{el} + \dots)$$

Formel 4.3: Kritische Energiefreisetzungsrates für den allgemeinen Fall

Das *Griffithsche* Bruchkriterium lässt sich damit allgemein nach Formel 4.4 anschreiben [50]:

$$\sigma_c = \sqrt{\frac{2E\gamma}{\pi a_c}} = \sqrt{\frac{EG_c}{\pi a_c}} = \frac{K_c}{\sqrt{\pi a_c}}$$

Formel 4.4: *GRIFFITH*-Gleichung mit G_c und K_c

Dabei ist:

σ_c kritische Spannung [N/mm²]

E Elastizitätsmodul [N/mm²]

γ spezifische Oberflächenenergie [J/mm²]

a_c kritische Risslänge [mm]

G_c kritische Energiefreisetzungsrates [N/mm] oder [J/m²]

K_c kritischer Spannungsintensitätsfaktor (Bruchzähigkeit) [N/mm^{3/2}]

Die Größe K_c in Formel 4.4 wird als kritischer Spannungsintensitätsfaktor oder als Bruchzähigkeit bezeichnet. Sie ist mit der kritischen Energiefreisetzungsrate über $K_c = \sqrt{EG_c} = \sigma_c \sqrt{a_c \pi}$ (vergleiche Formel 4.4) verknüpft. Der K_c -Faktor ist definiert als kritische Amplitude der Spannung an der Risspitze, bei der eine Rissverlängerung erfolgt. Die Bestimmung der Bruchzähigkeit K_c eines Werkstoffes erfolgt in der Regel in genormten Versuchen (z.B. nach dem ASTM-Standard E399-90) [46, 50]. In der experimentellen Bruchmechanik wird für die meisten genormten Probeformen der K_c -Faktor aus der Maximallast beim Bruch nach folgender Gleichung berechnet [50, 87].

$$K_c = \frac{F_{\max}}{t\sqrt{H}} Y\left(\frac{a_0}{H}\right)$$

Formel 4.5: Berechnung des K_c -Faktors aus der Maximallast beim Bruch

Dabei ist:

- K_c kritischer Spannungsintensitätsfaktor (Bruchzähigkeit) [$\text{N}/\text{mm}^{3/2}$]
- F_{\max} Maximallast beim Bruch [N]
- t Probendicke, Ligamentbreite im Keilspaltversuch [mm]
- H charakteristische Probenabmessung, Höhe von der Kraftumlenkung bis zum Probenboden im Keilspaltversuch [mm]
- a_0 Anfangsrisslänge [mm]
- $Y\left(\frac{a_0}{H}\right)$ probentypabhängige Formfunktion [-]

Die Amplitude (Stärke) der Rissspitzenfelder (Nahfelder) wird allgemein durch die Spannungsintensitätsfaktoren (K-Faktoren) bestimmt. Die K-Faktoren legen die Verteilung der Spannungen und Deformationen in der Umgebung der Risspitze eindeutig fest. Sie hängen maßgeblich von der Geometrie des Körpers (einschließlich Riss) und von der Belastung ab. Je nach Rissmodus (siehe Abbildung 4.1) unterscheidet man zwischen Spannungsintensitätsfaktoren von K_I , K_{II} und K_{III} . Die Dimension eines K-Faktors ist [$\text{Spannung} \cdot \text{Länge}^{1/2}$] und wird vorzugsweise in [$\text{Nmm}^{-3/2}$] angegeben [46, 53]. Eine Zusammenstellung verschiedener K-Faktoren, je nach Geometrie (einschließlich Riss) und Belastung, findet sich zum Beispiel in Gross [46].

Die Lösung des Spannungsproblems, welches in Abbildung 4.2-c dargestellt ist, wird auch als Nahfeldlösung bezeichnet. Die allgemein bekannte Lösung für die Spannungen im Nahfeld um

die Rissspitze unter Berücksichtigung eines ebenen Spannungszustandes unter Modus I Belastung ergeben sich in Polarkoordinaten zu [46]:

$$\begin{cases} \sigma_r \\ \sigma_\varphi \\ \tau_{r\varphi} \end{cases} = \frac{K_I}{4\sqrt{2\pi r}} \begin{cases} 5 \cos(\varphi/2) - \cos(3\varphi/2) \\ 3 \cos(\varphi/2) + \cos(3\varphi/2) \\ \sin(\varphi/2) + \sin(3\varphi/2) \end{cases}$$

Formel 4.6: Spannungen im Nahfeld um die Rissspitze (Rissmodus I)

Dabei ist:

r, φ Polarkoordinaten [mm, rad]

K_I Spannungsintensitätsfaktor für Modus I Beanspruchung [$\text{N}/\text{mm}^{3/2}$]

σ_r Radialspannung [N/mm^2]

σ_φ Tangentialspannung [N/mm^2]

$\tau_{r\varphi}$ Schubspannung [N/mm^2]

Das Modus I Rissspitzenfeld kann durch die Formel 4.6 beschrieben werden. Die Spannungen (und entsprechend dem Hooke'schen Gesetz auch die Verzerrungen) sind singulär vom Typ $r^{-1/2}$ (siehe Formel 4.6), das heißt sie wachsen zur Rissspitze hin unbeschränkt an. Als Beispiel hierfür ist im linken Bild der Abbildung 4.3 der Verlauf von σ_y ($\varphi=0$) vor der Rissspitze schematisch dargestellt. Die Winkelabhängigkeit dieser Spannungskomponenten ist im rechten Bild der Abbildung 4.3 dargestellt [46].

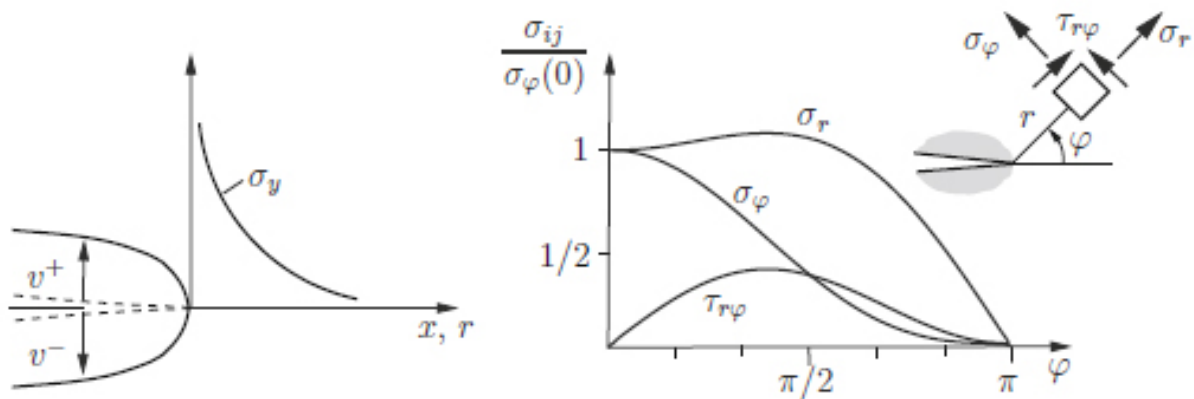


Abbildung 4.3: Modus I Rissspitzenfeld [46]

4.3 Nichtlineare Bruchmechanik von Beton

Die Anwendung der nichtlinearen Bruchmechanik (NLFM, engl. non-linear fracture mechanics) ist von der Ausdehnung der Bruchprozesszone (FPZ, engl. fracture process zone) abhängig (siehe Kapitel 4.2 Lineare bruchmechanische Ansätze). In der Prozesszone findet der sehr komplexe Prozess der Bindungslösung statt. Der mineralische Werkstoff Beton verhält sich bei hohen Belastungen nicht plastisch, sondern quasi-spröde mit einer Mikrorissbildung in der Prozesszone. Einen maßgeblichen Einfluss auf die Größe der Prozesszone stellt das Material und der aufgebrachte Spannungszustand dar. Im Fall von zementgebundenen Materialien ist unter anderem auch das vorhandene Größtkorn ein wesentlicher Parameter, der die Größe der Prozesszone und die Rissausbreitung beeinflusst [58]. In Abbildung 4.4 ist die Ausbreitung der Rissprozesszone für unterschiedliche Materialeigenschaften dargestellt. Es wird zwischen drei grundlegenden Simulationskonzepten unterschieden [68]:

- Die Größe der Rissprozesszone ist klein im Verhältnis zu den Abmessungen der Struktur und die Ausdehnung der plastischen Verzerrungen ist vernachlässigbar. Die Beschreibung der Rissausbreitung erfolgt anhand der linear elastischen Bruchmechanik. Dies trifft für spröde Materialien wie z.B. Glas, Keramik und Eis zu (siehe Abbildung 4.4-a).
- Die Ausdehnung der Rissprozesszone ist sehr klein, wird aber von einem nicht vernachlässigbaren Bereich mit plastischen, verfestigenden Materialverhalten umgeben. Dies trifft für duktile Materialien wie z.B. Metall weitgehend zu (siehe Abbildung 4.4-b). Die Beschreibung der Rissausbreitung erfolgt durch die elasto-plastische Bruchmechanik (EBPM), ein Teilgebiet der nichtlinearen Bruchmechanik. Die EBPM ist für verfestigende Materialien aussagekräftig und kann für entfestigende Materialien nicht angewendet werden.
- Die Größe der Rissprozesszone hat einen nicht zu vernachlässigenden Einfluss im Verhältnis zu den Abmessungen der Struktur. Die Rissprozesszone wird nur von einem vernachlässigbaren kleinen Bereich mit plastischem Materialverhalten umgeben. Die Struktur wird mit linear elastischem Materialverhalten und die Rissprozesszone anhand von kohäsiven Spannungen in Abhängigkeit der Rissöffnung beschrieben (siehe Kapitel 4.3.1 Das fiktive Rissmodell). Dies trifft für quasi-spröde Materialien wie z.B. Beton zu (siehe Abbildung 4.4-c).

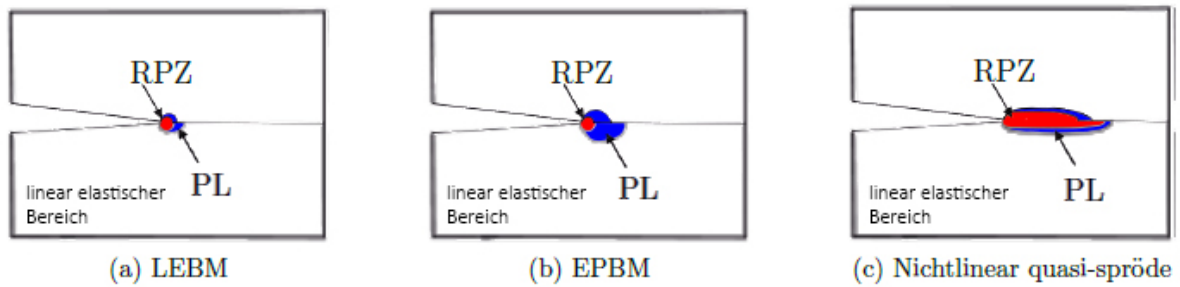


Abbildung 4.4: Ausbreitung der Rissprozesszone (RPZ) und der Bereich des plastischen Materialverhaltens (PL) eines Bimaterial-Risses für unterschiedliche Materialeigenschaften [68]

Risse im Normalbeton bilden sich aufgrund der höheren Festigkeit des Zuschlags im Vergleich zu Zementstein häufig nur in der Zementsteinmatrix und in der Kontaktzone zwischen Zuschlag und Zementstein aus. In hochfesten Betonen hingegen hat die Kontaktzone und der Zementstein eine höhere Festigkeit im Vergleich zu Normalbeton. Daher können sich die Risse entweder als Kontaktriss entwickeln oder durch das Zuschlagskorn fortpflanzen [59].

Im Folgenden werden ausgewählte bekannte Modellvorstellungen der nichtlinearen Bruchmechanik beschrieben. Die Modelle behandeln das Rissbildungsverhalten, die Bestimmung der Bruchenergie, sowie Maßstabeffekte (Abhängigkeit der Probenkörperabmessungen).

4.3.1 Das fiktive Rissmodell

Beim fiktiven Rissmodell (FCM, engl. fictitious crack model) nach *Hillerborg, Modéer* und *Petersson* [60, 61, 62] wird die in der Bruchprozesszone stattfindende Mikrorissbildung in einem fiktiven Riss berücksichtigt. Die Lastübertragung erfolgt dabei über eine teilweise kohäsive Risspitze. Dieses Modell geht von der Annahme aus, dass der fiktive Riss Spannungen übertragen kann, deren Größe von der Rissweite w abhängig ist.

Das Zugtragverhalten wird gemäß Abbildung 4.5 in zwei unterschiedliche Verformungsbereiche aufgeteilt. Dabei wird zwischen einer linear elastischen Spannungs-Dehnungsbeziehung für den ungeschädigten Bereich und in einer Spannungs-Verformungsbeziehung in der Rissprozesszone unterschieden. Die gesamte Verschiebung setzt sich somit aus der Rissöffnung w in der Prozesszone und aus einer elastischen Verformung der übrigen Bereiche zusammen [60, 61, 62, 63].

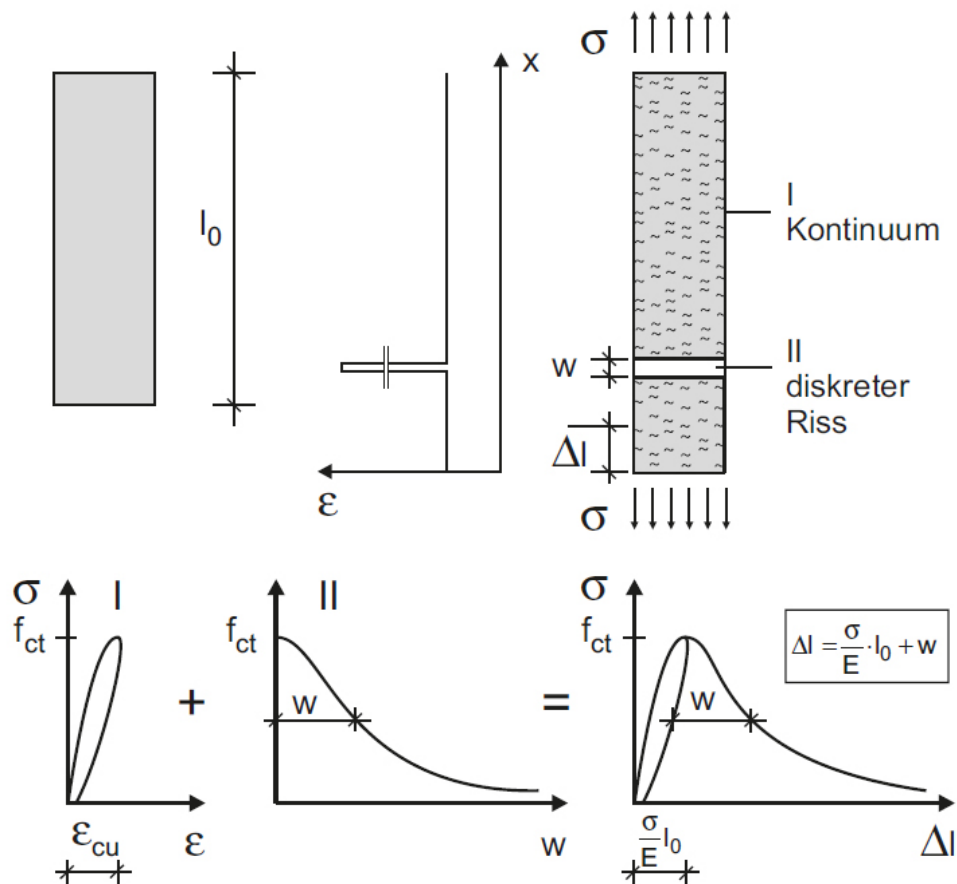


Abbildung 4.5: Fiktives Rissmodell mit diskretem Riss [49]

Bis kurz vor Erreichen der Festigkeit werden beide Verformungsbereiche das gleiche Spannungs-Dehnungs-Verhalten zeigen. Bei Erreichung der Maximallast bilden sich Mikrorisse in lokalen Stellen (Prozesszone) des Bauteiles aus. Diese Prozesszone hat eine begrenzte Ausdehnung und kann infolge der Schädigung nicht mehr die volle Spannung übertragen. Mit fortschreitender Verformung und der damit verbundenen Vergrößerung der Prozesszone findet eine kontinuierliche Spannungsabnahme statt. Außerhalb der Prozesszone wird infolge des Spannungsabfalles die Dehnung rückläufig. In den ungeschädigten Bereichen kommt es somit zu einer Entlastung, wohingegen die Verformung in der Risszone weiter zunimmt [60, 61, 62, 63].

Durch Addition der separaten Dehnungen der zwei Bereiche ergibt sich nach Überschreiten der Festigkeit infolge der rückläufigen Dehnung im ungeschädigten Bereich eine Spannungs-Rissöffnungsbeziehung mit der Rissweite w . Die Rissweite w entspricht in dieser Modellvorstellung die Ausdehnung der Prozesszone, in der die Akkumulation von Mikrorissen in einem fiktiven Riss zusammengefasst werden. Vor Erreichen der Festigkeit ist der fiktive

Riss w gleich 0. Bis zu seiner maximalen fiktiven Rissgröße w_c können Spannungen über noch intakte Bindungen übertragen werden [60, 61, 62, 63].

Zur einfachen mathematischen Handhabung wird der Entfestungsverlauf meist durch einen verhältnismäßig einfachen linearen bzw. bilinearen, oder durch exponentielle Ansätze modelliert (siehe Abbildung 4.6).

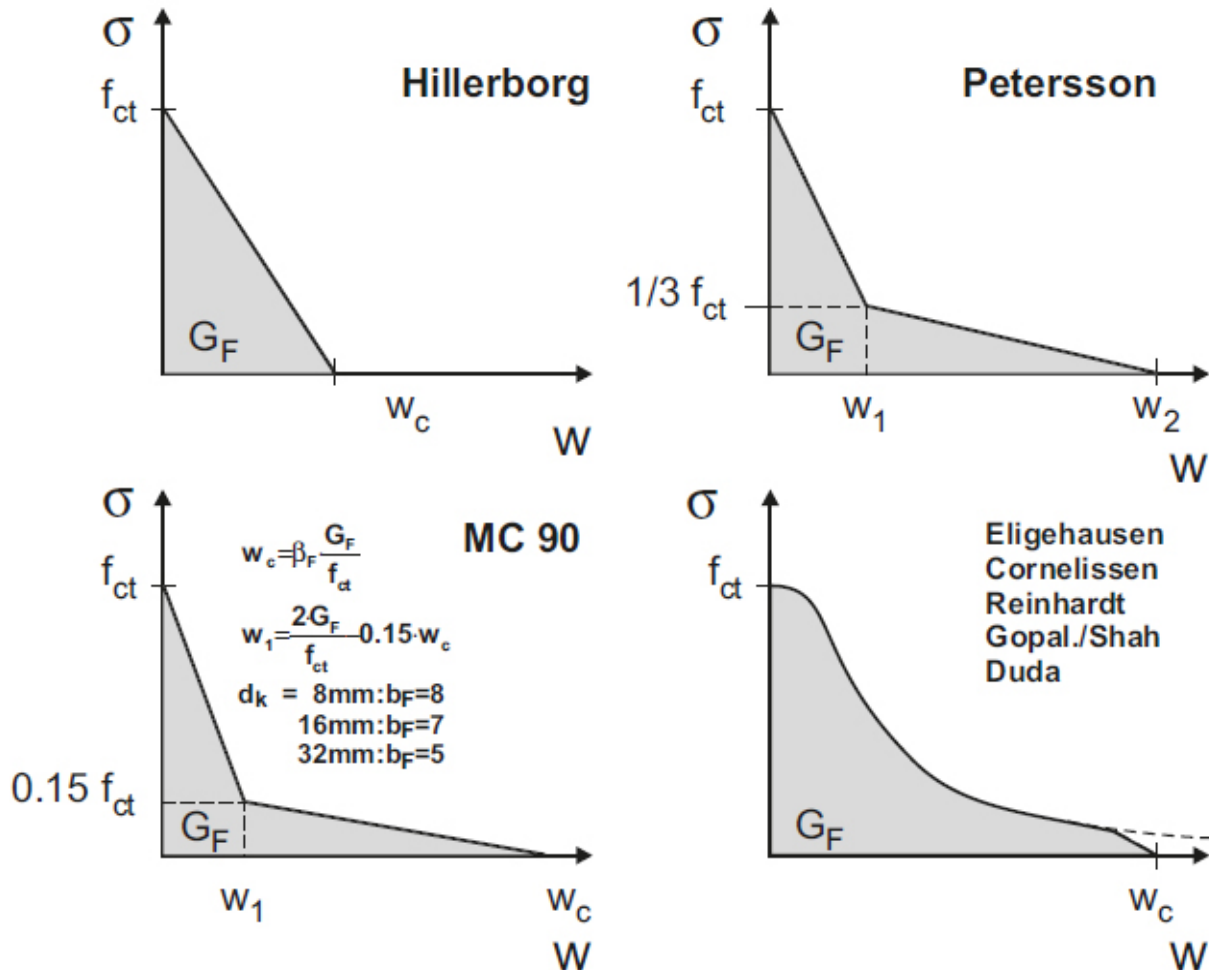


Abbildung 4.6: Ansätze zur Beschreibung der Zugspannungs-Rissöffnungskurve von Beton im Nachbruchbereich [49]

Die Bruchenergie wird im Gegensatz zum linear elastischen Ansatz nicht indirekt aus Bruchspannung und Rissgröße, sondern direkt als Fläche unter der Spannung-Rissöffnungskurve (siehe Abbildung 4.6) ermittelt [60, 61, 62, 63].

Die Berechnung der spezifischen Bruchenergie aus der Spannungs-Rissöffnungskurve erfolgt nach Formel 4.7.

$$G_f = \int_0^{w_c} \sigma(w) \, dw$$

Formel 4.7: spezifische Bruchenergie aus der Spannung-Rissöffnungskurve

Dabei ist:

- G_f spezifische Bruchenergie [N/mm] oder [J/m²]
- w_c kritischer Rissöffnungsweg [mm]
- $\sigma(w)$ Spannung in Abhängigkeit der Rissöffnung [N/mm²]

Bei sehr großen Proben- oder Bauteilabmessungen bei denen die Größe der Bruchprozesszone vernachlässigt werden, kann ein Zusammenhang zwischen der Bruchenergie, die mittels des fiktiven Rissmodells berechnet worden ist und anderen bruchmechanischen Kennwerten hergestellt werden. So gilt beispielsweise $G_c = G_f$ [58].

Hilleborg et al. [60, 62] haben zur Beschreibung der Duktilität eines Werkstoffes die charakteristische Länge ℓ_{ch} eingeführt. Sie erlaubt den Vergleich von Werkstoffen mit einem ähnlichen Dehnungs-Entfestigungsverhalten. Die Herleitung wird nun am zentrischen Zugversuch erläutert. Die elastisch gespeicherte Energie beim Erreichen der Zugfestigkeit eines prismatischen Probekörpers ergibt sich nach Gleichung (1) in Formel 4.8. Die zum Durchtrennen des Bauteils benötigte Energie wird als Brucharbeit bezeichnet und ergibt sich nach Gleichung (2) in Formel 4.8. Im grenzstabilen Fall ist die elastisch gespeicherte Energie gleich der Brucharbeit und so kann man die Gleichungen (1) und (2) in Formel 4.8 gleichsetzen. Daraus ergibt sich die kritische Probenlänge ℓ_{krit} , wenn man F_{max}/A durch die Zugfestigkeit f_t ersetzt. Ein Probekörper mit der Länge ℓ_{krit} hat bei Erreichen der Zugfestigkeit die elastische Energie, die zur vollständigen Bildung einer Bruchfläche führt [50, 60, 62, 63].

Nach *Hilleborg et al.* [60, 62] wird die Hälfte der kritischen Länge als technologische Werkstoffkenngröße definiert ($\ell_{krit} = 2\ell_{ch}$) und als charakteristische Länge ℓ_{ch} bezeichnet. Die charakteristische Länge ℓ_{ch} dient zur Beschreibung des Materialverhaltens und stellt ein Maß für die Duktilität bzw. Sprödigkeit eines Werkstoffs dar. Je kleiner sie ist umso spröder ist der Werkstoff. Die charakteristische Länge ist eine Materialeigenschaft und nicht mit der physikalischen Länge zu verwechseln (siehe Formel 4.8) [50, 60, 62, 63].

$$W_{el} = \frac{F_{max}^2 \ell}{2AE} \quad (1)$$

$$W_P = GfA \quad (2)$$

$$W_{el} = W_P \quad (3)$$

Formel 4.8: Herleitung der charakteristischen Länge

$$\ell_{krit} = \frac{2EGf}{f_t^2} \quad (4)$$

$$\ell_{ch} = \frac{EGf}{f_t^2} \quad (5)$$

Dabei ist:

W_{el} elastische gespeicherte Energie: Arbeit, die bei Erreichen der Maximallast im Querschnitt gespeichert ist [Nmm]

F_{max} Maximallast [N]

E E-Modul [N/mm²]

A Querschnittsfläche [mm²]

ℓ Länge [mm]

W_P Brucharbeit: erforderliche Arbeit, die ein Versagen der Probe verursacht

ℓ_{ch} charakteristische Länge [mm]

Gf spezifische Bruchenergie [N/mm] oder [J/m²]

f_t Zugfestigkeit [N/mm²]

Tabelle 4.2: Typische Größenordnung der charakteristischen Länge [63]

Material	ℓ_{ch} [mm]
Zementstein	5 - 10
Mörtel	20 - 150
Beton	200 - 600

4.3.2 Das Rissbandmodell

Das Rißbandmodell (CBM, engl. crack band model) nach *Bazant* und *Oh* [56] stellt ein alternatives Modell zum fiktiven Riss dar. Nach *Hilleborg et al.* [60, 61, 62] wird die Mikrorissakkumulation in einem einzelnen fiktiven Riss zusammengefasst. Im Rissbandmodell wird die Ausdehnung der Bruchprozesszone mit einer endlichen Weite w_c gleichmäßig verteilt angenommen. Die Rissbandbreite w_c ist vom Größtkorn der Zuschläge d_{\max} abhängig und kann mit $w_c \approx 3d_{\max}$ abgeschätzt werden. Die Ausdehnung der Prozesszone w_c kann als eine materialspezifische Größe angesehen werden, über dessen Rissbandbreite w_c die Rissdeformationen verschmiert werden. Das Werkstoffverhalten im Bereich des Rissbandes wird durch eine bilineare Spannungs-Dehnungsbeziehung berücksichtigt. Die Steigung des ansteigenden Astes der Kurve bezieht sich auf den E-Modul des ungerissenen Werkstoffes, wogegen die Steigung des abfallenden Astes als Dehnungs-Entfestigungsmodul E_t bezeichnet wird. Nach Überschreiten der Festigkeit konzentriert sich die weitere Mikrorissbildung und die Verformungszunahme im Rissband. Der außerhalb befindliche Beton wird trotz zunehmender Gesamtverformung entlastet und vorhandene Mikrorisse schließen sich in diesem Bereich wieder. Die Bruchenergie G_f wird als die gesamte Fläche unter der bilinearen Spannungs-Dehnungskurve multipliziert mit der Rissbandbreite w_c verstanden (siehe Abbildung 4.7) [63, 49].

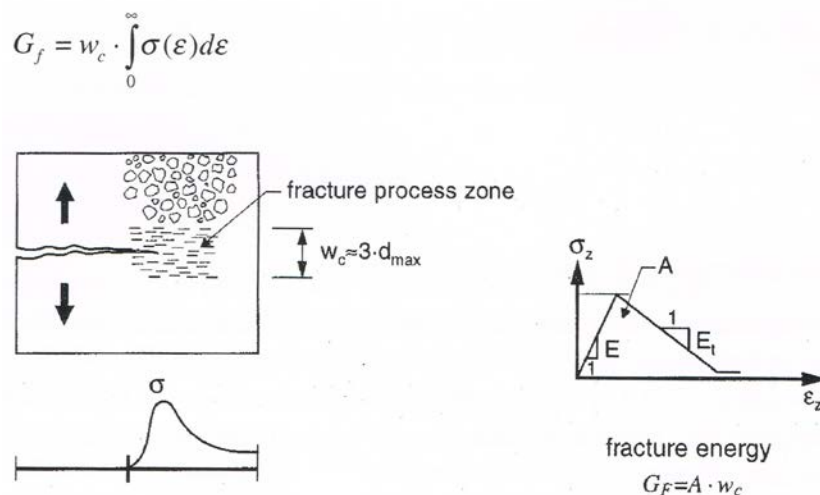


Abbildung 4.7: Schema des Rissbandmodelles nach *Bazant* und *Oh* [63]

4.3.3 Maßstabeffektmodell nach *Bazant*

Bruchmechanische Konzepte dienen dazu um das Bruchverhalten von Proben und Bauteilen aus bestimmten Werkstoffen durch Kennwerte allgemeingültig zu beschreiben. Dazu ist es notwendig Parameter zu bestimmen, die unabhängig von der Probengeometrie, Probengröße und der Risslänge sind. Ein gewisser Schwankungsbereich in den Werkstoffkenngrößen wird sich aufgrund von Herstellungsimperfectionen nicht vermeiden lassen, sollten sich aber in einer akzeptablen Bandbreite bewegen. Diese Herstellungsimperfectionen beziehen sich sowohl auf das Probenmaterial (z.B. Schwankung der Streckgrenze, Schwankung der Zugfestigkeit innerhalb des Betonbauteiles), als auch auf die Gestalt der Probe (z.B. Formimperfectionen aufgrund von Maßtoleranzen bei der Präparierung der Proben).

Aus experimentellen Untersuchungen, wie sie auch in dieser Arbeit vorgestellt werden, ist aber bekannt, dass bruchmechanischen Kenngrößen (z.B. K_I , G_f , l_{ch}) auch einem Größeneffekt unterliegen. Aus dem Vergleich von großen und kleinen Proben, die sich lediglich in deren Abmessungen unterscheiden, ergibt sich, dass die größeren Proben kleinere Bruchspannungen aufweisen. Dieses Phänomen wurde erstmals durch *Walsh* [65] entdeckt und beschrieben. *Bazant* [64] (1984) hat die Größenabhängigkeitsbetrachtungen ausgeweitet und das Maßstabeffektmodell (SEL, engl. size effect model) eingeführt. Dieses halbempirische Gesetz beschreibt die Größenabhängigkeit der Bruchspannung von Proben und damit den Übergangsbereich von einem Festigkeitskriterium für kleine Proben zur linear elastischen Bruchmechanik für große Proben [50, 58].

Als Grundlage für das „size effect model“ hat *Bazant* Belastungsversuche an geometrisch ähnlichen Probekörpern ausgewertet. Die Probekörper weisen dabei unterschiedliche Abmessungen auf, wobei aber die Balkentiefe und Verhältnisse wie beispielsweise Kerbtiefe zu charakteristischen Probenabmessung H (Probenhöhe) konstant bleiben. Somit bleiben die Verhältnisse in Belastungsrichtung vorhanden, sodass man von zweidimensionaler Ähnlichkeit sprechen kann. Bei diesen Versuchen hat sich gezeigt, dass bei kleinen Prüfkörpern die Bruchprozesszone die gesamte Ligamentfläche umfasst. Dadurch können sich lokale Spannungskonzentrationen an Kerben oder Materialinhomogenitäten an jeder beliebigen Stelle des Probekörpers durch Mikrorissbildung in der Bruchprozesszone abbauen. Bei der affinen Vergrößerung der Probenabmessungen parallel zur Belastungsrichtung nimmt die Bruchprozesszone nur noch einen kleineren Teil der Ligamentfläche ein und Spannungsspitzen

können sich lokaler abbauen. Kleinere Prüfkörper weisen daher im Vergleich zu großen Proben eine höhere Bruchspannung auf [58, 49].

Bazant formuliert die Nettobruchspannung σ_N in Abhängigkeit der charakteristischen Bauteilabmessung mit folgender Gleichung:

$$\sigma_N = \frac{B f_t}{\sqrt{1 + H/H_0}}$$

Formel 4.9: Nennfestigkeit nach *Bazant*

Dabei ist:

σ_N Nettobruchspannung [N/mm²]

f_t zentrische Zugfestigkeit [N/mm²]

B, H_0 Konstanten (size effect parameter) [-]

H charakteristische Probenabmessung (Probenhöhe) [mm]

Die Konstanten B und H_0 sind Werkstoffkennwerte, die aus den Ergebnissen von Versuchen an geometrisch ähnlichen, jedoch unterschiedlich großen Proben kalibriert werden müssen. Der Parameter H_0 kennzeichnet den Übergang vom Festigkeitskriterium zur linear elastischen Bruchmechanik. Aus einer Grenzwertbetrachtung der Formel 4.9 ergibt sich für $H \rightarrow 0$ die Nennfestigkeit zu $\sigma_N = B f_t$, da der Ausdruck H/H_0 verschwindet. Dieser Grenzwert ist konstant und wird auch als Festigkeitskriterium bezeichnet. Für eine große charakteristische Abmessung des Probekörpers, sprich wenn $H \rightarrow \infty$ ergibt sich die Nettospannung σ_N zu $\sigma_N = B f_t / \sqrt{H/H_0}$. Das heißt, die Nennfestigkeit nimmt proportional mit $1/\sqrt{H}$ analog zur linear elastischen Bruchmechanik ab. Man bezeichnet diese Asymptote als linear elastische Bruchmechanik, die sich in der doppeltlogarithmischen Darstellung wie in Abbildung 4.8 dargestellt, zu einer Geraden mit der Steigung von $-1/2$ ergibt [50, 58, 49, 66].

Aus der Abnahme der Nennfestigkeit bei größer werdenden Abmessungen ergibt sich auch ein bedeutender Nachteil dieses Modelles. Bei theoretisch unendlich großen Proben geht die Bruchspannung gegen Null. Dies entspricht nicht der physikalischen Realität, denn große Probekörper haben sehr wohl eine Bruchfestigkeit und neigen nicht zum leichten Auseinanderbrechen. Der effektivste Leistungsbereich des *Bazant'schen Gesetzes* liegt daher im Bereich mittlerer Abmessungen von Proben, in dem sowohl das Festigkeitskriterium, als auch das Kriterium der linear elastischen Bruchmechanik die Bruchspannung zu hoch abschätzen. Der Maßstabeffekt beschreibt dabei asymptotisch den Zwischenbereich [58, 67].

In Abbildung 4.8 ist der Verlauf der Nennfestigkeit in Abhängigkeit der charakteristischen Probenabmessung H mit den beiden Asymptoten des Festigkeitskriteriums (kleine Proben) und der linear elastischen Bruchmechanik (große Proben) dargestellt.

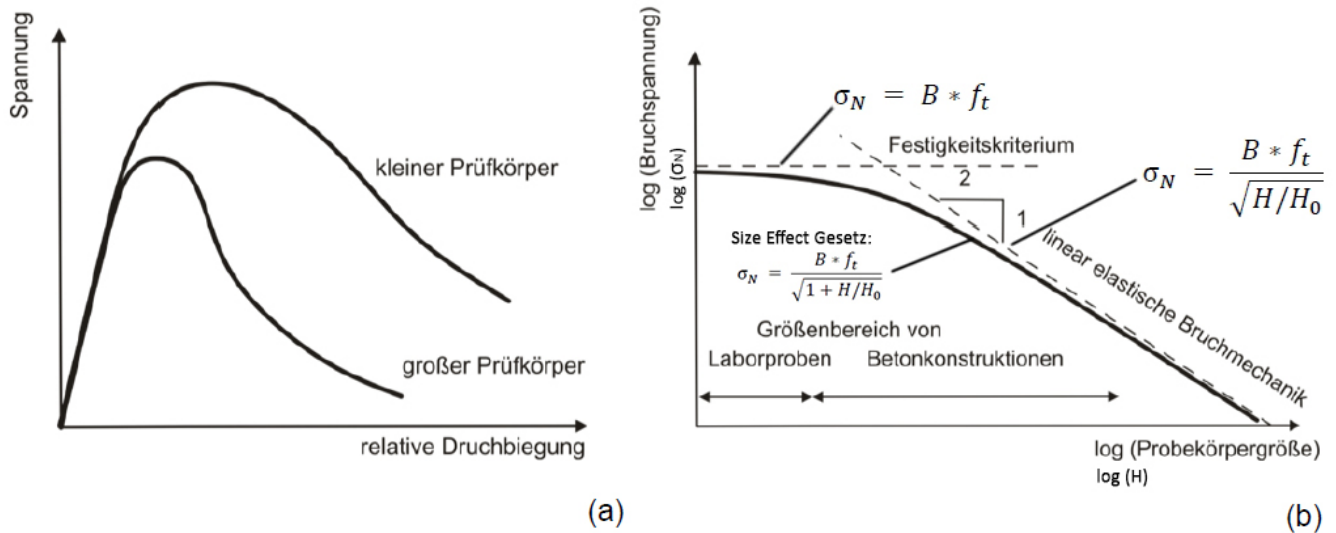


Abbildung 4.8: a) Einfluss des Size Effects auf das Spannungs-Verformungsdiagramm,
b) Spannung in einer doppellogarithmischen Darstellung nach Bazant [80]

Die im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten Untersuchungen zum „size effect“ finden sich im Kapitel 6 Ergebnisse und Diskussion der Hauptversuche.

4.4 Experimentelle Bestimmung Bruchmechanischer Kennwerte

In den vorherigen Abschnitten wurden bruchmechanische Kennwerte und Modelle zur Beschreibung der Rissausbreitung und Größenabhängigkeit eingeführt. Auf die experimentelle Ermittlung der Bruchenergie wird in diesem Abschnitt näher eingegangen.

Bruchmechanische Versuche dienen dazu die bruchmechanischen Kennwerte unter genau definierten Belastungsbedingungen zu bestimmen. In diesem Kapitel wird auf die Bestimmung der Bruchenergie über die Brucharbeit und auf die derzeit gängigen bruchmechanischen Versuche (einachsige Zugversuch, Biegeversuch, Kompaktzugversuch, Keilspaltversuch) näher eingegangen.

4.4.1 Bestimmung der Bruchenergie über die Brucharbeit

Die gesamte Bruchenergie eines quasi-spröden Materials, wie z.B. Beton, ist in zwei Teilprozesse zerlegbar und ergibt sich als Summe zweier Arbeitsanteile [49]:

- ein linear elastischer Anteil, der mit der kritischen Energiefreisetzungsrate G_c verbunden ist und der Oberflächenenergie entspricht
- ein nichtlinearer Anteil, dessen zugeordnete Energiefreisetzungsrate G_σ mit der Überwindung der kohäsiven Spannungen $\sigma(w)$ verbunden ist. Das heißt sie dient zur Trennung der Rissflanken in zwei Teilen.

Die gesamte Brucharbeit ergibt sich als Summe des linear elastischen und nichtlinearen Anteiles zu:

$$G_f = G_c + \int_0^{w_c} \sigma(w) \, dw$$

Formel 4.10: Gesamte Bruchenergie bestehend aus linearen und nichtlinearen Anteil

Dabei ist:

G_f Gesamte spezifische Bruchenergie bestehend aus linearen und nichtlinearen Anteile [N/mm] oder [J/m²]

$\int_0^{w_c} \sigma(w) \, dw$ Spezifische Bruchenergie aus der Spannungs-Rissöffnungskurve (nichtlinearer Anteil) [N/mm] oder [J/m²]

G_c kritische Energiefreisetzungsrate (linearer Anteil) [N/mm] oder [J/m²]

w_c kritischer Rissöffnungsweg [mm]

$\sigma(w)$ Spannung in Abhängigkeit der Rissöffnung [N/mm²]

Je nachdem, welcher der beiden oben genannten Arbeitsanteile an der gesamten Bruchenergie überwiegt, lässt sich die nichtlineare Bruchmechanik durch zwei Ansätze modellieren. Wenn man voraussetzt, dass die zur Schaffung neuer Rissoberflächen notwendige Energie vernachlässigbar klein gegenüber der Trennungsenergie ist, verschwindet der lineare Anteil ($G_c=0$). Modelle mit dieser Annahme sind im Kapitel 4.3.1 Das fiktive Rissmodell und im Kapitel 4.3.2 Das Rissbandmodell beschrieben. Zum anderen kann angenommen werden, dass die gesamte Bruchenergie zur Erzeugung eines effektiven elastischen Risses verbraucht wird. In diesem Fall wird die kohäsive Spannung in Abhängigkeit

der Rissöffnung $\sigma(w)$ zu 0 angenommen. Das Bruchverhalten lässt sich dann zum Beispiel mit dem Zweiparametermodell nach *Y.S. Jenq und S.P. Shah* [69] modellieren [49].

Die Bestimmung der Bruchenergie kann nach *Nakayama* [70] über das Integral der Last-Verschiebungskurve eines weggesteuerten, quasi-statischen Versuches erfolgen. Dabei wird das Eigengewicht vernachlässigt und angenommen, dass die alleinige Energiedissipation in der Bruchprozesszone innerhalb der Ligamentfläche erfolgt. Das Potential der äußeren Kräfte steht im Gleichgewicht mit der Summe des Potentials der inneren Spannungen und der kohäsiven Spannungen in der Bruchprozesszone. Aufgrund der Energieerhaltung entspricht die von außen zugeführte Energie, Kraft der Maschine P über den Vorschubweg s , der inneren Energie in Formel 4.11 [68].

$$\int_0^s P \, ds = G_f * A_{\text{lig}} = \iiint_{V_\varepsilon} \sigma : d\varepsilon \, dV + \iint_{A_w} \sigma(w) \, dw \, dA$$

Formel 4.11: Bruchenergiebestimmung im Versuch über die Energieerhaltung

Dabei ist:

$\int_0^s P \, ds$	Arbeit der äußeren Kraft der Maschine P über den Vorschubweg s [N*mm]
$G_f * A_{\text{lig}}$	Spezifische Bruchenergie multipliziert mit der Ligamentfläche [N*mm]
$\iiint_{V_\varepsilon} \sigma : d\varepsilon \, dV$	Arbeit der inneren Spannungen über die elastischen Verzerrungen im Ligamentvolumen (linearer Anteil) [N*mm]
$\iint_{A_w} \sigma(w) \, dw \, dA$	Arbeit der kohäsiven Spannungen in der Bruchprozesszone über die Rissöffnung in der Ligamentfläche (nichtlinearer Anteil) [N*mm]

Aufgrund der Energieerhaltung kann die Bestimmung der Bruchenergie durch Versuche relativ einfach mittels Formel 4.11 erfolgen.

4.4.2 Bruchmechanische Versuche

Wie bereits erläutert muss zur Bestimmung der Bruchenergie über Versuche das exakte und vollständige Last-Verformungsdiagramm erfasst werden. Um das Nachbruchverhalten des Versuchskörpers aufzeichnen zu können müssen die Versuche weggesteuert durchgeführt werden. Dadurch wird eine konstante Vortriebsgeschwindigkeit der Prüfmaschine erreicht und eine stabile Rissausbreitung ermöglicht. Bei kraftgesteuerten Versuchsdurchführungen kommt es zu keinem stabilen Risswachstum und die Proben würden schlagartig versagen. Das Post-Peak Verhalten, welches das Verformungsverhalten der Probe nach Erreichen der

Maximallast darstellt, kann daher nur mit weggesteuerten Versuchen aufgezeichnet werden. Diese ermöglichen ein relativ langsames Abfallen der Spannungen bei zunehmenden Verformungen im Nachbruchbereich.

In Abbildung 4.9 sind die derzeit gängigen Versuchsaufbauten zur Bestimmung bruchmechanischer Kennwerte dargestellt.

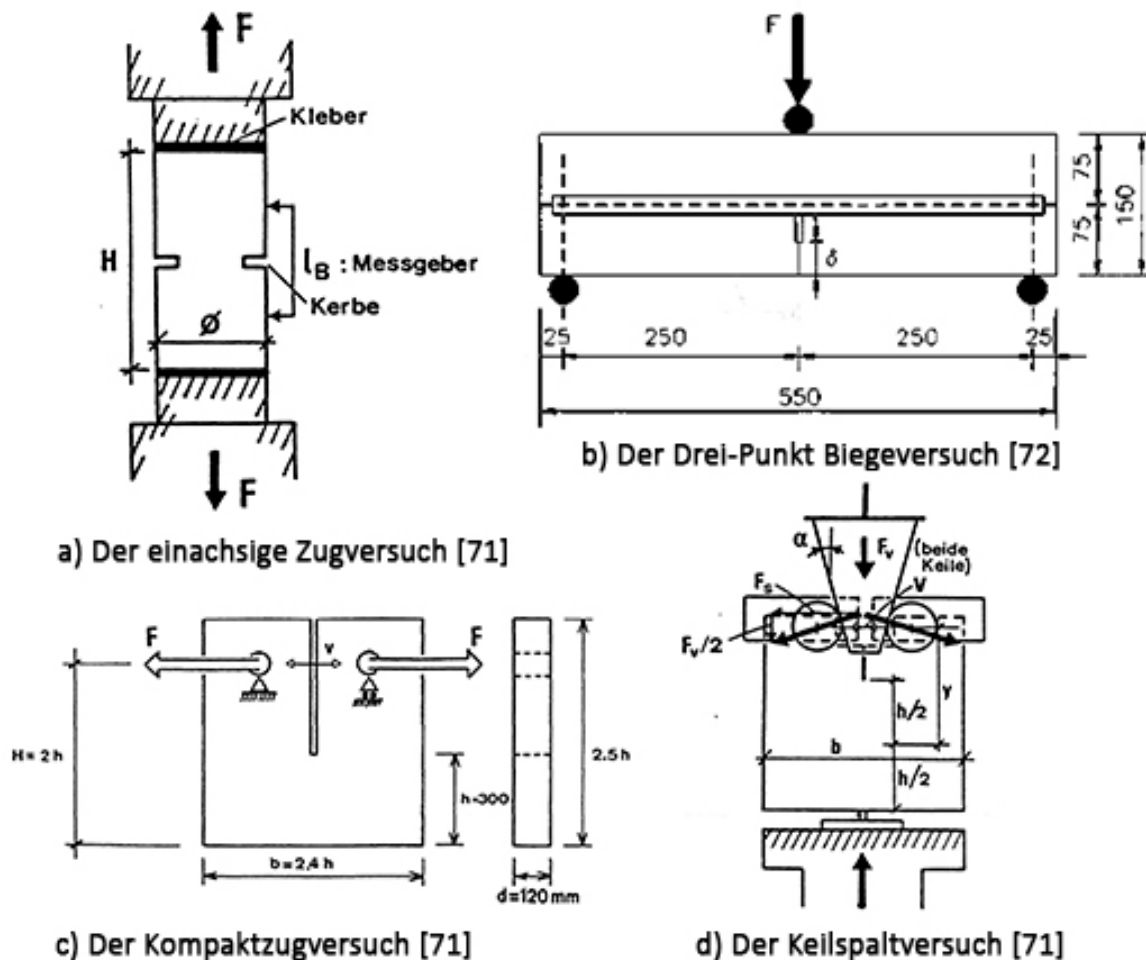


Abbildung 4.9: Versuche zur Bestimmung bruchmechanischer Kennwerte

Der Einachsige Zugversuch

Der einaxiale Zugversuch (engl. uniaxial tension test) ist die beste Methode um die gesuchten Materialparameter, wie die Zugfestigkeit, die Nachrissfestigkeit und die Spannungs-Rissöffnungsbeziehung, direkt ohne Umrechnung abzulesen. Für ungekerbte Versuchskörper wird ein homogener Spannungszustand erreicht, der sehr fehleranfällig für Exzentrizitäten im Versuchsaufbau und für Vorschädigungen der Versuchskörper (z.B. durch Schwindrisse) ist [68, 71, 76]. Besondere Anforderungen an die Steuerung und Steifigkeit des

Versuchsaufbaues sind erforderlich, um im Nachbruchbereich eine stabile Rissausbreitung zu gewährleisten. Nachteilig für den stabilen Rissfortschritt sind inhomogene Spannungsverteilungen, die sich durch über den Querschnitt ungleichmäßig fortschreitende Entfestigung entwickeln [68].

Vor allem ist der Bereich der Lasteinleitung nach *van Mier und van Vliet* [77] problematisch für die Versuchsergebnisse. Sind die Lasteinleitungsplatten eingespannt gelagert führt das einseitige Reißen durch die Verformungsbehinderung zu ungewollten Biegezuständen in der Probe. Durch gelenkig gelagerte Lasteinleitungsplatten kann dies vermieden werden. Allerdings kann es zu einer Schrägstellung der Probe kommen und dadurch zu Problemen bei der Messung der Rissöffnung [76].

Zur Bestimmung von Spannungsintensitätsfaktoren werden einseitig oder zweiseitig gekerbte Versuchskörper (engl. single/double edge notched specimen) verwendet [68].

Für Stahlfaserbeton wurde von der *RILEM* (2001) im Rahmen der Empfehlung [73] vorgeschlagen, wie der Zugversuch durchzuführen ist. Demnach dient der Versuch zur Bestimmung des Nachbruchverhaltens für Stahlfaserbeton. Weiteres wird darauf hingewiesen, dass der Versuch nicht für die Ermittlung der Zugfestigkeit geeignet ist. Diese bestimmt man besser indirekt aus der Druckfestigkeit unter Verwendung der empirischen Beziehungen von unbewehrtem Beton. Die Lagerung beider Enden des Versuchskörpers erfolgt eingespannt zur Prüfmaschine, sodass Rotationen ausgeschlossen werden.

Bei indirekten Methoden kann das Entfestigungsgesetz nicht direkt bestimmt werden. Die spezifische Bruchenergie G_f wird dabei über die geleistete Brucharbeit ermittelt. Anhand des Last-Verschiebungsdiagrammes kann das Entfestigungsgesetz über inverse Verfahren berechnet werden. Zur Ermittlung des Nachbruchverhaltens werden bei indirekten Methoden geringere Anforderungen an die Steifigkeit und der Steuerung der Versuchsmaschine gestellt [68]. Bevorzugte Versuchsmethoden werden im Folgenden beschrieben.

Der Drei-Punkt Biegeversuch

Mittels des Drei-Punkt Biegeversuches (engl. three-point bending test) oder des Vier-Punkt Biegeversuches (engl. four-point bending test) kann die Biegezugfestigkeit nach *ÖNORM EN 12390-5* [74] bestimmt werden. Für Stahlfaserbeton empfiehlt sich derzeit die Anwendung der *ÖNORM EN 14651* [75] und der Empfehlung *RILEM TC 162-TDF* [72].

Der Versuchsablauf des Drei-Punkt bzw. Vier-Punkt Biegeversuches ist identisch und unterscheidet sich nur in der Art der Beanspruchung. Der für das Versagen maßgebliche Größtwert der Zugspannung befindet sich dabei auf den Randfasern des Versuchskörpers. Mögliche Oberflächen- oder Materialdefekte können daher die ermittelte Biegezugfestigkeit stärker beeinflussen [68]. Die Vorteile des Biegezugversuches, die zu dessen weiten Verbreitung geführt haben, sind der einfache Versuchsaufbau, die Durchführung in handelsüblichen Druckprüfmaschinen, die einfache Herstellung der Probekörper und die geringen Kosten [76].

Zur Ermittlung der spezifischen Bruchenergie wird die Versuchsprobe gekerbt, um den entstehenden Riss einen definierten Ausgangspunkt zu geben. Die Rissöffnungsweite (CMOD, engl. crack mouth opening displacement) oder die Durchbiegung des Balkens kann dadurch mit Hilfe geeigneter Wegaufnehmer gemessen und ein Last-Rissöffnungsdiagramm bzw. ein Last-Verschiebungsdiagramm aufgezeichnet werden [75]. Mithilfe des Last-CMOD Diagramms oder des Last-Verschiebungsdiagrammes kann das Entfestigungsgesetz über inversen Verfahren berechnet werden [68, 76].

Fehler bei der Bestimmung der spezifischen Bruchenergie ergeben sich durch Energiedissipation aus Reibung zwischen Lager/Versuchskörper und durch Bruchprozesse außerhalb der Ligamentfläche. Aus diesen zusätzlichen Energiedissipationen ergeben sich Überschätzungen der Bruchenergie, die aus dem Intergral der Last-Verschiebungsbeziehung ermittelt wurde. Eine ausreichende Steifigkeit der Prüfmaschine ist erforderlich um einen stabilen Rissfortschritt zu gewährleisten [68].

Für die Prüfung kommen Balken mit Querschnittsabmessungen von 150 x 150 mm und einer Länge von 550 bis 700 mm nach [75, 72] zur Anwendung. Das Eigengewicht des Balkens ist aufgrund der Größe der Probekörperabmessungen bei der Berechnung der Bruchenergie zu berücksichtigen.

Nach *Petersson* [61] kann das Eigengewicht einfach als zusätzliche Kraft F_0 , welche in der Mitte des Biegebalkens angreift, berücksichtigt werden. Die zusätzliche Kraft F_0 ergibt sich nach Formel 4.12 durch das Gleichsetzen des Momentes einer Einzellast in Feldmitte des Balkens und des Momentes zufolge Eigengewicht.

$$\frac{F_0 l}{4} = \frac{m g l^2}{8} \quad (1)$$

Formel 4.12: Herleitung der zusätzlichen Kraft in Feldmitte des Balkens

$$F_0 = \frac{m g l}{2} \quad (2)$$

Dabei ist:

F_0 Kraft zufolge Eigengewicht [N]

l Stablänge [m]

g Erdbeschleunigung ca. 9,81 [m/s²]

m Masse des Balkens [kg]

Aufgrund der Versuchsanordnung wird lediglich die aufgebrachte Last der Prüfmaschine erfasst und die bereits vorhandene Verformung durch das Eigengewicht δ_0 vernachlässigt. Die Aufzeichnungen starten demnach erst ab der Kraft F_0 und die Fläche A_1 im Lastverschiebungsdiagramm in Abbildung 4.10. wird aufgezeichnet.

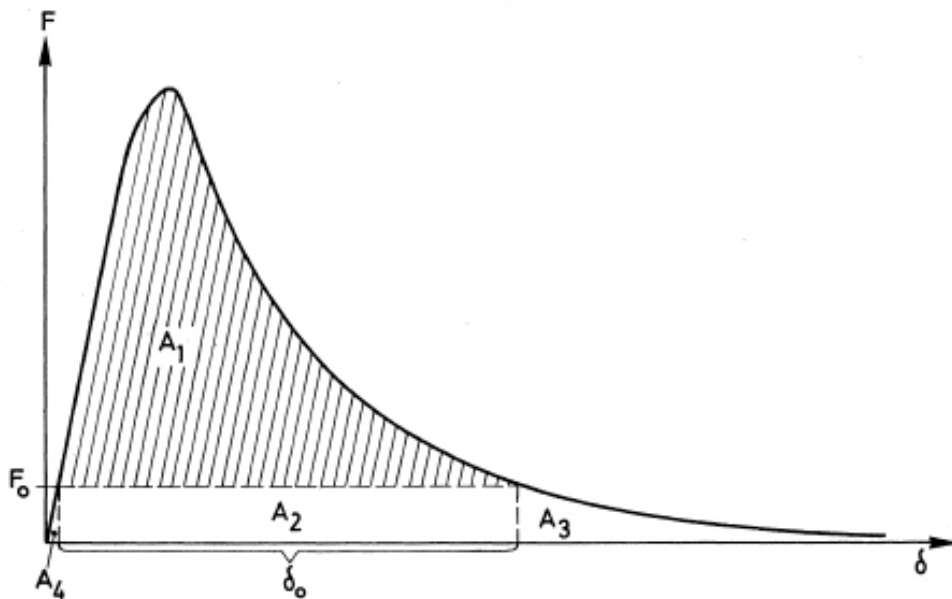


Abbildung 4.10: Kraft - Verschiebungskurve eines Drei-Punkt Biegeversuches an einem gekerbten Balken zur Ermittlung der spezifischen Bruchenergie [61]

Nach Abbildung 4.10 setzt sich die Gesamtfläche der Kraft-Verschiebungskurve aus den Teilflächen A_1 , A_2 , A_3 und A_4 zusammen. Im Normalfall ist A_4 weniger als 1 -2 % der Gesamtfläche und kann daher vernachlässigt werden. Die Fläche A_2 berechnet sich mit folgender Gleichung:

$$A_2 = F_0 \delta_0$$

Formel 4.13: Berechnung der Teilfläche A_2

Nach *Petersson* [61] sind die Flächen A_2 und A_3 als äquivalent anzusehen. Daraus ergibt sich die Gesamtfläche A zu:

$$A = A_1 + 2 F_0 \delta_0$$

Formel 4.14: Berechnung der Gesamtfläche A

Die spezifische Bruchenergie kann unter Berücksichtigung der Ligamentfläche nach Formel 4.15 berechnet werden:

$$G_f = \frac{A}{b (h - a_0)} = \frac{A}{A_{\text{lig}}}$$

Formel 4.15: Berechnung der spezifischen Bruchenergie

Dabei ist:

- G_f Spezifische Bruchenergie [N/mm] oder [J/m²]
- A Gesamtfläche unter der Kraft – Verschiebungskurve [Nmm]
- b Breite des Balkens [mm]
- h Höhe des Balkens [mm]
- a_0 Tiefe der Starterkerbe [mm]
- A_{lig} Ligamentfläche [mm²]

Der Kompaktzugversuch

Der Kompaktzugversuch (CT, engl. compact tension test) wurde ursprünglich für metallische Werkstoffe standardisiert. Dieser Versuch kann aber auch für quasi-spröde Werkstoffe wie Beton sinngemäß übernommen werden [71]. Typische Probekörperabmessungen können zum Beispiel der *ASTM E 399-90* [78] entnommen werden. In Abbildung 4.9-c ist schematisch der Versuchsaufbau dargestellt. In die Bohrungen werden zwei Stifte eingesetzt, über welche der Probekörper auf Zug belastet wird. Die Rissöffnung wird auf Höhe der Kraftlinie mit handelsüblichen Wegaufnehmern gemessen. Das Integral der aufgezeichneten Spaltkraft-Rissöffnungsverschiebung dividiert durch die Ligamentfläche ergibt die spezifische Bruchenergie. Die Entfestigungsfunktion wird dabei meist über numerische Methoden, die auf dem Modell des fiktiven Risses basieren, berechnet [71, 79].

Die Masse des Probekörpers liefert hier, sowie im Keilspaltversuch, einen vernachlässigbar kleinen Energiebetrag. Mit dieser Versuchsmethode können Probekörper mit großer Ligamenthöhe h bei einem noch relativ geringen Aufwand geprüft werden. Dies ist als der wichtigste Vorteil des Kompaktzugversuches zu werten [71, 79].

Der Keilspaltversuch

In dieser Arbeit wird zur Bestimmung bruchmechanischer Kenngrößen der Keilspaltversuch (engl. wedge splitting test) nach *Tschegg* verwendet. Der genaue Aufbau und die detaillierte Beschreibung dieser Prüfungsmethode erfolgt im Kapitel 5 Untersuchungsmethodik.

Mithilfe der Keilspaltmethode können quaderförmige, als auch zylindrische Proben untersucht werden. Die Prüfkörper werden dabei mit einer Starterkerbe versehen um den Rissbeginn zu definieren. Die Belastung erfolgt in Richtung der Starterkerbe und wird über einen Keil in die Probe eingebracht (siehe Abbildung 4.11) [79].

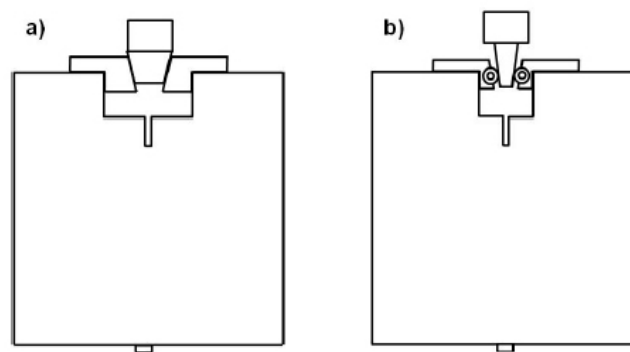


Abbildung 4.11: Keilspaltversuch a) Kraft wird vom Keil über Gleitübertragungstücke an die Probe übertragen b) Kugellager reduzieren die Reibung maßgeblich [79]

In der ursprünglich verwendeten Lasteinleitungsvorrichtung kamen Fette und Teflonfolien zur Reibungsreduzierung zum Einsatz (siehe Abbildung 4.11-a). Den Einfluss der Reibung konnte man dennoch nicht vernachlässigen, daher mussten für jedes Material Kalibrierversuche durchgeführt werden. Aufgrund dieser Problematik modifizierte *Tschegg* die Lasteinleitungsvorrichtung, sodass die Kraftübertragung des Keiles auf die Belastungseinrichtung/Versuchsprobe nun über Kugellager erfolgt (siehe Abbildung 4.11-b). Die Rollreibung der Kugellager ist in so geringer Größenordnung, sodass man sie vernachlässigen kann [71, 79].

Das Eigengewicht wird aufgrund der kompakten Probekörperabmessungen des Keilspaltversuches vernachlässigt. Abbildung 4.12 zeigt den Größenunterschied zwischen dem Prüfkörper des Drei-Punkt Biegebalkens im Vergleich zur Keilspaltmethode. Die praktische Versuchsdurchführung wird wegen der einfacheren Handhabbarkeit um 180 ° gedreht in die Prüfmaschine eingebaut, die Kräfteverteilung bleibt jedoch dieselbe [80].

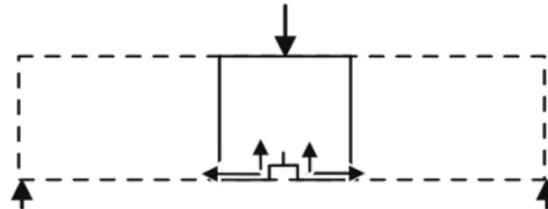


Abbildung 4.12: Vergleich des Größenunterschiedes des Drei-Punkt Biegebalkens mit dem kompakteren Versuchskörper der Keilspaltmethode [80]

5 Untersuchungsmethodik

In dieser Arbeit werden bruchmechanische Parameter mithilfe der uniaxialen Keilspaltmethode nach *Tschegg* bestimmt. Im folgendem Kapitel wird auf den Versuchsaufbau, Planung und Bau der Prüfvorrichtung, sowie auf die Versuchsauswertung des Keilspaltversuches näher eingegangen. Zudem wird ein Überblick über das gesamte durchgeführte Untersuchungsprogramm gegeben.

Das Ziel dieser Arbeit ist es, eine UHPC Mischung bruchmechanisch näher zu untersuchen und den Versuchsaufbau so zu modifizieren, sodass man Prüfungen einfach unter Temperatur durchführen kann. In diesem Kapitel wird auch die modifizierte Messvorrichtung für die Keilspaltmethode im Temperaturbereich erläutert und mit ersten Vorversuchen verifiziert.

Das Versuchsprogramm lässt sich in Vorversuche und Hauptversuche, sowie in begleitende, zusätzliche Versuche unterteilen. Die Vorversuche wurden mit einer bereits vorgefertigten UHPC-Mischung durchgeführt. Sie dienten dazu den Keilspaltversuch an die modifizierte Messvorrichtung für den Temperaturbereich im noch kalten Zustand zu testen und gegebenenfalls abzuändern. Im Hauptversuchsprogramm wurde zunächst der Size-Effect untersucht und erste Prüfungen mit dem modifizierten Versuchsaufbau im Temperaturbereich bei 100 und 200 °C vorgenommen. Dies erfolgte mit der eigentlich zu untersuchenden UHPC Mischung. Weiters waren zusätzliche Versuche für die Bestimmung des E-Moduls und der Druckfestigkeit erforderlich.

5.1 Uniaxiale Keilspaltmethode nach *Tschegg*

Auf Grund seiner Einfachheit hat sich der Keilspaltversuch zur experimentellen Bestimmung bruchmechanischer Parameter von Beton bewährt. Es besteht die Möglichkeit verschiedene Materialien, sowie die Wechselwirkung unterschiedlicher Werkstoffe zu prüfen.

Abbildung 5.1 zeigt schematisch alle notwendigen Bestandteile, die zur Durchführung des uniaxialen Keilspaltversuches nach *Tschegg* erforderlich sind. Das Prinzip des Keilspaltversuches besteht darin, einen gekerbten Probekörper zu spalten, indem mittig ein Keil zwischen beidseitig am Probekörper befestigten Rollenlager gepresst wird. Der Keil lenkt dabei die vertikale Druckkraft der Prüfmaschine in eine große horizontale Spaltkraft (engl. splitting force) und eine kleine Restvertikalkraft um (siehe Kapitel 5.2.1 Versuchsaufbau im

kalten Zustand - Keil). Diese große horizontale Spaltkraft spaltet den Probekörper unter stabilem Risswachstum [81, 82].

Die Reibung zwischen Keil und Kraftübertragungsstücke wird durch Rollenlager minimiert und liegt im vernachlässigbaren Bereich von ca. 1 Prozent. Die Restvertikalkraft ist gering und stört den Bruchverlauf nicht. Sie wird daher bei der Auswertung nicht berücksichtigt [82, 83].

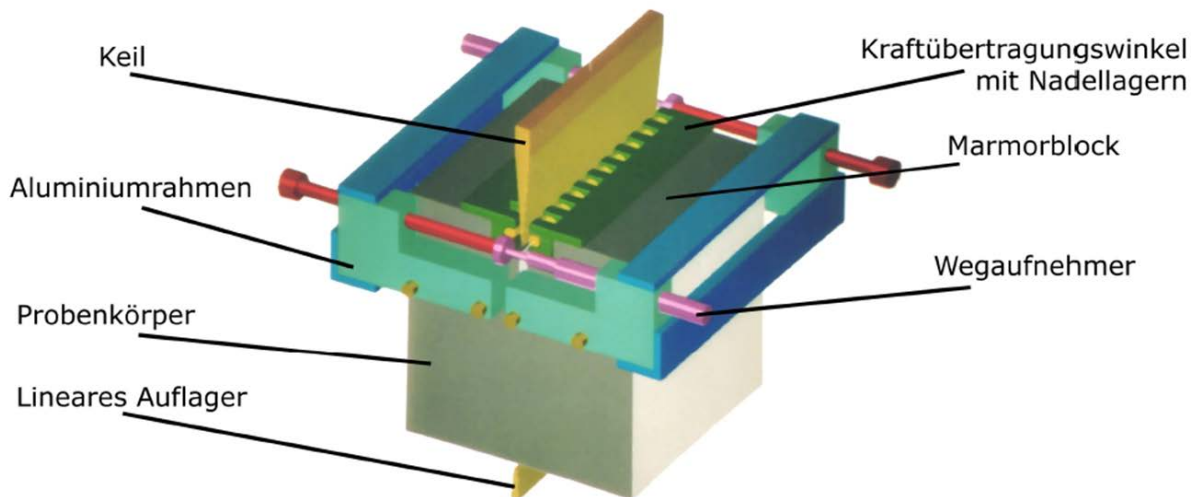


Abbildung 5.1: Versuchsaufbau der uniaxialen Keilspaltmethode [84]

Abbildung 5.2 zeigt die möglichen quaderförmigen oder zylinderförmigen Probekörperformen. Die quaderförmige Probe (siehe Abbildung 5.2-a) eignet sich als Prüfkörper für frisch gegossenen Beton und kann in üblichen Schalungen hergestellt werden. Sie wurde auch im Rahmen dieser Arbeit verwendet. Für Bohrkerne, wie sie beispielsweise Staumauern entnommen werden, sind die Formen b und c in Abbildung 5.2 üblich. Bei der Probenform c kann es aufgrund der Probengeometrie und -größe (vor allem große Ligamenthöhe) dazu kommen, dass der Riss nicht entlang der Ligamentfläche verläuft, sondern seitlich abweicht. Dieser Schubbruch einer Probekörperhälfte kann man zum Beispiel durch das Einsägen einer relativ langen Kerbe verhindern. Bei der Probekörperform d in Abbildung 5.2 handelt es sich um einen vorrangig in Längsrichtung geprüften Zylinder [71].

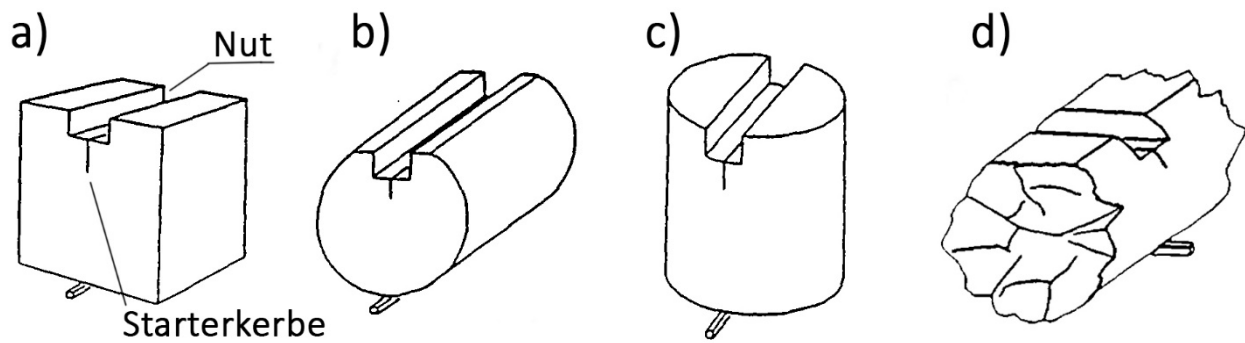


Abbildung 5.2: Probekörperformen für den Keilspaltversuch [71]

- a) Quaderförmige Probe
- b) Zylindrisch liegender Probekörper, Prüfrichtung quer zur Längsachse
- c) Zylindrisch stehender Probekörper, Prüfrichtung quer zur Längsachse
- d) Zylindrisch liegender Probekörper, Prüfrichtung längs der Längsachse

Alle Probekörperformen sind in der Mitte durch eine Nut (engl. groove), in der die Lasteinleitungsvorrichtung gesetzt wird, und eine Kerbe (engl. notch) gekennzeichnet. Die Nut und die Kerbe können schon beim Gießen der Betonproben ausgespart, oder nachträglich ausgearbeitet werden. Bei einem nachträglichen Herausarbeiten besteht die Gefahr, dass es in der Probe bereits zu Vorschädigungen in einem den Versuch beeinflussenden Ausmaß kommt. Da dies jedenfalls zu vermeiden ist, wurden bei den im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten Versuchen die Nut und Kerbe bereits in der Schalung ausgespart. Der Zweck der mittig angeordneten Starterkerbe (engl. starter notch) liegt darin, dem entstehenden Riss einen definierten Ausgangspunkt zu geben. Dies macht die Überwachung des Versuches und die nachträgliche Auswertung sowohl einfacher, als auch genauer [58].

5.1.1 Vor- und Nachteile der Keilspaltmethode

Einer der wesentlichsten Vorteile des Keilspaltversuches gegenüber dem zentrischen Zugversuch, sind die geringeren versuchstechnischen Anforderungen an die Prüfmaschine. Die Keilspaltmethode benötigt nur eine einfache mechanische oder hydraulische Druckprüfmaschine, die in den meisten Baustoffprüflaboren vorhanden ist. Auch die Präparation der Probekörper ist für den Keilspaltversuch weniger aufwendig als für den Zugversuch. Der Vorteil gegenüber dem Drei-Punkt Biegeversuch sind die kompakteren Probekörperabmessungen. Damit sind die Proben bei der praktischen Versuchsdurchführung

einfacher zu handhaben. Es können alle gängigen Probekörperformen (Würfel, Balken, Bohrzylinder) verwendet werden [81, 83].

Ein Nachteil des Keilspaltversuches ist, dass man das Entfestigungsverhalten aus der Spaltkraft-Rissöffnungskurve nicht direkt bestimmen kann. Eine indirekte Möglichkeit zur Bestimmung des Entfestigungsverhaltens sind numerische Methoden mit Simulation des Belastungsversuches. Dies kann mit Hilfe der Finiten Element Methode und unter Anwendung des fiktiven Rissmodelles (siehe Kapitel 4.3.1 Das fiktive Rissmodell) erfolgen. Die Annahme einer möglichst wirklichkeitsnahen Entfestigungsfunktion hätte einen großen numerischen Aufwand zur Folge, weshalb man möglichst einfache Entfestigungsbeziehungen anwendet. Sie werden mit meist linearen, bilinearen oder exponentiellen Beziehungen angenähert. Durch Anpassen der Parameter der Entfestigungsfunktion wird die numerisch berechnete Arbeitslinie an die experimentell bestimmte Kurve angeglichen. Die Entfestigungskurve kann im einachsigen Zugversuch direkt bestimmt werden [81].

5.1.2 Einflussgrößen auf die Bruchenergiebestimmung von Beton

Im Folgenden sind einige Einflussfaktoren auf die Bruchenergiebestimmung von Beton aufgelistet. Die Einflussgrößen lassen sich grob in Einflussgrößen des Materials und der Gefügestruktur, der Messtechnik und der Probengeometrie unterteilen.

Einflussparameter des Materials und der Gefügestruktur

- Gefüge und Mikrostruktur: Durch die unterschiedlichen Eigenschaften der einzelnen Phasen im Beton kommt es unter mechanischer Belastung zu Störungen der Spannungs- und Verzerrungsfelder im Inneren der Probe [50]. Auswirkungen auf die Festigkeitseigenschaften und das bruchmechanische Werkstoffverhalten hat somit die Mikrostruktur und speziell die Kontaktzone zwischen Gesteinskörnung und Zementstein (siehe Kapitel 2.2.1 Zement). Das Verbundverhalten zwischen Zementsteinmatrix und Gesteinskörnung wird von einer Vielzahl an Faktoren wie zum Beispiel mechanische Verzahnung, physikalische Bindungskräfte und die chemische Verbindung der Hauptkomponenten des Betons bestimmt. Ein weiterer wichtiger Parameter ist das Schwinden des erhärtenden Bindemittelleims. Vor allem wird das Schwinden in der näheren Umgebung von Gesteinskörnungspartikel durch das steifere

Gesteinskorn behindert. Dadurch entstehen Eigenspannungen, die in weiterer Folge zu Mikrorissen führen können [80].

- Gesteinskörnung im Beton: In der Kontinuumsmechanik wird in der Regel ein Werkstoff als homogen betrachtet, wenn die kleinste Bauteilabmessung größer als das Zehnfache der Abmessung der größten Störung im Werkstoffgefüge ist. In der Betontechnologie geht man davon aus, dass das Größtkorn für die größte Störung im Werkstoffgefüge verantwortlich ist. Deshalb dient es in der Regel zur Charakterisierung des kleinsten, gerade noch als homogen zu betrachtenden Werkstoffvolumen und als Entscheidungskriterium ab wann die Heterogenität des Betons berücksichtigt werden muss [50].

Das gewählte Größtkorn, sowie Art und Gefügestruktur haben einen wesentlichen Einfluss auf das Nachbruchverhalten und somit auf die Größe der Bruchenergie. Mit zunehmendem Größtkorndurchmesser verläuft der Anstieg der Kraft-Verschiebungskurve steiler und der Abfall dieser Kurve im Nachbruchbereich flacher. Der steile Anstieg ist auf die bessere Abstützung des steiferen Korngerüstes mit steigendem Durchmesser begründet. Der flachere Abfall kann auf die bessere Verzahnung, sowie Rissverzweigung, aufgrund gröberer Gesteinskörnungen zurückgeführt werden. Aufgrund dieser Phänomene kann man mit steigendem Größtkorndurchmesser, auch auf den Anstieg der Bruchenergie schließen. Auch das Material der Gesteinskörnung, sowie die Kornform haben einen merklichen Einfluss auf das Bruchverhalten. Gebrochene Gesteinskörnungen erhöhen die Maximallast, wirken sich aber kaum auf das Nachbruchverhalten aus [80].

- Wasser/Bindemittel-Wert (W/B-Wert): Das Verhältnis von Wasser zu Bindemittel hat generell große Auswirkungen auf die Festigkeitseigenschaften des Betons, sowie auf seine Beständigkeit gegen Umwelteinwirkungen. Daher ist ein maßgeblicher Einfluss des W/B-Wertes auf die Bruchenergie naheliegend. Die Qualität und Eigenschaften des Bindemittelleimes wirken sich nicht nur auf die Bruchenergie, sondern auch auf den Rissfortschritt aus. Bei geringer Festigkeit des Bindemittelsteines, also hohem W/B-Wert, erfolgt der Rissfortschritt fast ausschließlich in der Bindemittelmatrix. Bei zunehmender Qualität der Bindemittelmatrix kommt es vermehrt zur Durchtrennung der groben Gesteinskörnung. Mit sinkendem W/B-Wert ist sowohl mit einer Erhöhung

der aufnehmbaren Maximallast, als auch mit einer Erhöhung der Bruchenergie zu rechnen [80].

- Betonalter: Bei zunehmendem Betonalter kommt es zu einem Anstieg der Bruchlast und der Bruchenergie [80].

Messtechnische Einflussgrößen

- Temperatur: Die Prüftemperatur hat generell einen Einfluss auf die Festigkeits- und Verformungseigenschaften von Werkstoffen. Bei reinem Beton ist der Einfluss bei üblichen Laborbedingungen (Raumtemperatur) nicht sehr groß. Mit steigender Temperatur nehmen die Bruchenergie und die charakteristische Länge von Beton ab. Damit kann man mit einer erhöhten Rissempfindlichkeit unter hohen Temperaturen und einem hohen Risswiderstand bei tiefen Temperaturen rechnen. Im Gegensatz zu metallischen Werkstoffen, wo die Bruchzähigkeit und Bruchenergie mit steigender Temperatur zunehmen [80].
- Auflagerbedingungen: Die Auflagerbedingungen haben einen Einfluss auf die ermittelten bruchmechanischen Kennwerte, da je nach gewählter Krafteinleitung Zwänge im Probekörper auftreten können. *Van Mier* konnte an zugbeanspruchten Proben zeigen, dass rotationsfähige und eingespannte Auflagerbedingungen unterschiedliche Ergebnisse liefern (siehe Kapitel 4.4.2 Bruchmechanische Versuche - Der Einachsige Zugversuch). Bei anderen Prüfmethode, haben die Auflagerbedingungen keinen so großen Einfluss auf die Ergebnisse. Jedenfalls ist bei allen Versuchen darauf zu achten, dass es zu keiner Einleitung von zusätzlichen Kräften in den Probekörper kommt [80].
- Maschinensteifigkeit und Belastungsgeschwindigkeit: Eine ausreichend hohe Maschinensteifigkeit ist erforderlich um ein stabiles Risswachstum in der Probe zu erreichen. Einen weiteren Einflussfaktor stellt die Belastungsgeschwindigkeit dar. Generell kann davon ausgegangen werden, dass sehr hohe Belastungsgeschwindigkeiten auch hohe Festigkeiten bedingen [80].
- Steuerung des Keilspaltversuches: Bei der Durchführung des Keilspaltversuches wird entweder eine Verschiebung (Traversen- oder Kolbenweg), eine Kraft, oder die Probekörperverformung als Funktion der Zeit verändert. Die Wahl einer dieser drei

Kontrollparameter (Weg, Kraft, Verformung) ermöglicht eine Steuerung des Versuchs und kann unterschiedliche Ergebnisse bei der ermittelten Bruchenergie hervorrufen. Bei kraftgesteuerten Versuchen kann man nur bis zur Traglast des Probekörpers kontrollieren. Ab dann versagt die Probe schlagartig und das Nachbruchverhalten kann nicht aufgezeichnet werden. Eine Kraftsteuerung des Versuches erweist sich daher als ungünstig. Bei der Versuchsdurchführung kann die Spaltkraft-Rissöffnungsverschiebung, sowie eine Vertikalkraft-Kolbenverschiebung aufgezeichnet werden. Die ermittelte Bruchenergie aus der Fläche unter der Vertikalkraft-Kolbenverschiebungskurve ist dabei jedoch größer, als die aus der Fläche unter der Spaltkraft-Rissöffnungskurve. Das liegt daran, dass die Kolbenverschiebung neben der Probekörperverformung auch die bleibenden Verformungen der Stahlteile beinhaltet. Die Lasteinleitungsrichtung wird während der Belastung in die kräftemäßig günstigste Lage verschoben. Daher sollte zur Ermittlung der Bruchenergie immer eine Verformungsgröße verwendet werden, die auf dem Probekörper gemessen wird [71].

Probengröße und -geometrie

- Probengröße: Aufgrund der Heterogenität des Betons hat die Probenkörpergröße einen nicht zu vernachlässigenden Einfluss auf die Versuchsergebnisse. Die Festigkeit nimmt in der Regel mit zunehmenden Probenkörperabmessungen ab. Für den spröden Werkstoff Beton kann die Größenabhängigkeit zum Beispiel mit dem von *P. Z. Bazant* entwickelten „size effect model“ (siehe Kapitel 4.3.3 Maßstabeffektmodell nach *Bazant*) beschrieben werden [80].
- Probengeometrie: Grundsätzlich hat die Probenform (Ligamenthöhe, Probendicke, Verhältnis Kerbtiefe zu Probenhöhe, etc.) einen wesentlichen Einfluss auf die Versuchsergebnisse [80].

In jedem Fall haben die genannten Einflussgrößen, Auswirkungen auf die Bruchenergie der Betonproben. In der gegenständlichen Arbeit schwanken die Festigkeiten der Betonproben, aufgrund der gleichen Mischungen und der gleichen Herstellung der Proben nur geringfügig. Aufgrund der gleichen Nachbehandlungsmethode schwanken die W/B-Werte der Proben kaum. Bei allen Versuchskörpern werden die gleichen Auflagerbedingung (Linienauflager) und

die gleichen Prüfgeräte verwendet. In dieser Arbeit wird nur der Einfluss der Probengröße- und -geometrie, sowie der Prüftemperatur auf die ermittelten bruchmechanischen Kenngrößen betrachtet.

5.2 Planung und Bau der Prüfvorrichtung (kalt und unter Temperatur), Auswertungsmethodik, Versuchsdurchführung

Die Erfahrungen einer Vielzahl von Forschungsarbeiten führten zur Normung der Keilspaltmethode in der *ÖNORM B 3592: Bestimmung der Kerb-Spaltzugfestigkeit und der spezifischen Bruchenergie von Baustoffen, Baustoffverbindungen und Verbundwerkstoffe* [87]. Im Rahmen dieser Arbeit wurde die Prüfvorrichtung nach dieser Norm gebaut und die Versuchsanordnung weiterentwickelt, um damit relativ einfach Prüfungen unter Temperatur durchführen zu können. Im Folgenden werden die Versuchsaufbauten, sowie die Messtechnik, im kalten Zustand (Raumtemperatur 20-22 °C) und unter Temperatur (100 und 200 °C) im Detail beschrieben. Weiters wird auf die Auswertungsmethodik, sowie Versuchsdurchführung, eingegangen und ein Überblick, über der im Zuge dieser Arbeit durchgeführten Versuche gegeben.

5.2.1 Versuchsaufbau im kalten Zustand

Die Bestandteile der Prüfvorrichtung für die Versuche unter Raumtemperatur (20-22 °C) sind in Abbildung 5.3 ersichtlich. Im Folgenden werden die wichtigsten Komponenten die zur Durchführung der uniaxialen Keilspaltmethode erforderlich sind, genauer beschrieben.

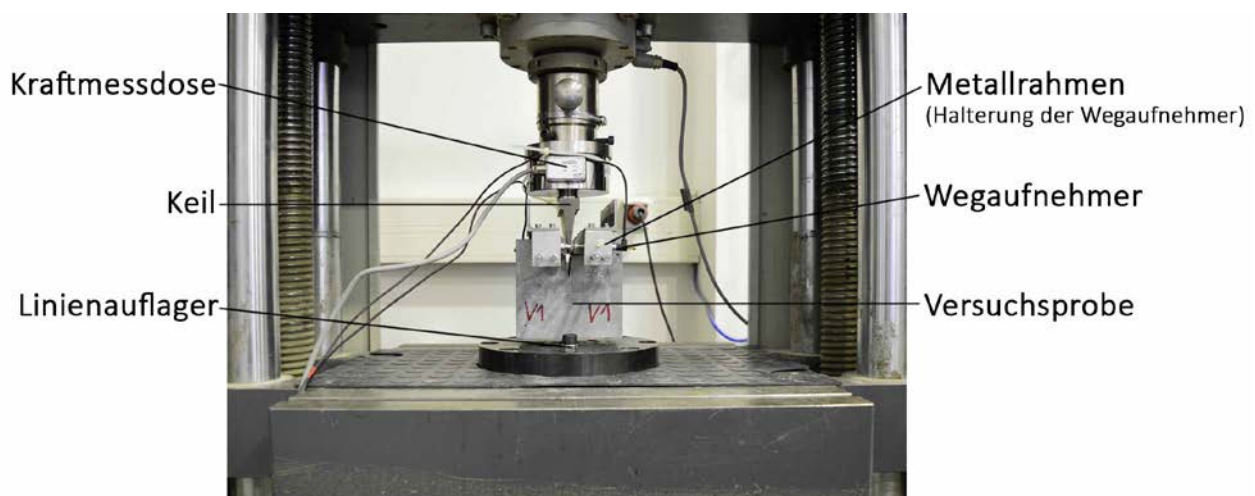


Abbildung 5.3: Prüfvorrichtung der uniaxialen Keilspaltmethode

Druckprüfmaschine

Der Keilspaltversuch kann mit jeder Druckprüfmaschine durchgeführt werden, die eine ausreichend hohe Maschinensteifigkeit hat und eine Verschiebung des Keils mit konstanter Geschwindigkeit ermöglicht. Durch eine präzise Traversenführung werden unerwünschte mechanische Einflüsse auf die Probe minimiert. Im Rahmen dieser Arbeit wird die servohydraulische Prüfmaschine der *Firma Zwick*, Typ Z 250, Güteklasse 1, verwendet.

Die Kraft wird über eine Kraftmessdose, welche an der oberen Traverse der Druckprüfmaschine befestigt ist, in den Keil eingeleitet. Die wichtigsten Eigenschaften der verwendeten Kraftmessdose sind in Tabelle 5.1 ersichtlich.

Tabelle 5.1: Charakteristische Merkmale der verwendeten Kraftmessdose [88]

Kraftmessdose - Merkmal	Eigenschaft
Bezeichnung	Kraftaufnehmer
Hersteller	Firma Hottinger Baldwin Messtechnik GmbH
Typ	C2/100kN
Nennkraft	100 kN
Nennkennwert	2 mV/V
Lineritätsabweichung (max. Abweichung zwischen Anfangs- und Endpunkt)	<0,1 %

Messdatenverarbeitung

Zur Messung der Spaltkraft-Rissöffnungsverschiebung musste man die Daten der Kraftmessdose und der Wegaufnehmer verarbeiten. Dazu wurden die gemessenen Daten der Kraftmessdose und der Wegaufnehmer vom 8-kanaligen Datenerfassungssystem Quantum X (Typ: MX840A) der *Firma Hottinger Baldwin Messtechnik GmbH* erfasst und auf den daran gekoppelten Computer übertragen. Das Messdatenerfassungssystem QuantumX ermöglicht dabei die Signale der unterschiedlichsten Aufnehmer zeitsynchron zu erfassen. Mithilfe der Software *catman Easy AP*, Version 3.4.1.35 (*Firma Hottinger Baldwin Messtechnik GmbH*) können die Daten am Computer erfasst, visualisiert und in Excel exportiert werden. Die weitere Auswertung der Messdaten erfolgte in Excel.

Zudem wurde auch die Vertikalkraft-Kolbenverschiebung für alle Versuche gemessen. Diese Daten wurden mit der Software *testXpert* Version 6.01 (*Firma Zwick GmbH & Co. KG*)

aufgenommen und zeitgleich verarbeitet, sodass man schon während des Versuches die Aufzeichnung der Vertikalkraft-Kolbenverschiebungskurve mitverfolgen konnte. Die Daten wurden anschließend in Excel exportiert und mit den Ergebnissen der Horizontalkraft-Verschiebungskurve verglichen.

Kraftübertragungsstücke

Die Kraftübertragungsstücke müssen die Kraft der Prüfmaschine auf den Probekörper übertragen. Die Bestandteile, wie reibungsarme Wälzlager, Stahllachsen und gefräster Stahlrahmen sind in Abbildung 5.4 ersichtlich.

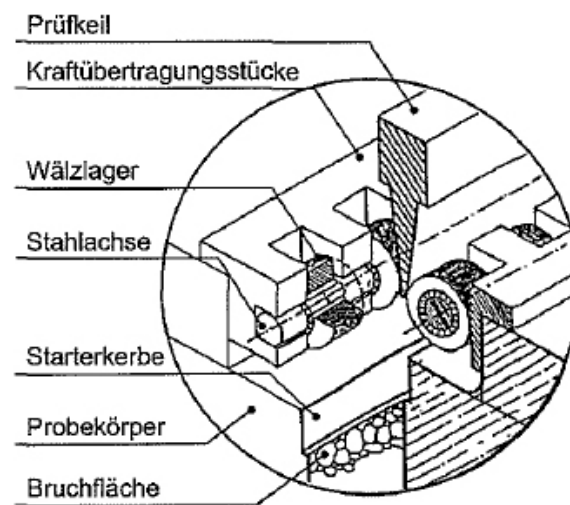


Abbildung 5.4: Systemskizze Kraftübertragungsstücke [87]

Die Kraftübertragungsstücke wurden gezeichnet und anschließend von einer auf mechanische Bauteile spezialisierten Firma gefräst. Sie bestehen aus gehärtetem und temperaturbeständigem Stahl. Bei der Planung der Lasteinleitungsvorrichtung wurde berücksichtigt, dass man Probekörper bis zu einer Länge von 15 cm prüfen kann. Vor der Durchführung des Versuches sind die Kraftübertragungsstücke, der Prüfkeil und die Halterung für die Wegaufnehmer mittig auf den Probekörper aufzusetzen. In Abbildung 5.5 sind die fertig gebauten Kraftübertragungsstücke und der Keil dargestellt.

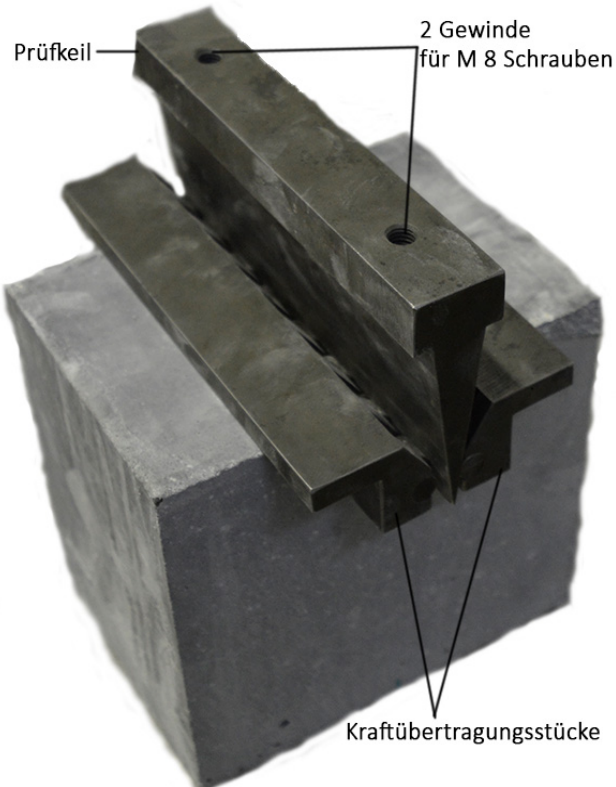


Abbildung 5.5: Probekörper mit Lasteinleitungsvorrichtung

Am Keil wurden zwei Gewinde für M8 Schrauben berücksichtigt, um die Lasteinleitungsvorrichtung für die Warmversuche leichter modifizieren zu können (siehe Kapitel 5.2.2 Versuchsaufbau für die Temperaturversuche). Die Prüfkraft wird von acht Rollenlager je Stahlachse vom Keil in das Kraftübertragungsstück übertragen. Durch eine $\varnothing 3$ mm Schraube werden die Stahlachsen zur Aufnahme der Rollenlager an die Kraftübertragungsstücke geschraubt und damit gegen Herunterfallen gesichert. Die verwendeten Nadellager sind Rollenlager mit im Verhältnis zu ihrer Länge dünnen Wälzkörpern, den Nadelrollen. Sie zeichnen sich durch ihren kleinen Radius bei einer hohen Tragfähigkeit aus [85]. Die wichtigsten Eigenschaften der verwendeten Nadellager sind in Tabelle 5.2 aufgelistet.

Tabelle 5.2: Charakteristische Merkmale der verwendeten Rollenlager [85, 86]

Rollenlager - Merkmal	Eigenschaft
Hersteller	SKF AG
Rollenlager Typ	Nadel
Innendurchmesser	8 mm
Außendurchmesser	12 mm
Axiallager-Breite	10 mm
Material	Metall
Anzahl der Reihen	1
Statische Traglast	4050 N
Dynamische Traglast	3690 N



Bei 10 cm langen Probekörpern, die auch im Versuch verwendet wurden, stehen insgesamt fünf Rollenlager zur Übertragung der horizontalen Spaltkraft zur Verfügung. Bei Annahme einer Spaltkraft von 10 kN (bei keinem Versuch erreicht), verbleiben somit 2 kN je Rollenlager. Dies erfüllt die Anforderungen der statischen und dynamischen Traglast. Aufgrund der geringen Drehung des Rollenlagers beim Versuch kann man die höhere statische Traglast zur Bemessung heranziehen. Auch die Reduktion der dynamischen Traglast für die Warmversuche bei 200 °C mit dem Faktor 0,9 (siehe Tabelle 5.4) stellt keine Probleme für die Tragfähigkeit des Rollenlagers da.

Keil

Der Prüfkeil lenkt die vertikale Prüfkraft in eine horizontale Spaltkraft um. Je nach Wahl des Keilwinkels kann man die Größe der horizontalen Spaltkraft bei gleicher Vertikalkraft beeinflussen. Für einen kleinen Keilwinkel (z.B. 10 °) ist die Horizontalkraft größer als bei der Wahl von großen Keilwinkeln (z.B. 20 °) (siehe Abbildung 5.6). Für spröde Probekörper empfiehlt die *ÖNORM B 3592* [87] Keilwinkel von $(15 \pm 5)^\circ$. Im Zuge dieser Arbeit wurde ein Keilwinkel von 15° gewählt. Abbildung 5.7 zeigt die Querschnittsabmessungen des 15 cm langen Prüfkeiles.

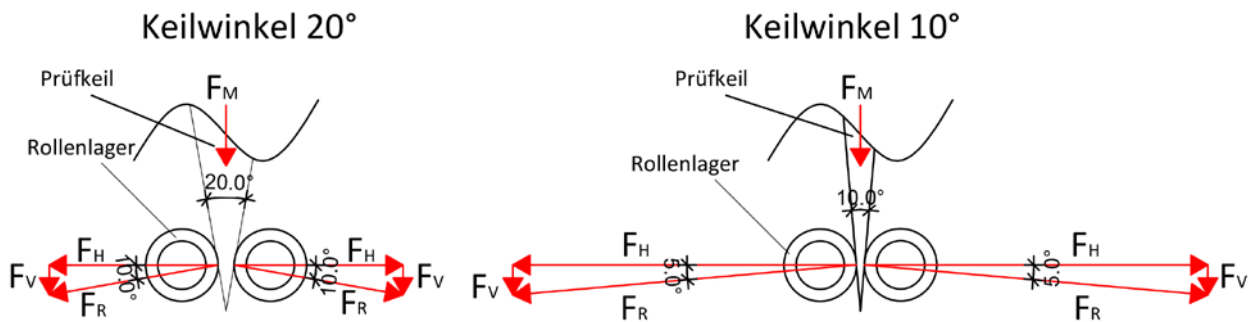


Abbildung 5.6: Größe der horizontalen Spaltkraft in Abhängigkeit des Keilwinkels bei gleicher Vertikalkraft

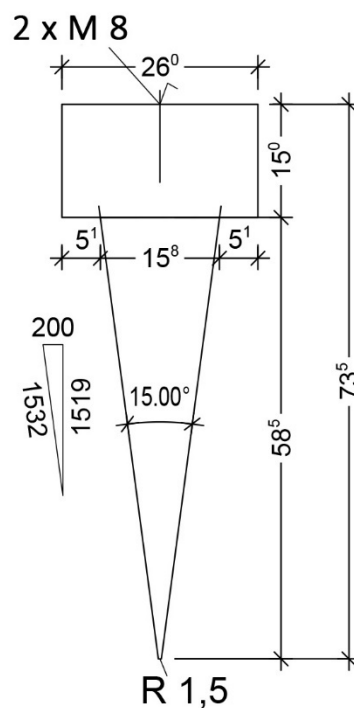


Abbildung 5.7: Querschnittsabmessungen des 15 cm langen Prüfkeiles

Wegaufnehmer

Um das Kraft-Verschiebungsdiagramm während des gesamten Versuches aufnehmen zu können, werden in der Höhe der Angriffslinie der Spaltkraft induktive Wegaufnehmer angebracht. Die Fixierung der Wegaufnehmer erfolgt kraftschlüssig durch einen Metallrahmen in der gleichen Höhe wie die Kraftumlenkung von Keil und Nadellager. Der Kraftangriff und die Wegmessung befinden sich damit in derselben Ebene. Der Metallrahmen als Wegaufnehmer-Halterung wird mittels angespitzten Gewindestangen ($\varnothing 10$ mm) direkt am

Probekörper befestigt. Die Anbringung der Wegaufnehmer an den Versuchsaufbau kann der Abbildung 5.8 entnommen werden.

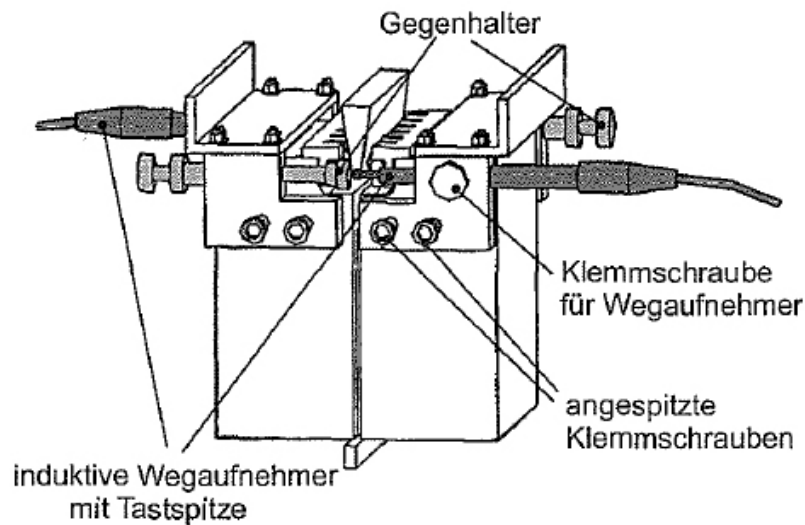


Abbildung 5.8: Systemskizze - Anbringung der Wegaufnehmer [87]

Um den Messfehler zu minimieren, wird die Rissöffnung durch beide Wegaufnehmer unabhängig voneinander gemessen. Weichen die beiden Messwerte der Rissöffnung nicht zu weit voneinander ab, darf man sie mitteln. Stellt man die gemittelte Rissöffnung mit der Spaltkraft in einem Diagramm da, erhält man das Kraft-Rissöffnungsdiagramm (siehe Abbildung 5.19) Zur Messung der Rissöffnung der Kaltversuche (20-22 °C) kamen Wegaufnehmer mit einem Nennmessweg von 5 mm zur Anwendung. Tabelle 5.3 fasst die wichtigsten Merkmale dieses Wegaufnehmers zusammen.

Tabelle 5.3: Charakteristische Merkmale des Wegaufnehmers WI/5mm-T [89]

Wegaufnehmer - Merkmal	Eigenschaft
Bezeichnung	Induktiver Miniatur Wegaufnehmer
Hersteller	Firma Hottinger Baldwin Messtechnik GmbH
Typ	WI/5mm-T
Ausführung	Tastspitze
Nennmessweg	5 mm
Lineritätsabweichung (max. Abweichung zwischen Anfangs- und Endpunkt)	±0,2 %
Nenntemperaturbereich	10 – 60 °C

Auflagerstück – Linienauflager

Bei der Durchführung des Versuches liegt der Prüfkörper auf einem linienförmigen Auflagerstreifen aus Stahl auf. Das Linienauflager hat dabei eine Dicke von 12 mm. Dadurch wird vermieden, dass sich der Probekörper bei zunehmender Rissöffnung an seinen Außenflanken abstützt und damit das Versuchsergebnis negativ beeinflusst.

5.2.2 Versuchsaufbau für die Temperaturversuche

Für die Versuche im Temperaturbereich von 100 und 200 °C wurde die Prüfvorrichtung und Messvorrichtung des Keilspaltversuches modifiziert. Dabei wurde darauf geachtet, dass man die eigentliche Mess- und Auswertungsmethodik weitestgehend beibehalten kann. Bei der Durchführung des Versuches wird der Probekörper mithilfe eines Elektroofens der *Firma Rohde* auf die Temperatur von 100 °C oder 200 °C erhitzt und dann geprüft. Wie im Kaltversuch ermöglicht auch die modifizierte Prüfvorrichtung die Prüfung von Probekörper mit einer Längsabmessung bis zu 150 mm. Die fertige Messvorrichtung mit den notwendigen Bestandteilen zur Versuchsdurchführung ist in Abbildung 5.9 und Abbildung 5.10. ersichtlich. Im Folgenden werden die wichtigsten Bestandteile der modifizierten Prüf- und Messvorrichtung genauer beschrieben.



Abbildung 5.9: Prüfvorrichtung der Keilspaltmethode unter Temperatur

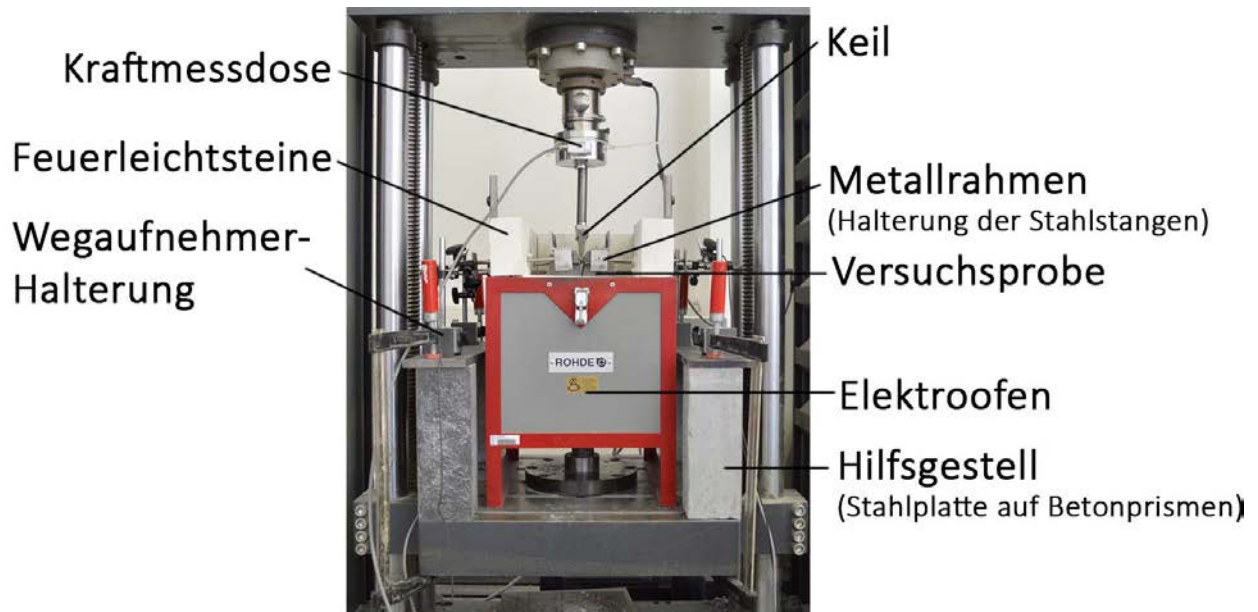


Abbildung 5.10: Prüfvorrichtung unter Temperatur (Darstellung ohne Deckel und vorderen Feuerleichtstein)

Prüfgeräte

Die Wegaufnehmer und die Kraftmessdose sind außerhalb des erhöhten Temperaturbereiches. Dies bringt den Vorteil, dass man bei der Durchführung des Keilspaltversuches unter Temperatur die gleichen Bestandteile, die bereits im Kapitel 5.2.1 Versuchsaufbau im kalten Zustand - Druckprüfmaschine beschrieben sind, verwenden kann. Dadurch erhält man eine noch bessere Vergleichbarkeit der Ergebnisse zwischen den Temperaturversuchen und jenen unter Raumtemperatur.

Auch die Messdatenverarbeitung und Auswertung erfolgt mit den bereits im Kapitel 5.2.1 Versuchsaufbau im kalten Zustand - Messdatenverarbeitung beschriebenen Geräten und Software.

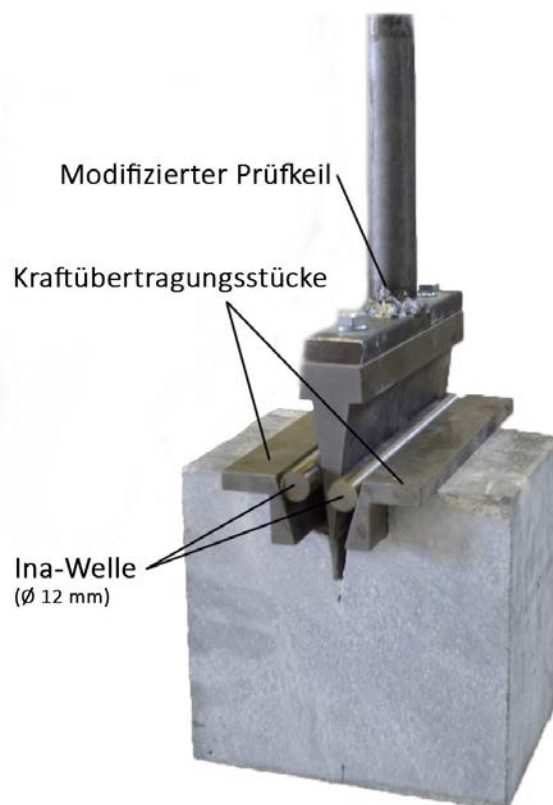
Kraftübertragungsstücke

Die verwendeten Kraftübertragungsstücke für die Versuche unter Temperatur sind dieselben, wie bei den Versuchen unter Raumtemperatur. Zu beachten ist, dass die Rollenlager unter Temperatur eine verminderte Tragfähigkeit aufweisen. Nach dem Produktdatenblatt [86] des Nadellagers ergeben sich die in Tabelle 5.4 aufgelisteten Reduktionsfaktoren unter Temperatur für die Traglast.

Tabelle 5.4: Reduktionsfaktoren für die dynamische Traglast der Rollenlager [86]

Rollenlager Temperatur [°C]	150	200	250	300
Reduktionsfaktor für dynamische Traglast	1,00	0,90	0,75	0,60

Die Kraftübertragungsstücke sind für höhere Temperaturbereiche konzipiert. Für Versuche unter noch höheren Temperaturbereichen (100 und 200 °C), als in dieser Arbeit durchgeführten, kann man beispielsweise Rollenlager aus Keramik verwenden. Alternativ wurde ein weiteres Kraftübertragungsstück nach *ÖNORM B 3592* [87] geplant, dass man für die Versuche unter Temperatur verwenden kann. Die Rollenlager mit Stahlachse werden dabei durch eine Ina-Welle (\varnothing 12 mm) ersetzt. Der Außendurchmesser der Rollenlager und der Ina-Welle sind dabei gleich. In Abbildung 5.11 ist das alternativ geplante Kraftübertragungsstück mit dem modifiziertem Prüfkeil für die Versuche dargestellt.

**Abbildung 5.11:** Probekörper mit alternativer Lasteinleitungsrichtung

Da in dieser Arbeit nur Versuche bis 200 °C durchgeführt wurden, konnten ohne Probleme die gleichen Kraftübertragungsstücke, wie für die Kaltversuche (siehe Abbildung 5.5), verwendet werden.

Modifizierter Keil

Zur Krafteinleitung wurde auf dem Keil eine Stahlplatte (ca. 1 cm dick) mittels zwei M 8 Schrauben befestigt. Auf dieser Stahlplatte wurde eine ca. 13 cm lange Stahlstange geschweißt, die eine Krafteinleitung außerhalb des Ofens ermöglicht. Abbildung 5.12 zeigt den modifizierten Keil für die Warmversuche.

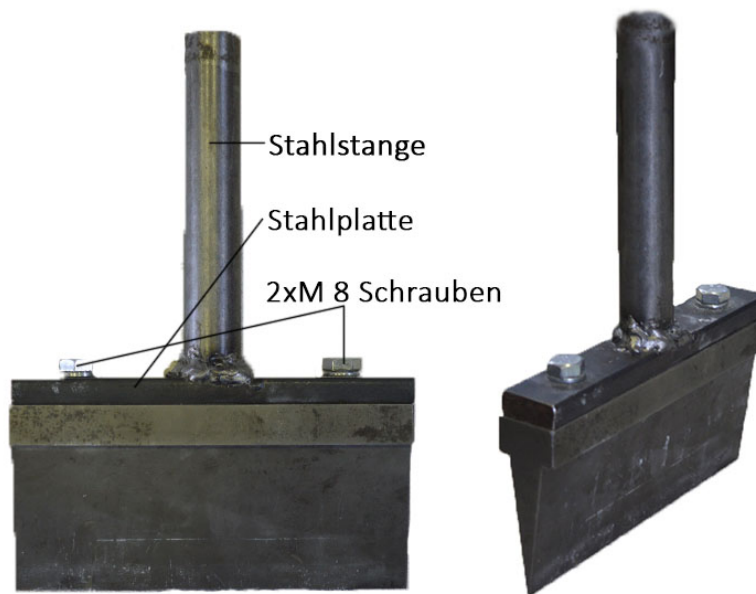


Abbildung 5.12: Modifizierter Keil

Wegaufnehmer und Messvorrichtung

Das Kraft-Verschiebungsdiagramm wird aufgezeichnet, indem man die Rissöffnung in Höhe der Spaltkraft misst. Da der Probekörper erhöhter Temperatur ausgesetzt ist, musste ein anderer Weg als im Kaltversuch gefunden werden, um die Rissöffnung zu messen. Dazu wurde der selbe Metallrahmen, der auch im Kaltversuch verwendet wurde, durch angespitzte Klemmschrauben auf den Probekörper montiert. Anstatt der zwei induktiven Wegaufnehmer wurden jedoch vier Stahlstangen ($\varnothing 8$ mm) am Metallrahmen befestigt. Die Befestigung der ca. 19,5 cm langen Stahlstangen kann der Abbildung 5.13 entnommen werden.

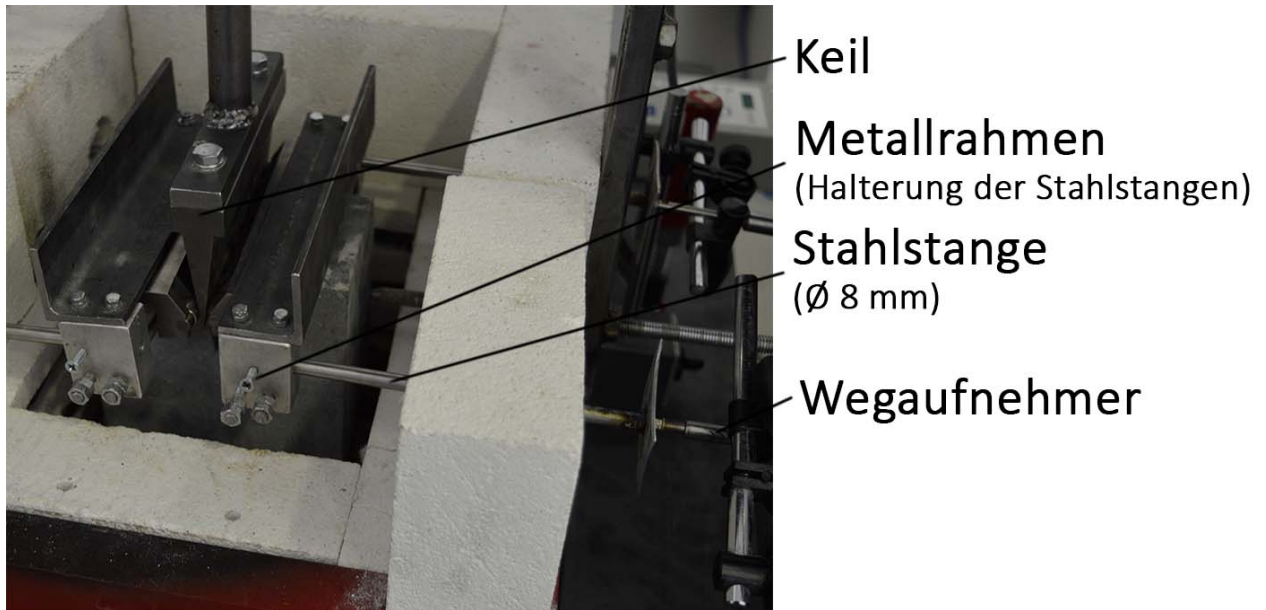


Abbildung 5.13: Detail – Anbringung der Stahlstangen

Die Stahlstangen machten es möglich außerhalb des Elektroofens die Rissöffnung durch die Wegaufnehmer zu messen. Um die Höhenlage der Stahlstangen zu erreichen werden die Wegaufnehmer separat auf einem sehr steifen und verformungsarmen Hilfsgerüst mittels eigener Wegaufnehmer-Halterung montiert. Das Hilfsgerüst besteht dabei aus vier Betonklötzen und zwei schweren Stahlplatten, die mittels Schraubzwingen auf den Rahmen der Druckprüfmaschine gespannt sind. In den Vorversuchen wird gezeigt, dass eine verformungsarme Hilfskonstruktion unerlässlich ist, um korrekte Ergebnisse für die Rissöffnung zu erhalten. Grundsätzlich können die Wegaufnehmer mit jeder Halterung befestigt werden, solange sie ausreichend steif ist. Die Wegaufnehmer-Halterung hat einen Magneten, den man eigens mittels Drehknopf einschalten kann und dadurch die Halterung auf der Stahlplatte kraftschlüssig gegen verrutschen sichert. Die Messung der Rissöffnung erfolgt an den Enden der Stahlstangen, außerhalb des Elektroofens.

In Abbildung 5.13 und Abbildung 5.14. ist ersichtlich, dass die Stahlstangen eine Verbreiterung an den Enden mittels aufgeschweißten Metallplatten erhalten haben. In den ersten Versuchen kam es dazu, dass die Tastspitze der Wegaufnehmer von den Enden der \varnothing 8mm dicken Stahlstange, aufgrund Verdrehungen des Probekörpers während der Versuchsdurchführung, abrutschte. Um dies zu verhindern wurden die Stahlplatten aufgeschweißt.

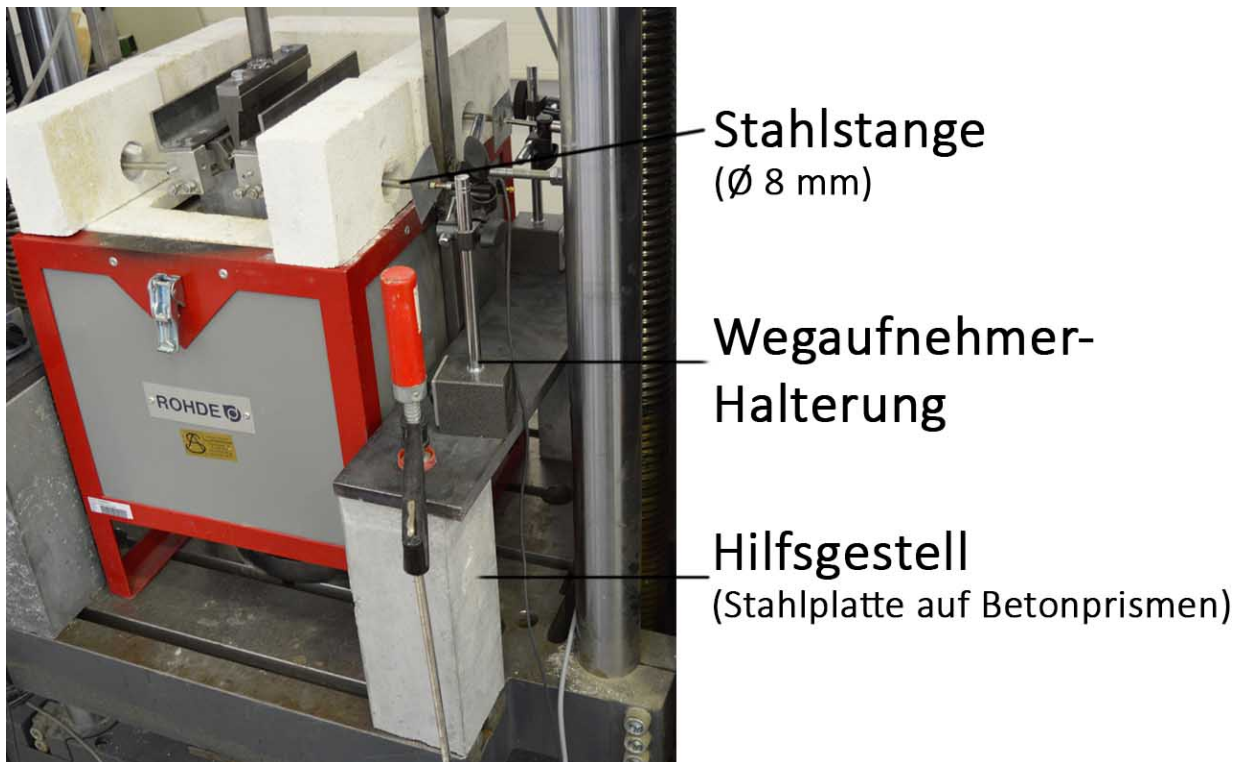


Abbildung 5.14: Detail – Hilfsgestell und Wegaufnehmer-Halterung

Die Wegaufnehmer messen die Rissöffnung außerhalb des Elektroofens an den Stahlstangen. Dazu wurden zwei Stahlstangen je Probekörperseite (insgesamt vier) mithilfe des Metallrahmens am Probekörper befestigt. Durch Addition der gemessenen Verschiebungen zweier Wegaufnehmer (einer Probekörperseite) erhält man die Rissöffnung für eine Seite des Probekörpers. Bei den Kaltversuchen benötigte man zur Messung der Rissöffnung einer Probekörperseite nur einen Wegaufnehmer. Bei den Temperaturversuchen werden mit einem Wegaufnehmer nur die Rissöffnung für ein Schnittufer des Probekörpers erfasst. Für die gesamte Rissöffnung beider Schnittufer einer Probekörperseite müssen die Werte zweier Wegaufnehmer addiert werden, um dasselbe Ergebnis wie bei den Kaltversuchen mit nur einem Wegaufnehmer je Probekörperseite zu erhalten.

Die Rissöffnung wird an beiden Seiten des Probekörpers unabhängig voneinander gemessen. Um den Messfehler zu minimieren werden die Messwerte der Rissöffnung anschließend noch gemittelt. Wenn man die gemittelte Rissöffnung mit der Spaltkraft in einem Diagramm darstellt, erhält man das Kraft-Rissöffnungsdiagramm (siehe Abbildung 5.19).

Zur Messung der Rissöffnung in den Warmversuchen müssen vier Wegaufnehmer verwendet werden. Zwei der Wegaufnehmer haben einen Nennmessweg von 5 mm und wurden bereits

im Kapitel 5.2.1 Versuchsaufbau im kalten Zustand (siehe Tabelle 5.3) erläutert. Da nicht noch zwei dieser Wegaufnehmer im Labor zur Verfügung standen, kam ein Wegaufnehmer mit 20 mm und einer mit 50 mm Nennmessweg zum Einsatz. Die charakteristischen Merkmale dieser Wegaufnehmer können der Tabelle 5.5 und der Tabelle 5.6 entnommen werden.

Tabelle 5.5: Charakteristische Merkmale des Wegaufnehmers WA/20mm [90]

Wegaufnehmer - Merkmal	Eigenschaft
Bezeichnung	Induktiver Standard Wegaufnehmer
Hersteller	Firma Hottinger Baldwin Messtechnik GmbH
Typ	WA/20mm
Ausführung	Tastspitze
Nennmessweg	20 mm
Lineritätsabweichung (max. Abweichung zwischen Anfangs- und Endpunkt)	±0,2 %
Nenntemperaturbereich	-20 – +80 °C

Tabelle 5.6: Charakteristische Merkmale des Wegaufnehmers WA/50mm [90]

Wegaufnehmer - Merkmal	Eigenschaft
Bezeichnung	Induktiver Standard Wegaufnehmer
Hersteller	Firma Hottinger Baldwin Messtechnik GmbH
Typ	WA/50mm
Ausführung	Tastspitze
Nennmessweg	50 mm
Lineritätsabweichung (max. Abweichung zwischen Anfangs- und Endpunkt)	±0,2 %
Nenntemperaturbereich	-20 – +80 °C

Auflagerstück

Damit der Ofen durch die Stahlstangen der Messvorrichtung nicht durchbohrt werden muss, ist es notwendig, diese außerhalb des eigentlichen Ofens zu führen. Dies machte es erforderlich die Höhenlage des Probekörpers im Ofen zu ändern. Die Höhenlage wird mithilfe eines Druckstempels aus Stahl geändert (siehe Abbildung 5.15).

Auf einer Seite des Druckstempels wird eine ebene Stahlplatte, mit einem linienförmigen Auflagerstreifen aus Stahl aufgeschweißt. Das Linienauflager hat eine Dicke von ca. 1 cm und

vermeidet dadurch eine Abstützung der Außenflanken des Probekörpers bei zunehmender Rissöffnung.

Auf der anderen Seite des Druckstempels wurde ein Loch zur Aufnahme einer Gewindestange ($\varnothing 10$ mm) gebohrt. An der Auflagerplatte der Prüfmaschine, an der sich der Druckstempel abstützt, wurde die Gewindestange geführt. Durch eine Unterlagsplatte und einer Mutter wurde schließlich die Gewindestange (und damit der Druckstempel) gegen mögliche Verdrehungen gesichert. Durch diese Maßnahmen konnte man Bewegungen der Auflagerkonstruktion des Probekörpers ausreichend vermeiden. Die Höhenlage des Probekörpers im Ofen kann sehr einfach durch zusätzliche Zwischenstücke für den Druckstempel verändert werden (siehe Abbildung 5.15). Weiters musste durch den Boden des Elektroofens eine runde Öffnung für den Druckstempel gebohrt werden.

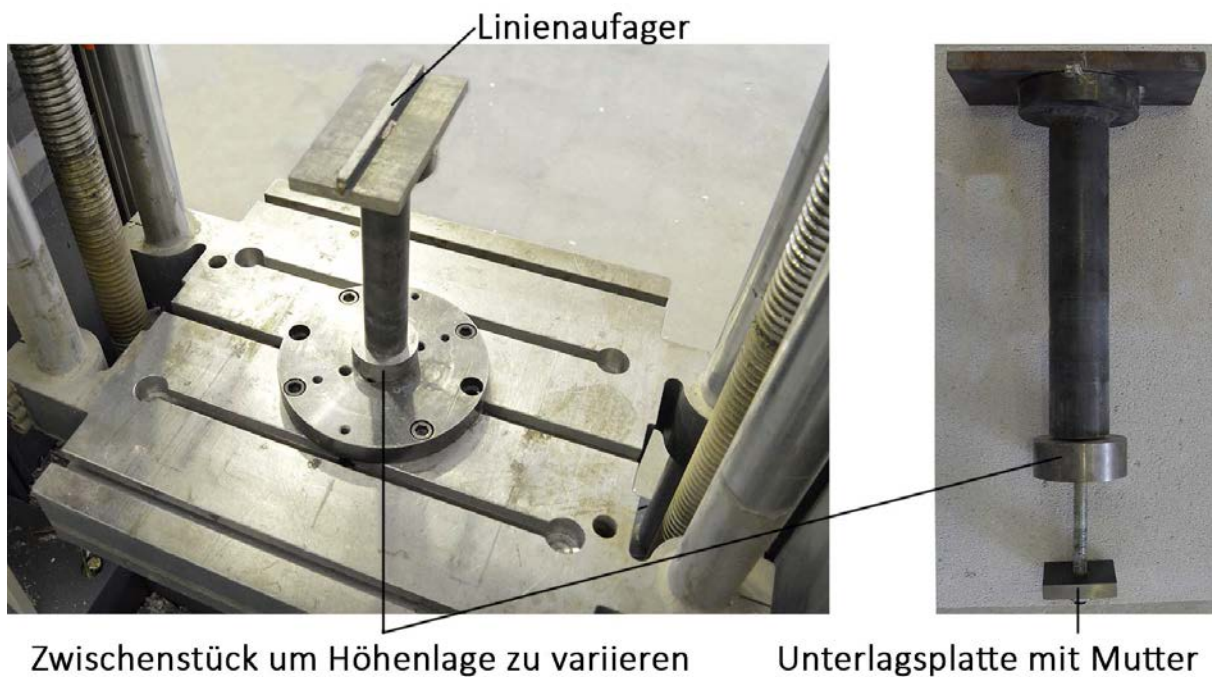


Abbildung 5.15: Detail – Druckstempel

Halterung der Probekörper

Um den Versuchskörper gegen Umfallen während des Aufheizvorganges zu sichern, wird der Probekörper an zwei Seiten gehalten. Für die Halterung des Probekörpers wurden zunächst zwei Stahlplatten an den Elektroofen geschweißt. Auf diese Stahlplatten wird jeweils eine Mutter aufgeschweißt, die eine $\varnothing 10$ mm Gewindestange halten. Die aufgeschweißte Mutter ermöglicht ein einfaches heraus- oder hereindreuen der Gewindestange. Die angespitzten

Enden der Gewindestangen halten den Probekörper während des Aufheizvorganges. Nach dem Aufbringen einer kleinen Vorkraft zur Stabilisierung des Probekörpers, kann man die Gewindestangen herausdrehen. Während der Versuchsdurchführung muss die Halterung der Probekörper unbedingt entfernt werden um ein Verfälschen der Versuchsergebnisse zu vermeiden. In Abbildung 5.16 sind zwei Detailabbildungen der Halterung des Probekörpers dargestellt.



Abbildung 5.16: Detail – Halterung des Probekörpers

Elektroofen

Bei den Warmversuchen wird der Prüfkörper im Elektroofen aufgeheizt. Der Ofen erhitzt den Probekörper bis zur festgelegten Temperatur und hält sie anschließend drei Stunden konstant. Damit ist gewährleistet, dass sich im Probekörper die definierte Prüftemperatur gleichmäßig verteilt. Die detaillierte Beschreibung des Brennvorganges findet sich im Kapitel 6.4 Temperaturversuche (100 und 200 °C).

Der verwendete Ofen ist von der *Firma Rohde*, Modell TC 504, mit einem Fassungsvermögen von ca. 10 Litern und einer Maximaltemperatur von 1320 °C. Im Inneren des Ofens befinden sich vier Reihen Heizspiralen, deren Temperatur über ein innen angebrachtes Thermoelement, je nach vorgegebener Aufheizrate, gesteuert wird. Am Boden des Ofens befindet sich eine runde Öffnung für den Druckstempel. Weiters wurde eine zusätzliche Steinschar Feuerleichtsteine auf dem Ofen aufgesetzt und durch diese die Löcher für die Stahlstangen zur Messung der Rissöffnung gebohrt. Für verschiedene Höhenabmessungen der

Probekörper muss daher nicht der Ofen, sondern lediglich die Feuerleuchtsteine durchgebohrt werden. Dies hat den Vorteil, dass der eigentliche Ofen unbeschädigt bleibt. Durch eine Vielzahl an Löchern im Ofen würde es zu erhöhten Energieverlusten beim Aufheizvorgang kommen.

Den Deckel des Ofens bilden Porenbetonsteine (*Ytong-Steine der Firma Xella Porenbeton Österreich GmbH*). Durch die Porenbetonsteine wurde mittig ein Loch für die Stahlstange des modifizierten Prüfkeiles gebohrt. Um eventuelle Energieverluste während des Aufheizvorganges zu vermeiden werden alle Löcher durch Alsitra Silikatmatten ausgestopft. Während der Versuchsdurchführung sind die Alsitra Matten zu entfernen um die Reibung zwischen ihnen und der Stahlstangen (zur Messung der Rissöffnung) und die Reibung zwischen Alsitra Silikatmatte/Prüfkeil zu verhindern.

Der Thermocomputer TC 504 des Brennofens (siehe Abbildung 5.17) ermöglicht eine präzise Steuerung und Halten der gewünschten Temperatur. Die Brennofenregelung des TC 504 erlaubt die Abspeicherung von bis zu 10 verschiedenen Brennkurven. In Abbildung 5.17 sind die verschiedenen Abschnitte der Brennkurve erläutert [91].

- 1) Vorlaufzeit: Die Regelung wartet die eingestellte Zeit bis zum Beginn des eigentlichen Brennvorganges ab (t_0)
- 2) Aufheizen auf erste Haltetemperatur: Entweder geregelt von 1-998 °C pro Stunde oder so schnell wie möglich „SKIP“ (rmp1)
- 3) Temperatur der ersten Haltetemperatur: Eingabe in °C (tmp1)
- 4) Haltezeit der ersten Temperaturstufe: Nach Erreichen der Temperatur hält der Ofen die eingestellte Zeit (t_1)
- 5) Aufheizen auf Endtemperatur: Entweder geregelt von 1-998 °C pro Stunde oder so schnell wie möglich „SKIP“ (rmp2)
- 6) Temperatur der zweiten Haltetemperatur: Eingabe in °C (tmp2)
- 7) Haltezeit auf Endtemperatur: Nach Erreichen der Endtemperatur hält der Ofen die eingestellte Zeit (t_2)
- 8) Abkühlen bzw. Programmende: Nach Beenden der Haltezeit kühlt der Ofen ab, geregelt (z.B 200 °C/h) oder ungeregelt („SKIP“) (rmp3)

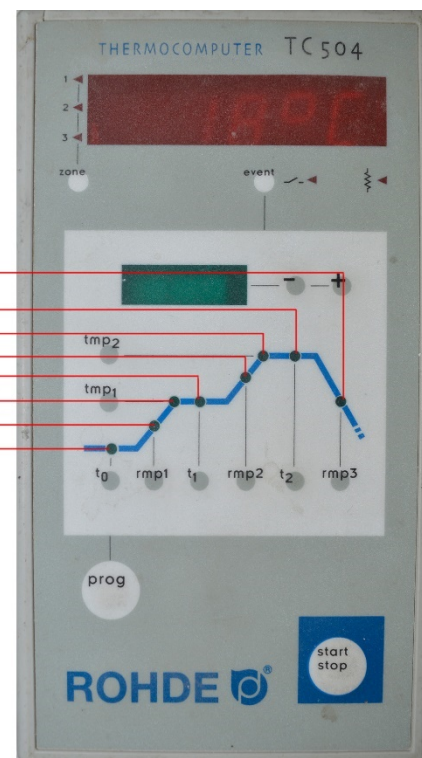


Abbildung 5.17: Thermocomputer des Brennofenmodells TC 504 der Firma Rohde

5.2.3 Auswertungsmethodik

Die Last-Verschiebungskurve bildet die Grundlage der mechanischen und bruchmechanischen Größen, die in dieser Arbeit gemessen wurden (siehe Abbildung 5.19). Zur Erstellung der Kraft-Verschiebungskurve muss die Rissöffnung während des Versuches aufgezeichnet werden. In dieser Arbeit wurde dabei die Rissmundöffnung (CMOD, engl. crack mouth opening displacement), in Höhe der Angriffslinie der horizontalen Spaltkraft durch die Wegaufnehmer aufgezeichnet. In anderen Publikationen wurde auch die Rissöffnungsverschiebung (COD, engl. crack opening displacement) als Bruchkriterium verwendet. Im Allgemeinen wird darunter die Aufweitung der Risszone verstanden, daher nennt man sie auch Risspitzenöffnung (CTOD, engl. crack tip opening displacement). Ein kritischer CTOD Wert wird als Kriterium für den weiteren Rissfortschritt betrachtet [71].

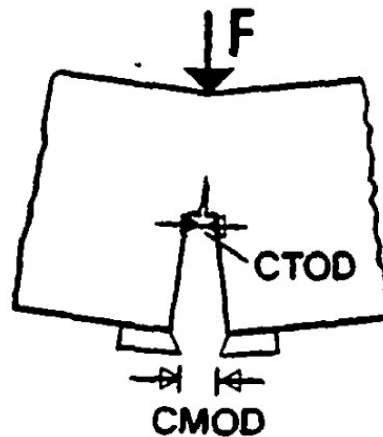


Abbildung 5.18: Rissöffnungsverschiebung als Bruchkriterium [71]

Wird ein gekerbter Probekörper belastet reagiert er zunächst linear-elastisch. Erhöht man die Last weiterhin wird im Kerbgrund die Zugfestigkeit erreicht bzw. überschritten. Je spitzer die Kerbe umso früher wird die Zugfestigkeit überschritten. Nun bildet sich im Kerbgrund eine Bruchprozesszone aus, welche weiterhin Last übertragen kann, bis das maximale Lastübertragungsvermögen erreicht ist. Ist die Bruchprozesszone in ihrer vollständigen Größe ausgebildet, entsteht ein realer Riss, der durch die Probe hindurch wandert. Bei zementgebundenen Werkstoffen hat die Bruchprozesszone eine große Ausdehnung verglichen mit den Kerbabmessungen (siehe Abbildung 4.4). Daher hat die Gestalt des Kerbgrundes nur einen geringen Einfluss auf das Bruchverhalten. Es ist daher bei

Probekörpern aus zementgebundenen Werkstoffen gerechtfertigt, dass man den Anriss durch Schalen oder Sägen als stumpfe Kerbe einbringen kann [50].

Der Anstieg der aufgezeichneten Spaltkraft-Rissöffnungskurve (siehe Abbildung 5.19) charakterisiert das elastische Materialverhalten der gekerbten Probe. Wenn die Größe der plastischen Zone vor der Rissspitze im Vergleich zum gesamten Probenvolumen klein ist, so setzt Rissfortschritt ein, ohne dass es zu einer großen Abweichung des Kurvenverlaufs in Abbildung 5.19 von der elastischen Geraden kommt [92].

Nach Überschreiten der Zugfestigkeit beginnt das Dehnungs-Entfestigungsverhalten (Nachbruchverhalten, Post-Peak-Verhalten), wobei die übertragbaren Spannungen von der Rissweite w abhängen.

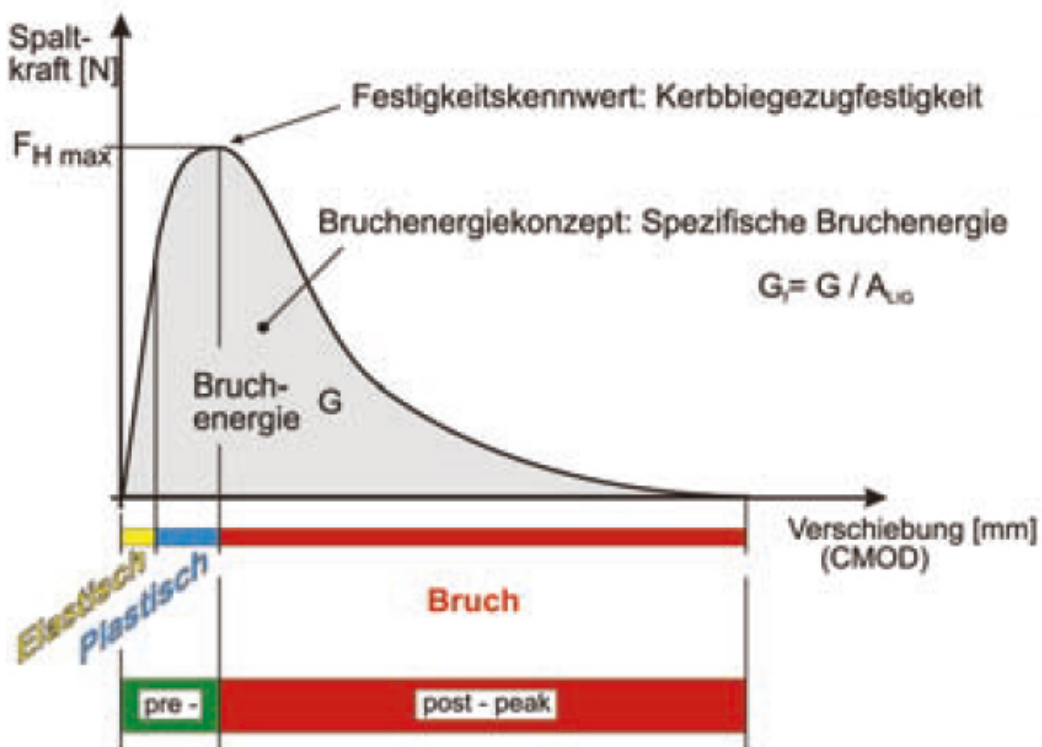


Abbildung 5.19: Schematische Last-Verschiebungskurve [83]

Um die Spaltkraft-CMOD Kurve (siehe Abbildung 5.19) aufzeichnen zu können, wird die vertikale Prüfkraft in eine horizontale Spaltkraft umgerechnet. Der Zusammenhang zwischen der Vertikalkraft und der Horizontalkraft kann der Abbildung 5.20 entnommen werden.

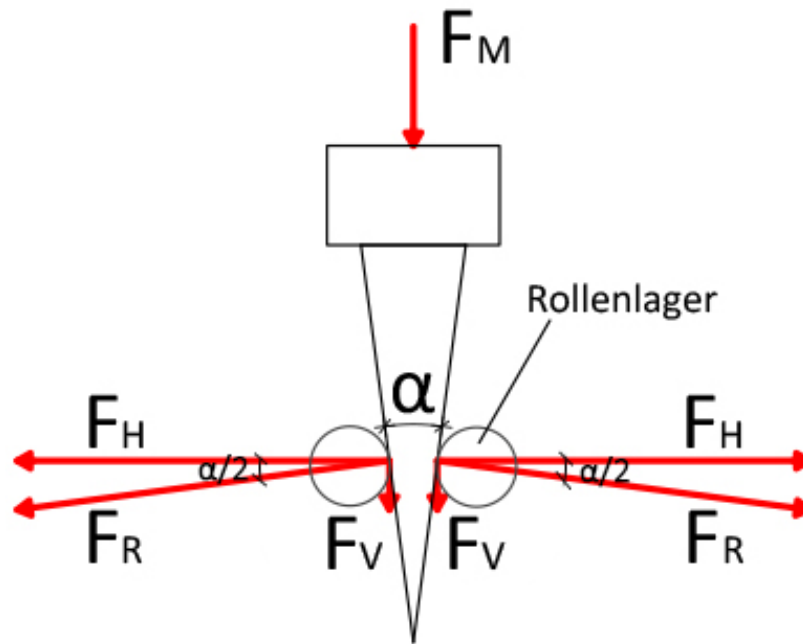


Abbildung 5.20: Kräfte am Keil in Anlehnung an [87]

$$F_H = \frac{F_M}{2 \tan(\alpha/2)}$$

Formel 5.1: Berechnung der Horizontalkraft aus der Vertikalkraft

Dabei ist:

F_H Horizontalkraft [N]

F_M Vertikalkraft, zu jedem Prüfzeitpunkt gemessen [N]

α Keilwinkel [°]

Mit dieser Umrechnung [87] erhält man die in Abbildung 5.19 dargestellte Last-Verschiebungskurve, bei der auf der Abszisse die gemessene Rissöffnung CMOD und auf der Ordinate die Spaltkraft F_H aufgetragen ist. Die Fläche unter dieser Kurve entspricht der Bruchenergie und kann mittels numerischer Integration berechnet werden. Dividiert man die Bruchenergie durch die Ligamentfläche, die sich aus der ebenen Projektion der Bruchfläche ergibt, so erhält man die spezifische Bruchenergie (siehe Formel 5.2). Sie ist eine bruchmechanische Kenngröße, die von der Größe und Form des Probekörpers unabhängig ist und stellt ein Maß für den Widerstand gegen Rissausbreitung dar [87].

$$G_f = \frac{1}{A_{\text{lig}}} \int_0^{\text{CMOD}_{\text{max}}} F_H d(\text{CMOD})$$

Formel 5.2: Berechnung der spezifischen Bruchenergie

Dabei ist:

G_f spezifische Bruchenergie [N/mm] oder [J/m²]

A_{lig} Ligamentfläche [mm²]

CMOD_{max} maximale Rissöffnung, Verschiebung der Schnitтуfer gemessen in Höhe der Krafteinleitung [mm]

F_H Horizontalkraft [N]

Die Kerbzugfestigkeit nach *ÖNORM B 3592* [87] wird aus der horizontalen Höchstkraft $F_{H\text{max}}$ berechnet. Für die Kerbzugfestigkeit ist die Bezeichnung σ_{KZ} üblich, obwohl im Bauingenieurwesen in der Regel Spannungen und nicht Festigkeiten mit dem Symbol σ bezeichnet werden. Die Berechnung der Kerbzugfestigkeit erfolgt nach Formel 5.3 mit den in Abbildung 5.21 dargestellten Abmessungsvariablen.

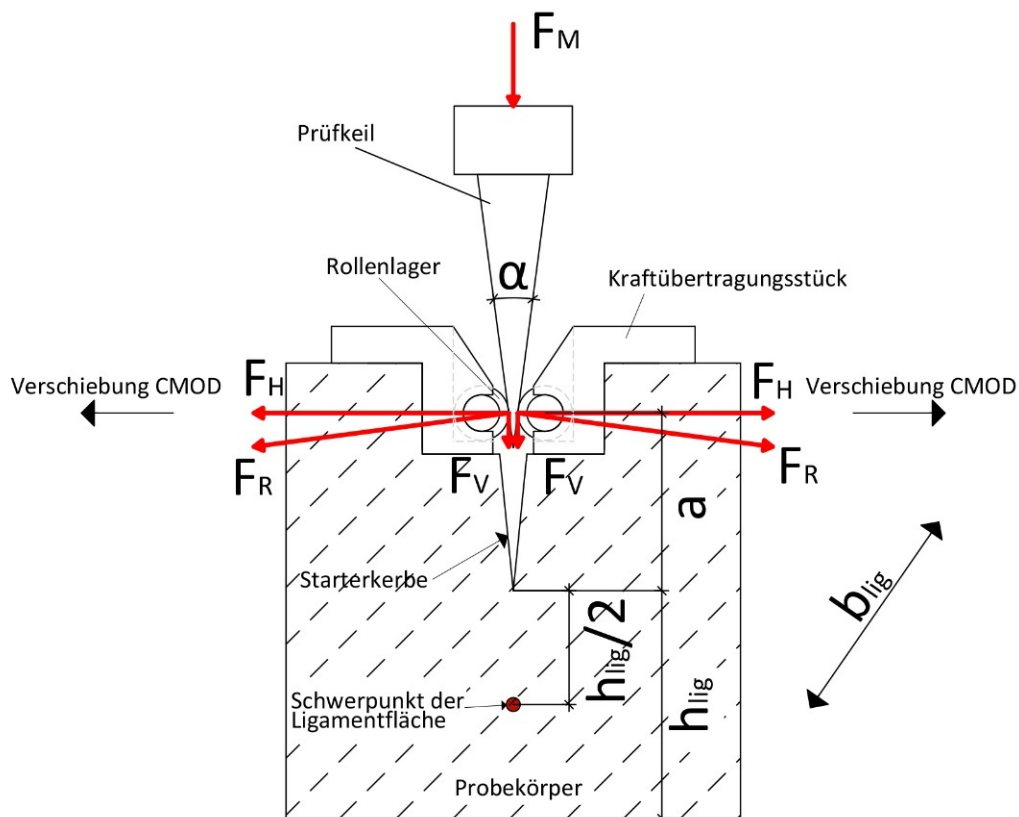


Abbildung 5.21: Systemskizze Probekörper und Kräfte in Anlehnung an [87]

$$\sigma_{KZ} = \frac{F_{Hmax}}{A_{lig}} + \frac{M_B}{W_y} \quad (1)$$

$$M_B = F_{Hmax} * \left(a + \frac{h_{lig}}{2} \right) \quad (2)$$

$$A_{lig} = b_{lig} * h_{lig} \quad (3)$$

$$W_y = \frac{b_{lig} * h_{lig}^2}{6} \quad (4)$$

Formel 5.3: Berechnung der Kerbzugfestigkeit

Dabei ist:

σ_{KZ} Kerbzugfestigkeit [N/mm²]

F_{Hmax} maximale Horizontalkraft [N]

A_{lig} Ligamentfläche [mm²]

M_B Biegemoment, bezogen auf den Schwerpunkt der Ligamentfläche [Nmm]

W_y axiales Widerstandsmoment der Ligamentfläche [mm³]

a Abstand zwischen Kontaktpunkt Keil mit Rollenlager und Grund der Kerbe [mm]

h_{lig} Ligamenthöhe [mm]

$\left(a + \frac{h_{lig}}{2} \right)$ Abstand zwischen Schwerpunkt der Ligamentfläche und der Kraftumlenkung [mm]

b_{lig} Breite der Ligamentfläche [mm]

Die charakteristische Länge l_{ch} dient zur Beschreibung des Materialverhaltens und des Nachbruchverhaltens eines Werkstoffes. Laut *ÖNORM B 3592* [87] deutet eine kleine charakteristische Länge l_{ch} (z.B. Beton - $l_{ch} = 0,2$ m) auf einen spröden Werkstoff hin. Eine große charakteristische Länge (z.B. Asphalt bei +10 °C - $l_{ch} = 0,6$ m) deutet auf ein duktilen Materialverhalten hin. Bei duktilen Werkstoffen ist im Gegensatz zu spröden Materialien, die Entfestigung des Materials während des Bruches groß und dadurch die Ausbreitung des Risses begrenzt. Die Herleitung der charakteristischen Länge kann dem Kapitel 4.3.1 Das fiktive Rissmodell entnommen werden. Zur Berechnung der charakteristischen Länge wird die spezifische Bruchenergie, der Elastizitätsmodul, sowie die Kerbzugfestigkeit benötigt (siehe Formel 5.4).

$$l_{ch} = \frac{E * G_f}{\sigma_{KZ}^2}$$

Formel 5.4: Berechnung der charakteristischen Länge

Dabei ist:

l_{ch} charakteristische Länge [mm]

E E-Modul [N/mm²]

G_f spezifische Bruchenergie [N/mm] oder [J/m²]

σ_{KZ} Kerbzugfestigkeit [N/mm²]

Die Auswertungsmethodik der Versuche unter Raumtemperatur und jener bei erhöhter Prüftemperatur unterscheidet sich in der Messung der Rissöffnung. Bei Raumtemperatur (20-22 °C) wird die Rissöffnung für jede Probekörperseite durch zwei Wegaufnehmer unabhängig voneinander gemessen. Für die Temperaturversuche bei 100 und 200 °C werden dazu vier Wegaufnehmer benötigt. Die Rissaufweitung je Probekörperseite wird durch die Verschiebung der Schnittufer durch Addition zweier Wegaufnehmer ermittelt.

Wenn die nun erhaltenen unabhängigen Rissöffnungen jeder Probekörperseite nicht zu weit voneinander abweichen, darf man sie mitteln. Die Mittelung der Rissöffnungsverschiebungen reduziert dabei den Messfehler. Um die entstehenden Unstetigkeit beim Brechen der Probe zu umgehen, wird die Datenaufzeichnung davor beendet. Der Fehler der dadurch entsteht ist sehr gering und für die vorliegenden Untersuchungen hinreichend genau.

5.2.4 Überblick über das experimentelle Versuchsprogramm

Die im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten Versuche sind in der Tabelle 5.7 zusammengefasst.

Tabelle 5.7: Überblick über das experimentelle Versuchsprogramm

Vorversuche	Ligamenthöhe [mm]	Anzahl	Abmessungen HxBxL [mm]	Anmerkungen
Druckfestigkeitsprüfung	-	6	100x100x100	Würfel
E-Modul Prüfung	-	4	40x40x160	Prisma
Keilspaltversuche	80	8	130x140x100	Probenbreite 14 cm
Versuchsaufbau Kalt	80	8	130x100x100	Probenbreite 10 cm
Keilspaltversuche	80	17	130x140x100	Probenbreite 14 cm
Versuchsaufbau Temperatur	80	2	130x100x100	Probenbreite 10 cm
Probenzahl gesamt		45		

Hauptversuche	Ligamenthöhe [mm]	Anzahl	Abmessungen HxBxL [mm]	Anmerkungen
Druckfestigkeitsprüfung	-	5	100x100x100	Würfel
E-Modul Prüfung	-	4	40x40x160	Prisma
Keilspaltversuche Versuchsaufbau Kalt	20	5	70x140x100	Size Effect
	40	5	90x140x100	Size Effect
	60	10	110x140x100	Size Effect
	80	10	130x140x100	Size Effect
	100	5	150x140x100	Size Effect
	120	5	170x140x100	Size Effect
Keilspaltversuche	40	5	90x140x100	bei 100 °C
Versuchsaufbau Temperatur	40	5	90x140x100	bei 200 °C
Probenzahl gesamt		59		

5.3 Versuchsdurchführung (kalt und unter Temperatur)

5.3.1 Versuchsdurchführung im kalten Zustand

Die Versuchsdurchführung der Vorversuche und der Hauptversuche unter Raumtemperatur unterscheidet sich lediglich in der Vorschubgeschwindigkeit des Prüfkeiles. Da diese variiert, wird sie bei den Versuchen gesondert angegeben. Bevor man den Versuch starten kann, müssen die Kraftübertragungsstücke in der Nut positioniert werden. Anschließend wird der zweiteilige Metallrahmen (Wegaufnehmer-Halterung) mittels angespitzter Klemmschrauben (\varnothing 10 mm) auf den Probekörper gespannt und der Keil eingelegt. Die Wegaufnehmer werden mittels Kunststoffschrauben (\varnothing 4 mm) auf den Metallrahmen in der Höhe der Kraftumlenkung von Keil und Rollenlager befestigt. In Abbildung 5.22 ist der fertig vorbereitete Probekörper dargestellt.

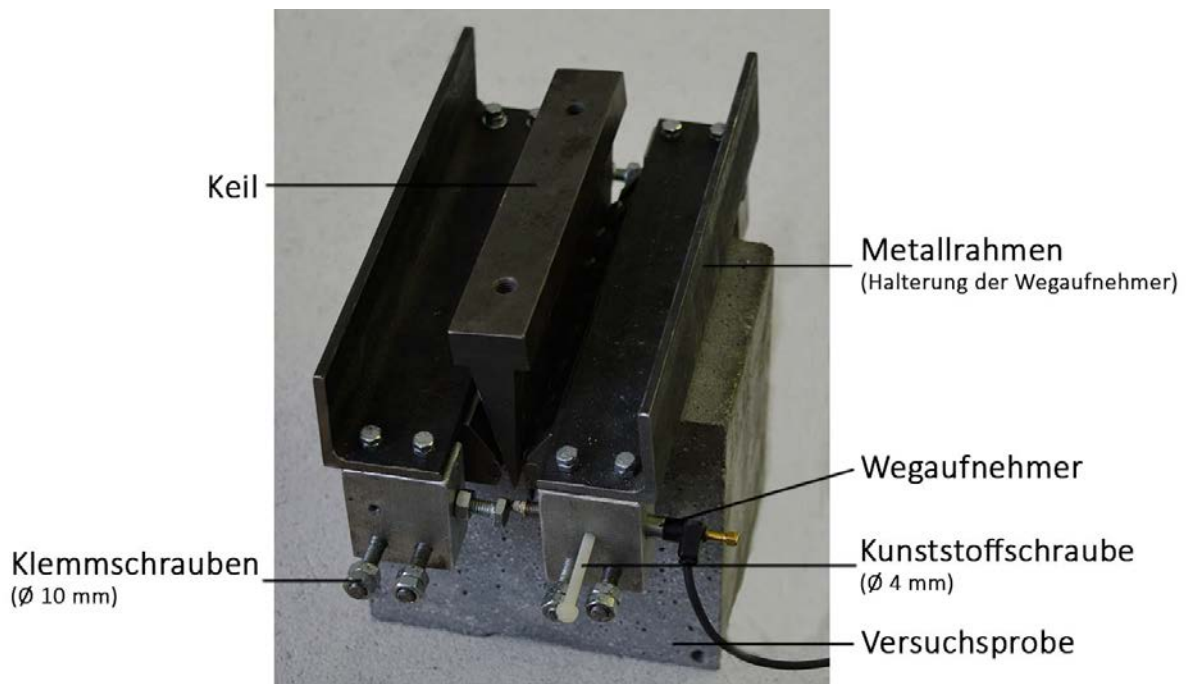


Abbildung 5.22: Fertig vorbereitete Probekörper für den uniaxialen Keilspaltversuch

Anschließend wird das Linienauflager mittels zwei Schrauben auf den Boden der Druckprüfmaschine verschraubt. Nun kann der Prüfkörper auf das Linienauflager gelegt werden. Dabei ist darauf zu achten, dass der Prüfkeil, die Starterkerbe und das Linienauflager in einer lotrechten Ebene durch den Massenschwerpunkt des Probekörpers liegen. Als nächstes wird die Traverse mit der zuvor montierten Kraftmessdose bis zum Keil abgesenkt. Das Aufsetzen der Kraftmessdose auf dem Prüfkeil hat dabei so sacht zu erfolgen, dass der

Keil gerade gehalten wird, jedoch noch keine Kräfte auf den Probekörper wirken. Nach dem Einrichten des Probekörpers auf der Prüfmaschine sind die Messgeräte auf Ausgangsposition (Wegaufnehmer und Kraft auf „0“ setzen) zu setzen und die Vorschubgeschwindigkeit des Keiles in der Software einzustellen. Schließlich wird der Versuch gestartet und der Keil mit konstanter Geschwindigkeit zwischen die Rollenlager gepresst. Der Versuch ist abgeschlossen, sobald der Probekörper gebrochen ist. In Abbildung 5.3 ist der fertig eingebaute Probekörper in der Prüfvorrichtung zu sehen.

5.3.2 Versuchsdurchführung für die Temperaturversuche

Für die Durchführung der Versuche unter Temperatur wird zunächst die gesamte Prüf- und Messvorrichtung die im Kapitel 5.2.2 Versuchsaufbau für die Temperaturversuche beschrieben ist, aufgebaut. Die fertige Prüf- und Messvorrichtung besteht aus den folgenden Bestandteilen (siehe Abbildung 5.9 und Abbildung 5.10):

- Druckprüfmaschine: servohydraulische Prüfmaschine der *Firma Zwick*, Typ Z 250, Güteklasse 1 (gleich wie bei den Kaltversuchen)
- Kraftübertragungsstücke (gleich wie bei den Kaltversuchen)
- Modifizierter Keil (siehe Abbildung 5.12)
- Sehr steifes und verformungsarmes Hilfsgestell (siehe Abbildung 5.14) für die Wegaufnehmer-Halterung
- Wegaufnehmer-Halterung: Hat einen Magneten, wodurch die Halterung kraftschlüssig auf der Stahlplatte des Hilfsgestelles gegen verrutschen gesichert wird
- Vier Wegaufnehmer und vier Stahlstangen (siehe Abbildung 5.13)
- Linienauflager am Druckstempel (siehe Abbildung 5.15)
- Halterung der Probekörper: Sichert den Versuchskörper gegen Umfallen, während des Aufheizvorganges (siehe Abbildung 5.16)
- Modifizierter Elektroofen (siehe Kapitel 5.2.2 Versuchsaufbau für die Temperaturversuche - Elektroofen)
- Software zur Messdatenverarbeitung (gleich wie bei den Kaltversuchen).

Wie schon bei der Versuchsdurchführung im kalten Zustand erläutert, wird zunächst der Probekörper vorbereitet. Dazu werden in der Nut des Probekörpers die Kraftübertragungsstücke positioniert, der Metallrahmen mittels angespitzter Klemmschrauben befestigt und der modifizierte Keil eingelegt. Anschließend wird der vorbereitete Probekörper auf das Linienauflager gestellt, sodass der Keil, die Starterkerbe und das Linienauflager in einer lotrechten Ebene liegen. Anschließend wird der Probekörper mittels Halterung (siehe Kapitel 5.2.2 Versuchsaufbau für die Temperaturversuche - Halterung der Probekörper) gegen Umfallen gesichert. Nun können die vier Stahlstangen (\varnothing 8 mm) zur Messung der Rissöffnung am Metallrahmen befestigt werden. Die Stahlstangen befinden sich dabei auf der Höhe, der Kraftumlenkung zwischen Keil und Rollenlager. Der Elektroofen wird nun vollständig durch die Steinschar Feuerleichtsteine erweitert und der Deckel (Ytong Stein mit einem Loch in der Mitte für den modifizierten Prüfkeil) aufgesetzt. Um Energieverluste beim Aufheizvorgang zu vermeiden werden alle Löcher im Ofen mit Alsitra Silikatmatten ausgestopft und der voreingestellte Aufheizvorgang gestartet.

Nachdem die gewünschte Temperaturstufe drei Stunden gehalten wurde, wird die eigentliche Prüfung gestartet. Dazu werden zunächst die Silikatmatten wieder entfernt um ein Verfälschen der Prüfergebnisse (Reibung Stahlstange/Silikatmatte) zu vermeiden. Anschließend wird die Tastspitze der Wegaufnehmer an die Enden der Stahlstangen geführt und mittels der Magnet-Halterung kraftschlüssig mit dem Hilfsgestell verbunden. Als nächstes wird die Traverse mit der Kraftmessdose bis zum Keil abgesenkt, sodass der modifizierte Prüfkeil gerade gehalten wird. Nach dem Einrichten der Probe kann die Halterung der Probekörper entfernt werden. Die Messgeräte werden auf Ausgangsposition gesetzt und die Vorschubgeschwindigkeit des Keiles in der Software eingestellt. Schließlich wird durch die Verschiebung der Kraftmessdose mit konstanter Geschwindigkeit die Vertikalkraft auf den Keil aufgebracht und soweit erhöht bis die Probe bricht.

5.4 Probenpräparation

5.4.1 Zusammensetzung der Betone

Die Grundlage für die experimentellen Untersuchungen bilden zwei verschiedene Betonmischungen unter Verwendung von Quarzsand und Quarzmehl als Zuschlag. Die Mischungen der Vorversuche haben einen Mikrosilikatanteil von ca. 20 % der Zementmasse bzw. von ca. 5,3 % der Gesamtmasse und führen im Weiteren zu einem Wasser/Bindemittel-Wert von 0,27. Die einzelnen Bestandteile der Mischung für die Hauptversuche sind in Abbildung 5.23 dargestellt. Der Mikrosilikatanteil der Mischungen der Hauptversuche beträgt ca. 25 % der Zementmasse bzw. ca. 7,4 % der Gesamtmasse. Der Mikrosilikatanteil und der Zementanteil führen im Weiteren zu einem Wasser/Bindemittel-Wert von 0,22.

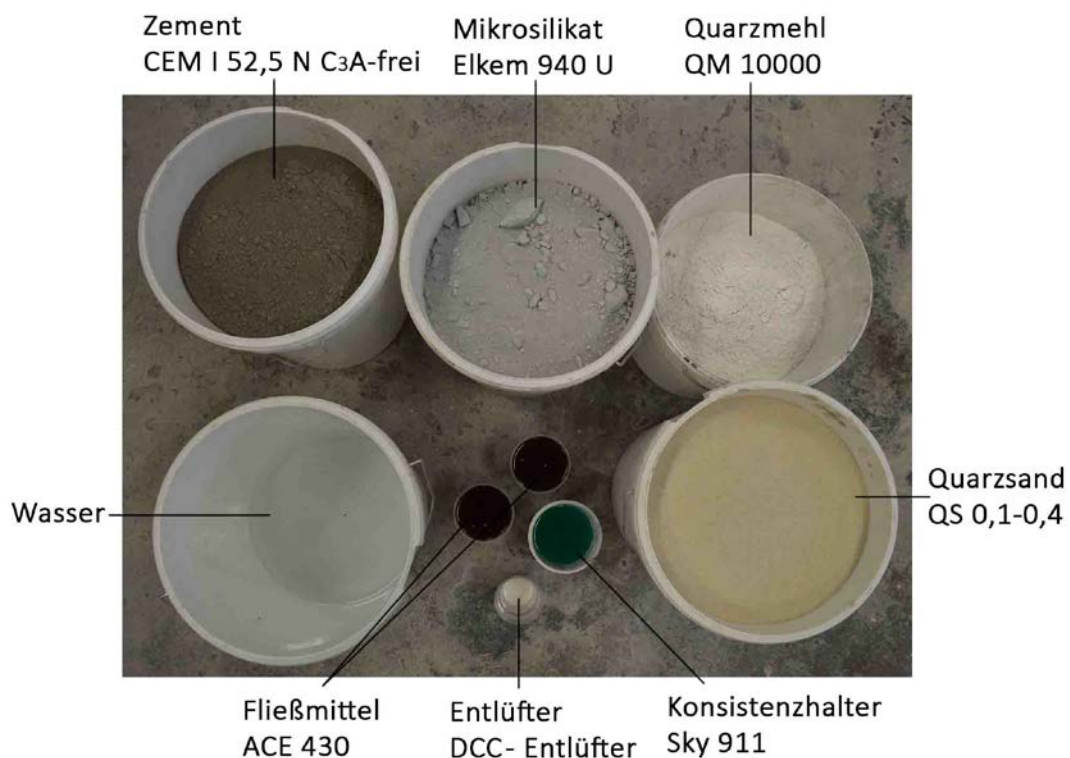


Abbildung 5.23: Dem Mischungsentwurf der Hauptversuche zugrundeliegende Bestandteile

Für beide Mischungen wurden Tricalciumaluminat (C_3A) freie Zemente verwendet. Der Vorteil der C_3A freien Zemente ist der geringere Wasser- und Fließmittelanspruch, aufgrund des niedrigeren Gehaltes an Sulfatträgern. Zudem wird die Ettringitbildung deutlich verringert (siehe Kapitel 2.2.1 Zement). Zwei Mischungsentwürfe jeweils einen für die Vorversuche und einen für die Hauptversuche sind in der Tabelle 5.8 und Tabelle 5.9 dargestellt.

Tabelle 5.8: Exemplarische Mischungsberechnung für die Vorversuche

Neue Mischungsberechnung für UHPC V2015-01-29							
durchgeführt von:	Ingo Peneder		Ort:	Labor 1030, Adolf-Blamauergasse 1-3		Datum:	
Zweck:	Keilspaltversuche - Vorversuche						
◊ Grau hinterlegte Felder müssen eingetragen werden ◊							
Anforderungen				Kennwerte			
W/Z-Wert	0,32		W/B-Wert (C+Zus.reaktiv)	0,27		Fließmittel [M% v. F]	2,94
Sand trocken [dm³/m³]	400,00		W/Fv-Wert	0,53		Relativdichte rechnerisch	0,849
Luftgehalt (angenommen) [V.%]	2,00					Fließmittel [V% v. Fv]	7,67
Matrix							
	Bezeichnung	Anteile [M. 1]	Anteile [V. 1]	Masse [kg]	Rohdichte [kg/dm³]	Stoffraum [dm³]	Festanteil [M.%]
Fließmittel	ACE 430	5,00	4,59	30,96	1,09	28,41	30,00
Konsistenzhalter	Sky 911	3,00	2,88	18,58	1,04	17,86	20,40
Schwindreduktionsmittel	Rheomac 895	1,00	0,99	6,19	1,01	6,13	0,00
Festanteil Zusatzmittel		2,11	1,58	13,08	1,33	9,81	
Wasser inkl. Flüssiganteile	Flüssigkeiten	32,00	32,00	198,16	1,00	198,16	
Zement	Cem I 42,5 N C3A-frei	100,00	32,26	619,26	3,10	199,76	
Zusatzstoff 1 reaktiv/Mikrosilikat	Elkem 940 U	20,00	8,70	123,85	2,30	53,85	
Zusatzstoff 4 inert/Quarzmehl	QM 10000	50,00	18,87	309,63	2,65	116,84	
		204,11	93,41	1263,98	2,19	578,42	
Zuschläge							
	Bezeichnung	Anteil [%]	Trocken-M. [kg]	Rohdichte tr [kg/dm³]	Stoffraum tr [dm³]	Wassergehalt [M.%]	Feucht-M. [kg/m³]
Quarzsand 1	QS 0,1-0,4	40	424	2,65	160	0	424,00
Quarzsand 2	QS 1-1,6	60	636	2,65	240	0	636,00
***		100	1060,00	2,65	400,00	0,00	1060,00
Fasern							
	Bezeichnung	Anteil [M.%]	Zugabe [kg/m³]	Rohdichte [kg/dm³]	Stoffraum [dm³]		
Glasfasern	Glasfasern	100,00	4,50	2,85	1,58		
		100,00	4,50	2,85	1,58		
Stoffraum							
	Anteil [V.%]	Anteil [M.%]	Masse [kg]	Rohdichte [kg/dm³]	Stoffraum [dm³]		
Luft	2,00	0,00	0,00	0,00	20,00		
Matrix	57,84	54,28	1263,98	2,19	578,42		
Zuschläge	40,00	45,52	1060,00	2,65	400,00		
Fasern	0,16	0,19	4,50	2,85	1,58		
	Frischbetonrohddichte		2328,48	4,835	1000,00		
	Wasserzugabe gesamt [l/m³]:		155,57				
Mischung							
Bestandteile der Mischung	Anteil [M.%]	Masse [kg]	Volumen der Mischung	30,000 dm³	V Kontrolle		
Volumen der Mischung = 1 m³			Bezeichnung	Einwaage			
Quarzsand 1	18,21	424,00	Wasser	4667,1 g	30000		
Quarzsand 2	27,31	636,00	ACE 430	928,9 g	4667,09		
Quarzmehl	13,30	309,63	Sky 911	557,3 g	852,19		
Glasfasern	0,19	4,50	Rheomac 895	185,8 g	535,90		
Zement	26,59	619,26	DCC-Entlüfter	30,0 g	183,94		
Mikrosilikat	5,32	123,85	Cem I 42,5 N C3A-frei	18577,8 g	Stoffraum nicht berücksichtigt		
Wasser	6,68	155,57	Elkem 940 U	3715,6 g	5992,83		
Fließmittel	1,33	30,96	QM 10000	9288,9 g	1615,46		
Konsistenzhalter	0,80	18,58	QS 0,1-0,4	12720,0 g	3505,24		
Schwindreduktionsmittel	0,27	6,19	QS 1-1,6	19080,0 g	4800,00		
Summe	100,00	2328,48	Glasfasern	135,0 g	7200,00		
					47,37		
Nachbehandlung:							
nach 24 h Ausschalen							
48 h Wasserbadlagerung bei 90°C							
Luftlagerung bis zur Prüfung							

Bestandteile der Mischung

Bestandteil	Anteil [M.%]
Quarzsand 1	18,21
Quarzsand 2	27,31
Quarzmehl	13,30
Glasfasern	0,19
Zement	26,59
Mikrosilikat	5,32
Wasser	6,68
Fließmittel	1,33
Konsistenzhalter	0,80
Schwindreduktionsmittel	0,27

Tabelle 5.9: Exemplarische Mischungsberechnung für die Hauptversuche

Neue Mischungsberechnung für UHPC										
durchgeführt von:	Ingo Peneder			Ort: Labor 1030, Adolf-Blamauergasse 1-3			Datum:			
Zweck:	Keilspaltversuche - Hauptversuche									
◇ Grau hinterlegte Felder müssen eingetragen werden ◇										
Anforderungen					Kennwerte					
W/Z-Wert	0,28			W/B-Wert (C+Zus.reaktiv)	0,22		Fließmittel [M% v. F]	2,57		
Sand trocken [dm³/m³]	350,00			W/Fv-Wert	0,45		Relativedichte rechnerisch	0,853		
Luftgehalt (angenommen) [V.%]	2,00						Fließmittel [V% v. Fv]	6,66		
Matrix										
	Bezeichnung	Anteile [M. 1]	Anteile [V. 1]	Masse [kg]	Rohdichte [kg/dm³]	Stoffraum [dm³]	Festanteil [M.%]	Flüssiganteil [l]		
Fließmittel	ACE 430	4,50	4,13	31,05	1,09	28,49	30,00	21,73		
Konsistenzhalter	Sky 911	2,00	1,92	13,80	1,04	13,27	20,40	10,98		
Festanteil Zusatzmittel		1,76	1,31	12,13	1,34	9,04		32,72		
Wasser inkl. Flüssiganteile	Flüssigkeiten	28,00	28,00	193,20	1,00	193,20				
Zement	Cem I 52,5 N C3A-frei	100,00	32,26	689,99	3,10	222,58				
Zusatzstoff 1 reaktiv/Mikrosilikat	Elkem 940 U	25,00	10,87	172,50	2,30	75,00				
Zusatzstoff 2 inert/Quarzmehl	QM 10000	50,00	18,87	345,00	2,65	130,19				
		204,76	91,31	1412,82	2,24	630,00				
Zuschläge										
	Bezeichnung	Anteil [%]	Trocken-M. [kg]	Rohdichte tr [kg/dm³]	Stoffraum tr [dm³]	Wassergehalt [M. %] [l]		Feucht-M. [kg/m³]		
Quarzsand	QS 0,1-0,4	100	927,5	2,65	350	0		927,50		
***		100	927,50	2,65	350,00	0,00		927,50		
Stoffraum										
	Anteil [V. %]	Anteil [M. %]	Masse [kg]	Rohdichte [kg/dm³]	Stoffraum [dm³]					
Luft	2,00	0,00	0,00	0,00	20,00					
Matrix	63,00	60,37	1412,82	2,24	630,00					
Zuschläge	35,00	39,63	927,50	2,65	350,00					
Frischbetonrohddichte kg/m³			2340,32	4,893	1000,00					
Wassergabe gesamt [l/m³]:			160,48							
Mischung										
Bestandteile der Mischung	Anteil [M. %]	Masse [kg]	Volumen der Mischung		25,000 dm³	V Kontrolle				
Volumen der Mischung = 1 m³			Bezeichnung	Einwaage		25000				
Qarzsand	39,63	927,50	Wasser	4012,0 g		4011,97				
Quarzmehl	14,74	345,00	ACE 430	776,2 g		712,15				
Zement	29,48	689,99	Sky 911	345,0 g		331,73				
Mikrosilikat	7,37	172,50	DCC-Entlüfter	25,0 g		Stoffraum nicht berücksichtigt				
Wasser	6,86	160,48	Cem I 52,5 N C3A-frei	17249,9 g		5564,47				
Fließmittel	1,33	31,05	Elkem 940 U	4312,5 g		1874,99				
Konsistenzhalter	0,59	13,80	QM 10000	8624,9 g		3254,69				
Summe	100	2340,32	QS 0,1-0,4	23187,5 g		8750,00				
Nachbehandlung:										
nach 24 h Ausschalen										
48 h Wasserbadlagerung bei 90 °C										
Luftlagerung bis zur Prüfung										

Bestandteile der Mischung

Bestandteil	Anteil [M. %]
Quarzsand	39,63
Quarzmehl	14,74
Zement	29,48
Mikrosilikat	7,37
Wasser	6,86
Fließmittel	1,33
Konsistenzhalter	0,59

5.4.2 Mischvorgang und Lagerung der Probekörper

Zur Herstellung der ultrahochfesten Betone wurde ein Mischer der *Firma Eirich* Modelltyp R08/W, Baujahr 2005, mit einem Fassungsvermögen von 75 Litern verwendet. Die Mischgutgeschwindigkeit betrug während aller Mischphasen ca. 8,2 m/s.

Bei den Vorversuchen wurden die bereits fertig gemischten festen Bestandteile nochmals vier Minuten durchgemischt. Anschließend wurde das Fließmittel, der Konsistenzhalter und der Entlüfter im Wasser suspensiert und in die bisher trockene Mischung, während des Mischvorganges innerhalb von 30 Sekunden, eingebracht. Ein weiteres vier Minuten langes Durchmischen führte schließlich zu einer sehr homogenen und gut verarbeitbaren Konsistenz des Frischbetons. Die Homogenität wurde dabei augenscheinlich durch die gleichmäßige Farbe der Mischung beurteilt.

Für den Mischvorgang der Hauptversuche wurden zunächst die trockenen Bestandteile (Zement, Quarzsand, Quarzmehl, Mikrosilikat) im Mischer zehn Minuten lang homogenisiert. Die chemischen flüssigen Bestandteile (Fließmittel, Konsistenzhalter, Entlüfter) wurden im Wasser suspensiert und innerhalb von 30 Sekunden bei rotierendem Mischer hinzugegeben. Nach weiterem vier Minuten nachmischen war eine homogene, plastische Konsistenz erreicht und der Mischvorgang beendet. Die Mischreihenfolge der Hauptversuche ist in Tabelle 5.10 erläutert.

Tabelle 5.10: Mischreihenfolge der Hauptversuche

Schritte	Mischvorgang	Benötigte Zeit [min]
1.	Abwägen aller Betonkomponenten	45
2.	Pulverförmige, trockene Bestandteile in den Mischer schütten	5
3.	Mischen, bis Masse homogenisiert ist	10
4.	Chemische Bestandteile (Fließmitteln, Konsistenzhalter und Entlüfter) im Wasser suspensieren, zeitgleich mit Schritt 3	10
5.	Hinzugeben der chemischen Bestandteile bei rotierendem Mischer	0,5
6.	Nachmischen, bis eine homogene, plastische Konsistenz erreicht ist; augenscheinlich durch gleichmäßige Farbe der Mischung beurteilt	4
7.	Frischbeton in die Schalungen einbringen	10

Nach Beendigung des Mischvorganges wurde der Frischbeton, in die in Abbildung 5.24 ersichtlichen drei Schalungen eingebracht. Um das Ausschalen zu erleichtern wurden zuvor die Schalungen mit Schalöl dünn bestrichen.

Schalung für E-Modul Prüfung
Prismen mit 40x40x160 mm

Schalung für Druckfestigkeitsprüfung
Würfel mit 100x100x100 mm



Schalungen für die Keilspaltversuche



Abbildung 5.24: Schalungen der Versuche

Die Ermittlung der Druckfestigkeit erfolgt an Würfeln mit den Abmessungen 100 x 100 x 100 mm. Die statische E-Modul Prüfung wird an Prismen mit den Abmessungen 40 x 40 x 160 mm durchgeführt. Die Abmessungen der Prüfkörper für die Keilspaltmethode wird in Kapitel 5.4.3 Probenkörperform der Keilspaltversuche erläutert.

Nach dem Befüllen der Schalungen mit Frischbeton wurden die Formen mit einer Kelle abgezogen und durch das Abdecken mit einer handelsüblichen Polyethylen-Folie vor Austrocknung geschützt. Die Probekörper werden nach etwa 24 Stunden ausgeschalt und anschließend 48 Stunden im Wasserbad bei 90 °C gelagert. Zusätzlich zu den 48 Stunden waren 6 Stunden Vorlaufzeit erforderlich um die Temperatur von 90 °C zu erreichen. Eine

Beschreibung der hydrothermalen Nachbehandlungsmethode kann im Kapitel 2.2.3 Nachbehandlung nachgelesen werden. Anschließend wurden die Prüfkörper bis zum Prüftermin unter Raumtemperatur gelagert.

5.4.3 Probenkörperform der Keilspaltversuche

Die 52 cm langen Schalungen der Keilspaltversuche haben mittig einen Polyethylen-Keil verschraubt. Durch den Polyethylen-Keil kann die Nut, in der die Lasteinleitungsrichtung gesetzt wird und die Kerbe schon beim Gießen der Betonproben ausgespart werden. Durch die Starterkerbe wird dem entstehenden Riss ein definierter Ausgangspunkt gegeben. Dies macht die Überwachung und die nachträgliche Auswertung des Versuches sowohl einfacher, als auch genauer.

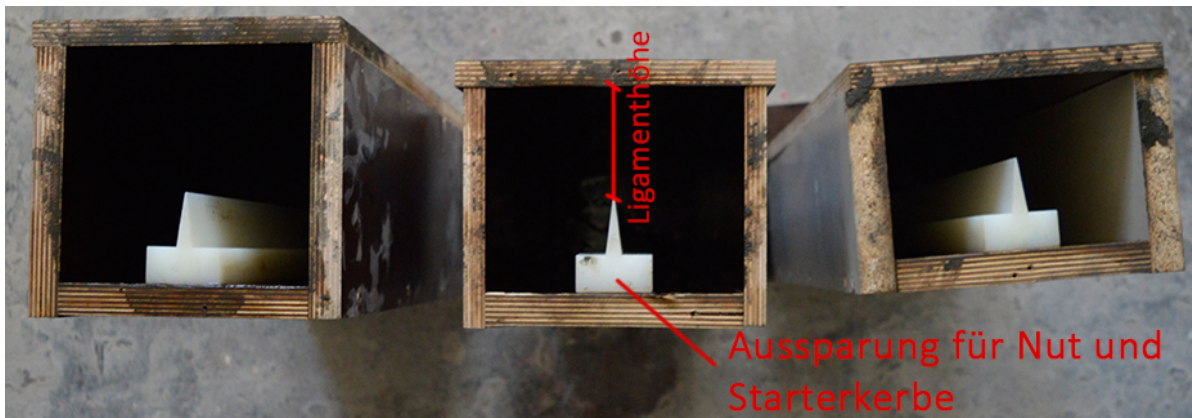


Abbildung 5.25: Schalungen der Probekörper des Keilspaltversuches

Die Befüllung der Schalungen mit Frischbeton erfolgt, wie in Abbildung 5.25 dargestellt, stehend. Bei liegend betonierten Schalungen kann die abgezogene Betonfläche Unebenheiten aufweisen und so muss die Aufstandsfläche des Probekörpers auf dem Linienauflager nachträglich glatt geschliffen werden. Bei stehend betonierten Schalungen ergibt sich dieser Nachteil nicht. Aus jeder ca. 52 cm langen Schalung werden mit dem Nassägeverfahren fünf Probekörper mit einer Länge von ca. 10 cm (Ligamentbreite) herausgeschnitten. Die Genauigkeit beim Herausschneiden der Versuchsproben ist aufgrund des verwendeten Schneidverfahrens ca. ± 2 mm. Die Abmessungen der Prüfkörper für die Vorversuche (Einheit mm) sind in Abbildung 5.26 dargestellt.

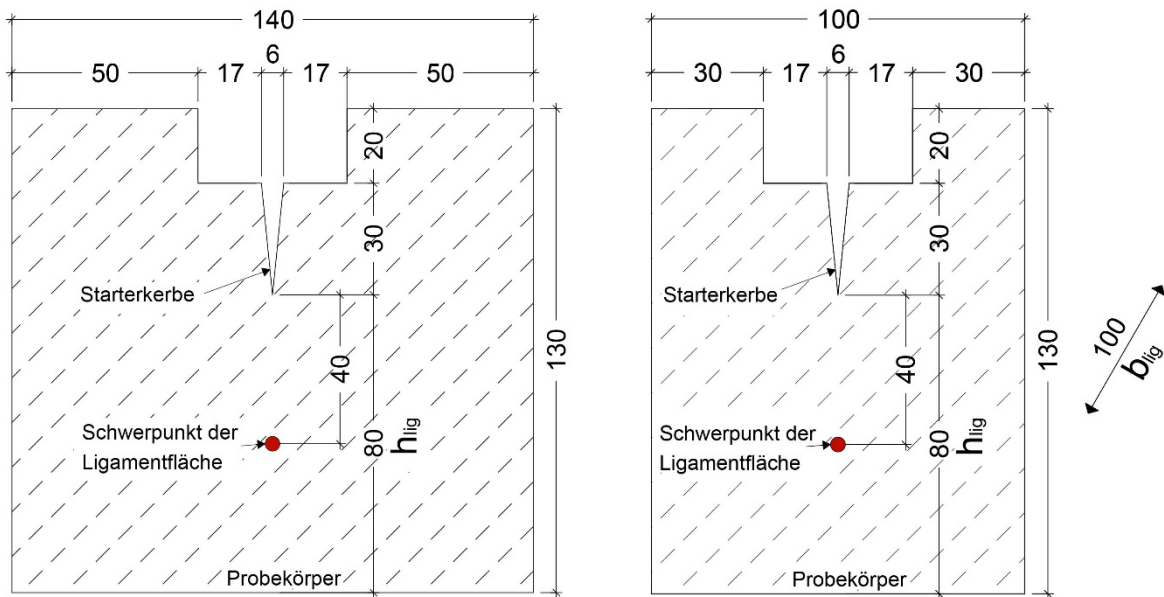


Abbildung 5.26: Skizze: Abmessungen der Versuchskörper für die Vorversuche in [mm]

Bei den Hauptversuchen wurde zunächst der „size effect“ untersucht. Dazu wurden Probekörper mit unterschiedlichen Ligamenthöhen, aber sonst gleichen Abmessungen hergestellt. Die damit geometrisch ähnlichen Proben wurden, wie bei den Vorversuchen, aus der 52 cm langen Schalung mit dem Nasssägverfahren zu 10 cm langen (Ligamentbreite b_{lig}) Proben herausgeschnitten. Die Proben haben eine Breite von 14 cm. Die Prüfserien unterscheiden sich in der Ligamenthöhe h_{lig} , welche 2, 4, 6, 8, 10 und 12 cm beträgt. In Abbildung 6.2 sind die Abmessungen der Probekörper für die Hauptversuche dargestellt.

5.5 Vorversuche

Die Vorversuche dienten dazu den Keilspaltversuch an die modifizierte Prüfvorrichtung für den Temperaturbereich anzupassen und gegebenenfalls abzuändern. Für den UHPC der Vorversuche wurde zuerst die Druckfestigkeit und der statische E-Modul bestimmt. Anschließend erfolgt die Verifikation der Prüfvorrichtung für die Keilspaltmethode.

5.5.1 Druckfestigkeitsprüfung

Die Messung der Druckfestigkeit erfolgte am 100 x 100 x 100 mm Würfeln, mit der im Labor zur Verfügung stehenden Prüfmaschine der *Firma TONI Technik*, Modell 2040, Baujahr 1997, mit einer maximalen Prüfkraft von 3000 kN. (siehe Abbildung 5.27). Diese Maschine wurde auch zur Bestimmung des statischen E-Modules verwendet. Die Druckversuche erfolgen durch das programmgesteuerte Zusammendrücken des zentrisch in der Prüfmaschine situierten Würfels von zwei Druckplatten. Die obere Druckplatte ist dabei unverschieblich angeordnet und die untere wird hydraulisch bewegt. Die Prüfung erfolgt kraftgesteuert mit einer Prüfgeschwindigkeit von 3 MPa/s. Die Druckfestigkeit wurde mittels Formel 5.5 [93] berechnet und schließlich als Mittelwert von sechs Prüfungen bestimmt. Die Druckfestigkeit ist nach *ÖNORM EN 12390-3* [93] mit einer Genauigkeit von 0,1 N/mm² anzugeben.

$$f_c = \frac{F}{A_c}$$

Formel 5.5: Berechnung der Druckfestigkeit

Dabei ist:

f_c Druckfestigkeit [N/mm²]

F Höchstlast beim Bruch [N]

A_c Fläche des Probequerschnitts vor der Belastung [mm²]

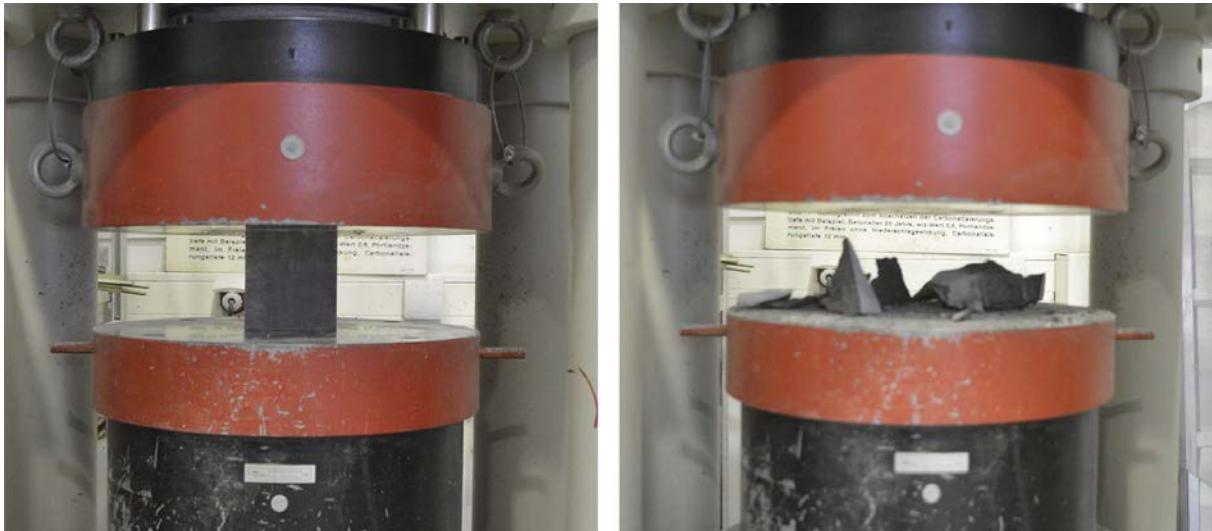


Abbildung 5.27: Probekörper Vor- und Nach- Druckprüfung

Generell ist zu sagen, dass die erwartete Druckfestigkeit von ca. 150 N/mm^2 bei dieser Mischung übertroffen wurde. Mittels Messeinrichtung der Prüfmaschine wurden die Ergebnisse in Form folgender Protokolle (siehe Tabelle 5.11 und Tabelle 5.12) festgehalten.

Tabelle 5.11: Ergebnisse der Würfeldruckfestigkeit der Vorversuche

Proben- Nummer	Abmessungen		QS-Fläche	Druckkraft	Druckfestigkeit
	Breite	Dicke	A	F _{max}	σ _{max}
	[mm]	[mm]	[mm ²]	[kN]	[N/mm ²]
1	100,1	100,1	10020,01	1653,84	165,05
2	99,96	100	9996,00	1670,84	167,15
3	99,16	100	9916,00	1686,48	170,08
4	100,1	100,1	10020,01	1762,25	175,87
5	98,62	100,3	9891,59	1663,44	168,17
6	100,1	100,3	10040,03	1722,83	171,60

Tabelle 5.12: Statistik der Würfeldruckfestigkeit der Vorversuche

Mittelwert der Druckkraft	Standardabweichung der Druckkraft	Mittelwert der Druckfestigkeit	Standardabweichung der Druckfestigkeit
[kN]	[kN]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
1693,28	41,54	169,65	3,80

Die Druckfestigkeit schwankt mit einer sehr geringen Standardabweichung von $3,8 \text{ N/mm}^2$ um den Mittelwert von $169,7 \text{ N/mm}^2$. Der Probekörper im einaxialen Druckversuch versagte bei einer Betonstauchung von ca. 5 ‰. Durch die hohe Festigkeit wird sehr viel Energie im Probekörper gespeichert, was dazu führte, dass er nach einer nahezu ideal elastischen

Verformung explosionsartig versagte. In Abbildung 5.27 ist ein Probekörper vor und nach der Drückprüfung dargestellt. Durch die Zugabe von Fasern kann bei einer Druckbeanspruchung ein duktiler Nachbruchverhalten erreicht werden. Die Druckfestigkeit wird jedoch durch die Fasern nur bedingt erhöht [10]. Abbildung 5.28 zeigt ein Kraft-Wegdiagramm eines durchgeführten Würfeldruckversuches.

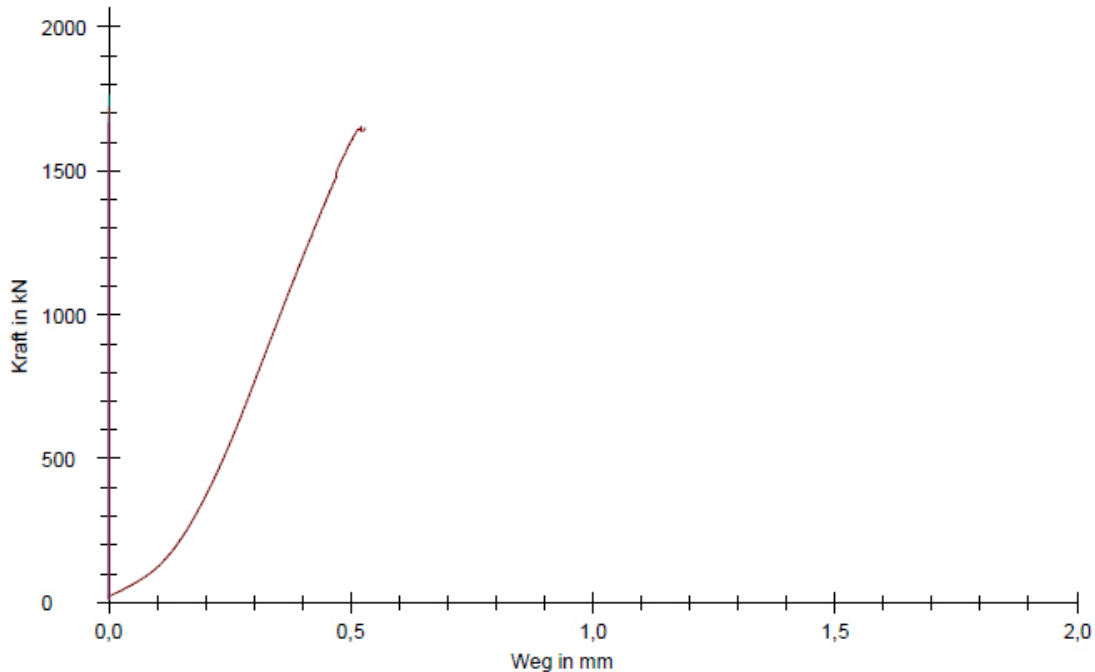


Abbildung 5.28: Kraft-Wegdiagramm eines Druckfestigkeitsversuches (Vorversuch)

5.5.2 Statische E-Modul Prüfung

Die Bestimmung des statischen Elastizitätsmoduls erfolgte in Anlehnung an *ÖNORM B 3303* [24]. Die Messung erfolgte an den im Kapitel 5.4.2 Mischvorgang und Lagerung der Probekörper erläuterten Prismen mit den Abmessungen 40 x 40 x 160 mm (siehe Abbildung 5.29.). Der E-Modul ergibt sich als Quotient der Spannungsdifferenz und der Dehnungsdifferenz zwischen einer Vorlast $\sigma_b = 0,1 \cdot \sigma_a$ und einer Oberlast σ_a (von ca. ein Drittel der Druckfestigkeit) gemäß Formel 5.6. Weichen die an den Messstrecken ermittelten Dehnungen um mehr als $\pm 20\%$ vom gemeinsamen Mittel ab, so ist die Probe neu einzurichten und die Prüfung zu wiederholen. Gelingt es auch dann nicht die Abweichungen der Dehnungs-Einzelwerte vom Mittelwert unter 20 % zu senken, so ist die Probe zu verwerfen.

Bei der Belastung des Probekörpers wird die Querdehnung durch die entstehende Reibung zwischen Maschine und Probekörper behindert. Bei zunehmender Größe des Probekörpers kann sich der mittlere Bereich des Prüfkörpers unbehindert verformen. In diesem Bereich werden bei der E-Modul Prüfung die Dehnmessgeräte angeordnet, sodass die Längsdehnungen nicht behindert werden.

$$E = \frac{\Delta\sigma}{\Delta\varepsilon} = \frac{\sigma_a - \sigma_b}{\varepsilon_a - \varepsilon_b}$$

Formel 5.6: Berechnung des statischen E-Moduls

Dabei ist:

- E statischer Elastizitätsmodul [kN/mm²], auf 0,5 [kN/mm²] genau runden
- $\Delta\sigma$ Spannungsdifferenz zwischen Vorlast und Oberlast [kN/mm²]
- $\Delta\varepsilon$ Dehnungsdifferenz zwischen Vorlast und Oberlast [kN/mm²]
- σ_a Oberlast [N/mm²], im durchgeführten Versuch $\sigma_a = 60$ [N/mm²]
- σ_b Vorlast [N/mm²], im durchgeführten Versuch $\sigma_b = 6$ [N/mm²]
- ε_a mittlere Dehnung unter σ_a [-]
- ε_b mittlere Dehnung unter σ_b [-]

In der *ÖNORM B 3303* [24] sind drei Vorlastzyklen vorgesehen, bevor die eigentliche Messung des E-Moduls im vierten Belastungszyklus erfolgt. Da die Belastungsgeschwindigkeit sowie die Haltezeit der Vor- und Oberlast während der Zyklen für Normalbeton abgestimmt sind, wurden sie für den UHPC modifiziert. Dabei wurden höhere Belastungsgeschwindigkeiten und kürzere Haltezeiten als bei Normalbeton gewählt. Die zyklische Belastung wurde kraftgeregelt mit einer Laststeigerung von 1 MPa/s aufgebracht. Die Haltezeit betrug vor jedem Belastungs- und Entlastungszyklus 30 Sekunden. Die Vorlast betrug 6 N/mm² und die Oberlast 60 N/mm². Innerhalb dieser Lasten wurde, während der 30 Sekunden Haltezeit, die Dehnung mit einem Setzdehnungsaufnehmer (80 mm Messlänge) gemessen. Aus den mittleren Dehnungen der Vor- und Oberlast in der Haltezeit wurde schließlich der E-Modul berechnet (siehe Formel 5.6).

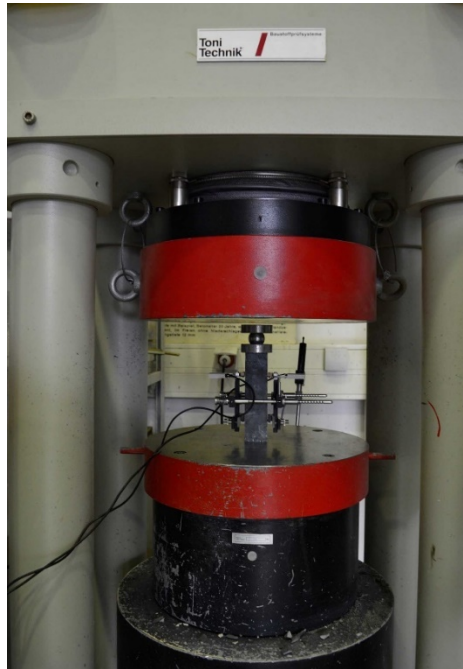


Abbildung 5.29: Messung des E-Moduls, zentrisch eingebautes Prisma mit Ansatz-Wegaufnehmer in der Druckprüfmaschine der Firma TONI Technik (Modell 2040)

Mittels Messeinrichtung der Prüfmaschine wurden die Ergebnisse in Form folgender Protokolle (siehe Tabelle 5.13 und Tabelle 5.14) festgehalten.

Tabelle 5.13: Ergebnisse der E-Modul Prüfung der Vorversuche

Proben- Nummer	Abmessungen		QS- Fläche	Vorlast	Oberlast	Dehnung Vorlast	Dehnung Oberlast	E-Modul
	Breite	Dicke	A	σ_b	σ_a	ϵ_b	ϵ_a	E
	[mm]	[mm]	[mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[-]	[-]	[N/mm ²]
1	40,5	40,44	1638	6,39	60,04	0,0000752	0,0010356	55862
2	40,5	40,44	1638	6,36	60,07	0,0000876	0,0010345	56724
3	40,19	40,03	1609	6,40	60,01	0,0001083	0,0010549	56635
4	40,19	40,03	1609	6,26	60,05	0,0000768	0,0010247	56751

Tabelle 5.14: Statistik der E-Modul Prüfung der Vorversuche

Mittelwert des E-Moduls [N/mm ²]	Standardabweichung des E-Moduls [N/mm ²]
56493	424

Entsprechend ÖNORM B 3303 [24] ist der E-Modul auf 0,5 kN/mm² genau zu runden. Für die weiteren Versuche der Keilspaltmethode wird daher ein E-Modul von $E = 56500 \text{ N/mm}^2$ verwendet.

5.5.3 Ergebnisse der Keilspaltversuche

Das Voruntersuchungsprogramm umfasste jeweils acht Probekörper mit einer Breite von 10 und 14 cm für den Versuchsaufbau unter Raumtemperatur, sowie 19 Probekörper um die modifizierte Prüfvorrichtung für die Temperaturversuche zu verifizieren. Insgesamt wurden damit 35 Vorversuche durchgeführt. Die Reduktion der Breite auf 10 cm diente dazu um eine etwaige Abhängigkeit der Werkstoffeigenschaften von der Probengeometrie aufzuzeigen. Die Ligamenthöhe von 8 cm, sowie die Tiefe der Versuchskörper (Ligamentbreite) von 10 cm wurden dabei jedoch nicht variiert. Alle Probekörper wurden aus den 52 cm langen Schalungen am nächsten Tag hergestellt und mit dem Nasssägeverfahren auf 10 cm Länge geschnitten. Aufgrund des Schneidverfahrens kommt es zu einer Abweichung der Länge von ± 2 mm. Die angewendete Nachbehandlung aller Versuchsproben unterscheidet sich nicht (siehe Kapitel 5.4 Probenpräparation). Abbildung 5.26 zeigt die Abmessungen der Versuchsproben der Keilspaltmethode für die Vorversuche.

Alle Versuchsproben wurden zur Auswertung durchnummeriert. Zunächst werden die Ergebnisse der jeweils acht Proben mit der Breite von 10 und 14 cm erläutert und anschließend die Ergebnisse zur Verifikation der Prüfvorrichtung. Die Vorschubgeschwindigkeit des Prüfkeiles betrug bei allen Versuchen 1 mm/min. Für die Auswertung der charakteristischen Länge wird ein E-Modul von $E = 56500 \text{ N/mm}^2$ verwendet.

Keilspaltversuche mit Versuchsaufbau im kalten Zustand (Raumtemperatur 20 - 22 °C)

Die Versuchsdurchführung unter Raumtemperatur erfolgt dabei nach der im Kapitel 5.3.1 Versuchsdurchführung im kalten Zustand beschriebenen Methode. Bei einigen Versuchen kam es zum Ausfall eines Wegaufnehmers und damit zu fehlerhaften Datensätzen. Folgende Probekörper wiesen untypische Werte der spezifischen Bruchenergie bzw. fehlerhafte Datensätze auf und wurden daher in der Auswertung nicht berücksichtigt:

- Probekörpernummer V2 und V6 der 14 cm breiten Proben
- Probekörpernummer V4 und V5 der 10 cm breiten Proben

Abweichungen der spezifischen Bruchenergie können aus herstellungsbedingten Werkstoffinhomogenitäten oder aus der Ungenauigkeit bei der Versuchsdurchführung resultieren. Abbildung 5.30. zeigt die Werte der spezifischen Bruchenergie G_f der uniaxialen

Keilspaltversuche der 14 cm breiten Proben. Die Probekörpernummern dieser Abbildung sind dabei nach der Größe der spezifischen Bruchenergie sortiert. Der Mittelwert dieser Versuchsreihe beträgt ca. 102,7 N/m mit einer Standardabweichung von ca. 11,1 N/m.

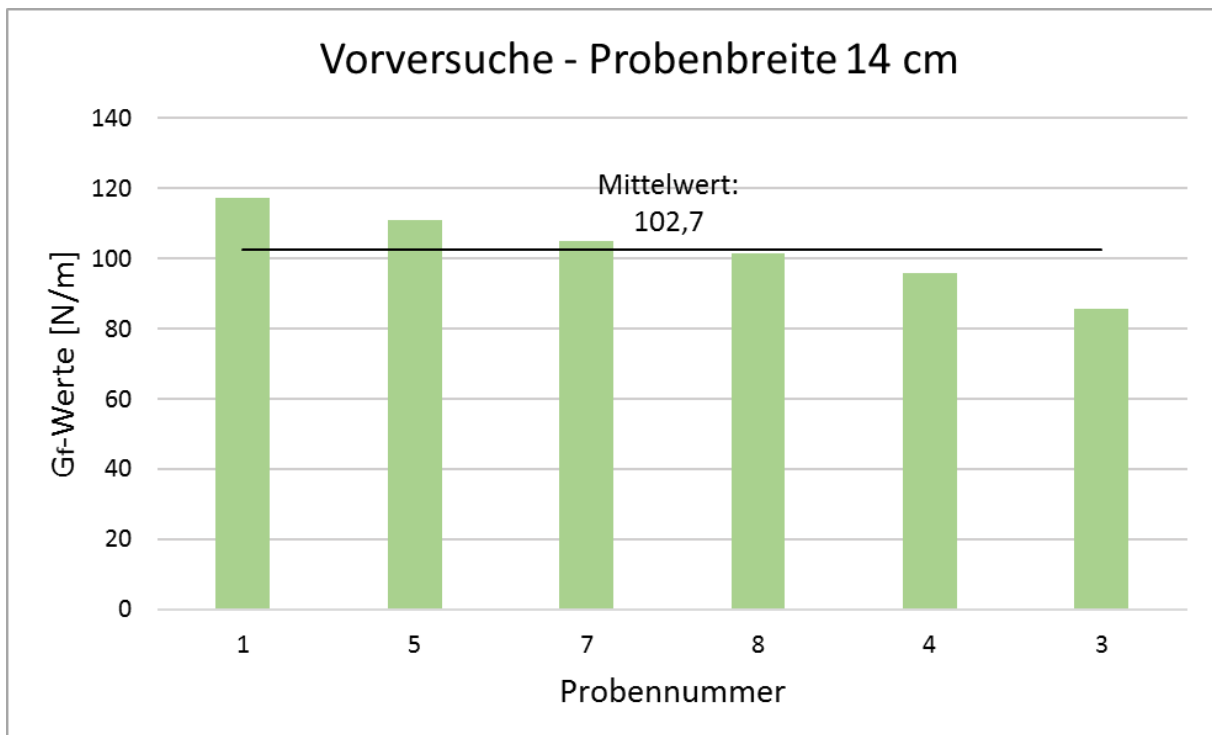


Abbildung 5.30: Gf-Werte der Versuche mit 14 cm Probenbreite

Bei der Versuchsreihe mit 14 cm Probenbreite wurde auch die Vertikalkraft-Kolbenverschiebungskurve aufgezeichnet und ausgewertet. Die daraus ermittelte spezifische Bruchenergie (G_f -Mittelwert = 115,3 N/m) ist bei allen Versuchen größer, als jene aus der Spaltkraft-Rissöffnungskurve (in Abbildung 5.30 dargestellt). Dies liegt daran, dass die Kolbenverschiebung neben der Probekörperverformung auch die bleibenden Verformungen der Stahlteile beinhaltet. Die Lasteinleitungsvorrichtungen verschieben sich während der Belastung in die kräftemäßig günstigste Lage. Für die Ermittlung der Bruchenergie erweist es sich daher als günstig eine Verformungsgröße zu verwenden, die auf dem Probekörper gemessen wird [71].

Abbildung 5.31 zeigt die spezifische Bruchenergie der 10 cm breiten Proben mit einem Mittelwert von ca. 107,5 N/m. Die Standardabweichung der G_f -Werte beträgt ca. 13,2 N/m. Es zeigt sich, dass die G_f -Werte der 10 cm breiten Versuchsproben im Mittelwert geringfügig höher sind als jene mit 14 cm Probenbreite (G_f -Mittelwert = 102,7 N/m). Diese geringfügige

Abweichung liegt jedoch noch im statistischen Streubereich der Versuchskörper. In Abbildung 5.32 sind die Kraft-Rissöffnungsdiagramme repräsentativer Probekörper der Breite von 10 und 14 cm dargestellt.

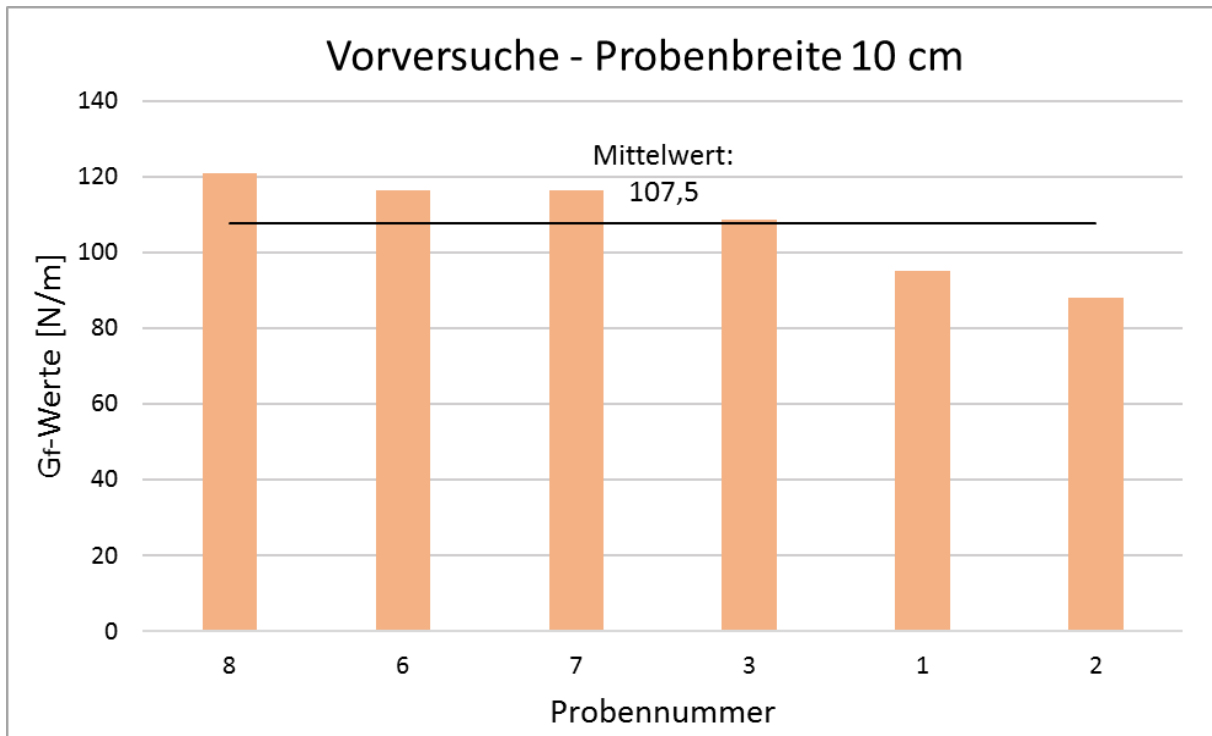


Abbildung 5.31: Gr-Werte der Versuche mit 10 cm Probenbreite

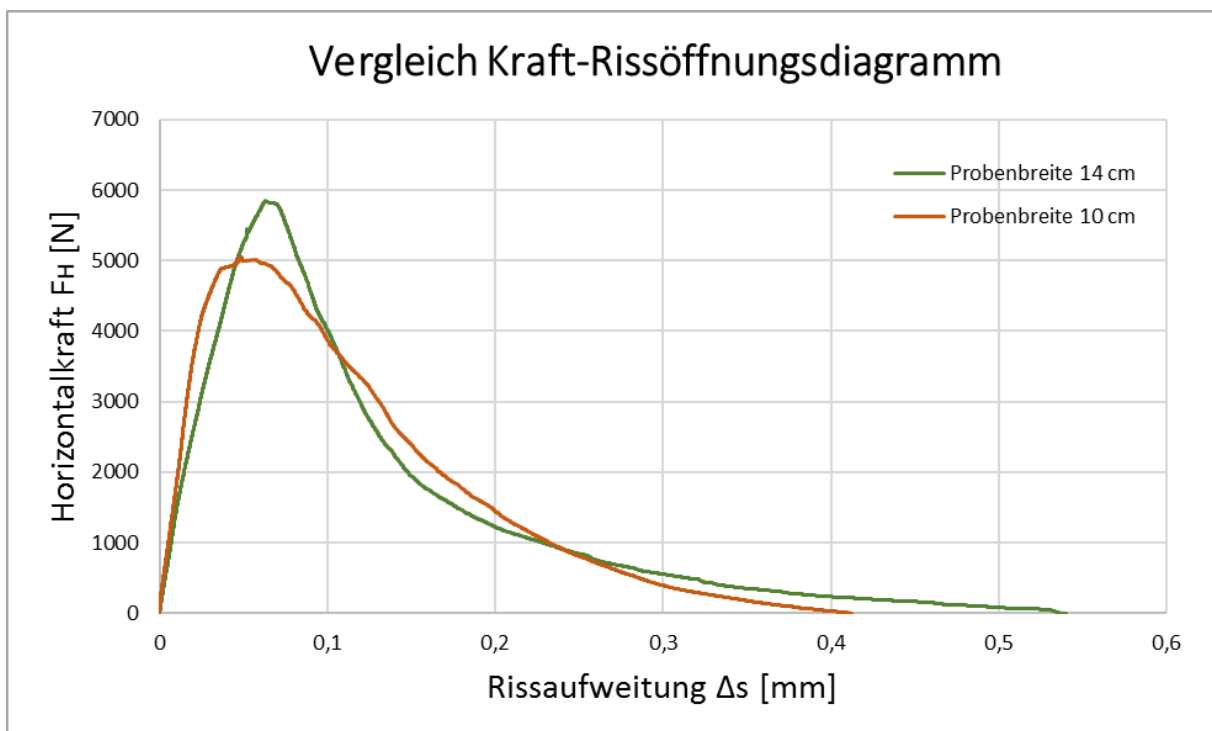


Abbildung 5.32: Vergleich Kraft-Rissöffnungsdiagramm der Probenbreite 14 cm mit 10 cm

Zusammenstellung der Ergebnisse der Vorversuche mit Versuchsaufbau im kalten Zustand

Zusammenfassend geben die Tabelle 5.15 und Tabelle 5.16 einen Überblick über die ermittelten bruchmechanischen Kennwerte der Vorversuche im kalten Zustand (20 – 22 °C).

Tabelle 5.15: Ergebnisse der Versuche der Probenbreite mit 14 cm

Kennwert	Abkürzung	Einheit	Mittelwert	Standardabweichung
Spezifische Bruchenergie	G _f	[N/m]	102,70	11,10
Maximale Spaltkraft	F _{Hmax}	[N]	5773,27	523,21
Kerbzugfestigkeit	σ _{kz}	[N/mm ²]	5,05	0,46
Charakteristische Länge	l _{ch}	[m]	0,202	0,024

Tabelle 5.16: Ergebnisse der Versuche der Probenbreite mit 10 cm

Kennwert	Abkürzung	Einheit	Mittelwert	Standardabweichung
Spezifische Bruchenergie	G _f	[N/m]	107,54	13,21
Maximale Spaltkraft	F _{Hmax}	[N]	4962,53	254,32
Kerbzugfestigkeit	σ _{kz}	[N/mm ²]	4,34	0,22
Charakteristische Länge	l _{ch}	[m]	0,325	0,056

Aus dem Vergleich der Versuchsergebnisse der 14 und 10 cm breiten Probekörpern, in Tabelle 5.15 und Tabelle 5.16 und des Kraft-Rissöffnungsdiagrammes in Abbildung 5.32 kann man folgende Schlüsse ziehen. Es zeigt sich, dass die maximale Spaltkraft F_{Hmax} der 14 cm breiten Proben größer ist als jene mit 10 cm Breite. Ein möglicher Grund für diese Diskrepanz ist, dass die Probekörper mit 14 cm Breite steifer sind, als jene mit 10 cm. Bei den Probekörpern mit 14 cm Breite beträgt F_{Hmax}-Mittelwert = 5773,3 N und bei den 10 cm breiten Probekörpern beträgt F_{Hmax}-Mittelwert = 4962,5 N. Es kann damit bei den 14 cm breiten Proben mehr elastische Energie gespeichert werden, bis es zum Bruch kommt. Dies äußert sich auch dadurch, dass der abfallende Ast im Nachbruchverhalten im Durchschnitt geringfügig steiler ausfällt, da mehr elastische Energie beim Bruchvorgang frei wird. Dieser Effekt führt folglich auch zu der im Mittelwert geringeren charakteristischen Länge der 14 cm breiten Proben.

Keilspaltversuche mit Versuchsaufbau für die Temperaturversuche

Die Durchführung der Versuche erfolgt nach der im Kapitel 5.3.2 Versuchsdurchführung für die Temperaturversuche beschriebenen Vorgangsweise, jedoch noch unter Raumtemperatur (20-22 °C). Sie dienen lediglich dazu die modifizierte Prüfvorrichtung im noch kalten Zustand zu verifizieren.

Von den 19 Vorversuchen zur Verifikation der Prüfvorrichtung der Temperaturversuche haben zwei eine Breite von 10 cm (Nummer dieser Versuchsreihe: V1-V2) und die restlichen 17 (Nummer dieser Versuchsreihe: V1-V17) eine Breite von 14 cm (siehe Abbildung 5.26). Die ersten Versuche zur Verifikation der Prüfvorrichtung der Temperaturversuche wiesen deutliche Abweichungen von jenen unter Raumtemperatur auf. Der Grund dafür lag daran, dass die Halterung der Wegaufnehmer nicht ausreichend steif und der Druckstempel als Auflager des Probekörpers noch nicht fest genug mit der Prüfmaschine verspannt war. Als der Druckstempel mithilfe einer eingebohrten Gewindestange an Boden des Stempels, fest mit einer Mutter an die Prüfmaschine verspannt wurde, haben sich die möglichen Einflüsse aus Bewegungen des Stempels reduziert (siehe Kapitel 5.2.2 Versuchsaufbau für die Temperaturversuche - Auflagerstück). Dadurch haben sich die Versuchsergebnisse deutlich verbessert.

Bei diesen ersten Versuchen sind die zwei Probekörper mit 10 cm Breite und elf der Probekörper mit 14 cm Breite schon zerdrückt worden und damit nicht repräsentativ für die Prüfvorrichtung. Sie werden daher hier nicht ausgewertet. Tabelle 5.17 zeigt die Anzahl der durchgeführten Versuche des modifizierten Versuchsaufbaus.

Tabelle 5.17: Anzahl der Versuche des modifizierten Versuchsaufbaus

Versuchsaufbau	Probekörperbreite 10 cm	Probekörperbreite 14 cm
Versuche mit ersten modifizierten Versuchsaufbau	2 (Nummer: V1-V2)	11 (Nummer: V1-V11)
Versuche mit richtig modifizierten Versuchsaufbau	0	6 (Nummer: V12-V17)
Gesamtanzahl	2	17

Abbildung 5.33 zeigt einen der ersten Versuche mit der modifizierten Prüfvorrichtung. Der Druckstempel ist hier noch nicht fest verspannt.

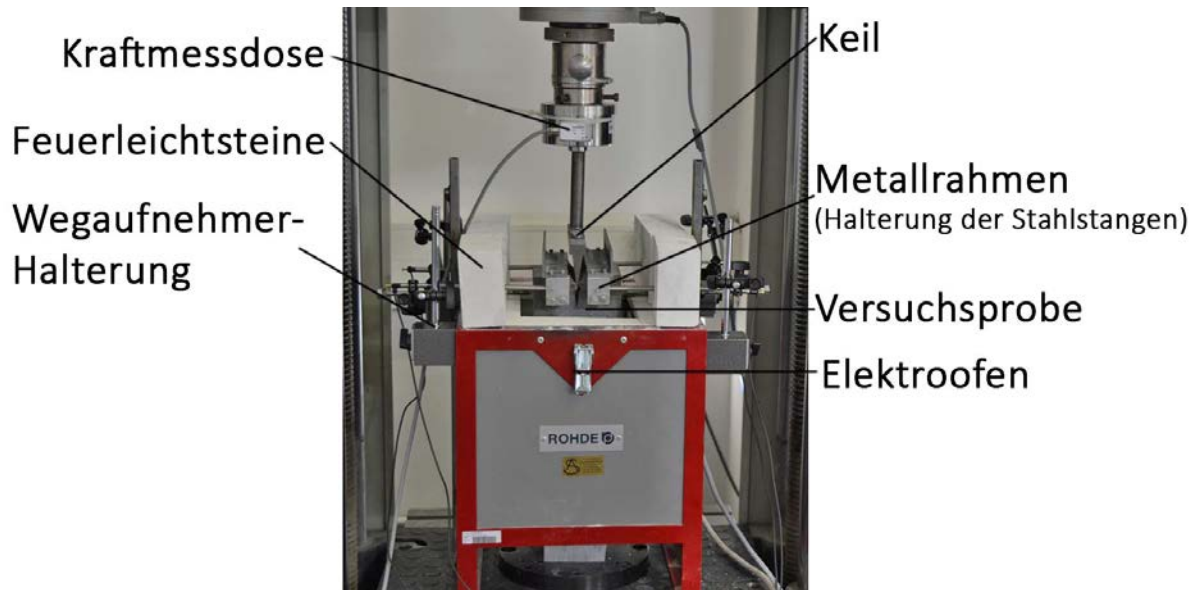


Abbildung 5.33: Erste Modifikation der Prüfvorrichtung (Darstellung ohne Deckel und vorderen Feuerleichtstein)

Bei der in Abbildung 5.33 dargestellten Prüfvorrichtung ist die Wegaufnehmer-Halterung mittels Magneten direkt am Ofen befestigt. Unter erhöhten Temperaturbereichen verliert der Magnet seine Wirkung und die Halterung mit Wegaufnehmer würde herunterfallen. Daher wurde die Wegaufnehmer-Halterung in der weiteren Modifikation stattdessen separat auf einem sehr steifen und verformungsarmen Hilfsgestell befestigt (siehe Kapitel 5.2.2 Versuchsaufbau für die Temperaturversuche - Wegaufnehmer und Messvorrichtung).

Die Wegaufnehmer messen die Rissöffnung außerhalb des Elektroofens an den Stahlstangen, die mithilfe des Metallrahmens auf den Probekörper befestigt sind. In diesem ersten modifizierten Versuchsaufbau haben die Stahlstangen noch keine Verbreiterung mittels aufgeschweißter Metallplatten. Aufgrund von Verdrehungen des Probekörpers während der Versuchsdurchführung kam es dazu, dass die Tastspitze der Wegaufnehmer von der $\varnothing 8$ mm dicken Stahlstange bei einigen Versuchen abrutschte. Durch das Aufschweißen der Metallplatten an den Enden der Stahlstangen konnte das Abrutschen der Tastspitze der Wegaufnehmer vermieden werden (siehe Abbildung 5.14).

Aus diesen Gründen sind die Kraft-Rissöffnungskurven der ersten Versuche mit dieser modifizierten Prüfvorrichtung noch nicht sehr schön im Verlauf. Beispiele von Kraft-Rissöffnungsdiagramme der 14 cm breiten Probekörper, die mit diesem ersten Versuchsaufbau erhalten wurden sind in Abbildung 5.34 dargestellt.

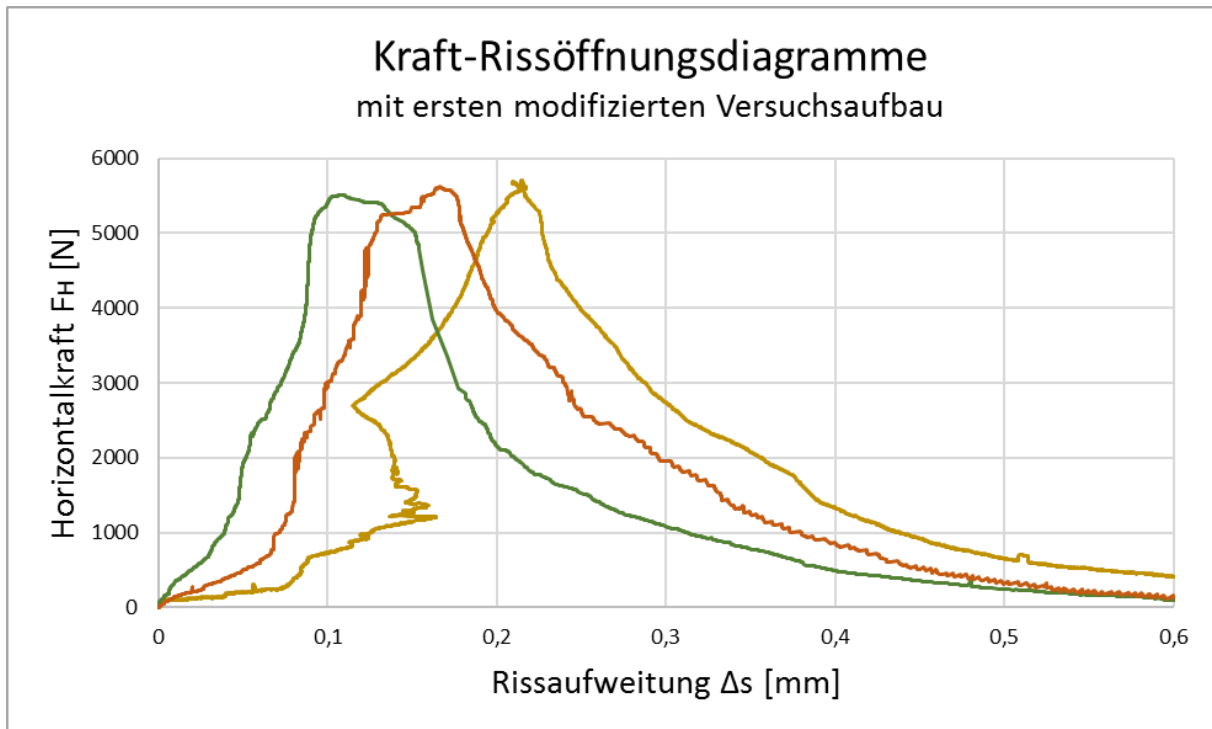


Abbildung 5.34: Kraft-Rissöffnungsdiagramme des ersten modifizierten Versuchsaufbaus

Nach Änderungen dieses modifizierten Versuchsaufbaus ist schließlich die im Kapitel 5.2.2 Versuchsaufbau für die Temperaturversuche beschriebene Versuchsmethode entstanden. Die Ergebnisse dieses Versuchsaufbaus werden nun erläutert.

Von den sechs durchgeführten Versuchen mit dem richtig modifizierten Aufbau kam es beim Versuch V16 dazu, dass ein Wegaufnehmer ausgefallen ist. Dieser Versuch wird deshalb bei den Ergebnissen nicht berücksichtigt.

In Abbildung 5.35 sind die Werte der spezifischen Bruchenergie der verbliebenen fünf Versuche mit dem richtig modifizierten Versuchsaufbau für die Temperaturversuche (siehe Kapitel 5.2.2 Versuchsaufbau für die Temperaturversuche) dargestellt. Der Mittelwert dieser Versuche beträgt ca. 111,7 N/m mit einer Standardabweichung von ca. 16,3 N/m.

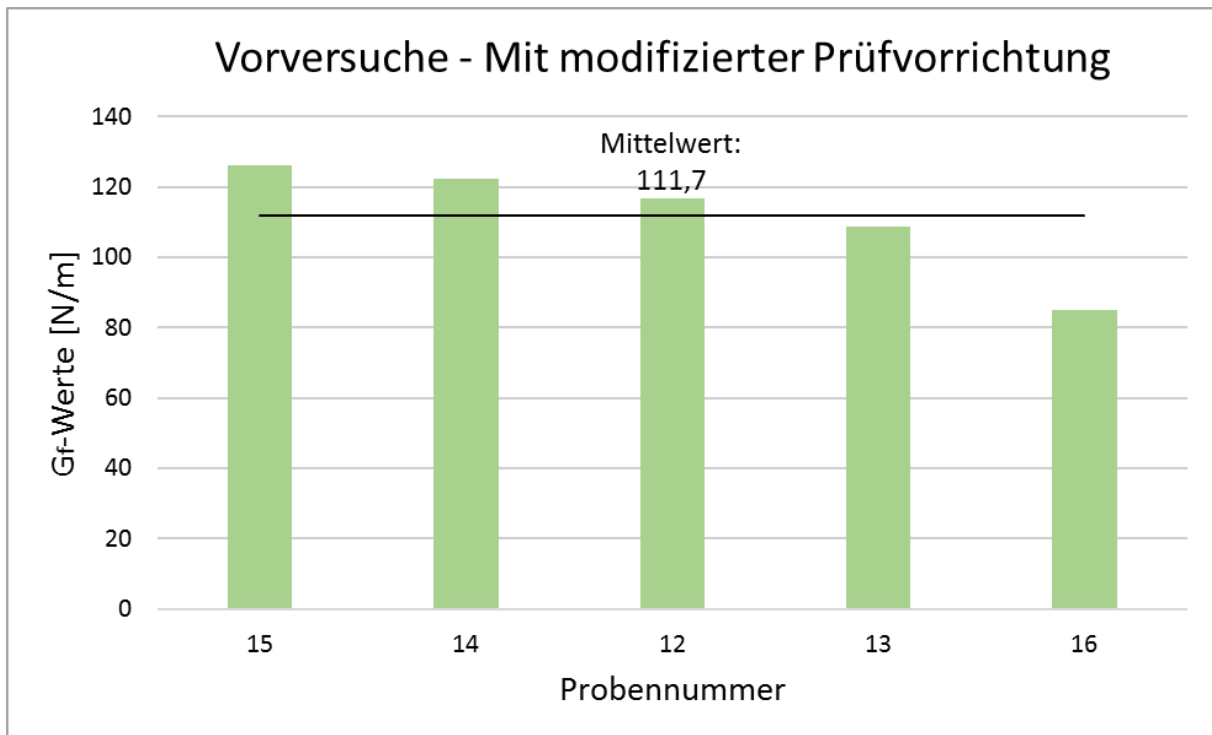


Abbildung 5.35: Gf-Werte des richtig modifizierten Versuchsaufbaus

Zusammenfassend gibt die Tabelle 5.18 einen Überblick über die ermittelten bruchmechanischen Kennwerte der Vorversuche mit dem richtig modifizierten Versuchsaufbau.

Tabelle 5.18: Ergebnisse der Versuche mit richtig modifizierten Versuchsaufbau

Kennwert	Abkürzung	Einheit	Mittelwert	Standardabweichung
Spezifische Bruchenergie	Gf	[N/m]	111,68	16,32
Maximale Spaltkraft	F _{Hmax}	[N]	6936,13	939,84
Kerbzugfestigkeit	σ _{kz}	[N/mm ²]	6,07	0,82
Charakteristische Länge	l _{ch}	[m]	0,17	0,03

Vergleich der Ergebnisse des modifizierten Versuchsaufbaus der Temperaturversuche

Aus dem Vergleich der Ergebnisse des Versuchsaufbaus unter Temperatur mit jenen unter Raumtemperatur in Tabelle 5.19 kann man erkennen, dass die Ergebnisse mit der modifizierten Prüfvorrichtung noch nicht perfekt sind. Bei allen ermittelten bruchmechanischen Kennwerten ist die Standardabweichung des Versuchsaufbaus Temperatur größer, als jene im kalten Zustand. Der Mittelwert der spezifischen Bruchenergie, der Spaltkraft und der Kerbzugfestigkeit bei dem Versuchsaufbau Temperatur ist größer als

bei den Versuchen unter Raumtemperatur. Dies ist eventuell auch mit der unterschiedlichen Lagerungsdauer unter Lufttemperatur bis zum Prüftermin und damit einem unterschiedlichen Betonalter zu begründen. Bei zunehmendem Betonalter kommt es zu einem Anstieg der Bruchlast und der Bruchenergie. Auch ein Fehler in der Mischungszusammensetzung kann zu diesen unterschiedlichen bruchmechanischen Kennwerten führen. Die Ergebnisse mit dem modifizierten Aufbau sind daher auf jeden Fall noch mit Vorsicht zu betrachten.

Tabelle 5.19: Vergleich der Ergebnisse Versuchsaufbau Temperatur mit Versuchsaufbau Kalt

Kennwert	Einheit	Versuchsaufbau Temperatur		Versuchsaufbau Kalt	
		Mittelwert	Standardabw.	Mittelwert	Standardabw.
Spezifische Bruchenergie G_f	[N/m]	111,68	16,32	102,70	11,10
Maximale Spaltkraft F_{Hmax}	[N]	6936,13	939,84	5773,27	523,21
Kerbzugfestigkeit σ_{kz}	[N/mm ²]	6,07	0,82	5,05	0,46
Charakteristische Länge l_{ch}	[m]	0,17	0,03	0,20	0,02

In Abbildung 5.36 sind Kraft-Rissöffnungsdiagramme repräsentativer Probekörper mit dem aktuellen Versuchsaufbau dargestellt. Aus dem Vergleich der Abbildung 5.36 mit der Abbildung 5.34 erkennt man, dass die erhaltenen Kurven mit dem aktuellsten modifizierten Versuchsaufbau deutlich besser sind, als mit der ersten Modifikation.

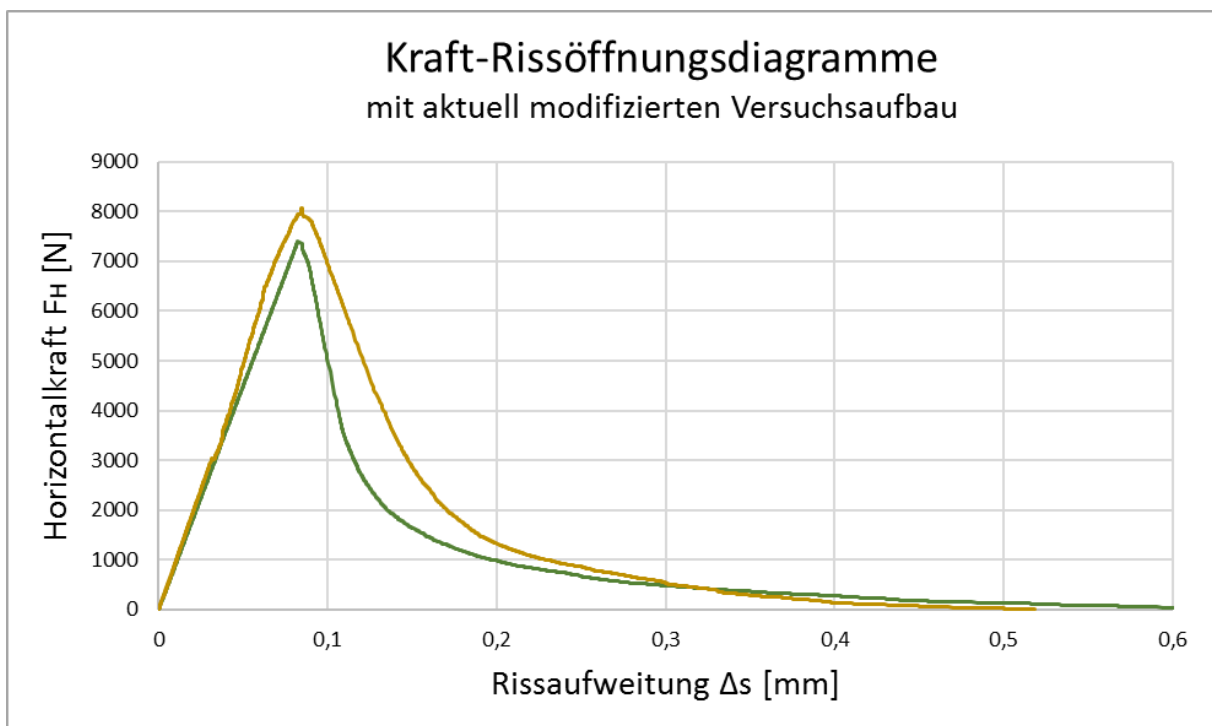


Abbildung 5.36: Kraft-Rissöffnungsdiagramme des aktuell modifizierten Versuchsaufbaus

6 Ergebnisse und Diskussion der Hauptversuche

In den nachfolgenden Subkapiteln finden sich Erläuterungen und Schlussfolgerungen zu den ermittelten Versuchsergebnissen. Für die UHPC Mischung der Hauptversuche wurde zunächst die Druckfestigkeit und der statische E-Modul bestimmt. Anschließend sind die, mithilfe der Keilspaltmethode erhaltenen Ergebnisse zu den size effect Untersuchungen und der Temperaturversuche (100-200 °C) dargestellt.

6.1 Druckfestigkeitsprüfung

Die Druckfestigkeit wird an Würfeln mit einer Kantenlänge von 100 mm bestimmt. Die Durchführung und Auswertung erfolgt dabei gleich, wie in den Druckfestigkeitsprüfungen der Vorversuche beschrieben (siehe Kapitel 5.5.1 Druckfestigkeitsprüfung). Die Ergebnisse der Druckfestigkeitsprüfungen der fünf getesteten Proben sind in den nachfolgenden Protokollen (siehe Tabelle 6.1 und Tabelle 6.2) festgehalten.

Tabelle 6.1: Ergebnisse der Würfeldruckfestigkeit der Hauptversuche

Proben- Nummer	Abmessungen		QS-Fläche	Druckkraft	Druckfestigkeit
	Breite	Dicke	A	F _{max}	σ _{max}
	[mm]	[mm]	[mm ²]	[kN]	[N/mm ²]
1	100,0	100,0	10000,00	1902,70	190,27
2	98,8	100,1	9884,88	1846,78	186,83
3	100,0	100,2	10020,00	1997,43	199,34
4	100,0	100,0	10000,00	1982,11	198,21
5	100,1	99,8	9984,98	1945,36	194,83

Tabelle 6.2: Statistik der Würfeldruckfestigkeit der Hauptversuche

Mittelwert der Druckkraft	Standardabweichung der Druckkraft	Mittelwert der Druckfestigkeit	Standardabweichung der Druckfestigkeit
[kN]	[kN]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
1934,88	61,34	193,90	5,30

Die Druckfestigkeit ist nach *ÖNORM EN 12390-3* [93] mit einer Genauigkeit von 0,1 N/mm² anzugeben. Der Mittelwert der Druckfestigkeit beträgt ca. 193,9 N/mm² und die Standardabweichung ca. 5,3 N/mm². Damit ist die Würfeldruckfestigkeit der Hauptversuche um rund 14,3 % höher als die der Vorversuche ($f_c = 169,7$ N/mm²). Die höhere Druckfestigkeit ergibt sich durch die Verwendung eines Zements mit höher Festigkeit und dem geringeren

Größtkorndurchmesser der Zuschläge. Auch der höhere Mikrosilikatanteil und der niedrigere Wasser/Bindemittel-Wert der Hauptversuche gegenüber den Vorversuchen tragen zu der vergleichsweise höheren Festigkeit bei. Der Mikrosilikatanteil der Mischung für die Hauptversuche beträgt ca. 25 % der Zementmasse und jener der Mischung der Vorversuche liegt bei ca. 20 % der Zementmasse (siehe Kapitel 5.4.1 Zusammensetzung der Betone). Der Grund für die Festigkeitsteigerung bei Verwendung von Mikrosilikaten liegt in der verbesserten Kontaktzone zwischen Zuschlag und Zementstein durch die Reduzierung des Porenvolumens, sowie in der Bildung von zusätzlichem Calciumsilikathydrat, als Festigkeitsträger des Zementsteines (siehe Kapitel 2.2.4 Zusatzstoffe - Mikrosilikat). Der Mikrosilikatanteil und der Zementanteil führen in der Mischung der Hauptversuche zu einem Wasser/Bindemittel-Wert von 0,22. In der Mischung der Vorversuche beträgt der Wasser/Bindemittel-Wert 0,27 und ist damit um 22,7 % höher, als jener der Hauptversuche (siehe Kapitel 5.4.1 Zusammensetzung der Betone).

Aus dem Vergleich der Probenhälften eines durchgeführten Keilspaltversuches der Vorversuche und Hauptversuche in Abbildung 6.1 kann man die kleineren Bestandteile der Mischung der Hauptversuche gegenüber den Vorversuchen deutlich erkennen.

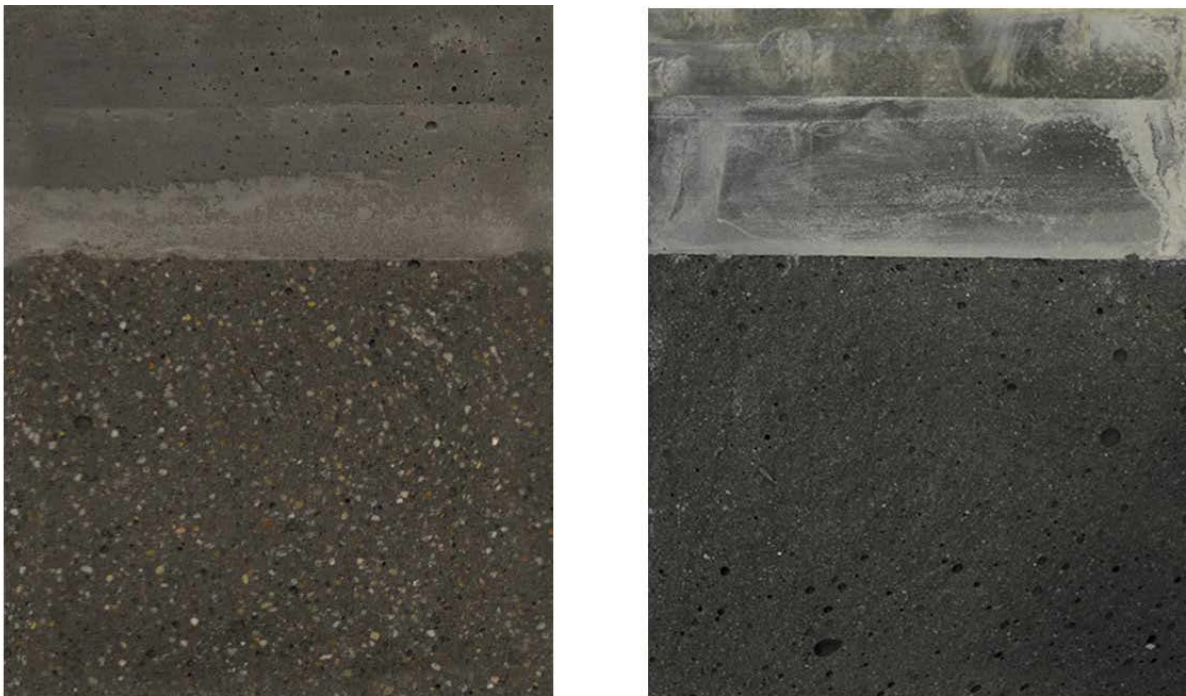


Abbildung 6.1: Vergleich der Probenhälften nach Durchführung eines Keilspaltversuches, Vorversuch (links), Hauptversuch (rechts)

6.2 Statische E-Modul Prüfung

Die E-Moduli werden an Prismen mit den Abmessungen 40 x 40 x 160 mm bestimmt. Die Beschreibung der Durchführung und Auswertung der E-Modul Prüfungen kann Kapitel 5.5.2 Statische E-Modul Prüfung entnommen werden. Die Ergebnisse der Prüfungen des statischen E-Moduls der vier geprüften Proben sind in den nachfolgenden Protokollen (siehe Tabelle 6.3 und Tabelle 6.4) festgehalten.

Tabelle 6.3: Ergebnisse der E-Modul Prüfung der Hauptversuche

Proben- Nummer	Abmessungen		QS- Fläche	Vorlast	Oberlast	Dehnung Vorlast	Dehnung Oberlast	E-Modul
	Breite	Dicke	A	σ_b	σ_a	ϵ_b	ϵ_a	E
	[mm]	[mm]	[mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[-]	[-]	[N/mm ²]
1	40	39,9	1596	17,33	60,07	0,0003488	0,0011302	54697
2	40	39,8	1592	6,32	60,04	0,0001737	0,0010620	60467
3	40	40,1	1604	6,27	60,05	0,0001994	0,0011676	55542
4	40	40,1	1604	6,35	60,04	0,0001445	0,0010993	56227

Tabelle 6.4: Statistik der E-Modul Prüfung der Hauptversuche

Mittelwert des E-Moduls	Standardabweichung des E-Moduls
[N/mm ²]	[N/mm ²]
56733	2567

Leitend *ÖNORM B 3303* [24] ist der E-Modul auf 0,5 kN/mm² genau zu runden. Für die Auswertung der Keilspaltversuche wird daher ein E-Modul von 56700 N/mm² verwendet. Die Standardabweichung des E-Moduls beträgt ca. 2567 N/mm² und ist damit deutlich größer als jener der Vorversuche (die Standardabweichung des E-Moduls der Vorversuche beträgt 424 N/mm²). Der E-Modul der Mischung der Vorversuche von ca. 56500 N/mm² liegt im statistischen Schwankungsbereich des ermittelten E-Moduls der Hauptversuche.

In der Literaturrecherche im Kapitel 2.4.3 Elastizitätsmodul wurde bereits erläutert, dass der E-Modul für Ultra High Performance Concrete je nach Höhe der Nachbehandlungstemperatur zwischen 50.000 bis 75.000 N/mm² schwankt [1,14]. Die ermittelten E-Moduli der Vorversuche und Hauptversuche liegen in diesem Schwankungsbereich und entsprechen in etwa dem zweifachen E-Modul von normalfestem Beton.

6.3 Ergebnisse und Diskussion der Keilspaltversuche

In den nachfolgenden Kapiteln finden sich die Ergebnisse mit Schlussfolgerungen zu den size effect Untersuchungen. Das Maßstabeffektmodell nach *Bazant* [64] (siehe Kapitel 4.3.3 Maßstabeffektmodell nach *Bazant*) beschreibt die Größenabhängigkeit der Bruchspannung von Proben und damit den Übergangsbereich von einem Festigkeitskriterium für kleine Proben zur linear elastischen Bruchmechanik für große Proben. Als Grundlage für size effect Untersuchungen müssen Belastungsversuche an geometrisch ähnlichen Proben durchgeführt und ausgewertet werden. In dieser Arbeit werden dazu Versuche mit unterschiedlichen Ligamenthöhen je Prüfserie durchgeführt. Die Probekörperdicke (140 mm) und die Probekörperlänge (100 mm) werden dabei konstant gehalten. Alle Probekörper sind, wie der UHPC der Voruntersuchungen, aus den 52 cm langen Schalungen am nächsten Tag zu 10 cm langen Proben herausgeschnitten worden. Aufgrund des Schneidverfahrens kommt es zu einer Abweichung der Länge von ± 2 mm. Bei den gegenständlichen Untersuchungen dieser Arbeit unterscheidet sich die verwendete Nachbehandlung und Herstellung der Probekörper (siehe Kapitel 5.4 Probenpräparation) nicht.

Die Zuschläge der untersuchten UHPC Mischung der Hauptversuche besteht aus Quarsand mit einem Größtkorndurchmesser von lediglich 0,4 mm. Um die Packungsdichte zusätzlich zu erhöhen wurden Mikrosilikat und Quarzmehl als Zuschlagstoff verwendet. Für die size effect Untersuchungen wird, aufgrund der sehr homogenen und dichten Zementmatrix, die Ligamenthöhe zwischen 2 und 12 cm variiert. Abbildung 6.2 zeigt die Abmessungen der verwendeten Prüfkörper der Hauptversuche.

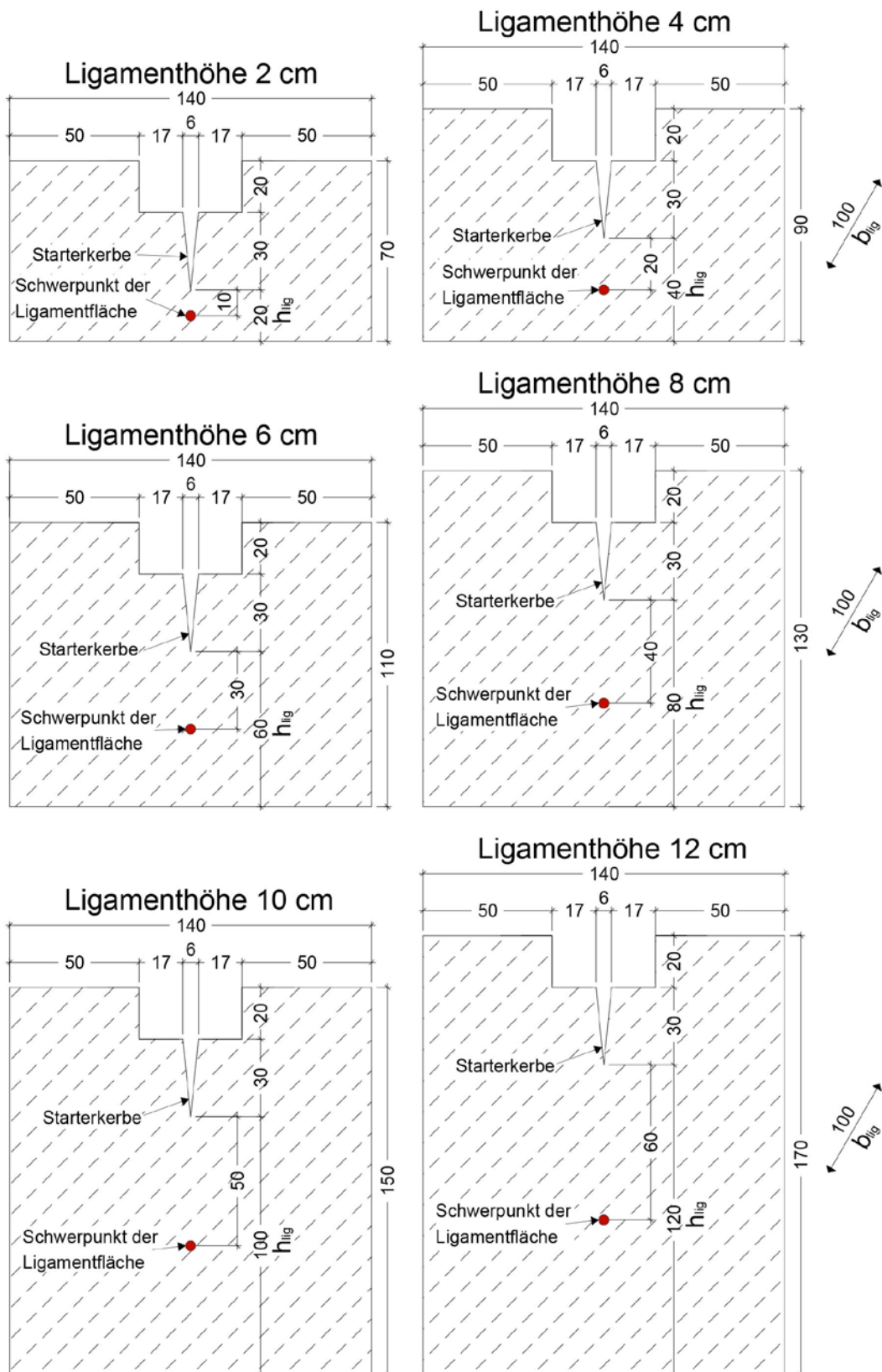
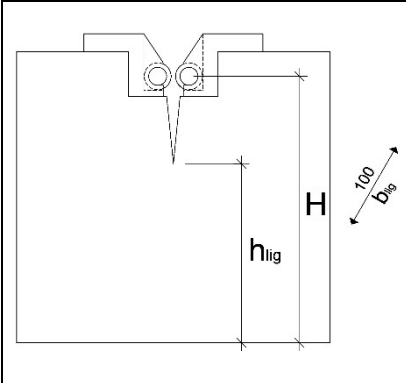


Abbildung 6.2: Abmessungen der Probekörper für die size effect Untersuchungen

Für das Hauptuntersuchungsprogramm wurden für die einzelnen Prüfserien mit unterschiedlichen Ligamenthöhen eine unterschiedliche Anzahl an Proben verwendet. Der Grund für die unterschiedliche Anzahl der Versuche einer Prüfserie wird im Kapitel 6.3.1 Ergebnisse der size effect Untersuchungen erläutert. Alle Versuchsproben jeder Prüfserie werden zur Auswertung durchnummeriert. Die size effect Untersuchungen sind dabei unter Raumtemperatur (20-22 °C) nach der im Kapitel 5.3.1 Versuchsdurchführung im kalten Zustand beschriebenen Methode durchgeführt worden. Für die Auswertung der charakteristischen Länge wird ein E-Modul von $E = 56700 \text{ N/mm}^2$ verwendet. Die Probekörperabmessungen und die Anzahl der Versuche ist in Tabelle 6.5 angegeben.

Tabelle 6.5: Probekörperabmessungen und Anzahl der Versuche für die „size effect“ Untersuchungen

	h_{lig}	H	h_{lig}/H	b_{lig}	Anzahl
	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	Versuche
	20	60	0,333	100	5
	40	80	0,5	100	5
	60	100	0,6	100	10
	80	120	0,667	100	10
	100	140	0,714	100	5
	120	160	0,75	100	5

6.3.1 Ergebnisse der size effect Untersuchungen

Um das Nachbruchverhalten eines Probekörpers bzw. ein vollständiges Spaltkraft-Rissöffnungsdiagramm aufzeichnen zu können, ist eine stabile Rissausbreitung im Prüfkörper erforderlich. Vor Erreichen der Maximallast wird elastische, reversible Energie im Probekörper gespeichert. Nach dem Erreichen der Höchstlast des Probekörpers wird diese elastische Energie unter Erzeugung von Bruchflächen im Probekörper verbraucht. Bei Materialien mit höherer Festigkeit, wie beispielsweise UHPC, ist auch eine hohe für den Rissfortschritt verfügbare elastische Energie im Probekörper gespeichert. Bei lang gewählten Ligamenthöhen kann die dabei im Probekörper gespeicherte elastische Energie zu groß sein um noch eine stabile Rissausbreitung zu gewährleisten. Die Folge davon ist, dass die Probe schlagartig bricht. Eine stabile Rissausbreitung erfordert daher im Keilsplattversuch eine auf

das jeweilige Material abgestimmte Geometrie der Probekörper und hinreichende Kerbtiefen, um ein relativ langsames Abfallen der Spannungen im Nachbruchbereich zu gewährleisten.

Bei den Versuchen mit 6, 8 und 10 cm Ligamenthöhe war dabei die gespeicherte elastische Energie im Probekörper so groß, dass dies zu einem Sprödbbruch der Probekörper führte. Es wurde nach den ersten Versuchen mit Sprödbbruch die Vorschubgeschwindigkeit des Prüfkeiles von 1 mm/min bis hin zu 0,1 mm/min variiert. Dadurch wurden Entspannungs Vorgänge innerhalb der Probe erhofft, die den Sprödbbruch eventuell entgegenwirken. Doch auch durch diese Maßnahme konnte man das Nachbruchverhalten nur in einigen wenigen Fällen aufzeichnen. Dies ist auch der Grund für die unterschiedliche Anzahl der verwendeten Prüfkörper der Proben mit 6, 8 und 10 cm Ligamenthöhe. Es wurden jeweils zehn Proben mit 6 und 8 cm Ligamenthöhe und fünf Proben mit 10 cm Ligamenthöhe geprüft. Die Anzahl der verwendeten Proben kann auch der Tabelle 6.5 entnommen werden. Die geringere Anzahl der Proben mit 10 cm Ligamenthöhe ist dadurch begründet, dass zwei oder drei Proben einen unzulässigen Rissverlauf nach *ÖNORM B 3592* [87] aufwiesen und daher für die Ergebnisse nicht sehr repräsentativ sind. Alle Proben mit 12 cm Ligamenthöhe wiesen einen unzulässigen Rissverlauf auf und wurden daher nicht zur Auswertung der spezifischen Bruchenergie herangezogen. Der Unterschied von zulässigem und unzulässigem Rissverlauf wird nun anhand der Proben mit 12 cm Ligamenthöhe erläutert.

Bei den Versuchen mit 12 cm Ligamenthöhe wich der Riss von seiner ursprünglichen Richtung ab und lief zu einer Probenseite hinaus. Dies deutet darauf hin, dass bei der gewählten Probengeometrie das Schubtragvermögen eines Probekörperkragarmes geringer ist, als das Tragvermögen der Ligamentfläche. Diesen Schubbruch eines Probekörperkragarmes kann man zum Beispiel durch die Vergrößerung des Verhältnisses der Kerbtiefe zu Ligamenthöhe begegnen. Durch das Einsägen oder Schalen einer relativ langen Kerbe wird das Tragvermögen der Ligamentfläche herabgesetzt. Die Ergebnisse von Versuchen dürfen nach *ÖNORM B 3592* [87] nicht zur Auswertung herangezogen werden, wenn der Rissverlauf um mehr als $12,5^\circ$ von der Vertikalen, gemessen von der Starterkerbe abweicht. In Abbildung 6.3 ist ein Beispiel für einen zulässigen Rissverlauf nach *ÖNORM B 3592* [87] dargestellt.

Zur Auswertung der spezifischen Bruchenergie wird die Bruchfläche benötigt. Da dies in der Praxis zu aufwendig ist, die genaue Bruchfläche mit allen Gestaltabweichungen und Rauigkeiten der Bruchoberfläche zur Auswertung heranzuziehen, darf man näherungsweise

die Ligamentfläche verwenden. Als Ligamentfläche wird die horizontale Projektion der Bruchfläche verstanden und ist für die Ermittlung der spezifischen Bruchenergie in den meisten Fällen ausreichend genau. Dies ist möglicherweise der Grund für die Toleranzvorgabe der *ÖNORM B 3592* [87] (siehe Abbildung 6.3).

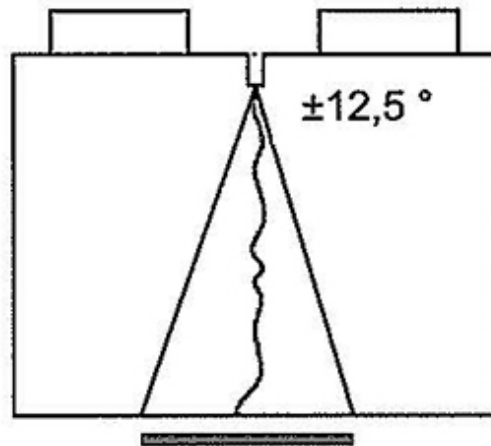


Abbildung 6.3: Beispiel für einen zulässigen Rissverlauf nach *ÖNORM B 3592* [87]

Unzulässige Rissverläufe traten bei allen Versuchen mit 12 cm Ligamenthöhe auf (siehe Abbildung 6.4) auf.



Abbildung 6.4: Unzulässiger Rissverlauf eines Versuches mit 12 cm Ligamenthöhe

Für die Versuche mit 2 und 4 cm Ligamenthöhe konnte man das vollständige Nachbruchverhalten aufzeichnen und daher aus der Spaltkraft-Rissöffnungskurve die spezifische Bruchenergie berechnen. Dabei sind jeweils fünf Proben zur Auswertung herangezogen worden. Bei der Versuchsdurchführung der Prüfkörper mit 2 und 4 cm Ligamenthöhe beträgt die Vorschubgeschwindigkeit des Prüfkeiles 0,5 mm/min.

Alle Versuchsproben jeder Prüfserie, die sich anhand der unterschiedlichen Ligamenthöhen unterscheiden, werden zur Auswertung durchnummeriert. Bei einigen Versuchen kam es zum Ausfall eines Wegaufnehmers und damit zu fehlerhaften Datensätzen. Versuche mit Probekörper, die einen untypischen Wert der spezifischen Bruchenergie bzw. fehlerhafte Datensätze aufwiesen, werden in der Auswertung nicht berücksichtigt. Bei den Proben mit 2 bzw. 4 cm Ligamenthöhe sind Versuche wiederholt worden, sodass man fünf repräsentative Probekörper zur Ermittlung der spezifischen Bruchenergie heranziehen konnte. Dazu musste man bei der Ligamenthöhe von 2 cm zwei Versuche und bei der Ligamenthöhe von 4 cm drei Versuche wiederholen. Somit konnte man für beide Ligamenthöhen insgesamt fünf repräsentative Versuche V1-V5 zur Ermittlung der spezifischen Bruchenergie heranziehen.

Der size effect dieser Ultra High Performance Mischung wird daher über die spezifische Bruchenergie der Proben mit 2 und 4 cm Ligamenthöhe, sowie über die im Versuch aufgezeichnete Höchstlast der Prüfkörper mit 2, 4, 6 und 8 cm Ligamenthöhe bestimmt. Bei den Proben mit 10 cm Ligamenthöhe kommen nur jene zur Anwendung (3 Versuche), die einen zulässigen Rissverlauf nach *ÖNORM B 3592* [87] aufweisen.

Spezifische Bruchenergie der Proben mit 2 und 4 cm Ligamenthöhe

Um den Einfluss des size effects auf die spezifische Bruchenergie zu bestimmen wurden Proben mit 2 bis 12 cm Ligamenthöhe geprüft. Jedoch lieferten nur die Proben mit 2 und 4 cm Ligamenthöhe Ergebnisse zur spezifischen Bruchenergie. Der schlagartige Bruch bzw. die unzulässigen Rissverläufe der anderen Ligamenthöhen sind der Grund, weshalb man die spezifische Bruchenergie nicht ermitteln konnte. In Abbildung 6.5 ist die spezifische Bruchenergie als Mittelwert von fünf Prüfungen mit dazugehöriger Standardabweichung der Prüfserie mit 2 und 4 cm Ligamenthöhe dargestellt.

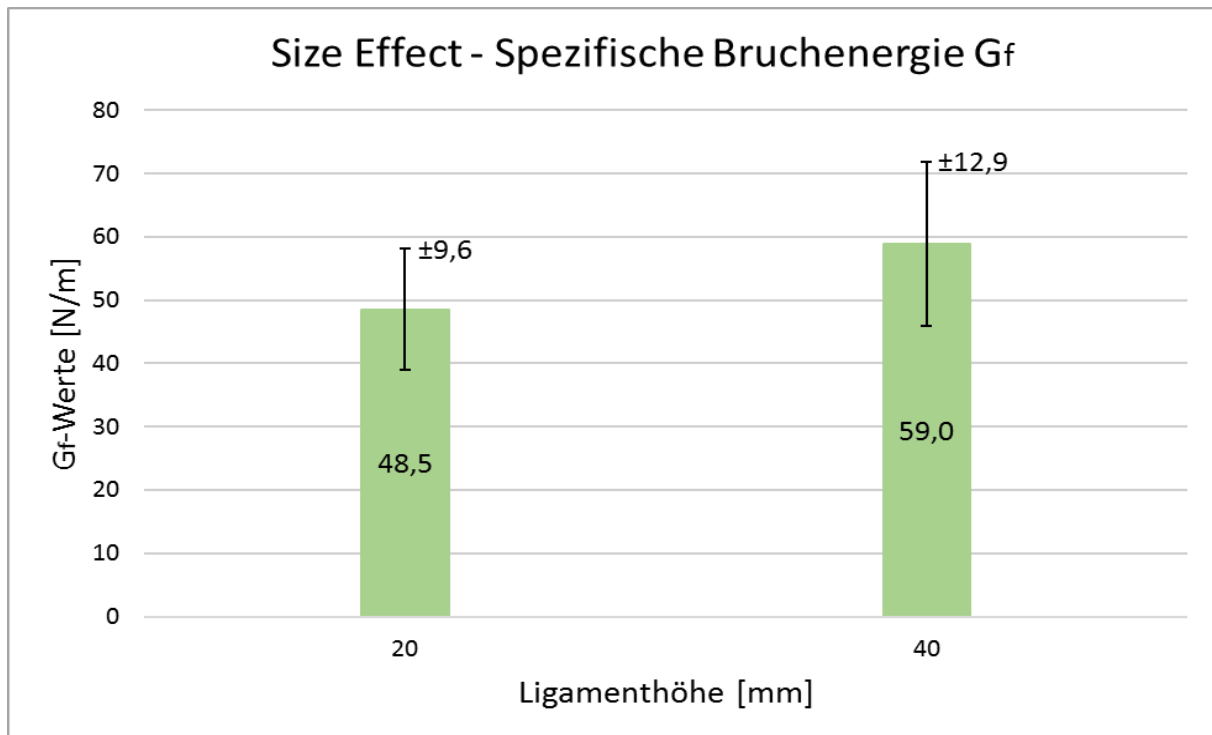


Abbildung 6.5: Gf-Werte der Proben mit 2 und 4 cm Ligamenthöhe

Die Standardabweichung der spezifischen Bruchenergie ist bei einer Ligamenthöhe von 4 cm um ca. 38 % größer, als jene bei 2 cm. Der Maximalwert der ermittelten spezifischen Bruchenergie beträgt 59 N/m bei einer Ligamenthöhe von 4 cm. Bei der Ligamenthöhe von 2 cm fällt die spezifische Bruchenergie schließlich auf ca. 82 % des Maximalwertes ab.

Maximallast der Versuchsproben

Um den size effect besser beurteilen zu können, wird hier im Folgenden noch ein Diagramm mit der aufgezeichneten Maximallast im Versuch, als Mittelwert der Prüfungen mit unterschiedlichen Ligamenthöhen dargestellt. Bei der Ligamenthöhe von 2 und 4 cm ist die Maximallast im Versuch als Mittelwert von fünf Prüfungen (V1-V5) ermittelt worden. Bei der Ligamenthöhe von 6 und 8 cm wurde die Maximallast aus zehn Versuchen ermittelt. Wie bereits erwähnt wiesen alle Versuchsproben der 12 cm Ligamenthöhe (V1-V5) und zwei der Versuchsproben mit 10 cm Ligamenthöhe (V3 und V5) einen unzulässigen Rissverlauf wegen eines Schubbruchs eines Probenkörperkragarmes auf. Diese Versuche wurden in Abbildung 6.6 dennoch für den Mittelwert der Maximallast berücksichtigt.

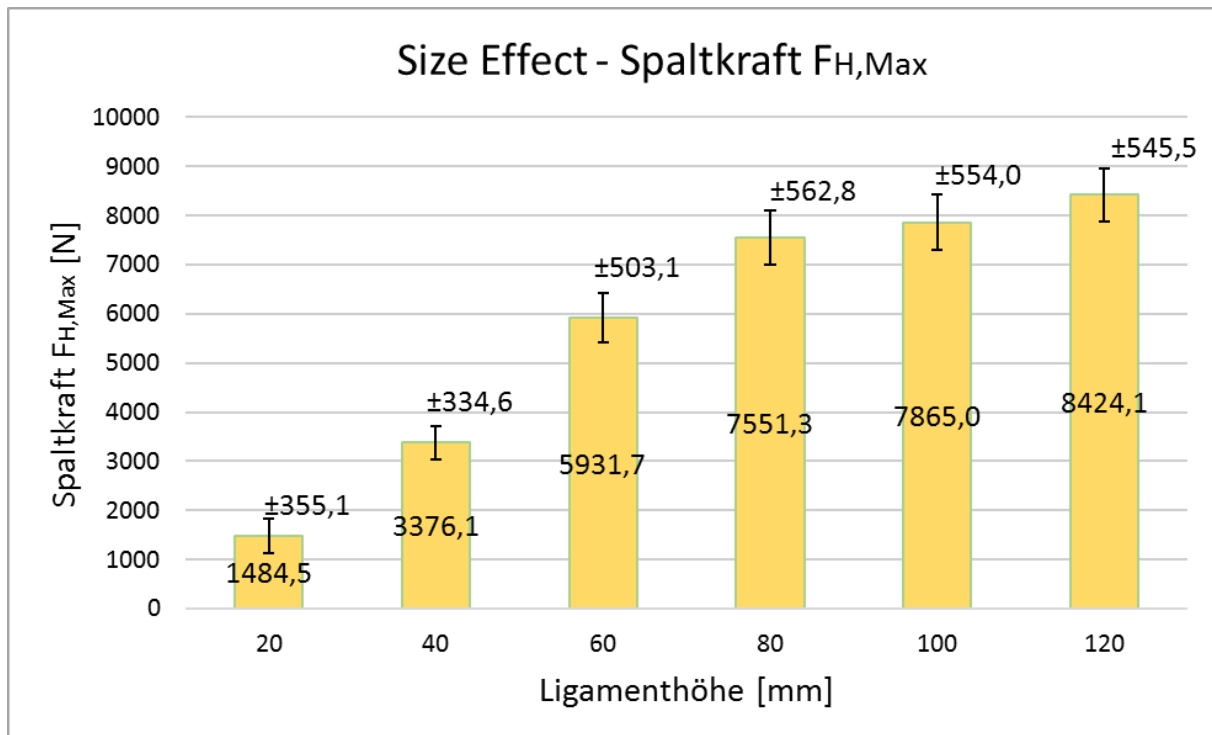


Abbildung 6.6: $F_{H,Max}$ -Werte aller Versuche

In Abbildung 6.6 ist der size effect dieser UHPC Mischung sehr gut erkennbar. Ab der Ligamenthöhe von 8 cm ist dabei nur noch eine geringfügige Erhöhung der Maximallast feststellbar. Dies resultiert daraus, dass die Festigkeit mit zunehmenden Ligamenthöhen bei diesen Probengeometrien mehr vom Schubtragvermögen, als vom Tragvermögen der Ligamentfläche abhängt. So ist der Wert der im Versuch gemessenen Maximallast bei einer Ligamenthöhe von 12 cm nur um ca. 12 % höher, als jene von 8 cm.

Bei den Ligamenthöhen von 2 bis 8 cm wies keine Probe einen unzulässigen Rissverlauf leitend *ÖNORM B 3592* [87] auf. Bei den Versuchen mit 12 cm und den Versuchen V3 und V5 mit 10 cm Ligamenthöhe wurde ein unzulässiger Rissverlauf festgestellt. In Abbildung 6.7 sind daher nochmals die Prüfserien, jedoch ohne den Versuchen mit unzulässigem Rissverlauf dargestellt. Der Mittelwert der horizontalen Spaltkraft der Prüfserie mit 10 cm Ligamenthöhe (ohne Versuch V3 und V5) ändert sich dabei von 7865,0 N zu 8118,6 N. Die Differenz von 253,6 N liegt noch im statistischen Schwankungsbereich dieser Prüfserie.

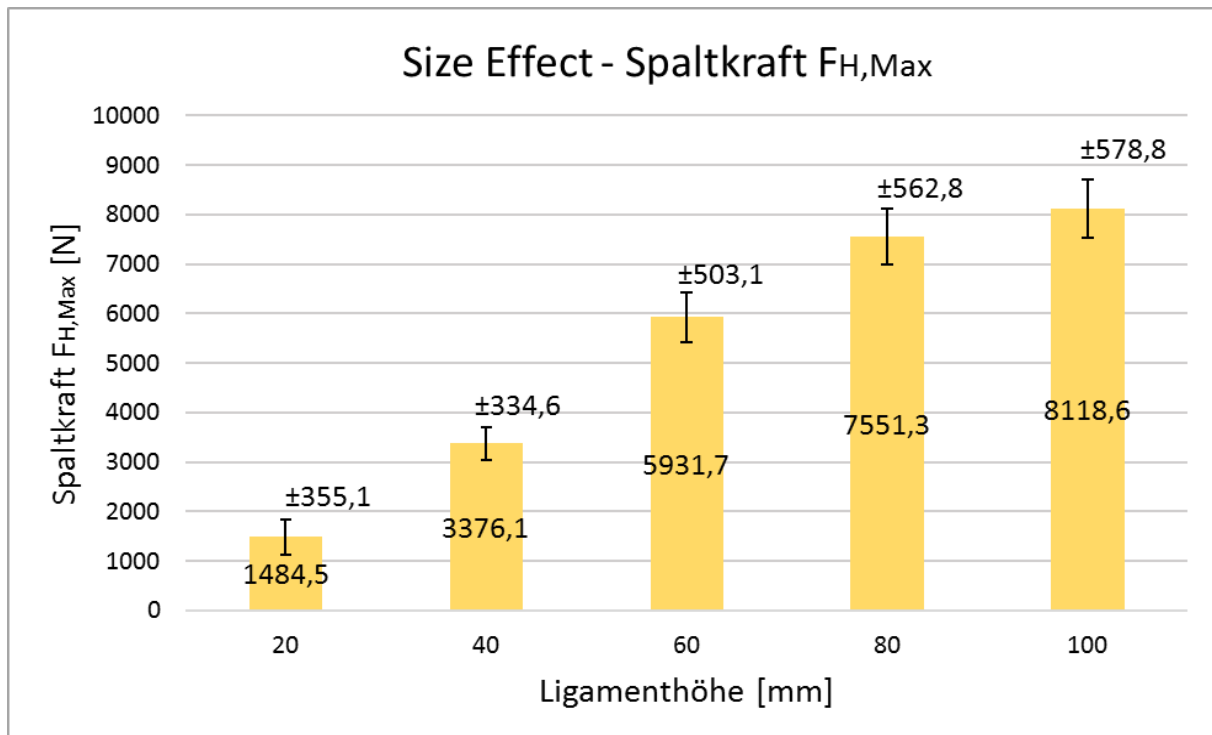


Abbildung 6.7: $F_{H,Max}$ -Werte der Versuche mit zulässigem Rissverlauf

In Abbildung 6.7 ist der size effect dieser UHPC Mischung sehr gut erkennbar. Die Maximallast der Ligamenthöhe von 8 cm ist dabei ca. 5-mal so groß wie jene bei 2 cm. Generell haben alle Prüferien eine geringe Standardabweichung der Maximallast von ca. 330-580 N.

Rissbilder der Proben

Der Verlauf der Bruchfläche der Prüferien mit unterschiedlichen Ligamenthöhen wird anhand der folgenden Abbildungen (Abbildung 6.8 bis Abbildung 6.15) repräsentativer Probekörper dokumentiert. Die Probekörper mit einer Ligamenthöhe von 2 bis 8 cm wiesen immer einen zulässigen Rissverlauf auf (siehe Abbildung 6.8 bis Abbildung 6.11). In Abbildung 6.12 ist ein gerader noch zulässiger Rissverlauf der Ligamenthöhe von 10 cm dargestellt. Bei den sonst gleichen Abmessungen der Probekörper dieser Prüferien mit 10 cm Ligamenthöhe wich der Riss bei Versuch V3 und V5 zur Probekörperseite hinaus (siehe Abbildung 6.13). Alle Probekörper mit einer Ligamenthöhe von 12 cm wiesen einen unzulässigen Rissverlauf auf (siehe Abbildung 6.14 und Abbildung 6.15).



Abbildung 6.8: Rissbild V2 mit $h_{lig} = 2 \text{ cm}$ - zulässiger Rissverlauf



Abbildung 6.9: Rissbild V1 mit $h_{lig} = 4 \text{ cm}$ - zulässiger Rissverlauf



Abbildung 6.10: Rissbild V1 mit $h_{lig} = 6 \text{ cm}$ - zulässiger Rissverlauf



Abbildung 6.11: Rissbild V5 mit $h_{lig} = 8 \text{ cm}$ - zulässiger Rissverlauf

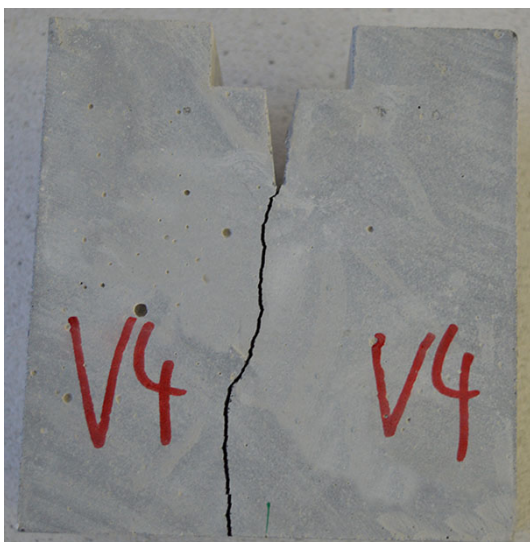


Abbildung 6.12: Rissbild V4 mit $h_{lig} = 10 \text{ cm}$ - zulässiger Rissverlauf

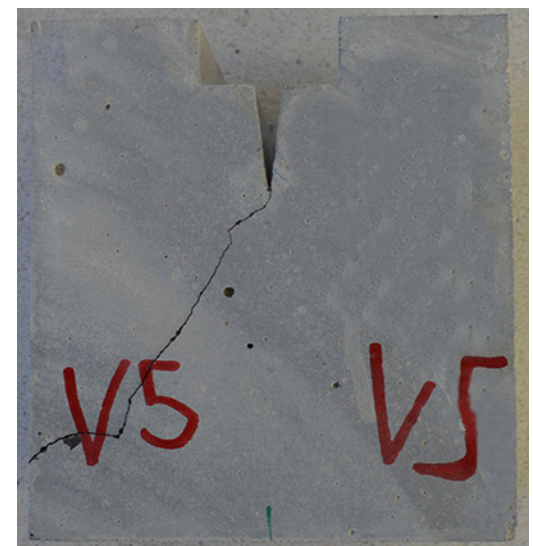


Abbildung 6.13: Rissbild V5 mit $h_{lig} = 10 \text{ cm}$ - unzulässiger Rissverlauf

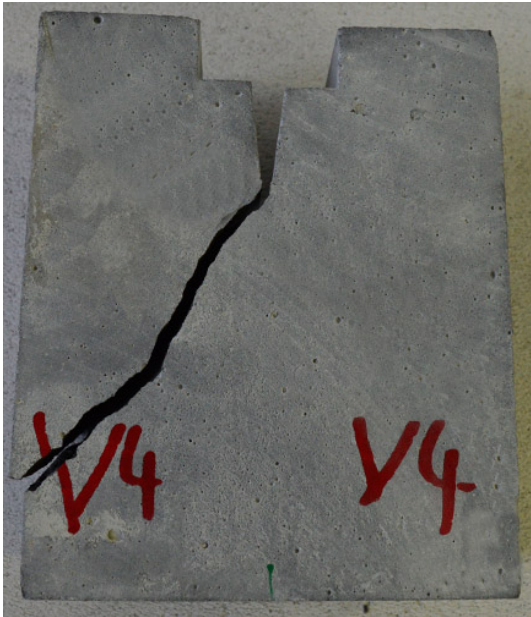


Abbildung 6.14: Rissbild V4 mit $h_{lig} = 12$ cm - unzulässiger Rissverlauf

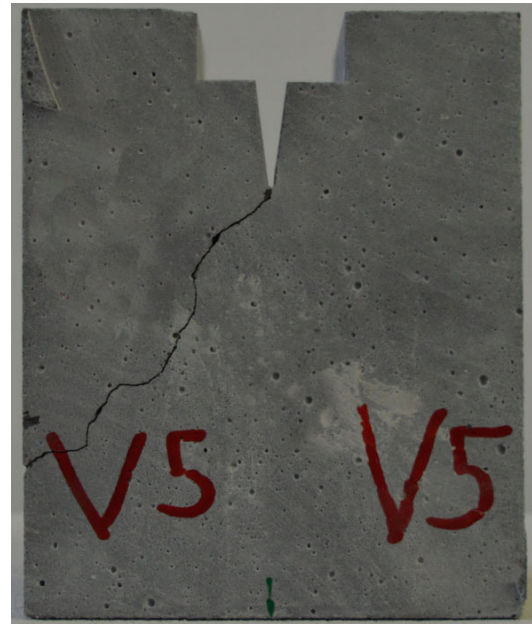


Abbildung 6.15: Rissbild V5 mit $h_{lig} = 12$ cm - unzulässiger Rissverlauf

Zusammenstellung der Ergebnisse

In Tabelle 6.6 sind die Ergebnisse der Keilspaltversuche der Prüfserien mit unterschiedlichen Ligamenthöhen zusammengefasst. Dabei sind immer die Mittelwerte der ermittelten bruchmechanischen Kenngrößen und in Klammern die dazugehörigen Standardabweichungen dargestellt. Die erste und vierte Spalte weisen die errechneten spezifischen Bruchenergien, sowie die charakteristischen Längen auf. Ist als Wert „0“ eingetragen so konnte in dieser Prüfserie die spezifische Bruchenergie bzw. charakteristische Länge aufgrund eines Sprödbruchs der Probekörper oder eines unzulässigen Rissverlaufs nicht ermittelt werden. Für die Ergebnisse der Prüfserie mit 10 cm Ligamenthöhe beziehen sich die Mittelwerte und Standardabweichungen nur auf die Versuche mit zulässigem Rissverlauf. Bei der Prüfserie mit 12 cm Ligamenthöhe wiesen alle Versuche einen unzulässigen Rissverlauf auf. Für diese Prüfserie sind dennoch in der Tabelle 6.6 die Ergebnisse der maximalen Spaltkraft, sowie die erreichte Kerbzugfestigkeit eingetragen.

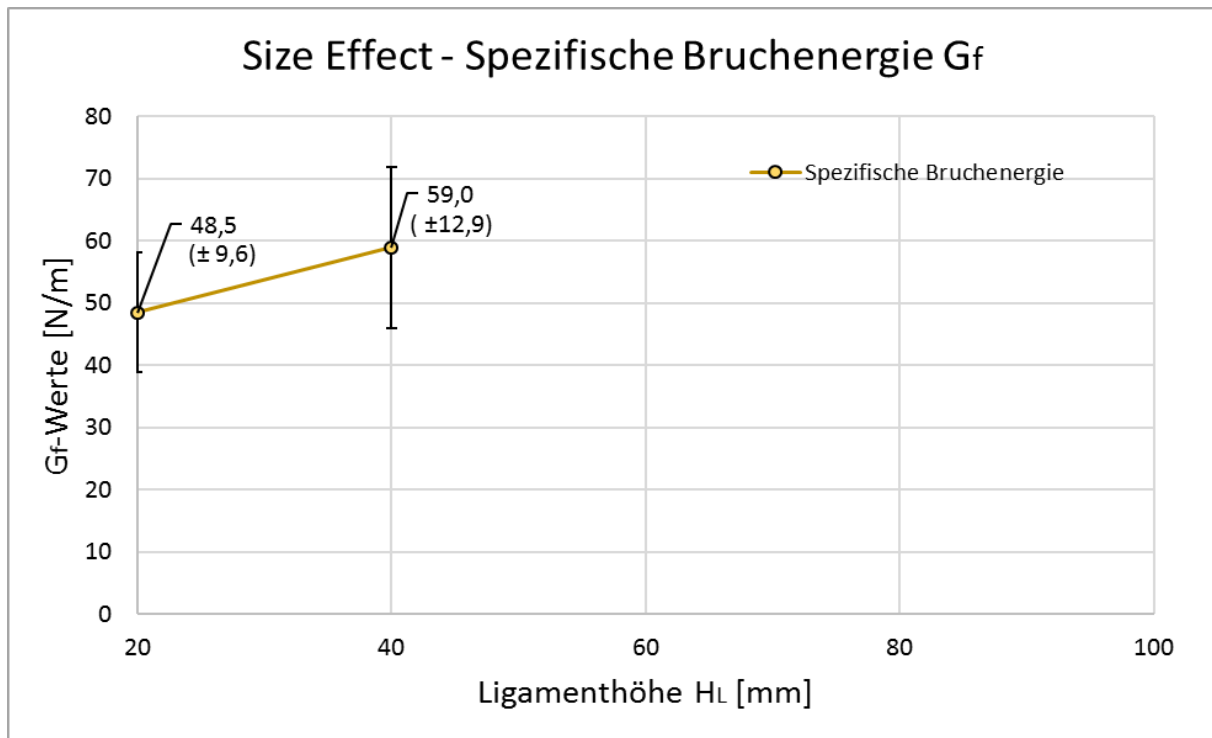
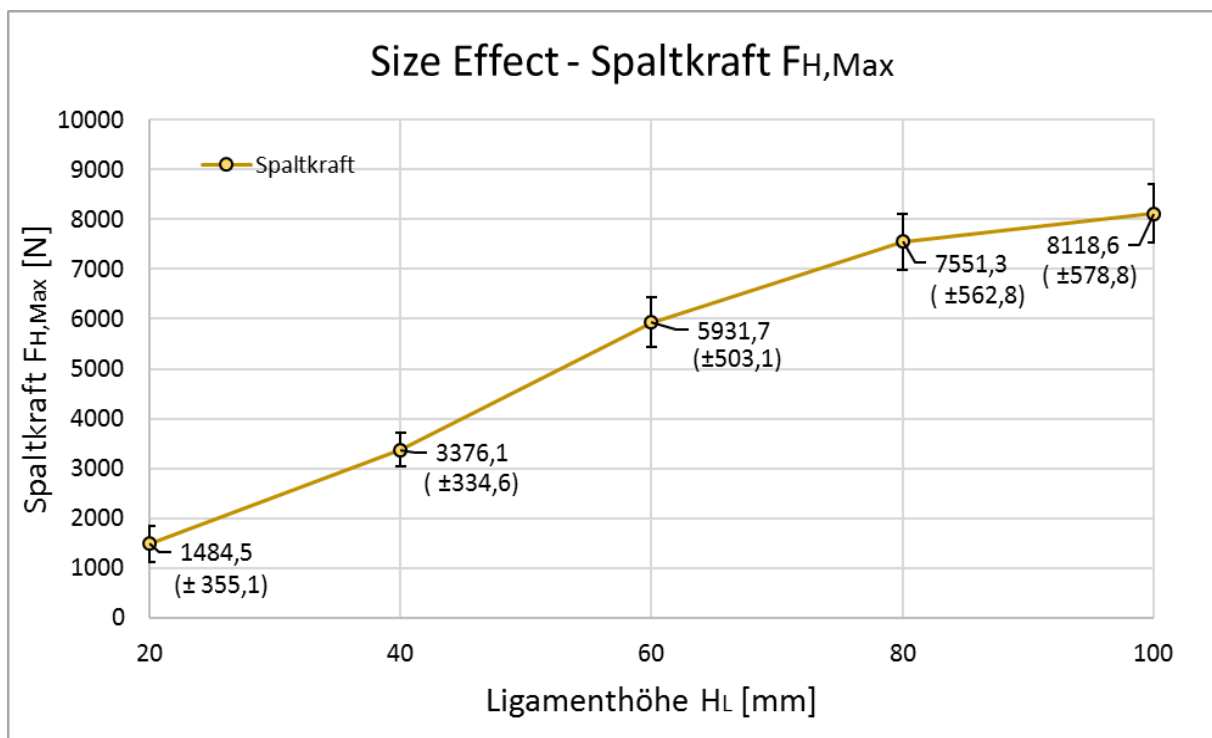
Tabelle 6.6: Ergebnisse der Prüfserien mit unterschiedlichen Ligamenthöhen

Ligamenthöhe [mm]	20	40	60	80	100	120
Spezifische Bruchenergie [N/m]	48,55 (±9,61)	58,95 (±12,94)	„0“	„0“	„0“	„0“
Maximale Spaltkraft [N]	1484,53 (±355,13)	3376,07 (±334,61)	5931,69 (±503,08)	7551,31 (±562,82)	8118,58 (±578,82)	„0“- 8424,15 (±545,48)
Kerzugfestigkeit [N/mm ²]	11,88 (±2,84)	8,44 (±0,84)	7,91 (±0,67)	6,61 (±0,49)	5,2 (±0,37)	„0“- 4,21 (±0,27)
Charakteristische Länge [m]	0,022 (±0,011)	0,044 (±0,005)	„0“	„0“	„0“	„0“
Anzahl stabiler Bruch	5	5	0	0	0	0
Anzahl instabiler Bruch	0	0	10	10	3	0
Anzahl unzulässiger Rissverlauf	0	0	0	0	2	5

6.3.2 Diskussion der size effect Untersuchungen

Bazant leitete ein Gesetz zur Beschreibung des Größeneinflusses auf die Nennfestigkeit σ_N für Werkstoffe mit großer plastischer Deformationszone vor der Risspitze her. Aufgrund der in dieser Arbeit durchgeführten experimentellen Untersuchungen konnte eine Abhängigkeit der ermittelten bruchmechanischen Kenngrößen von der Ligamenthöhe festgestellt werden. In Abbildung 6.16 bis Abbildung 6.18 sind bruchmechanische Kennwerte in Abhängigkeit der Ligamenthöhe dargestellt. Die Datenpunkte in den Diagrammen sind mit den Mittelwerten der Versuche jeder Prüfserie beschriftet. Die dazugehörigen Standardabweichungen sind jeweils unterhalb der Mittelwerte in Klammern genannt.

Die Versuche mit 12 cm und die Versuche V3 und V5 der Prüfserie mit 10 cm Ligamenthöhe wiesen einen unzulässigen Rissverlauf auf und sind daher in der Auswertung nicht berücksichtigt.

**Abbildung 6.16:** Spezifische Bruchenergie in Abhängigkeit der Ligamenthöhe**Abbildung 6.17:** Horizontale Spaltkraft in Abhängigkeit der Ligamenthöhe

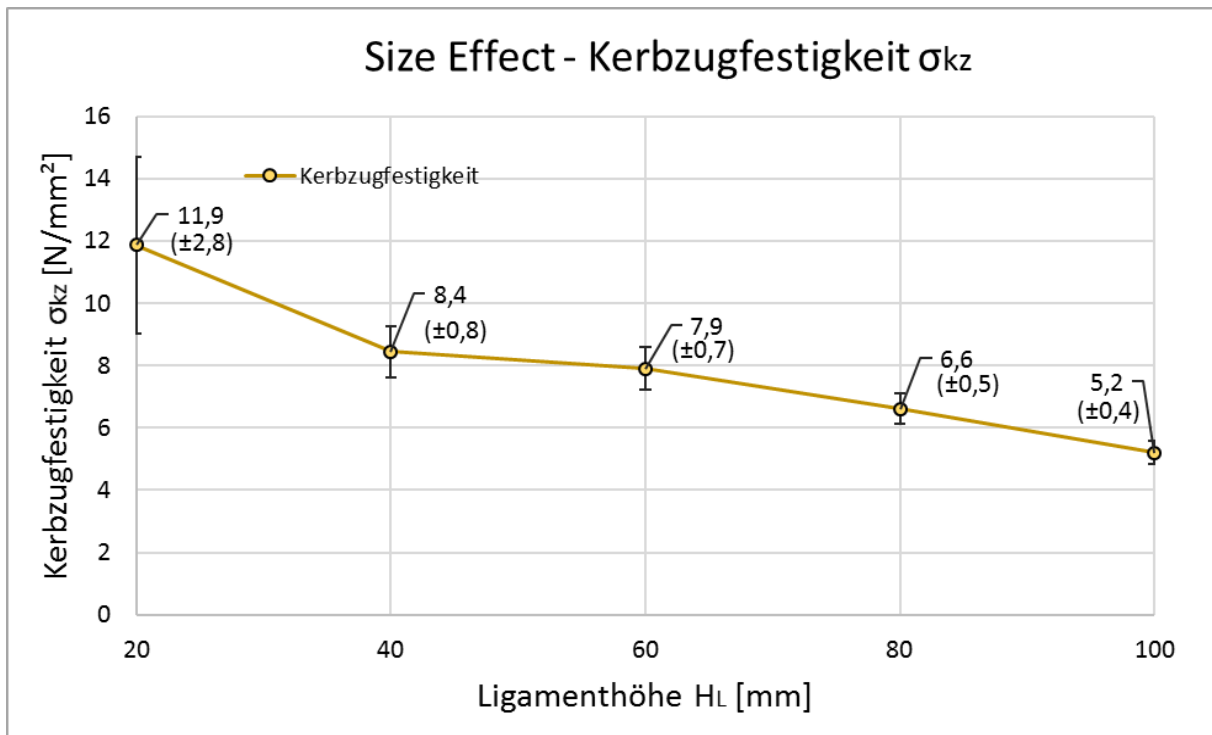


Abbildung 6.18: Kerbzugfestigkeit in Abhängigkeit der Ligamenthöhe

Das Nachbruchverhalten konnte nur für die Ligamenthöhe von 2 und 4 cm im Versuch aufgezeichnet werden. Aufgrund instabiler Versuche oder eines unzulässigen Rissverlaufs der übrigen Ligamenthöhen konnte das Nachbruchverhalten nicht aufgezeichnet und damit die spezifische Bruchenergie nicht ausgewertet werden. Die Ligamenthöhen von 6, 8, 10 und 12 cm dürfen daher nicht zur Interpretation des Einflusses der Probengröße auf die spezifische Bruchenergie herangezogen werden.

Bei der Ligamenthöhe von 2 cm fällt die spezifische Bruchenergie auf ca. 82 % des Wertes der Probekörper mit Ligamenthöhe von 4 cm ab. Es ist weiters zu erkennen, dass die Bruchenergie bei der Ligamenthöhe von 4 cm größere Streuungen aufweist. *Trunk* [50] hat in seiner Forschungsarbeit beobachtet, dass bei Werkstoffen, die eher als homogen betrachtet werden können, das Ansteigen der spezifischen Bruchenergie mit der Ligamenthöhe geringer ausfällt als bei Mischungen mit größerem Zuschlag. Weiters scheint die spezifische Bruchenergie bei zunehmender Ligamenthöhe einen Grenzwert entgegen zu streben.

Die untersuchte Betonmischung hat lediglich ein Größtkorndurchmesser von 0,4 mm Quarzsand und ist daher eher als homogen zu betrachten. Dies erklärt den eher geringen Anstieg der spezifischen Bruchenergie von 2 auf 4 cm Ligamenthöhe.

In der Abbildung 6.17 und in der Abbildung 6.18 hingegen ist deutlich zu erkennen, dass bei geometrisch ähnlichen Probekörpern, wie sie in dieser Arbeit am Beispiel von Keilspaltproben verwendet werden, die Ligamenthöhe einen wesentlichen Einfluss hat. Die maximal aufnehmbare Spaltkraft der Versuche nimmt mit steigender Ligamenthöhe zu. Für die Auswertung der Kerbzugfestigkeit wird der Mittelwert der gemessenen maximalen Spaltkraft herangezogen.

Auch die Kerbzugfestigkeit ist von der Ligamenthöhe abhängig und nimmt mit anwachsender Ligamenthöhe ab. Viele Untersuchungen existieren von Probekörpern, deren Abmessung bei konstantem Verhältnis der Ligamenthöhe zur Probekörpergröße variiert wurden. Sie bestätigen die vorliegenden Resultate, dass die spezifische Bruchenergie mit zunehmender Ligamenthöhe zunimmt und die Werte der Kerbzugfestigkeit mit zunehmender Ligamenthöhe abnehmen.

Der Einfluss der Bauteilgröße auf die Bruchspannung ist wohl eines der bekanntesten Phänomene in der Werkstoffprüfung. Statistische Erklärungsansätze gehen davon aus, dass in einem Werkstoffvolumen Fehlstellen statistisch verteilt sind. Bei größer werdenden Werkstoffvolumen steigt auch die Wahrscheinlichkeit des Auftretens einer Fehlstelle und infolge dessen sinkt die gemessene Festigkeit. Andere Modelle hingegen gehen von der Größe der Bruchprozesszone aus, die auch entscheidend von der Geometrie der Probekörper abhängt. Spannungsspitzen in der Bruchprozesszone bauen sich durch Mikrorissbildung ab. Bei kleineren Ligamenthöhen nimmt die Bruchprozesszone einen größeren Teil der Ligamentfläche ein, als bei großen Ligamenthöhen. Spannungsspitzen können sich daher bei kleineren Ligamenthöhen über einen größeren Teil der Ligamentfläche in der Bruchprozesszone abbauen, was zu größeren Bruchspannungen führt (siehe Kapitel 4.3.3 Maßstabeffektmodell nach *Bazant*).

Die größte Bruchspannung weisen daher auch die Versuche mit Ligamenthöhe von 2 cm auf. Die Bruchspannung (Kerbzugfestigkeit) beträgt im Mittelwert $11,9 \text{ N/mm}^2$ und ist damit mehr als doppelt so groß wie jene bei einer Ligamenthöhe von 10 cm (Mittelwert $\sigma_{kz} = 5,2 \text{ N/mm}^2$). Der Abfall der Kerbzugfestigkeit ist zwischen der Ligamenthöhe von 2 und 4 cm am größten. So beträgt die Kerbzugfestigkeit bei einer Ligamenthöhe von 4 cm ($8,4 \text{ N/mm}^2$) nur noch ca. 71 % des Wertes der Ligamenthöhe von 2 cm ($11,9 \text{ N/mm}^2$). Der weitere Abfall der Bruchspannung mit zunehmender Ligamenthöhe fällt dabei geringer aus. Auch die

Standardabweichung der Probekörper mit 2 cm Ligamenthöhe ist am höchsten und wird mit zunehmender Ligamenthöhe kleiner.

In Abbildung 6.19 ist der Vergleich der Kraft-Rissöffnungsdiagramme repräsentativer Probekörper mit unterschiedlichen Ligamenthöhen dargestellt. Zur besseren Übersichtlichkeit wurden die Kraft-Rissöffnungsdiagramme weiter unterteilt in Abbildung 6.20 und Abbildung 6.21. Der Anstieg der Kraft-Rissöffnungskurve charakterisiert das elastische Materialverhalten. Die Abweichung des Kurvenverlaufs von der elastischen Geraden bei zunehmender Kraft, ist von der Größe der plastischen Zone vor der Risspitze abhängig.

Bei den Ligamenthöhen von 2 und 4 cm konnte man das vollständige Nachbruchverhalten aufzeichnen (siehe Abbildung 6.20) und damit die spezifische Bruchenergie berechnen. In Abbildung 6.21 sind die Prüfserien mit unterschiedlichen Ligamenthöhen ersichtlich, bei denen der Probekörper spröde brach.

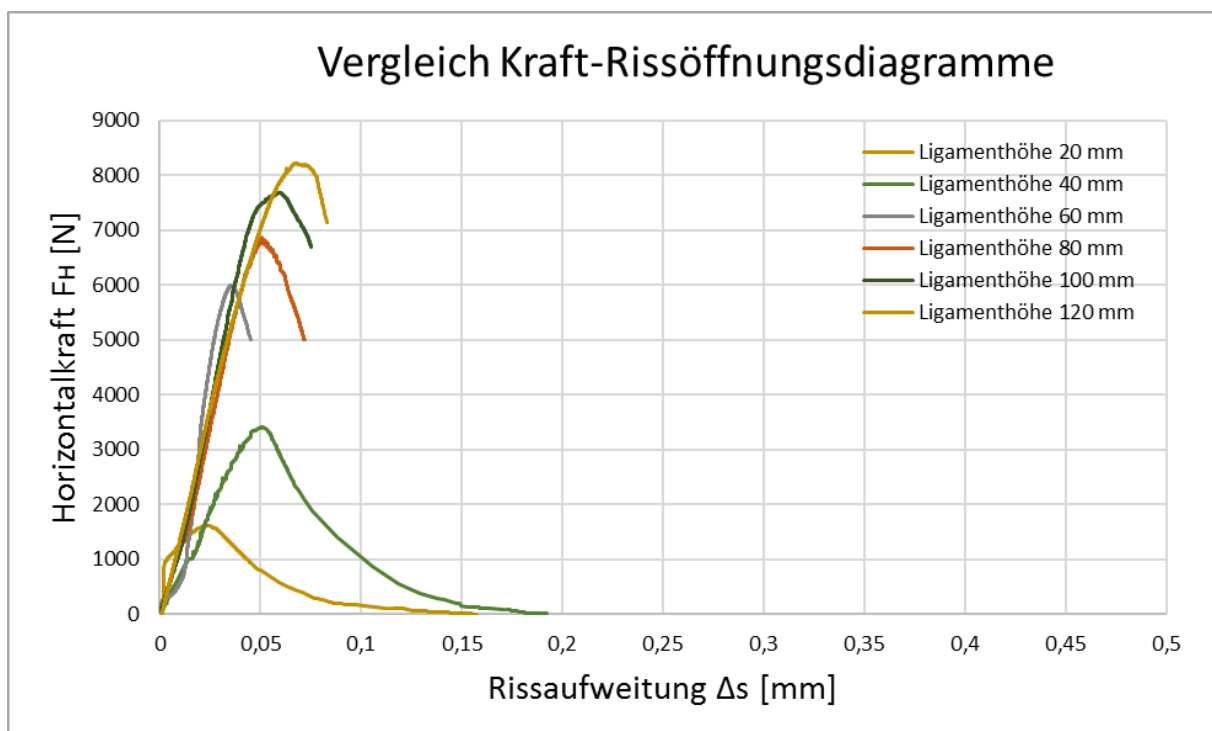


Abbildung 6.19: Vergleich Kraft-Rissöffnungsdiagramme repräsentativer Probekörper mit unterschiedlichen Ligamenthöhen

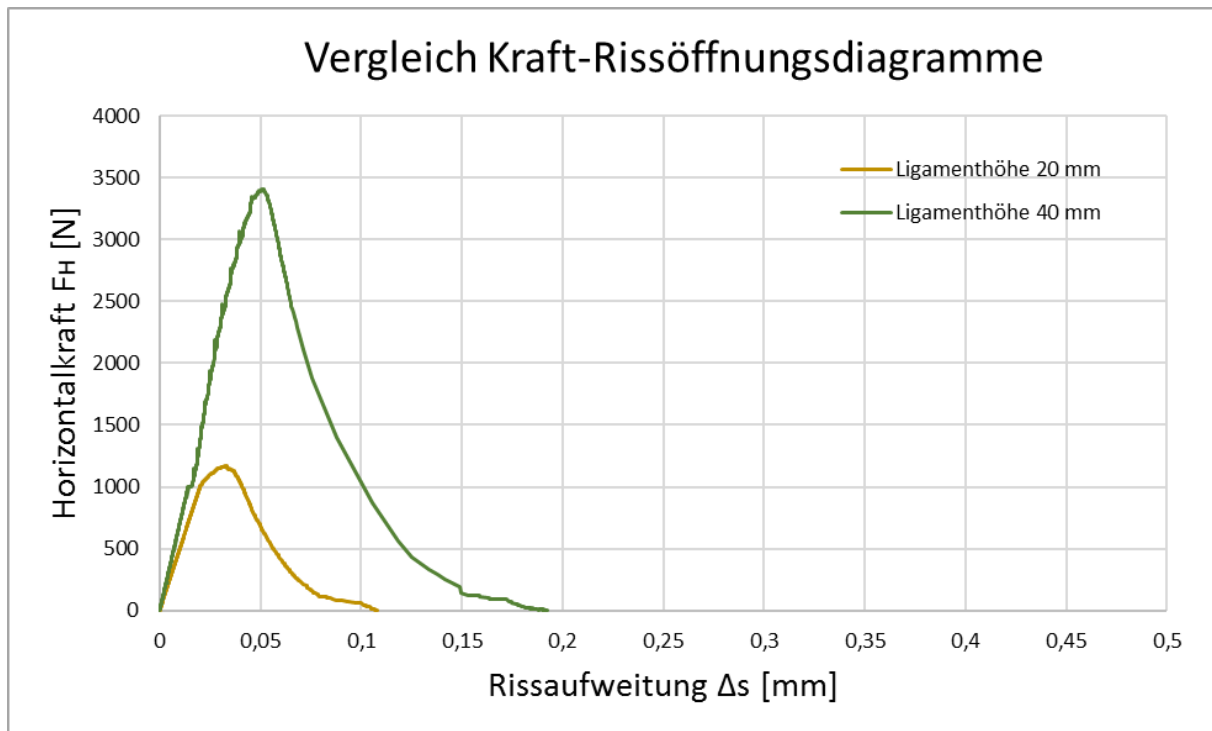


Abbildung 6.20: Vergleich Kraft-Rissöffnungsdiagramme der Ligamenthöhe von 20 mm mit 40 mm

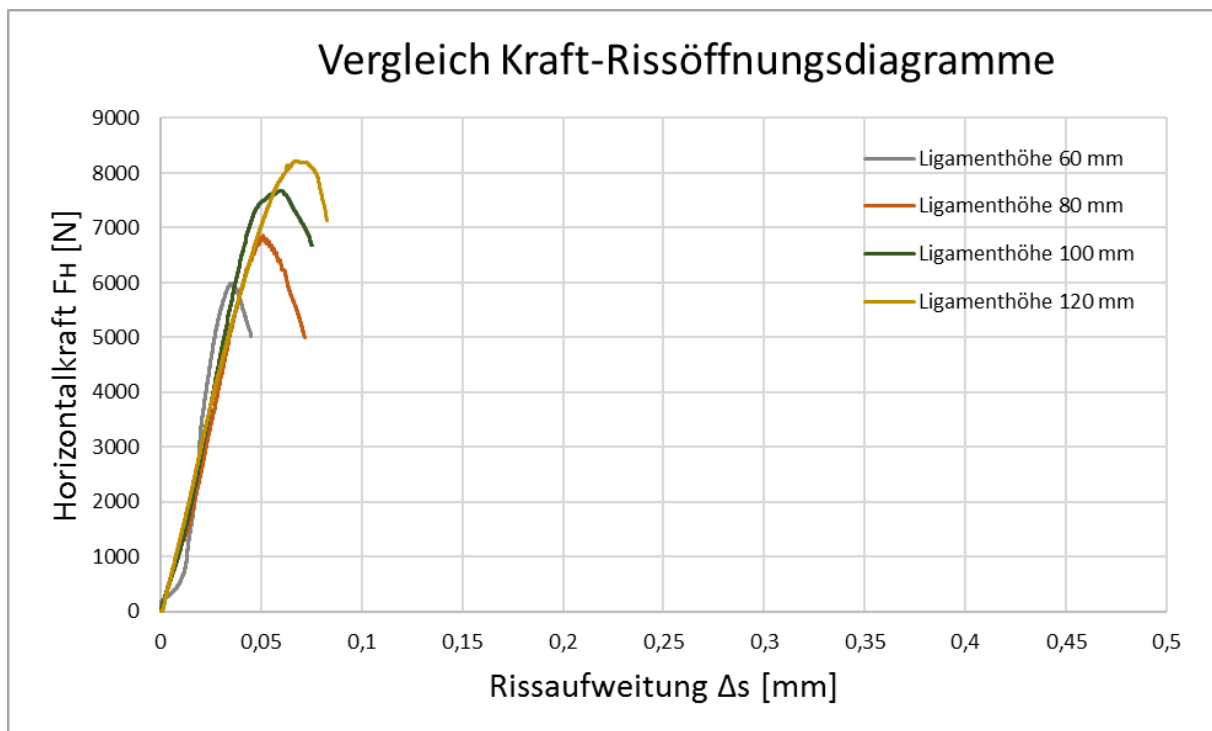


Abbildung 6.21: Vergleich Kraft-Rissöffnungsdiagramme der Probekörper mit Sprödbruch

Die Keilverschiebung der in Abbildung 6.21 durchgeführten Versuche betrug lediglich 0,1 mm/min. Dennoch konnte der abfallende Ast bei den Versuchen mit Ligamenthöhen von 6 cm und 8 cm in keinem Fall bestimmt werden. Bei den Versuchen mit 10 cm Ligamenthöhe konnte das Nachbruchverhalten bei einem Versuch aufgezeichnet werden. Auch bei den Versuchen mit einer Ligamenthöhe von 12 cm konnte nur bei drei Versuchen trotz der geringen Vorschubgeschwindigkeit des Keiles und der hohen Abtaste bis zu 200 Hz das Nachbruchverhalten aufgezeichnet werden.

Die Versuche mit 12 cm Ligamenthöhe wiesen jedoch alle einen unzulässigen Rissverlauf leitend *ÖNORM B 3593* [87] auf und wurden daher nicht zur Bestimmung der spezifischen Bruchenergie verwendet. Zum seitlichen Abweichens des Risses kommt es, wenn das Schubtragvermögen der Ligamentfläche kleiner ist, als der Tragwiderstand zufolge Normalkraft und Moment. Die beim Bruch freiwerdende elastische Energie ist somit vom kleineren Schubtragvermögen abhängig. Der Riss pflanzt sich in Richtung des geringeren Schubwiderstandes fort und läuft somit auf einer Probenseite hinaus. Durch das seitliche Abweichen des Risses kommt es womöglich zu zusätzlichen Energiedissipationen im Probekörper. Bei den Probekörpern mit 12 cm Ligamenthöhe konnte somit die beim Bruch freiwerdende elastische Energie unter Erzeugung von Bruchflächen, aufgefangen werden. Somit konnte auch der abfallende Ast im Kraft-Rissöffnungsdiagramm bestimmt werden, wobei jedoch alle Versuche dieser Prüfserie einen unzulässigen Rissverlauf aufwiesen. In Abbildung 6.22 ist ein Versuch mit einem unzulässigen Rissverlauf der Prüfserie mit 12 cm Ligamenthöhe dargestellt.

Die Gestalt und Form der Bruchfläche ist ein Entscheidungskriterium, ob es zulässig ist, den Versuch zur Bestimmung der spezifischen Bruchenergie heranzuziehen oder nicht. Der genaue Einfluss der Bruchfläche auf die spezifische Bruchenergie ist bei dieser UHPC Mischung noch zu untersuchen. Für die Auswertung der Versuche wird die Ligamentfläche, welche eine horizontale Projektion der Bruchfläche darstellt, herangezogen.

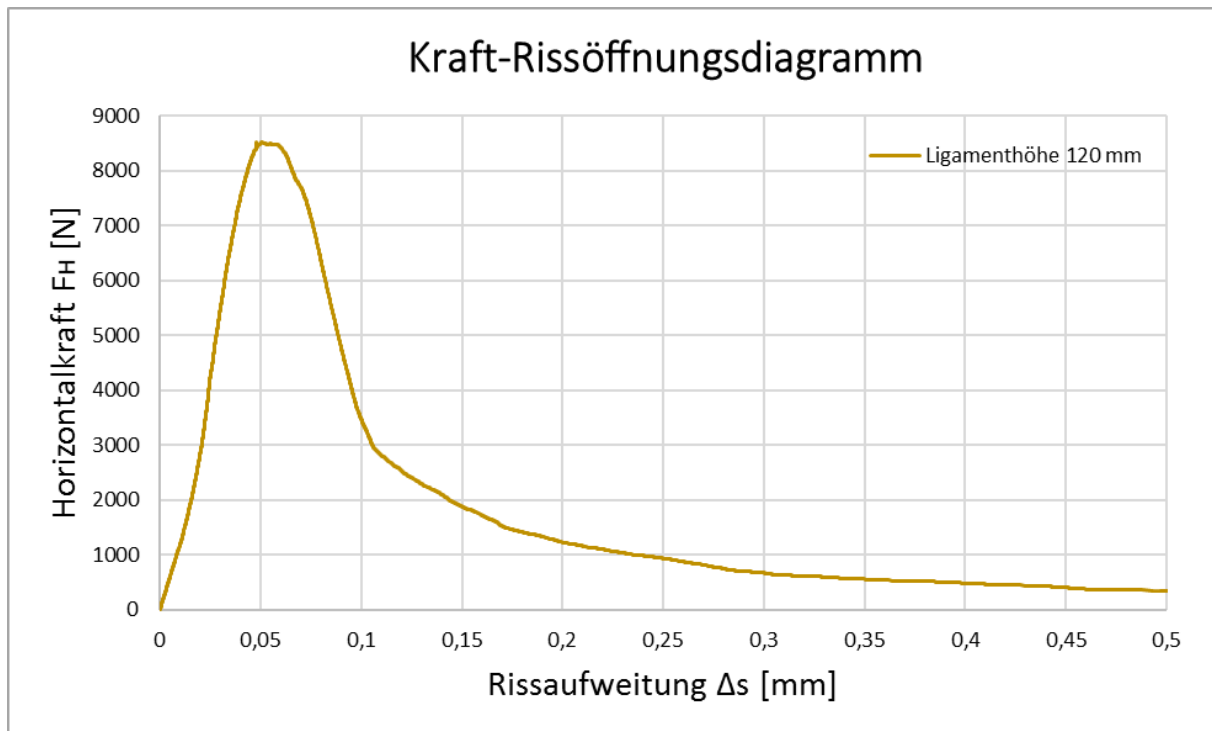


Abbildung 6.22: Kraft-Rissöffnungsdiagramm eines Versuches mit 12 cm Ligamenthöhe
(unzulässiger Rissverlauf)

Charakteristische Länge l_{ch}

Wie bereits in Kapitel 4.3.1 Das fiktive Rissmodell und in Kapitel 5.2.3 Auswertungsmethodik erwähnt dient die charakteristische Länge l_{ch} zur Beschreibung des Nachbruchverhaltens und stellt ein Maß für die Duktilität bzw. Sprödigkeit eines Werkstoffs dar. Die charakteristische Länge l_{ch} berechnet sich aus dem Elastizitätsmodul, der spezifischen Bruchenergie und der Kerbzugfestigkeit nach Formel 5.4. Nach *ÖNORM B 3592* [87] deutet eine kleine charakteristische Länge auf einen spröden Werkstoff hin (z.B. Beton - $l_{ch} = 0,2$ m) und eine große charakteristische Länge auf einen duktilen Werkstoff (z.B. Asphalt bei +10 °C - $l_{ch} = 0,6$ m). Die Auswertung der im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten Versuche ergibt die in Abbildung 6.23 dargestellten charakteristischen Längen. Der große Unterschied der charakteristischen Längen der Prüfkörper mit 2 und 4 cm Ligamenthöhe ist in dem großen Abfall der Kerbzugfestigkeit begründet (siehe Abbildung 6.18). Die Kerbzugfestigkeit bei 4 cm Ligamenthöhe ($8,4$ N/mm²) beträgt nur noch ca. 71 % des Wertes bei der Ligamenthöhe von 2 cm ($11,9$ N/mm²). Die ermittelte charakteristische Länge bei einer Ligamenthöhe von 4 cm ist rund doppelt so groß als jene bei 2 cm. Dies liegt womöglich daran, dass sich die

Prozesszone bei einer Ligamenthöhe von 2 cm nach nicht vollständig ausbilden kann. Die Abmessungen der Prozesszone sind größer als die Abmessungen der Probekörper, was der Grund für die geringere spezifische Bruchenergie und damit geringer charakteristische Länge ist. Weiters weisen die Werte der charakteristischen Länge bei 2 cm Ligamenthöhe eine größere Streuung auf.

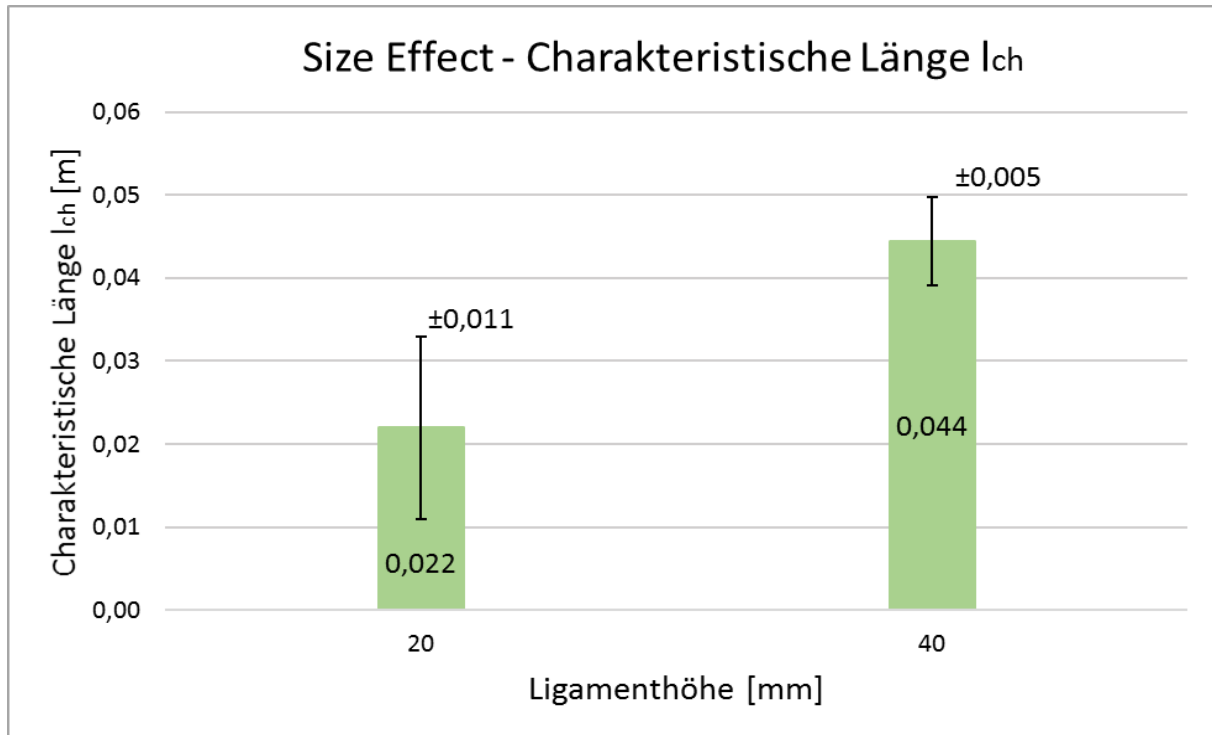


Abbildung 6.23: Charakteristische Länge l_{ch} der Proben mit 2 und 4 cm Ligamenthöhe

Im Artikel von *J. Ma, H. Schneider und Z. Wu* [94], die ultrahochfeste Betone unterschiedlicher Festigkeiten untersucht haben, wurde eine abfallende Tendenz der charakteristischen Länge mit steigender Festigkeit beobachtet. Die durchgeführten Versuche der Ligamenthöhen von 2 und 4 cm ergaben Werte, die eindrucksvoll unterstreichen, dass der untersuchte UHPC viel spröder ist als Betone mit grobem Zuschlag. Die sehr große Sprödigkeit dieser UHPC Mischung drückt sich durch eine 5 bis 10-fach geringere charakteristische Länge wie bei Betonen mit grobem Zuschlag ($l_{ch} = 0,2\text{m}$) aus.

Eine Abnahme der charakteristischen Länge mit steigender Festigkeit wird beispielsweise in der Publikation von *J. Ma, H. Schneider und Z. Wu* [94] im Mikrogefüge der Matrix gesehen. Auf dem Mikroniveau einer normalfesten Matrix leiten Calciumhydroxid $\text{Ca}(\text{OH})_2$ Kristalle den Riss ab, wodurch mehr Energie dissipiert wird. Innerhalb der hochfesten Matrix wird $\text{Ca}(\text{OH})_2$

in der puzzolanischen Reaktion mit Mikrosilikat verbraucht und die Rissableitung dadurch geschwächt. Der UHPC hat aufgrund der dichteren Mikrostruktur im Vergleich zu Betonen mit grobem Zuschlag eine verringerte Rissablenkung. Durch die Rissablenkung an Sand- oder Gesteinskörnern ergibt sich ein längerer Rissverlauf und erfordert dadurch eine höhere Energie bis zum Bruch. Beim UHPC wird durch die dichtere Mikrostruktur auch die Größe der Bruchprozesszone verkleinert. Aufgrund der kleineren Korngröße ist daher die Bruchenergie von UHPC geringer als die von Betonen mit grober Körnung.

Auch die Gestalt der Kraft-Rissöffnungskurve gibt Auskunft, ob das Material spröde oder duktil ist (siehe Abbildung 6.24). Bei einem spröden Werkstoff verläuft die Last-Verschiebungskurve annähernd linear bis zum Bruch und plastische Deformationen bleiben klein. Auftretende plastische Deformationen sind an der Abweichung der Last-Verschiebungskurve von der elastischen Geraden erkennbar. Die Größe der Bruchenergie wird dabei maßgebend vom Bruchverhalten des Materials bestimmt. Duktile Materialien nehmen mehr Energie im Zuge des Bruchvorganges auf, als spröde Materialien. Dies liegt daran, dass die Entfestigungsvorgänge (zum Beispiel Mikrorissbildung, Kornablösung, etc.) früher stattfinden und damit auch die Ausbildung einer Bruchprozesszone. Weiters fällt bei duktilen Werkstoffen durch die höhere Entfestigung des Materials im Nachbruchbereich die Kraft-Rissöffnungskurve deutlich flacher ab, da mehr Energie im Bruchvorgang verbraucht wird. Aus diesen Gründen weisen duktile Materialien größere Krümmungsradien im Bereich der Maximallast auf, als spröde Werkstoffe (siehe Abbildung 6.24).

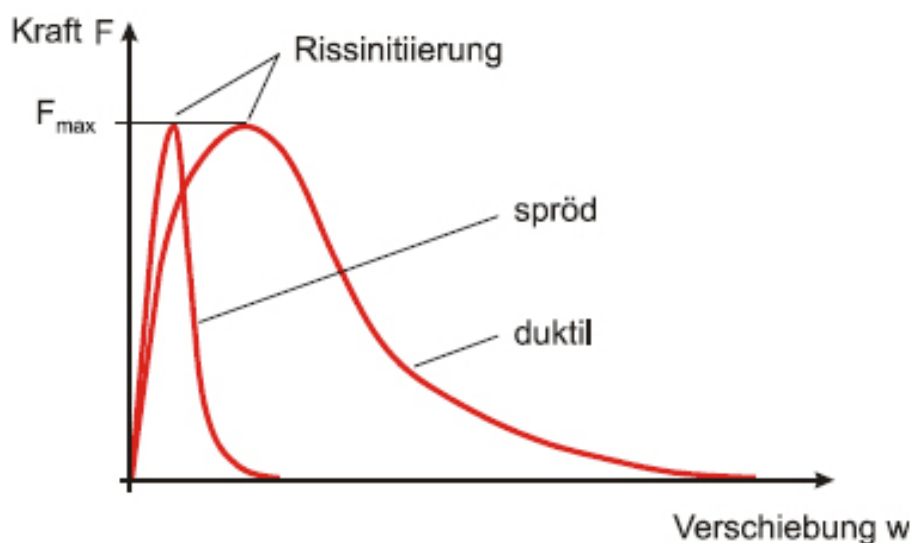


Abbildung 6.24: Vergleich der Kraft-Rissöffnungskurve für duktile und spröde Werkstoffe [87]

Die aufgezeichneten Kraft-Rissöffnungslinien in Abbildung 6.19 und die charakteristischen Längen in Abbildung 6.23 deuten auf ein sehr sprödes Materialverhalten dieser Ultra High Performance Concrete Mischung hin.

Vergleich der Ergebnisse mit den Vorversuchen

Die Herstellung und Nachbehandlung der Keilspaltproben in den Vorversuchen und Hauptversuchen sind ident, sodass man die Ergebnisse der unterschiedlichen Mischungen gut vergleichen kann. Die Abmessungen der Probekörper der Vorversuche und Hauptversuchen sind für eine Ligamenthöhe von 8 cm und einer Probekörperbreite von 14 cm gleich. In Tabelle 6.7 und in Abbildung 6.25 ist der Vergleich der Ergebnisse dieser Abmessungen dargestellt. Ist in Tabelle 6.7 als Wert „0“ eingetragen, so konnte die spezifische Bruchenergie bzw. charakteristische Länge aufgrund des Sprödbruchs der Probekörper nicht ermittelt werden.

Tabelle 6.7: Vergleich der Ergebnisse der Vorversuche und Hauptversuche (Ligamenthöhe 80 mm)

	Vorversuche	Hauptversuche	Abmessungen HxBxL
Druckfestigkeitsprüfung	169,65 (±3,80)	193,90 (±5,30)	100x100x100 [mm]
E-Modul Prüfung	56493 (±424)	56733 (±2567)	40x40x160 [mm]
Spezifische Bruchenergie [N/m]	102,70 (±11,10)	"0"	130x140x100 [mm] Ligamenthöhe 80 [mm]
Maximale Spaltkraft [N]	5773,27 (±523,21)	7551,31 (±562,82)	
Kerbzugfestigkeit [N/mm²]	5,05 (±0,46)	6,61 (±0,49)	
Charakteristische Länge [m]	0,202 (±0,024)	"0"	

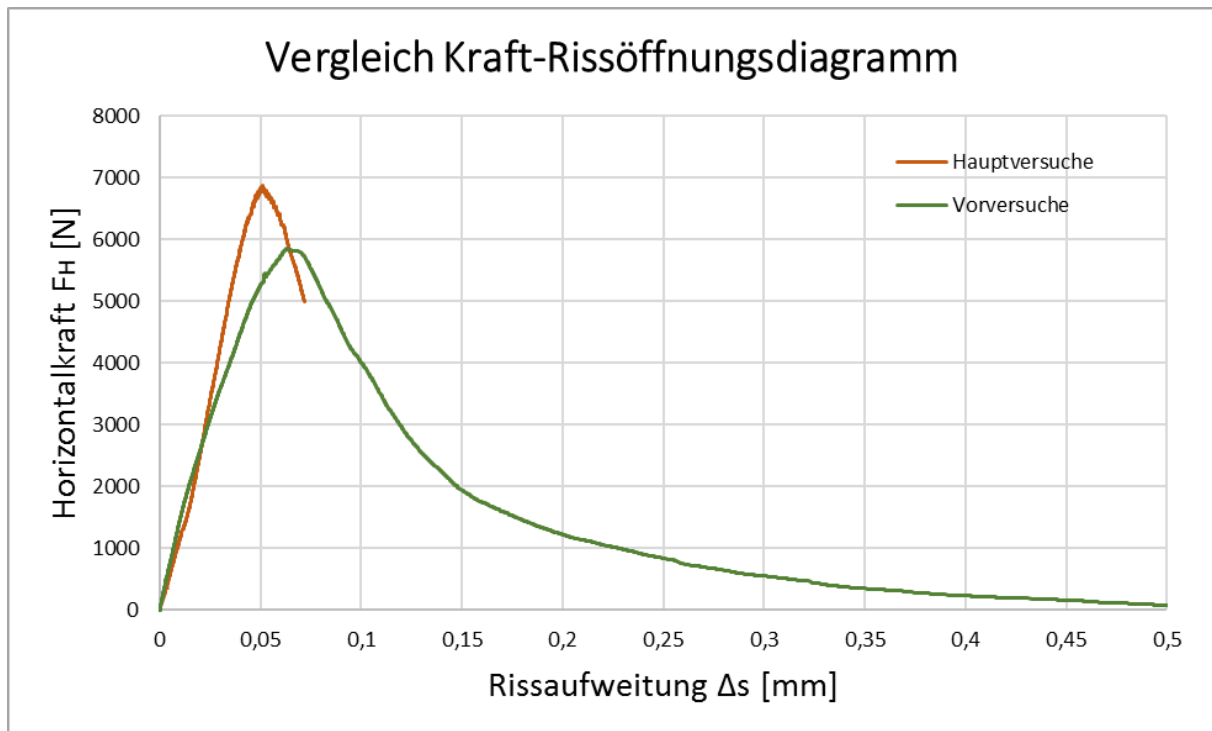


Abbildung 6.25: Vergleich Kraft-Rissöffnungsdiagramm der Vorversuche und Hauptversuche

Aus dem Vergleich der Ergebnisse in Tabelle 6.7 und in Abbildung 6.25 ist ersichtlich, dass die spezifische Bruchenergie nur in den Vorversuchen bei der Ligamenthöhe von 8 cm bestimmt werden konnte. Die spezifische Bruchenergie der Hauptversuche bei der Ligamenthöhe von 4 cm beträgt 59 N/m und die charakteristische Länge lediglich 0,044 m. Die charakteristische Länge ist damit um ca. 4,5-mal geringer als die der Vorversuche bei einer Ligamenthöhe von 8 cm. Deswegen kann man hier annehmen, dass der UHPC der Hauptversuche eine geringere Duktilität aufweist. Dies ist unter anderem in der unterschiedlichen Zementart und dem Größtkorndurchmesser des Zuschlages begründet.

Der Größtkorndurchmesser des Quarzsandes beträgt 1,6 mm bei der Mischung der Vorversuche und lediglich 0,4 mm bei den Hauptversuchen. Die UHPC-Mischung der Voruntersuchungen hat aufgrund der gröberen Gesteinskörnungen eine bessere Kornverzahnung, sowie Rissverzweigung und damit eine größere charakteristische Länge. Durch die Rissablenkung an gröberen Gesteinskörner vergrößert sich der Weg des Risses (längerer Rissverlauf) und erfordert dadurch eine höhere Energie bis zum vollständigen Bruch. Zudem hat der UHPC der Hauptversuche eine um rund 14,3 % höhere Druckfestigkeit, wodurch mehr elastische Energie vor dem Bruchvorgang gespeichert wird. Diese beim Bruch freiwerdende elastische Energie und der geringe Energieverbrauch im Nachbruchbereich

(geringe Rissverzweigung und Kornverzahnung) führen schließlich zu einem instabilen Bruchvorgang. Der Mittelwert der Kerbzugfestigkeit der Hauptversuche ist um rund 30,9 % höher als die der Vorversuche (siehe Tabelle 6.7).

6.4 Temperaturversuche (100 und 200 °C)

Die durchgeführten Temperaturversuche erfolgten bei 100 und 200 °C nach der im Kapitel 5.3.2 Versuchsdurchführung für die Temperaturversuche beschriebenen Vorgangsweise. Für die Temperaturversuche wurden Probekörper mit einer Ligamenthöhe von 4 cm verwendet, da der Bruchvorgang bei den Versuchen unter Raumtemperatur stabil verlief. Damit konnte man das Nachbruchverhalten aufzeichnen und aus der Spaltkraft-Rissöffnungskurve die spezifische Bruchenergie berechnen. Die Abmessungen der Probekörper mit 4 cm Ligamenthöhe kann der Abbildung 6.2 entnommen werden. Bei der Versuchsdurchführung mit dem modifizierten Versuchsaufbau müssen vier Wegaufnehmer verwendet werden. Bei einigen Versuchen kam es zum Ausfall eines Wegaufnehmers oder Fehler in den Messungen und damit zu fehlerhaften Datensätzen. Von den jeweils fünf durchgeführten Versuchen der Temperaturstufe von 100 und 200 °C konnten jedoch mindestens drei Versuche an repräsentativen Probekörpern zur Auswertung der spezifischen Bruchenergie herangezogen werden. Die Vorschubgeschwindigkeit des Prüfkeiles betrug bei den Versuchen 0,5 mm/min.

Bevor man den eigentlichen Versuch starten kann muss der Probekörper im Elektroofen der *Firma Rohde* (Modell TC 504) aufgeheizt werden. Dafür wurden im Thermocomputer TC 504 des Brennofens (siehe Abbildung 5.17) zwei Brennkurven eingestellt. Die 100 °C Versuche erfolgten bei einer Aufheizgeschwindigkeit von 100°C pro Stunde und einer anschließenden Haltezeit von drei Stunden. Durch eine ausreichende Haltezeit wird gewährleistet, dass sich die definierte Prüftemperatur im Probekörper gleichmäßig verteilt. Insgesamt dauerte die Brennzeit für einen Versuch bei 100 °C damit vier Stunden.

Die Temperaturversuche bei 200 °C wurden aufgrund der längeren Aufheizdauer in der Nacht gestartet. Dabei wurden mit 100 °C pro Stunde bis 100 °C geheizt und anschließend die Temperatur drei Stunden gehalten. Die Zeitdauer bis zum nächsten Aufheizvorgang betrug damit vier Stunden. Um mögliche Abplatzungen zu vermeiden wird danach mit einer Geschwindigkeit von lediglich 20 °C pro Stunde weiter aufgeheizt, bis schließlich 200 °C

erreicht waren (Dauer 5 Stunden). Die Temperatur von 200 °C wurde weitere drei Stunden konstant gehalten, bis schließlich die eigentliche Prüfung der Probe erfolgte. Insgesamt dauerte die Brenndauer für den 200 °C Versuch damit zwölf Stunden. Aufgrund der langen Aufheizdauer der 200 °C Versuche wurde der Ofen in der Nacht gestartet. Die Zusammenfassung des Brennvorganges der Temperaturversuche ist in Tabelle 6.8 ersichtlich.

Tabelle 6.8: Beschreibung des Brennvorganges der Temperaturversuche

Temperatur der Warmversuche	Beschreibung Brennvorgang
100 °C Versuche	Aufheizgeschwindigkeit 100 °C pro Stunde
	Dauer der Aufheizung 1 Stunde (bis 100 °C)
	Haltezeit: 3 Stunden
	Gesamtbrennzeit bis Prüfungsbeginn: 4 Stunden
200 °C Versuche	Aufheizgeschwindigkeit 100 °C pro Stunde
	Dauer der Aufheizung 1 Stunde (bis 100 °C)
	Haltezeit: 3 Stunden
	Weitere Aufheizung mit 20 °C pro Stunde
	Dauer der Aufheizung 5 Stunden (bis 200 °C)
	Haltezeit: 3 Stunden
	Gesamtbrennzeit bis Prüfungsbeginn: 12 Stunden

Der E-Modul fällt unter Temperatur deutlich ab (siehe Kapitel 3.1.2 Temperaturabhängiger E-Modul). In dieser Arbeit wurde der E-Modul unter Temperatur nicht bestimmt und daher die charakteristische Länge nicht zur Interpretation herangezogen.

6.4.1 Ergebnisse und Diskussion der Temperaturversuche

Bei den Hauptversuchen unter thermomechanischer Beanspruchung konnte nicht immer ein schöner Anstieg der elastischen Gerade des Kraft-Rissöffnungsverlaufes aufgezeichnet werden. Dies liegt möglicherweise an Verdrehungen des Probekörpers während der Versuchsdurchführung, die auch an den aufgezeichneten Datensätzen der vier Wegaufnehmer ersichtlich ist. Die Messwerte der Wegaufnehmer einer Probekörperseite schwanken manchmal im Vorzeichen, die auf Verschiebungen des Probekörpers auf dem Linienauflager hindeuten.

Die Vertikalkraft der Druckprüfmaschine wird durch die Stahlstange des modifizierten Prüfkeiles auf den Probekörper übertragen (siehe Abbildung 5.12). Durch eine anfänglich kleine Verschiebung des Probekörpers auf dem Linienauflager kann es aufgrund der Schrägstellung der Stahlstange und damit leicht geneigter Krafteinleitung zu weiteren größeren Verdrehungen der Probe kommen. Um dennoch die spezifische Bruchenergie auswerten zu können wurde der elastische Anstieg in einigen Versuchen korrigiert. Weitere Versuche mit diesem modifizierten Prüfaufbau sollten daher noch erfolgen um die gemessenen Werte abzusichern.

Die aus drei Versuchen ermittelte spezifische Bruchenergie liegt für die Temperaturversuche noch im statistischen Schwankungsbereich der Versuche unter Raumtemperatur ($G_f=59 \text{ N/m}$). Für die Temperaturversuche bei 100 °C beträgt die spezifische Bruchenergie $63,5 \text{ N/m}$ und bei 200 °C liegt sie bei $48,6 \text{ N/m}$. Um fundiertere Aussagen über das Verhalten von UHPC unter thermomechanischer Beanspruchung treffen zu können, sollten durch weitere Versuche die gemessenen Werte der modifizierten Messvorrichtung abgesichert und danach die Temperatur in einem breiteren Spektrum variiert werden. *Bramshuber* [95] konnte bei Versuchen zeigen, dass die Bruchenergie und charakteristische Länge von Beton bei steigender Temperatur abnehmen. Dies steht im Widerspruch zu metallischen Werkstoffen, wo bekanntlich die Bruchzähigkeit und die Bruchenergie mit zunehmender Temperatur ansteigen. Bei Beton ist mit einer Zunahme der Sprödigkeit und einer erhöhten Rissempfindlichkeit bei höheren Temperaturen zu rechnen. *Bazant* sieht die Abhängigkeit der Bruchenergie von der Temperatur darin, dass Atome bei höhere Temperaturen leichter auseinanderzuziehen sind [95].

Zur Kenntnis der tatsächlichen Abhängigkeit sind hier auf jeden Fall noch mehr Versuche erforderlich. Insbesondere der Einfluss des Feuchtegehalts mit zusätzlicher Temperaturbelastung der Proben sollte noch genauer untersucht werden. Durch die Verdampfung von freiem und physikalisch (verdampfbarem) gebundenem Wasser kann sich durch den zusätzlichen Dampfdruck eine erhöhte Abhängigkeit bruchmechanischer Kennwerte von der Temperatur ergeben. Neben dem Einfluss der Temperatur auf den Dampfdruck ergeben sich noch einige weitere Parameter, die eine Vorhersage der Bruchenergie in Abhängigkeit der Temperatur erschweren [95].

So beeinflussen thermisch bedingte Phasenumwandlungen einzelne Komponenten des Betons (siehe Tabelle 3.1), die bei weiteren thermomechanischen Versuchen zu berücksichtigen sind. Durch beispielsweise die Quarzumwandlung bei einer Temperatur von 573 °C und dem Beginn der Zersetzung der CSH-Phasen (Temperatur 600 - 700 °C) liegt bei höheren Temperaturen ein Werkstoff mit veränderten Eigenschaften vor (siehe Kapitel 3.2.2 Thermische Prozesse bei explosionsartigen Abplatzungen). Weitere Untersuchungen von sehr hohen Temperaturen bis hin zu sehr tiefen Temperaturen sollten daher noch erfolgen um eine bessere Vorhersage der Bruchenergie in Abhängigkeit der Temperatur treffen zu können.

Abbildung 6.26 zeigt den Vergleich von erhaltenen Kraft-Rissöffnungskurven der Ligamenthöhe von 4 cm unter Raumtemperatur mit den Temperaturversuchen (100 bzw. 200 °C). Der Vergleich der erhaltenen Kraft-Rissöffnungskurven unter Raumtemperatur mit jener unter Temperatur von 100 °C lässt auf keine Temperaturabhängigkeit schließen. Bei den Temperaturversuchen von 200 °C hingegen ist eine deutliche Abhängigkeit von der Temperatur erkennbar. So ist die maximal aufnehmbare horizontale Spaltkraft deutlich geringer, als die der anderen Temperaturstufen. Auch der Abfall der Kraft-Rissaufweitungskurve ist geringer als jene der anderen Temperaturstufen.

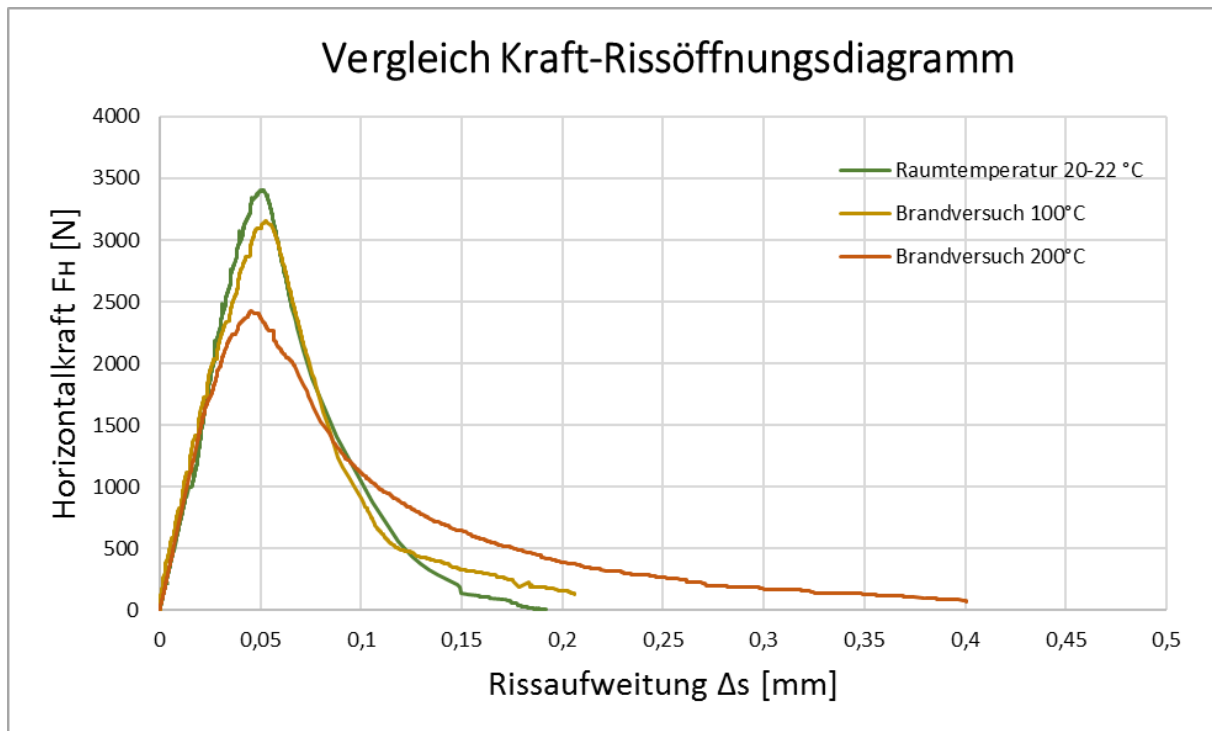


Abbildung 6.26: Vergleich Kraft-Rissöffnungsdiagramm unter unterschiedlichen Temperaturen

In Abbildung 6.27 ist der Mittelwert der horizontalen Spaltkraft und in Abbildung 6.28 die dazugehörige Kerbzugfestigkeit der Probekörper mit 4 cm Ligamenthöhe dargestellt. Die Abbildungen sind mit den Mittelwerten und Standardabweichungen der Versuche beschriftet.

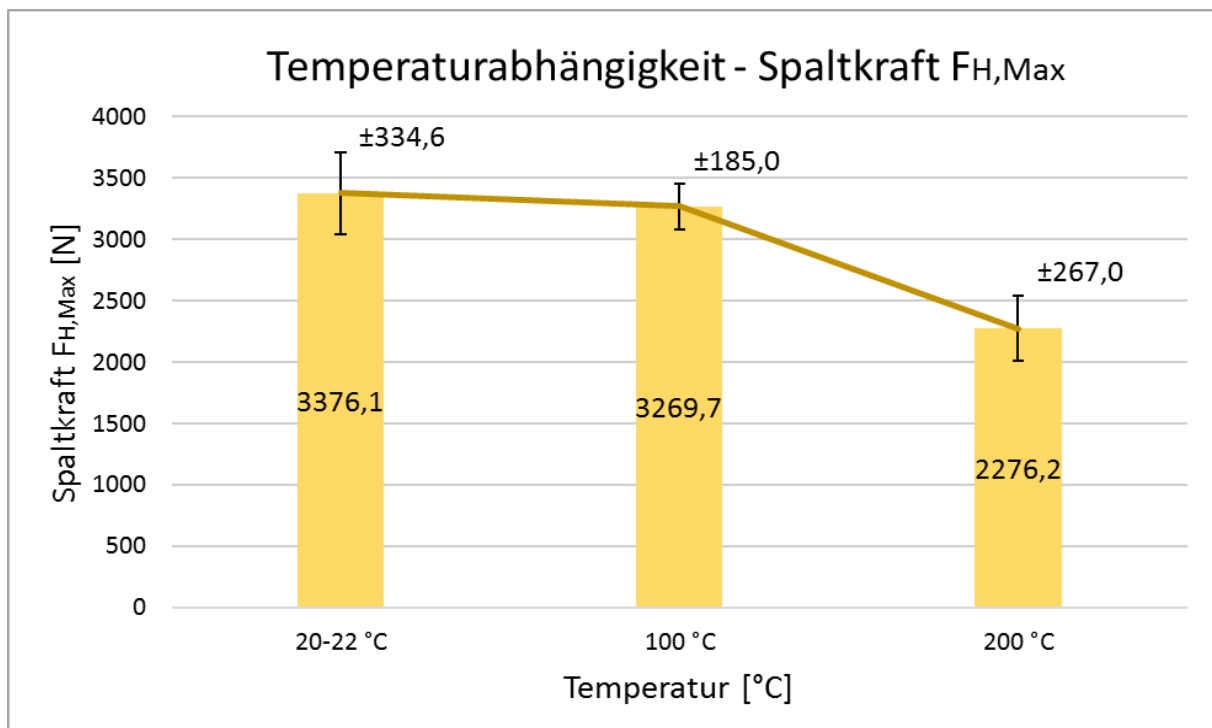


Abbildung 6.27: Horizontale Spaltkraft $F_{H,MAX}$ in Abhängigkeit der Temperatur (Ligamenthöhe 4 cm)

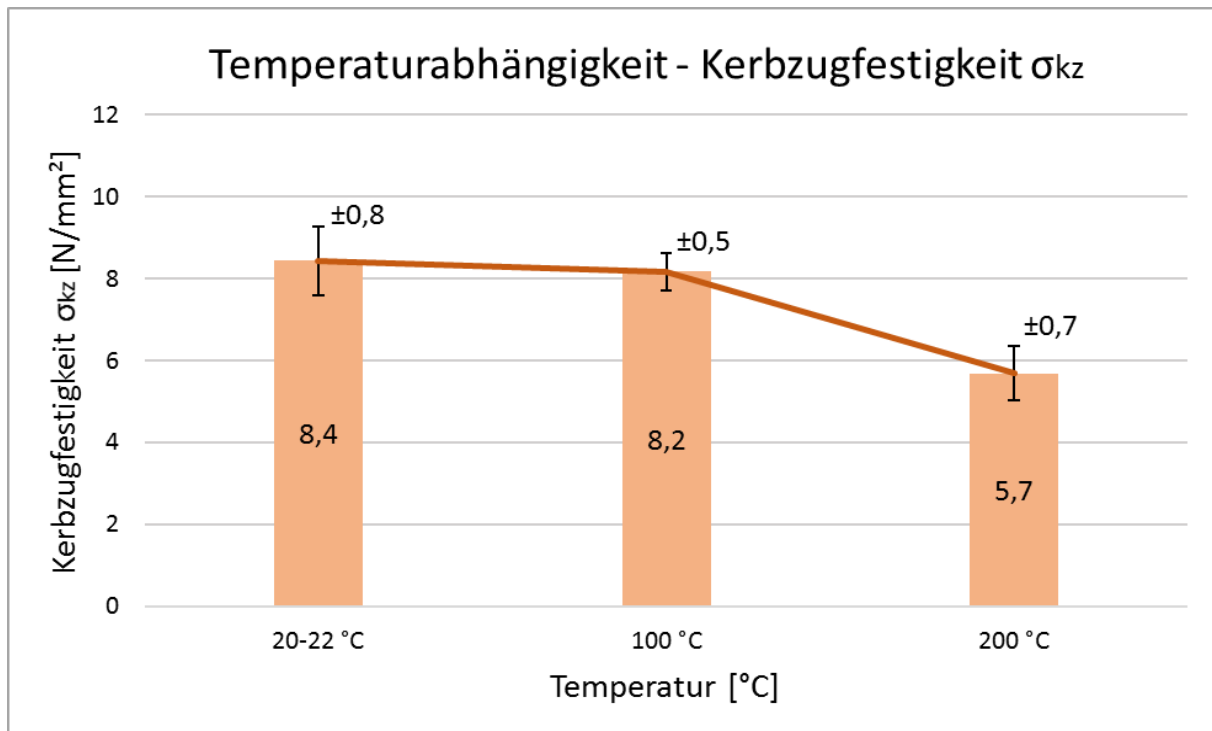


Abbildung 6.28: Kerzugfestigkeit in Abhängigkeit der Temperatur (Ligamenthöhe 4 cm)

In den Diagrammen (siehe Abbildung 6.27 und Abbildung 6.28) ist ersichtlich, dass die horizontale Spaltkraft, sowie die Kerzugfestigkeit bei 100 °C nur geringfügig kleiner ist als jene unter Raumtemperatur. Bei 200 °C hingegen beträgt der Mittelwert der Spaltkraft nur noch 67,4 % des Wertes unter Raumtemperatur und die Kerzugfestigkeit ist auf 67,9 % des Wertes unter Raumtemperatur abgefallen.

7 Zusammenfassung und Ausblick

Die Erforschung und Entwicklung von ultrahochfestem Beton ist für die praktische Anwendung dieses modernen Hochleistungswerkstoffes unumgänglich. Die Vorteile im konstruktiven Ingenieurbau und in der Gestaltung haben zu bereits zahlreichen Anwendungen in der Praxis zum Beispiel bei hohen Gebäuden, in der Fertigteilindustrie, im Brückenbau oder allgemein bei aggressiven Umweltbedingungen, um nur einige der unzähligen möglichen Anwendungen zu nennen, geführt. Für zahlreiche baupraktische Problemstellungen (z.B. Maßstabeffekte, Brandbeanspruchung, etc.) sind genaue Kenntnisse des Trag- bzw. Verformungsvermögen nötig. Das Versagensverhalten wird dabei maßgeblich von der Zugfestigkeit und durch das Vorhandensein bzw. Wachstum von Mikrorissen (meistens zwischen Zementstein und Zuschlag in der Kontaktzone) bestimmt. Um das Tragverhalten bei Zug- (bzw. mehrachsiger) Beanspruchung zu beschreiben ist es naheliegend bruchmechanische Konzepte, das heißt Energiebetrachtungen bzw. die Berücksichtigung lokaler Spannungskonzentrationen an Fehlstellen, anzuwenden. Normen und Richtlinien berücksichtigen bruchmechanische Konzepte in der Bemessung meist noch nicht. Als Beispiel hierfür sei die *ÖNORM EN 1998* genannt, in welcher die Duktilität eines Tragwerkes und damit die zur Bemessung relevanten Kräfte über einen Verhaltensbeiwert erhalten werden. Alternativ könnten hier die Bruchenergie bzw. die charakteristische Länge als ein Maß für die Duktilität von Tragwerken herangezogen werden.

Im Rahmen dieser Arbeit wurden bruchmechanische Kenngrößen von UHPC mit Hilfe der Keilspaltmethode nach *Tschegg* unter Raumtemperatur und im Temperaturbereich (100 und 200 °C) untersucht. Dazu wurden zunächst die für die Versuchsdurchführung notwendigen Bestandteile unter Raumtemperatur (siehe Kapitel 5.3.1) nach *ÖNORM B 3592* [87] hergestellt und für den Temperaturbereich (siehe Kapitel 5.3.2) modifiziert. Mit Hilfe der modifizierten mechanischen Vorrichtung wird die Ermittlung bruchmechanischer Kenngrößen von Werkstoffen unter Temperatur einfach möglich.

Das Versuchsprogramm lässt sich in Vorversuche und Hauptversuche unterteilen. Die Vorversuche dienten dazu die modifizierte Messvorrichtung für den Keilspaltversuch unter Raumtemperatur zu testen. Im Hauptversuchsprogramm wurde zunächst die Größenabhängigkeit bruchmechanischer Kennwerte von der Ligamenthöhe (size effect)

untersucht und erste Prüfungen mit dem modifizierten Versuchsaufbau im Temperaturbereich von 100 bis 200 °C vorgenommen. Weiters waren zusätzliche Versuche für die Bestimmung des E-Moduls und der Druckfestigkeit erforderlich.

Alle Proben wurden gleich nachbehandelt und hergestellt (siehe Kapitel Probenpräparation), sodass der daraus resultierende Effekt für die Ergebnisse minimiert wird. Um ähnliche bzw. gleiche Betoneigenschaften zu erzielen, wird vorgeschlagen sämtliche Probekörper am selben Tag zu betonieren und auch zu prüfen. Da jedoch das Fassungsvermögen der gängigen Mischer nicht ausreicht, können Unterschiede in den einzelnen Mischungen nicht ausgeschlossen werden. Herstellungsbedingte Unterschiede, eine Erhöhung der Probenzahl und eine Erhöhung der Sensibilität der Prüfeinrichtung bewirken womöglich eine Veränderung der Ergebnisse. In dieser Arbeit wurde nur der Einfluss der Ligamenthöhe, sowie der Prüftemperatur auf die ermittelten bruchmechanischen Kenngrößen betrachtet.

Die ersten Vorversuche zur Verifikation der Prüfvorrichtung der Temperaturversuche wiesen deutliche Abweichungen von jenen unter Raumtemperatur auf. Der Grund dafür lag in einer unzureichend steifen Konstruktion der Prüf- bzw. Messvorrichtung. Nach einem neuerlichen steiferen Aufbau haben sich die möglichen Einflüsse aus Bewegungen reduziert und die Versuchsergebnisse deutlich verbessert.

Bei der Auswertung der Versuchsergebnisse in den Hauptuntersuchungen wurde festgestellt, dass die Kerbzugfestigkeit von der Ligamenthöhe abhängig ist und mit anwachsender Ligamenthöhe abnimmt. Die Abnahme der Kerbzugfestigkeit fällt bei zunehmender Ligamenthöhe immer geringer aus, was darauf schließen lässt, dass sie einem Grenzwert entgegen strebt. Um das Nachbruchverhalten eines Probekörpers aufzeichnen zu können, ist eine stabile Rissausbreitung im Prüfkörper erforderlich. Bei den Ligamenthöhen von 6, 8 und 10 cm brach der Probekörper schlagartig, weswegen das Nachbruchverhalten nicht aufgezeichnet und damit die spezifische Bruchenergie nicht berechnet werden konnte. Die für den Rissfortschritt verfügbare elastisch gespeicherte Energie im Probekörper war bei diesen Ligamenthöhen so groß, dass dies zu einem Spröbruch führte. Die aufgezeichnete Kraft-Rissöffnungskurve und die geringe charakteristische Länge der Versuche mit 2 und 4 cm Ligamenthöhe unterstreichen das spröde Materialverhalten dieser UHPC-Mischung.

Bei den Versuchen mit 12 cm Ligamenthöhe wich der Riss von seiner ursprünglichen Richtung ab und lief auf einer Probenseite hinaus. Aufgrund dieses Schubbruch eines

Probekörperkrümmungen dürfen die Versuche wegen eines unzulässigen Rissverlaufs laut *ÖNORM B 3592* [87] nicht zur Auswertung herangezogen werden.

Anschließend wurden Versuche unter thermomechanischer Beanspruchung bei 100 und 200 °C durchgeführt. Dabei wurde festgestellt, dass alle ermittelten bruchmechanischen Kennwerte ab 200 °C sehr deutlich abfallen. Die Ergebnisse der 100 °C Versuche lagen noch im statistischen Schwankungsbereich der Versuche unter Raumtemperatur.

Um weiterführende Untersuchungen zu erleichtern bzw. weitere Fragestellungen zu klären, wird nun ein kurzer Ausblick gegeben. Im Zuge weiterführender Untersuchungen wird empfohlen, den Einfluss der Sensitivität der Prüfvorrichtung und der Verformungsempfindlichkeit der Messvorrichtung auf die Ergebnisse genauer zu untersuchen. Ungenauigkeiten in der Probekörperherstellung bzw. in der Zentrierung der Probe in der Prüfvorrichtung wirken sich möglicherweise auf Bewegungen des Probekörpers während der Versuchsdurchführung aus. So sollten die Aufstandsflächen der Probekörper (Kraftübertragungsstücke und Linienauflager) eine exakte Ebenheit aufweisen. Dazu müssen die Probekörper entweder stehend in den Schalungen betoniert werden oder die Aufstandsfläche nachträglich glatt geschliffen werden. Bei einigen Versuchen kam es zu einem Ausfall eines Wegaufnehmers und damit zu fehlerhaften Datensätzen. Bei der Verwendung von vier gleichen und neuen Wegaufnehmer können möglicherweise die Ergebnisse verbessert werden. Für Versuche unter höheren Temperaturen sind die im Kapitel 5.2.2 Versuchsaufbau für die Temperaturversuche beschriebenen alternativ geplanten Kraftübertragungsstücke zu empfehlen. Der Metallrahmen zur Halterung der Stahlstangen muss dabei noch für höhere Temperaturen modifiziert werden.

Die vorliegende Arbeit stellt einen Beitrag für weitere Forschungen, für UHPC unter thermomechanischer Beanspruchung dar. Die erlangten Erkenntnisse und ermittelten Kennwerte dienen zum besseren Verständnis des Materialverhaltens von UHPC und können zur größeren Genauigkeit und Wirtschaftlichkeit bei der Bemessung von Konstruktionen aus UHPC beitragen. Für die Bewertung und Beurteilung von Tragkonstruktionen können bruchmechanische Konzepte und die Keilspaltmethode zur Beurteilung des Tragverhaltens auch in der Praxis mehr überlegt werden.

8 Literaturverzeichnis

- [1] *Schneider U., Horvath J.*: Herstellung und Eigenschaften von Ultra-Hochleistungsbetonen, Schriftenreihe des Instituts für Baustofflehre, Bauphysik und Brandschutz der TU Wien, Heft 8, 2003, S.1-2,5-7,12-15,28-30,37-40,45,46, 68-77, 90-97
- [2] *Horvath J., Schneider U., Diederichs U.*: Brandverhalten von Hochleistungsbetonen, Schriftenreihe des Instituts für Baustofflehre, Bauphysik und Brandschutz der TU Wien, Heft 11, 2004, S.4,28-39,40-63
- [3] *ÖNORM B 4710-1*: Beton Teil 1: Festlegung, Herstellung, Verwendung und Konformitätsnachweis, Ausgabe: 2007-10-01, S.17,23,39,47,50,55,95
- [4] *CEMEX Deutschland AG*: Baustofftechnische Daten, 24 Auflage, abgerufen von: http://www.cemex.de/UserFiles/Infomaterial/baustofftechnische_daten.pdf (am 29.06.2015), S.100
- [5] *Fehling E., Schmidt M., Teichmann T., Bunje K., Bornemann R., Middendorf B.*: Entwicklung, Dauerhaftigkeit und Berechnung Ultrahochfester Betone (UHPC), Forschungsbericht DFG FE 497/1-1, Schriftenreihe Baustoffe und Massivbau, Universität Kassel, Heft 1, Kassel 2005, S.2-5,40-41
- [6] https://de.wikipedia.org/wiki/Ultrahochfester_Beton (abgerufen am 29.06.2015)
- [7] *Marie-Luise Toms*: Sachstandsbericht zu ultrahochfesten Betonen und Feuerbetonen unter besonderer Berücksichtigung der Festigkeitssteigerung, Diplomarbeit am Institut für Hochbau und Technologien der TU Wien, 2013, S.10,28-30
- [8] <http://www.ductal.com/wps/portal/ductal/2-Structural> (abgerufen am 29.06.2015)
- [9] *Rosbacher L.*: Einfluss unterschiedlicher Nachbehandlungsmethoden auf ausgewählte Eigenschaften vakuumgemischter ultrahochfester Betone, Diplomarbeit am Institut für Hochbau und Technologie Forschungsbereich für Baustofflehre, Werkstofftechnologie und Brandschutz der TU Wien, 2010, S.1,3-7
- [10] *Kirnbauer J.*: Der Vakuummischprozess zur Herstellung von Ultra High Performance Concrete, Dissertation an der TU Wien, 2013, S.32,36,39,44-49,56-59,66-68
- [11] *Safranek K.*: Einfluss unterschiedlicher Mischprozesse auf die Festigkeit ultrahochfester Betone, Diplomarbeit am Institut für Hochbau und Technologie Zentrum für Baustoffforschung, Werkstofftechnik und Brandschutz der TU Wien, 2007, S.10,11,28,29,45-48
- [12] *Linds M.*: Verhalten von Ultrahochfesten Betonen (UHPC) unter Brandbeanspruchung, Diplomarbeit am Institut für Baustofflehre, Bauphysik und Brandschutz der TU Wien, 2004, S.10,16,22-26,50

- [13] *ÖNORM 197-1 (Entwurf für Juli 2014)*: Zement Teil 1: Anforderungen, Zusammensetzung und Konformitätskriterien von Normalzement, Ausgabe 2015-07-15, S.14
- [14] *König G., Nguyen Viet Tue, Zink M.*: Hochleistungsbeton, Bemessung Herstellung und Anwendung, Ernst und Sohn Verlag, Leipzig, 2001, S.13-18,24-27,51-60
- [15] *Dehn F.*: Hochleistungsbeton - Ein Überblick, Baustofflehre, Bauphysik, Brandschutz, Festschrift zum 60. Geburtstag von Ulrich Schneider, Wien, 2002, S.30
- [16] *Safranek K., Schneider U., Harand H., Bruckner H.*: Einfluss unterschiedlicher Mischprozesse auf die Festigkeit ultrahochfester Betone, Schriftenreihe des Instituts für Baustoffforschung, Werkstofftechnik und Brandschutz der TU Wien, Heft 13, 2008, S.29-39
- [17] *Palecki S.*: Hochleistungsbeton unter Frost-Tausalz-Wechselbeanspruchung, Schädigungs und Transportmechanismen, Mitteilungen aus dem Institut für Bauphysik und Materialwissenschaft der Universität Duisburg, Essen, Heft 9, Cuvillier Verlag, Göttingen 2006, S.15
- [18] *Zement-Merkblatt Betontechnik B3*: Betonzusätze, Zusatzmittel und Zusatzstoffe, Verein deutscher Zementwerke e.V., 2014, <http://www.beton.org/fileadmin/beton-org/media/Dokumente/PDF/Service/Zementmerkb%C3%A4tter/B3.pdf> (abgerufen am 5.07.2015)
- [19] *ÖNORM EN 934-2*: Zusatzmittel für Beton, Mörtel und Einpressmörtel - Teil 2: Betonzusatzmittel - Begriffe, Anforderungen, Konformität, Kennzeichnung und Beschriftung, Ausgabe 2014-11-15, S.5-6
- [20] *Berger M.*: Einfluss des Vakuummischprozesses auf ausgewählte Eigenschaften ultrahochfester Betone, Diplomarbeit am Institut für Hochbau und Technologie Zentrum für Baustoffforschung, Werkstofftechnik und Brandschutz der TU Wien, 2008, S.19,26,35-36
- [21] *Kurka G.*: Einfluss des Vakuummischprozesses auf die Herstellung von ultrahochfesten Betonen mit verschiedenen Faserarten, Diplomarbeit am Institut für Hochbau und Technologie Forschungsbereich für Baustofflehre, Werkstofftechnologie und Brandschutz der TU Wien, 2012, S.12
- [22] *Richter T.*: Hochfester Beton - Hochleistungsbeton, Schriftenreihe Spezialbetone Band 3, Verlag Bau und Technik VBT, Düsseldorf 1999, S.33-40, 71-72
- [23] *Schneider U., Diederichs U., Horvath J.*: Zum Abplatzverhalten von Hochleistungsbetonen unter Brandangriff, Schriftenreihe des Instituts für Baustofflehre, Bauphysik und Brandschutz der TU Wien, Heft 7, 2001, S.5,30,37-43,55-58, S.63-71,114-120
- [24] *ÖNORM B 3303*: Betonprüfung, Ausgabe 2002-09-01, S.24-26

- [25] *ÖNORM EN 1992-1-1*: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau, Ausgabe 2015-02-15, S.29
- [26] *Holschemacher K., Klug Y., Dehn F., Wörner J.D.*: Faserbeton, 2006 Betonkalender - Turmbauwerke und Industriebauten, Herausgegeben von Bergmeister K. und Wörner J.D., S.600-602,612-615
- [27] *Holschemacher K., Klug Y., Dehn F., Wörner J.D.*: Grundlagen des Faserbetons, 2011 Betonkalender - Kraftwerke, Faserbeton, Herausgegeben von Bergmeister K., Fingerloos F. und Wörner J.D., S.23-45,47-49
- [28] *Wörner J.D.*: Kunststofffaserverstärkter Beton, Faserbeton, Herausgegeben von König G., Holschemacher K. und Dehn F., Leipzig 2002, S.153-154
- [29] Kunststoff-Fasern im Beton: <http://www.b-b-t.ch/produkte/kunststoff2.html> (abgerufen am 27.07.2015)
- [30] *Huisman S.*: Materialverhalten von hochfestem Beton unter thermomechanischer Beanspruchung, Dissertation an der TU Wien, 2010, S.28-30
- [31] Schneider U., Horvath J., Dehn F.: Abplatzverhalten von ultrahochfestem Beton (UHPC) unter Brandbeanspruchung, Arconis Spezial Bauzeitschrift, Band 2, Fraunhofer IRB Verlag, 2003, S.66-68
- [32] <http://www.beton.org/wissen/beton-bautechnik/brandschutz/> (abgerufen am 17.08.2015)
- [33] *Saravanja M., Anders S., Klingsch W.*: Wirkung unterschiedlicher Fasern und Fasergehalte auf das Verhalten ultrahochfester Betone (UHPC) bei hohen Temperaturen, Baustoff und Konstruktion - Festschrift zum 60 Geburtstag von Harald Budelmann, Herausgegeben von Nothnagel R. und Twelmeier H., Braunschweig 2012, S.469-471
- [34] <https://de.wikipedia.org/wiki/Differenz-Thermoanalyse> (abgerufen am 17.08.2015)
- [35] *Perl B.*: Entwicklung eines Tunnelbetons mit hoher Festigkeit und hoher Brandbeständigkeit, Diplomarbeit am Institut für Baustofflehre, Bauphysik und Brandschutz der TU Wien, 2002, S.22-23,73-74
- [36] *Schneider U., Horvath J.*: Behaviour of Ordinary Concrete at High Temperatures, Schriftenreihe des Instituts für Baustofflehre, Bauphysik und Brandschutz der TU Wien, Heft 9, 2003, S.124-130
- [37] *Meyer-Ottens C.*: Zur Frage der Abplatzungen an Bauteilen aus Beton bei Brandbeanspruchung, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 248, Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin 1975, S.12-13,28

- [38] *Thienel K. C.*: Festigkeit und Verformung von Beton bei hoher Temperatur und biaxialer Beanspruchung, Versuche und Modellbildung, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 437, Beuth Verlag, Berlin 1994, S.7-8
- [39] *Kordina K., Meyer-Ottens C.*: Beton Brandschutz-Handbuch, 2 Auflage, Verlag Bau+Technik, Düsseldorf 1999, S.31,81-85,200-201
- [40] *Schneider U., Franssen J.M., Lebeda C.*: Baulicher Brandschutz, Nationale und Europäische Normung, Bauordnungsrecht, Praxisbeispiele, 2 Auflage, Bauwerk Verlag, Berlin 2008, S.105,196-198
- [41] *König G., Holschemacher K., Dehn F.*: Ultrahochfester Beton, Innovationen im Bauwesen, Beiträge aus Praxis und Wissenschaft, 1 Auflage, Bauwerk Verlag, Berlin 2003, S.2,18
- [42] *Schödl J.*: Wärmepermeabilität von ultrahochfesten Betonen, Diplomarbeit am Institut für Hochbau und Technologie Zentrum für Baustoffforschung, Werkstofftechnik und Brandschutz der TU Wien, 2011, S.6,10
- [43] *Bölcskey E., Bruckner H.*: Bindemittel, Wiener Baustofflehre Blätter, Schriftenreihe des Instituts für Hochbau und Technologie, Forschungsbereich für Baustofflehre, Werkstofftechnik und Brandsicherheit der TU Wien, 2014, S.36-46,54-58
- [44] *Schneider U.*: Sonderkapitel der Baustofflehre, Hochfester Beton, Wiener Baustofflehre Blätter, Schriftenreihe des Instituts für Hochbau und Technologie, Forschungsbereich für Baustofflehre, Werkstofftechnik und Brandsicherheit der TU Wien, 2 Auflage, 2001, S.16-17
- [45] *ÖNORM EN 206*: Beton - Festlegungen, Eigenschaften, Herstellung und Konformität, Ausgabe: 2014-12-01, S.15,16
- [46] *Gross D., Seelig T.*: Bruchmechanik, Mit einer Einführung in die Mikromechanik, 5 Auflage, Springer Verlag, Darmstadt und Karlsruhe 2011, S.1-2,65-66,70-73,81,82,95,99,101
- [47] *Kessler-Kramer C.*: Zugtragverhalten von Beton unter Ermüdungsbeanspruchung, Dissertation an der Universität Fridericiana zu Karlsruhe (TH), 2002, S.6-7
- [48] *Griffith A. A.*: The Phenomena of Rupture and Flow in Solids, Philosophical Transactions of the Royal Society of London, Vol.221, 1920
- [49] *Karim Hariri*: Bruchmechanisches Verhalten jungen Betons - Laser-Speckle-Interferometrie und Modellierung der Rißprozeßzone, Dissertation an der Technischen Universität Carolo-Wilhelmina zu Braunschweig, 1999, S.4-6,8,16-18,21,22,29
- [50] *Trunk B.*: Einfluss der Bauteilgröße auf die Bruchenergie von Beton, Dissertation an der Technischen Hochschule Zürich, 1999, S.11-13,27-29,42-43,51-52,93,96

- [51] *Fan Ping Zhou*: Time-dependent Crack Growth and Fracture in Concrete, Dissertation at the University of Lund, Sweden, 1992, S.1
- [52] *Brocks W.*: Plastizität und Bruchmechanik, Manuskripte zur Vorlesung, TU Berlin, 2012, S.1
- [53] *Institut für Mechanik der Werkstoffe und Strukturen der TU Wien*: Skriptum Finite Elemente Methoden 2, 2015, S.127,129,133,136
- [54] *Inglis C.E.*: Stresses in a Plate due to the Presence of Cracks and Sharp Corners, Trans. of the Institution of Naval Architects, London, 1913
- [55] *Dugdale D.S.*: Yielding of steel sheets containing slits, Journal of the Mechanics and Physics of Solids, 1960
- [56] *Bazant Z.P., Oh B.H.*: Crack band theory for fracture of concrete, Materials and Structures, Rilem Vol.16, 1983, S.155-177
- [57] *Gauckler L.J., Matl D.*: Materialwissenschaft 1, ETH Zürich, 2005, abgerufen von: http://www.nonmet.mat.ethz.ch/education/courses/Materialwissenschaft_2/Downloads_FS_2010/Manuskript.pdf (am 3.12.2015), S.4-6
- [58] *Steller S. J.*: Biaxiales Bruchverhalten von Massenstein, Dissertation an der TU Wien, 2012, S.16,25-28,32
- [59] *Zaytsev Y.*: Bruchmechanik von hochfestem Beton und Stahlfaserbeton, Teil 6, Sonderkapitel der Baustofflehre, Wiener Baustofflehre Blätter, Herausgeber Schneider U., 2002, S. 9-12
- [60] *Hilleborg A., Modéer M., Petersson P.E.*: Analysis of Crack Formation and Crack Growth in Concrete by Means of Fracture Mechanics and Finite Elements, Cement and Concrete Research, Vol. 6, 1976, S. 773-782
- [61] *Petersson P.E.*: Crack Growth and Development of Fracture Zones in Plain Concrete and Similar Materials, Report Nr. TVBM-1006, Dissertation at the University of Lund, Division of Building Materials, Sweden, 1981, S.15-19, 115-119
- [62] *Hilleborg A.*: Application of Fracture Mechanics to Concrete, Summary of a Series of Lectures, Report Nr. TVBM-3030, University of Lund, Division of Building Materials, Sweden, 1988, S.4-7
- [63] *Friedrich P.*: Numerische Untersuchungen zur Erzeugung duktiler hochfester Betone, Dissertation an der Universität Leipzig, Institut für Massivbau und Baustofftechnologie, 2002, S.13-16
- [64] *Bazant Z.P.*: Size Effect in Blunt Fracture: Concrete, Rock, Metal, Journal of Engineering Mechanics, Vol.110, No.4, 1984
- [65] *Walsh P.F.*: Fracture of plain concrete, Indian Concrete Journal, 1972, S.469-470,476

- [66] *Lüthold A.K.*: Biegetragverhalten und Mindestbewehrung, Dissertation an der Technischen Hochschule Zürich, 2002, S.14-15
- [67] *Skumautz J.R.*: Beurteilung der Stabilität von Rissen in Massenbeton - Materialprüfmethode mittels Verwendung des Penny-Shaped-Crack, Dissertation an der Technischen Universität Wien, 2006, S.72
- [68] *Cordes T.*: Mechanische Eigenschaften von Grenzschichten zwischen zementgebundenen Materialien, Dissertation an der Leopold-Franzens-Universität Innsbruck, 2013, S.24-34,46-47
- [69] *Jenq Y. S., Shah S. P.*: Two Parameter Fracture Model for Concrete, Journal of Engineering Mechanics, Vol.111, No.10, 1985, S.1227-1241
- [70] *Nakayama, J.*: Direct Measurement of Fracture Energies of Brittle Heterogeneous Materials, Journal of the American Ceramic Society, Vol.48 (11), 1965, S.583-587
- [71] *Brühwiler E.*: Bruchmechanik von Staumauerbeton unter quasi-statischer und erdbebedynamischer Belastung, These No.739, EPFL Lausanne, 1988, S.10,32-41,44-46,50
- [72] *RILEM TC 162-TDF*: Test and Design Methods for Steel Fibre Reinforced Concrete - Bending Test, Materials and Structures, Vol.35, 2002, S.579-582
- [73] *RILEM TC 162-TDF*: Test and Design Methods for Steel Fibre Reinforced Concrete - Uni-axial tension test for steel fibre reinforced concrete, Materials and Structures, Vol.34, 2001, S.3-6
- [74] *ÖNORM EN 12390-5*: Prüfung von Festbeton - Teil 5: Biegezugfestigkeit von Probekörpern, Ausgabe: 2009-05-01, S.1-10
- [75] *ÖNORM EN 14651*: Prüfverfahren für Beton mit metallischen Fasern - Bestimmung der Biegezugfestigkeit (Proportionalitätsgrenze, residuelle Biegezugfestigkeit), Ausgabe: 2007-12-01, S.7,9-11
- [76] *Thomé B.*: Physikalisch nichtlineare Berechnung von Stahlfaserbetonkonstruktionen, Dissertation an der Technischen Universität München, Fachgebiet Baustatik, 2005, S.24-28
- [77] *van Mier J.G.M., van Vliet M.R.A.*: Uniaxial Tension Test for the Determination of Fracture Parameters of Concrete: State of the Art, Engineering Fracture Mechanics 69, 2002, S.235-247
- [78] *ASTM E399-90*: Standard Test Method for Plan-Strain Fracture Toughness of Metallic Materials, 1997
- [79] *Skiera E.*: Thermomechanische Charakterisierung neu entwickelter Feuerfestwerkstoffe, Schriften des Forschungszentrums Jülich, Reihe Energie und Umwelt, Band 179, 2013, S.26-30

- [80] *Peyerl M.*: Bruchmechanische und stereoskopische Charakterisierung von Interfaces zementgebundener Werkstoffe, Dissertation an der TU Wien, 2012, S.32,39-49
- [81] *Issifou-Samarou Z.*: Untersuchung unterschiedlicher Eigenschaften westafrikanischer Holzarten unter dem Aspekt ihrer Verwendung für Ingenieurtragwerke, Dissertation an der Technischen Hochschule Aachen, 2004, S.40,42-44
- [82] *Elser M.*: Biaxiales Bruchverhalten von zementgebundenen Werkstoffen - Experimente, Bruchmechanismen und Modellierung, Dissertation an der TU Wien, 1994, S.12
- [83] *Tschegg E.K.*: Biaxiales Bruchverhalten von stahlfaserverstärktem Beton, Zement und Beton, 2007, abgerufen von: http://www.zement.at/Service/literatur/fileupl/bruchverhalten_stahlfaserbeton_01_07.pdf (am 02.02.2016)
- [84] *Schneemayer A.*: Uniaxiales und biaxiales Bruchverhalten von Faserbeton, Diplomarbeit an der TU Wien, 2010, S.13
- [85] <http://at.rs-online.com/web/p/nadellager/0513868/> (abgerufen am 9.02.2016)
- [86] *Produktdatenblatt SKF*: Needle Roller Bearings, 2011, abgerufen von: docs-europe.electrocomponents.com/webdocs/0b44/0900766b80b44c16.pdf (am 09.02.2016), S.22,56
- [87] *ÖNORM B 3592*: Bestimmung der Kerb-Spaltzugfestigkeit und der spezifischen Bruchenergie von Baustoffen, Baustoffverbindungen und Verbundwerkstoffen-Keilspaltmethode, Ausgabe: 2011-09-01
- [88] *Produktdatenblatt HBM -Kraftmessdose*: <http://www.hbm.com.pl/pdf/a0670.pdf> (abgerufen am 12.02.2016), S.14
- [89] *Produktdatenblatt HBM-WI/5mm-T*: <http://www.sensor-hbm.com/upload/product-file/a1028.pdf> (abgerufen am 12.02.2016), S.19
- [90] *Produktdatenblatt HBM -WA/20mm und WA/50mm*: www.hbm.com.pl/pdf/a0546.pdf (abgerufen am 13.02.2016), S.21-23
- [91] *Bedienungsanleitung Rohde TC 504*: <http://www.keramik-design-bs.de/prospekte/rohde/bedienungsanweisungen/tc504k.pdf> (abgerufen am 16.02.2016)
- [92] *Rösler J., Harders H., Bäker M.*: Mechanisches Verhalten der Werkstoffe, 2 Auflage, Teubner Verlag, 2006, S.154
- [93] *ÖNORM EN 12390-3*: Prüfung von Festbeton - Teil 3: Druckfestigkeit von Probekörpern, Ausgabe: 2009-07, S.6

- [94] *J. Ma, H. Schneider, Z. Wu*: Bruchmechanische Kenngrößen von UHFB, In: Ultrahochfester Beton, Innovationen im Bauwesen, Beiträge aus Praxis und Wissenschaft, 1 Auflage, Bauwerk Verlag, Berlin 2003, Herausgegeben von *König G., Holschemacher K., Dehn F.*, S.121-130
- [95] *Brameshuber W.*: Bruchmechanische Eigenschaften von jungem Beton, Schriftenreihe des Institus für Massivbau und Baustofftechnologie, Heft 5, Karlsruhe, 1988, S.186-187, 193-194
- [96] *Bölcskey E.*: Innovative Gebrauchstauglichkeits-Analyse (ultra-) hochfester Betonbauwerke mit bruchmechanischen Kenngrößen, Event Materials-Materialtechnologie & Eventinnovationen, Tagungsband Internationales Symposium, TU Wien - NDU St.Pölten 2015, Herausgeber: Ass. Prof. Dr. H. Bruckner, S.68-82