

**Charakterisierung von heterogen zusammengesetzten Werkstoffen und Rissbildung am Beispiel von
Polymerbeton**

Dissertation

Zur Erlangung des akademischen Grades
Doktor der Ingenieurwissenschaft
(Dr.-Ing.)

Der Technischen Fakultät
der Christian-Albrechts-Universität zu Kiel

Dipl.-Ing. Tilo Steiger

8092 Zürich

2003

1. Gutachter	Prof. Dr.-Ing. Wolfgang Brocks Technische Fakultät Christian-Albrechts-Universität Kiel
2. Gutachter	Prof. Thomas Vogel Institut für Baustatik und Konstruktion Wolfgang-Pauli-Str. 15 ETH Hönggerberg Ch-8093 Zürich
Datum der mündlichen Prüfung	08.Oktober 2003

Meiner Familie, meinen Eltern

Vorwort

Diese Arbeit entstand während und im Anschluss an ein Brite-Euram-Projekt am Institut für Baustoffe, Werkstoffchemie und Korrosion der Eidgenössischen Technischen Hochschule Zürich.

Meiner Frau Alexandra danke ich für ihre Geduld und ihr Verständnis, mit der sie meine häufige Abwesenheit von zuhause hinnahm.

Herrn Prof. Wittmann danke ich für die Anregung zu dieser Arbeit.

Herrn Prof. Brocks danke ich ganz besonders für seine stete Diskussionsbereitschaft und für die Übernahme des Hauptreferats nach der Emeritierung von Prof. Wittmann.

Herrn Prof. Vogel danke ich für die Übernahme des Koreferats sowie dem damit verbundenen Arbeitsaufwand. Seine konstruktiven Beiträge schätze ich sehr.

Herrn Dr. H. Sadouki danke ich ganz herzlich für die überaus effiziente Zusammenarbeit und die stetige Diskussionsbereitschaft.

Allen Mitarbeitern des Instituts danke ich für die gute Zusammenarbeit. Besonders möchte ich Herrn Th. Jaggi für seine kompetente technische Unterstützung bei der Probenherstellung danken.

Herrn Dr. E. Hack, EMPA Dübendorf, danke ich für die gute Zusammenarbeit bei den ESPI Messungen.

Den Informatikdiensten der ETH Zürich möchte ich für die sehr gute Zusammenarbeit bei den numerischen Simulationen danken. Herr T. Racic ermöglichte mir über viele Jahre den effizienten Einsatz der vorhandenen Ressourcen.

1	EINLEITUNG	1-9
1.1	POLYMERBETON IM EINSATZ ALS PRÄZISIONSWERKSTOFF.....	1-9
1.2	FRAGESTELLUNGEN UND ZIELSETZUNGEN DER DISSERTATION.....	1-10
1.3	EINGESETZTE METHODEN.....	1-11
2	CHARAKTERISIERUNG VON HETEROGEN ZUSAMMENGESetzten WERKSTOFFEN	2-13
2.1	DAS ZUSAMMENGESetzte GEFÜGE	2-13
2.1.1	Die Komponenten: Zuschlag, Matrix und Grenzfläche	2-13
2.1.2	Die Gefügeniveaus	2-19
2.1.2.1	Mikroniveau.....	2-20
2.1.2.2	Mesoniveau.....	2-23
2.1.2.3	Makroniveau.....	2-31
2.1.3	Gefügeinkompatibilitäten.....	2-32
2.1.3.1	Mechanische Inkompatibilitäten	2-32
2.1.3.2	Thermische Inkompatibilitäten.....	2-33
2.1.3.3	Hygrische Inkompatibilitäten.....	2-35
2.1.4	Analytische Modelle	2-36
2.1.4.1	Modelle zur Beschreibung mechanischer Werkstoffkenngrößen.....	2-37
2.1.4.2	Modelle zur Beschreibung thermischer Werkstoffkenngrößen.....	2-42
2.1.4.3	Modelle zur Beschreibung hygrischer Werkstoffkenngrößen.....	2-44
2.1.5	Numerischer Beton.....	2-46
2.1.6	Konzentrierte und verdünnte Systeme	2-47
2.2	RISSBILDUNG	2-48
2.2.1	Einleitung.....	2-48
2.2.2	Modelle der Bruchmechanik	2-49
2.2.2.1	Linear-elastische Bruchmechanik (LEBM)	2-49
2.2.2.2	Nichtlineare Bruchmechanik (NLBM).....	2-50
2.2.3	Bruchenergie	2-56
2.2.4	Versuche zur Bestimmung der Bruchenergie	2-58
2.2.4.1	Der Zugversuch.....	2-59
2.2.4.2	Der Kompakt-Zugversuch (compact tension CT)	2-60
2.2.4.3	Der Keilspaltversuch.....	2-61
3	EIGENE ARBEITEN	3-65
3.1	GEFÜGE.....	3-65
3.1.1	Charakterisierung der Übergangszone in Polymermörteln	3-65
3.1.1.1	Makroskopische Untersuchungen.....	3-65
3.1.1.2	Mikroskopische Untersuchungen.....	3-68
3.1.2	Charakterisierung vom Polymerbeton auf dem Mesoniveau (numerischer Beton).....	3-70
3.1.3	Konzentrierte und verdünnte Mischungssysteme und Vergleich mit den analytischen Modellen.....	3-73
3.1.3.1	Elastizitätsmodul.....	3-74
3.1.3.2	Bruchenergie	3-76
3.1.3.3	Vergleich der experimentellen Ergebnisse mit den Aussagen der analytischen Modelle.....	3-77
3.2	RISSBILDUNG	3-78
3.2.1	Probenherstellung.....	3-78
3.2.1.1	Polymer- und Zementmörtelproben	3-78
3.2.1.2	Polymerbetonproben	3-79
3.2.2	Versuchsdurchführung	3-79
3.2.2.1	Rasterelektronenmikroskop.....	3-79
3.2.2.2	In-situ-Prüfmaschine.....	3-81
3.2.2.3	Die ESPI Messtechnik.....	3-84
3.2.3	Experimentelle Ergebnisse	3-86
3.2.3.1	Last-Verformungsdiagramme	3-86
3.2.3.2	Aufweitung des fiktiven Risses.....	3-88

3.2.3.3	Bestimmung der Risslänge	3-90
3.2.3.4	Identifizierung der Parameter aus den ESPI Streifenmustern.....	3-92
3.2.4	Bruchmechanische Parameter	3-94
3.2.5	Numerische Analyse und Simulation von Rissbildung.....	3-94
3.2.6	Vergleich der experimentellen Ergebnisse mit der numerischen Analyse	3-96
3.2.6.1	Vergleich der numerisch berechneten Werte mit den Beobachtungen im Elektronenmikroskop	3-97
3.2.6.2	Vergleich der numerisch berechneten Werte mit den Beobachtungen aus den Versuchen mit dem ESPI.....	3-99
3.3	TEMPERATURVERTEILUNG AUF DEM MESO- UND MAKRONIVEAU	3-101
3.3.1	Temperaturgradient auf dem Mesoniveau.....	3-102
3.3.2	Induzierte Eigenspannungen.....	3-103
3.3.3	Numerische Berechnung der Temperaturverteilung mit Hilfe der Methode der finiten Elemente	3-104
3.3.3.1	Diskretisierung mit Hilfe finiter Elemente.....	3-105
3.3.3.2	Experimentelle Bestimmung der Temperaturverteilung	3-106
3.3.3.3	Numerische Simulation der Temperaturverteilung.....	3-106
3.3.4	Temperaturverteilung in realistischen 3-D Hochpräzisionsmaschinenfundamenten	3-107
3.3.4.1	Das Netz aus finiten Elementen zur Darstellung der realistischen dreidimensionalen Struktur eines Hoch-präzisionsmaschinenfundaments	3-108
3.3.5	Numerische Simulationen und experimentelle Validierungen an 3-D Hochpräzisionsmaschinenfundamenten	3-110
3.3.5.1	Teilweise Erwärmung durch Wärmezufuhr.....	3-110
3.3.5.2	Numerisch simulierte sinusförmige Temperaturveränderung der Umgebung eines Maschinenfundaments	3-113
3.3.6	Validierung der berechneten Verformung an Maschinenfundamenten unter mechanischer und thermischer Last durch 3-D ESPI Messungen.....	3-118
3.3.6.1	Versuchsaufbau.....	3-118
3.3.6.2	Verformungen auf Grund mechanischer Belastungen.....	3-119
3.3.6.3	Verformungen auf Grund thermischer Belastungen.....	3-121
3.3.7	Vergleich der numerischen Berechnungen mit den experimentellen Ergebnissen.....	3-122
3.4	HYGRISCHE GRADIENTEN IN MASCHINENFUNDAMENTEN.....	3-123
3.4.1	Bestimmung der Feuchtigkeitsverteilung	3-123
3.4.2	Hygrische Verformungen	3-130
4	DISKUSSION UND FOLGERUNGEN	4-135
4.1	HETEROGENE GEFÜGE	4-135
4.2	BRUCHMECHANIK	4-135
4.3	THERMISCHE GRADIENTEN	4-135
4.4	HYGRISCHE GRADIENTEN.....	4-136
5	LITERATURVERZEICHNIS	5-137
6	GLOSSAR	6-151
6.1	ABKÜRZUNGEN.....	6-151
6.2	NOMENKLATUR	6-151

1 Einleitung

Das zusammengesetzte Gefüge von Beton besteht aus einer Matrix auf der Basis von Zement oder eines Polymers, den Zuschlägen und den eingeschlossenen Poren. Daneben müssen in manchen Fällen die Grenzflächen berücksichtigt werden. Die Einschlüsse sind in der Matrix zumindest in guter Näherung zufällig verteilt. Die mechanischen und physikalischen Eigenschaften der Komponenten können sehr unterschiedlich sein. Diese heterogene Zusammensetzung führt wegen mehrerer Gefügeinkompatibilitäten zu einem komplexen mechanischen Spannungszustand unter mechanischer Last oder unter anderen physikalischen Randbedingungen, wie Wärme- und Feuchtigkeitseinwirkung. An Stellen, wo solche Spannungskonzentrationen auftreten, kann es zu Rissbildung kommen, lange bevor ein Versagen des Bauteils auftritt. In Kapitel 2.1 werden, die aus der Literatur bekannten Methoden zur Beschreibung zusammengesetzter Werkstoffe vorgestellt.

In einem europäischen Forschungsprojekt wurde unter Beteiligung von vier europäischen Universitäten und sechs internationalen Industriepartnern ein neuer Werkstoff untersucht und dabei dessen Werkstoffkenngrößen ermittelt. Diese erarbeitete Charakterisierung des zusammengesetzten Werkstoffs (Polymerbeton) war die Grundlage für numerische Simulationen an realistischen, dreidimensionalen Bauteilen für die Werkzeugmaschinenindustrie unter verschiedenen physikalischen Randbedingungen. Mittels moderner Messmethoden am Institut für Baustoffe der ETH Zürich konnten diese numerischen Berechnungen überprüft werden. Diese Validierung war notwendig, um zu zeigen, dass der untersuchte Werkstoff mit bekannten Werkstoffmodellen des Bauwesens beschrieben werden kann. In Kapitel 3 werden die eingesetzten Messverfahren, die numerischen Simulationen mittels der Methode der finiten Elemente und die Ergebnisse vorgestellt.

1.1 Polymerbeton im Einsatz als Präzisionswerkstoff

Dass Beton als Werkstoff für den Maschinenbau nicht in dem Masse Anwendung findet, wie z. B. Grauguss oder Stahl, liegt zum Teil an mangelnden Erfahrungen der Maschineningenieure im Umgang mit diesem Werkstoff. Weder in ihrer Ausbildung noch in ihrer Berufspraxis können ausreichende Kenntnisse über Beton als Konstruktionswerkstoff für den Maschinenbau erworben werden. Die bekannt gewordenen Beispiele der Anwendung von Beton im Maschinenbau stammen zum grossen Teil aus dem Werkzeugmaschinenbau, und zwar für Trag- und Stützteile. Schon während des ersten Weltkrieges wurde eine Drehmaschine gebaut, bei der sogar die Gleitfläche aus Beton hergestellt wurde. Diese Maschine war allerdings ein Fehlschlag, da der feine Abrieb schmirgelnd wirkte und die Gleitflächen zerstörte. Eine vermehrte Anwendung von Beton im Maschinenbau ist vor allem in Kriegsfällen und/oder bei Knappheit metallischer Werkstoffe festzustellen (Schlesinger 1940), (Concrete for cast-iron 1959). In der ehemaligen Sowjetunion schenkte man vornehmlich dem Pressenbau unter Zuhilfenahme von Beton grosse Aufmerksamkeit (Rozovskii 1963), (Brailowskii 1965), (Brailowskii 1966). Dabei konnten neben Kosteneinsparungen auch Trans-

porte schwerer Bauteile eingespart werden. Im Vergleich mit den aus Stahlteilen hergestellten Maschinengestellen für Pressen ist die statische Steifigkeit höher.

Zieht man die Herstellungszeit in Betracht, lassen sich weitere wirtschaftliche Argumente für die Verwendung von Beton im Maschinenbau finden. Insgesamt gibt es, wie auch ein Überblick von Butterworth (Butterworth 1969), (Butterworth 1970) u.a. zeigt, fast keine Werkzeugmaschine, bei welcher die Anwendung von Beton als Konstruktionswerkstoff noch nicht versucht worden wäre.

Heute, wo die Anwendung von Betonen im Maschinenbau häufig ist, wäre der Verdacht, dass es sich dabei um minderwertige Ersatzlösungen handelt, abwegig. Wie sich diese Technologie im Werkzeugmaschinenbau anlässlich der 4. EMO 1981 in Hannover darstellte, berichtet Nicklau (Nicklau 1981). Die Entwicklung hochwertiger, giessfähiger mineralischer Werkstoffe hat in vielen Gebieten des Maschinenbaus, insbesondere im Werkzeugmaschinenbau, konstruktive Lösungen möglich gemacht. Diese sind konventionellen Konzepten technisch und wirtschaftlich weit überlegen. Preis (Preis 1991) vergleicht die Kosten zur Herstellung von Maschinengestellen aus Grauguss und Reaktionsharzbeton detailliert und kann dabei eine Kosteneinsparung von ca. 30% für Gestelle aus Reaktionsharzbeton aufzeigen. Die Herstellung von geometrisch genauen, nicht mehr nachzuarbeitenden Bauteilen im Giessverfahren ist möglich geworden. Gewindedübel, Befestigungen, Kühl-, Hydraulik- und Pneumatikleitungen etc. lassen sich in den Werkstoff eingiessen.

1.2 Fragestellungen und Zielsetzungen der Dissertation

Polymerbeton als heterogener Werkstoff wird in der Werkzeugmaschinenindustrie als Gestell für den Anbau von komplizierten und elektronisch gesteuerten Werkzeug- und Bearbeitungsaufbauten gebraucht. Für Maschinen, die Werkstücke hochpräzise bearbeiten sollen, ist es unabdingbar, dass das Gestell formstabil gegenüber Einflüssen unter Arbeitsbedingungen ist. Das Entwickeln und Anwenden von Berechnungsmodellen und Prüfmethoden für diesen Werkstoff und seine Komponenten bzw. für realistische Bauteile aus Polymerbeton ist Teil des Inhalts dieser Arbeit. Ziel ist es, ein validiertes Modell vorzustellen, das die Temperaturverteilung auf dem Meso- und Makrogefügeniveau beschreiben kann. Die durch mechanische Einwirkungen und thermische Gradienten hervorgerufenen Eigenspannungen führen zu einer Verformung des Bauteils. Diese Verformungen sollen berechnet und die Berechnungen überprüft werden. Die Kenntnis der hervorgerufenen Verformungen soll zur Weiterentwicklung des Werkstoffs und der Geometrie des Bauteils verwendet werden können. Die Bedeutung der Ergebnisse geht über das betrachtete Beispiel eines Maschinenständers hinaus und hat auch für die Optimierung von Baustoffen grosse Bedeutung.

Im Bauwesen und in speziellen Anwendungen im Maschinenbau ist die Entwicklung von heterogenen Werkstoffen mit hohen mechanischen Festigkeiten in vollem Gange. Hochfeste Werkstoffe reagieren überaus spröde und führen zu plötzlichem Versagen des daraus hergestellten Bauteils. Erst wenn es gelingt, die Rissbildung und das Versagensverhalten dieser Werk-

stoffe zu beschreiben, sind diese Werkstoffe intelligent einsetzbar. In dieser Arbeit sollen die experimentellen Möglichkeiten erörtert und für den Werkstoff Polymerbeton eingesetzt werden. Moderne und technisch aufwendige Messmethoden sollen dazu dienen, die nicht lineare Bruchmechanik gemäss dem Modell des fiktiven Risses nach Hillerborg zu bestätigen. Die numerische Simulation der Bruchprozesszone und des daraus entstehenden Risses dienen dazu, den Werkstoff in seinem Versagensverhalten zu charakterisieren.

1.3 Eingesetzte Methoden

- Standardprüfmethoden zur Bestimmung von Werkstoffkenngrössen der Komponenten und des zusammengesetzten Werkstoffs
- Prüfmethoden zur Bestimmung bruchmechanischer Kenngrössen an heterogenen Werkstoffen
- Bruchmechanische Werkstoffprüfung und Bestimmung der Bruchprozesszone in einem zusammengesetzten Werkstoff mit Hilfe einer Mikroprüfmaschine, die für die Verwendung im Elektronenmikroskop (ESEM) gebaut wurde
- Simulation des Verformungsverhaltens eines realistischen dreidimensionalen Bauteils, hervorgerufen durch mechanische Last bzw. Wärmeeinwirkung und Feuchtigkeitseinwirkung
- Numerische Simulation des nicht linearen Versagensverhaltens eines zusammengesetzten Werkstoffs mit Hilfe der Methode der finiten Elemente (FEM), nach dem Modell des fiktiven Risses von Hillerborg
- Validierung des berechneten nicht linearen Versagensverhaltens nach dem Modell des fiktiven Risses von Hillerborg durch Laserinterferenzmessung (3D-ESPI) und Bestimmung der Bruchprozesszone
- Validierung des berechneten Verformungsverhaltens eines realistischen Bauteils unter Wärmeeinfluss und mechanischer Last durch Laserinterferenzmessung (3D-ESPI)

2 Charakterisierung von heterogen zusammengesetzten Werkstoffen

2.1 Das zusammengesetzte Gefüge

Schon vor tausenden von Jahren hat man gewusst, dass die Zugabe von Stroh in Lehm die Duktilität der hergestellten Bauelemente erhöht (Bibel, Exodus Kapitel 5). Dieses Prinzip verwenden wir heute noch bei faserverstärkten Baustoffen. Aus der empirischen Zugabe eines Werkstoffs in einen anderen hat sich im 19. Jahrhundert die wissenschaftliche Disziplin der zusammengesetzten Werkstoffe entwickelt. Die ersten Bereiche der wissenschaftlichen Erkundung war die elektrische Leitfähigkeit der Kompositwerkstoffe, bestehend aus einer Matrix und den darin eingebetteten Partikeln. Einen der ersten Beiträge dazu lieferte Clausius-Masotti mit seiner Näherungsformel im Jahre 1850. Forscher wie J.C. Maxwell (1873) und Lord Rayleigh (1892) nahmen sich des Problems an und analysierten das Verhalten der zusammengesetzten Werkstoffe. Eine der ersten Arbeiten aus dem Bereich der Mechanik machte A. Einstein (1906). Er untersuchte die Viskosität einer Flüssigkeit, die eine verdünnte Suspension von starren Kugeln enthielt (Hashin 1982). Aus der Motivation heraus, die Flugzeugindustrie mit leichten Werkstoffen mit hoher Steifigkeit zu versorgen, brachte die moderne Technologie in den sechziger Jahren des 20. Jahrhunderts die faserverstärkten Kompositwerkstoffe hervor. Zur Bauinstandsetzung und Bausanierung werden Betonen heute ebenfalls Zusatzstoffe und auch Fasern zugegeben, um die Schädigung dieser Reparatursysteme möglichst vermeiden zu können (Martinola 2000).

2.1.1 Die Komponenten: Zuschlag, Matrix und Grenzfläche

Einen günstigen zusammengesetzten Werkstoff findet man im Bauwesen – Beton. Es würde hier zu weit führen, eine geschichtliche Übersicht über Zement anzufügen; Klemm (Klemm 1991) gibt eine entsprechende Übersicht an. Auch im Maschinenbau tritt die Verwendung von Beton oder Spezialbeton (kunststoffmodifizierter Beton, Reaktionsharzbeton) (Klöcker 1984) immer häufiger in Erscheinung. Beton ist ein heterogener, mehrphasiger Werkstoff, zusammengesetzt aus seinen Komponenten – Matrix, Zuschlag und der Grenzfläche zwischen Zuschlag und Matrix. Die zementgebundene Matrix ist porös. So versteht auch Schorn den Werkstoff Beton und definiert: „Beton ist ein Baustoff aus natürlichen oder künstlichen Zuschlagskörnern, die durch ein Bindemittel im flüssigen Zustand umhüllt werden (Frischbeton) und im erhärteten Zustand des Bindemittels von diesem dauerhaft verkittet werden“ (Schorn 1983). Viele der charakteristischen Eigenschaften des Betons werden durch die Wechselwirkungen zwischen der Matrix und den Zuschlägen beeinflusst. Die Diskontinuitätsfläche, die Oberfläche des Zuschlags, die von der Matrix umgeben wird, bezeichnet man als Grenzfläche oder englisch als Interface. Die Eigenschaften der Grenzfläche wirken sich auch wesentlich auf das globale Verhalten des zusammengesetzten Gefüges aus. Mit dem Begriff des Gefüges von heterogen aufgebauten Feststoff-

fen wird im Allgemeinen die Art, die Grösse, die Form, die Verteilung und die räumliche Ausrichtung von Teilvolumina in einem Werkstoff verstanden. Es ist deshalb sinnvoll und notwendig, grundlegende Untersuchungen an der reinen Matrix, am reinen Zuschlag und an der Grenzfläche durchzuführen. Die Zuschläge bestehen aus natürlichem Gestein oder künstlichem Korn mit porösem oder dichtem Gefüge. In speziellen Anwendungen und auch zu Forschungszwecken findet man auch Zuschläge aus Metallen oder Glas. Lusche (Lusche 1972) untersuchte beispielsweise die Festigkeits- und Verformungseigenschaften in Mehrstoffsystemen mit Hilfe von Aralditscheiben, in die steifere Werkstoffe als Zuschläge eingesetzt werden können. Mit spannungsoptischen Verfahren konnte er den Kraftfluss in diesem Zweistoff-Modell zeigen. Abb. 2.1 zeigt den Kraftfluss in einem heterogenen Gefüge. Deutlich sichtbar sind hier die Spannungskonzentrationen in den Kontaktpunkten, in denen sich die Scheiben berühren.

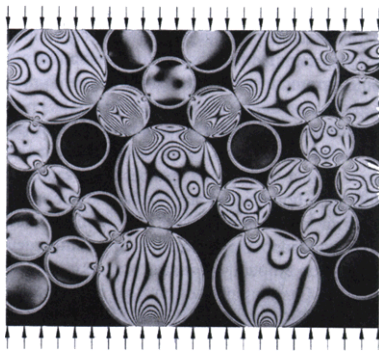


Abb. 2.1: Ergebnis einer spannungsoptischen Untersuchung in einem zusammengesetzten Gefüge (Wischers et al. 1972)

Die Begriffe, die im Zusammenhang mit den Zuschlägen im Bauwesen gebraucht werden, stellt Wesche (Wesche 1981) zusammen. Die Dichte der Zuschläge ist ein Hauptkriterium für die Art des Betons. Wesche (Wesche 1981) charakterisiert tabellarisch Schwerbeton, Normalbeton und Leichtbeton. In zusammengesetzten Werkstoffen, bei denen die Bindematrix aus einem Reaktionsharz besteht, werden die Eigenschaften, wie z.B. die Temperaturentwicklung einer Polymermatrix (EPOC 1992), auch wesentlich durch die zugegebenen Zuschläge bestimmt. Neben der Art der Zuschläge beeinflusst ihre Korngrößenverteilung die Eigenschaften des zusammengesetzten Gefüges. Die Ausbildung der Grenzflächeneigenschaften zwischen Zuschlagskorn und Matrix korreliert ebenfalls mit dem verwendeten Zuschlag.

Wie bereits erwähnt wird die Verbindung der einzelnen Zuschläge über die Matrix erreicht. Die bindende Matrix in Werkstoffen des Bauwesens – Betone – kann rein zementös, kunststoffmodifiziert oder kunststoffgetränkt sein oder auch aus einem reinen Reaktionsharz bestehen. Im Bauwesen findet sich die Verwendung der reinen Zementsteinmatrix am häufigsten. Zur Herstellung eines „normalen“ Betons werden zwischen 250 und 350 kg Portland-Zement auf 1 m³ Beton zugegeben. Im Bereich der Bausanierung und der Präventivmassnahmen zum Schutz des Betons kommen immer häufiger

Zementsteine zum Einsatz, die entweder kunststoffmodifiziert oder kunststoffgetränkt sind. Schorn (Schorn 1984) gibt grundsätzliche baustoffliche Einteilungsprinzipien von Harzen in Betonen an. Hiernach lassen sich die Betone mit Kunststoffen in drei Gruppen unterteilen:

- Der kunststoffmodifizierte Beton (PMC):
Hier entsteht eine gemeinsame Wirkung von Zement und Kunststoff; dabei kann es zu höchst unterschiedlicher Gefügebildung kommen.
- Der kunststoffgetränkte Beton (PIC):
Im kunststoffgetränkten Beton werden die Kapillarporen der Zementsteinmatrix gefüllt. Die in den Poren entstehende Substanz nimmt in der Regel am Lastabtrag im Baustoffgefüge teil.
- Der Reaktionsharzbeton, Polymerbeton (PC):
Das Reaktionsharz-Härtesystem ersetzt das anorganische zementöse Bindemittel vollständig.

Die Mikrostruktur und die chemische Zusammensetzung stehen in einem direkten Zusammenhang. Im Zementstein findet man eine Vielzahl von Phasen, deren Struktur von kristallinen, über teilkristalline bis zu amorphen Produkten aufteilbar ist. Ein Gel aus Calciumsilikathydraten, die sog. CSH-Phasen, ist die Hauptkomponente des Zementsteins. Die Aufklärung des strukturellen Aufbaus der erhärtenden Bindemittelmatrix wird durch den schlechten Ordnungszustand der CSH-Phasen sehr erschwert. Darüber hinaus ist die Bildung der Hydratphasen das Resultat eines komplexen Abbindeprozesses, der von sehr vielen sich gegenseitig beeinflussenden Faktoren abhängt. Alleine das Wasser/Zementverhältnis beeinflusst die Morphologie der Zementsteinmatrix wesentlich. Van Mier (van Mier 1997) gibt wie in Abb. 2.2 gezeigt eine schematische Übersicht an.



Abb. 2.2: Der Einfluss des Wasser/Zementverhältnis auf das Gefüge des Zementleimes nach van Mier (van Mier 1997)

Eine Übersicht über die Eigenschaften und die Morphologie gibt z.B. Thielen (Thielen 1975) an. Allgemein können folgende Einflussfaktoren auf das Mikrogefüge der Hydratationsprodukte von Zementen aufgezählt werden (Tab. 2.1):

Zement	Klinkerzusammensetzung Mahlfeinheit
Wasser/Zementverhältnis	w/z Faktor
Zuschlagsstoffe	Oberfläche, Feuchte und Verunreinigungen
Hydratationsbedingungen	Umgebungstemperatur und –feuchte, Temperatur- und Feuchtegradienten
Zusatzstoffe	Chemische Zusatzstoffe und Zusatzmittel

Tab. 2.1: Einflussfaktoren auf das Mikrogefüge der Hydratationsprodukte von Zementen

Die Porosität des Zementsteins ist im Wesentlichen von der Zementart, dem w/z-Wert und den Hydratationsbedingungen abhängig. Die Festigkeit wie auch die Dauerhaftigkeit des Bauteils aus Beton werden direkt durch die Porosität der bindenden Zementsteinmatrix beeinflusst. Gelporen im Bereich von Nanometern befinden sich im CSH-Gel. Die Mikrometer-grossen Kapillarporen sind zwischen den CSH Partikeln zu finden. Daneben existieren in dem Gefüge der zementösen Matrix Poren, einer Grösse im Bereich von Millimetern. Diese Poren werden durch Luft einschüsse während der Verarbeitungsphase des Zuschlag-Zementgemisches oder nur des Wasser-Zementgemisches eingebracht. Nur entsprechendes Verdichten des Frischbetons kann die Konzentration dieser Luftporen – ähnlich der Lunker in flüssigem Stahl – herabsetzen. Besonders die grossen Poren nehmen substantiellen Einfluss auf die mechanischen Eigenschaften des Betons. In sog. „MDF“ Werkstoffen (Macro-Defect-Free) sind die Luft einschüsse durch optimiertes Verdichten minimiert. Abb. 2.3 zeigt jeweils einen Schnitt durch eine Probe aus MDF-Werkstoff (a) und einen Zement herkömmlicher Herstellungsart (b). Die Auswertung von 3-Punkt-Biegeversuchen (Birchall et. al 1981) an gekerbten prismatischen Proben zeigt für MDF-Werkstoffe eine erhöhte Kerbempfindlichkeit. Während bei Proben herkömmlicher Herstellungsart ein Abfall der Biegezugfestigkeit erst nach Kerbtiefen grösser als 1.2 mm festzustellen war, wurde bei Proben aus MDF-Zementen schon bei Kerbtiefen von 0.2 mm ein deutlicher Rückgang der Biegezugfestigkeit gemessen. Daraus lässt sich leicht ableiten, dass die sich unter Last einstellende Spannungskonzentration um die Poren zu einer beträchtlichen Reduktion des Lasttragevermögens führt. Ein grosses Gebiet der Kontinuumsmechanik beschäftigt sich deshalb mit der sog. Kerbspannungslehre. Die Spannungen und die Verschiebungen in der Umgebung von Kerben und Rillen sind hierbei von besonderem Interesse (Neuber 1985). Für einige elementare Riss- und Kerbprobleme – elliptisches Loch in einer unendlichen Scheibe – können analytische Gleichungen angegeben werden (Koloso 1909).

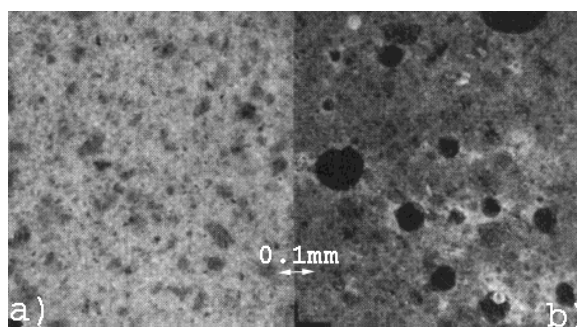


Abb. 2.3: Porosität in MDF-Zement und in Zement gewöhnlicher Herstellungsart

Erhärtete Reaktionsharze haben im Unterschied zum Zementstein kein zusammenhängendes Porensystem. Weimann hat die Porengrößenverteilung eines polymergebundenen Betons gemessen. Das Ergebnis der Messung ist in Abb. 2.3 dargestellt (Weimann 2000).

Bei Reaktionsharzbetonen oder Reaktionsharzmörteln sind die Art des verwendeten Polymers, die Viskosität, die Benetzung der Zuschläge und die Polymerisationsbedingungen ausschlaggebend für die Porosität und damit auch für das Werkstoffverhalten.

Die Übergangszone zwischen der bindenden Matrix und dem Zuschlag – die Grenzfläche, das Interface oder „interfacial transition zone“ (ITZ) – wird während des Abbindeprozesses der Matrix gebildet. Diese Zone wurde von vielen Autoren untersucht (Zimbelmann 1985), (Scrivener et al. 1988), (Struble et al. 1980), (Mindess 1994), (Metha 1986). Es ist deutlich beschrieben, dass neben den bereits erwähnten Komponenten das Interface das globale Werkstoffverhalten ebenso beeinflusst. In den meisten zementgebundenen Betonen ist das Interface die Zone, in der unter mechanisch aufgebrachtener Last am ehesten eine Schädigung auftritt.

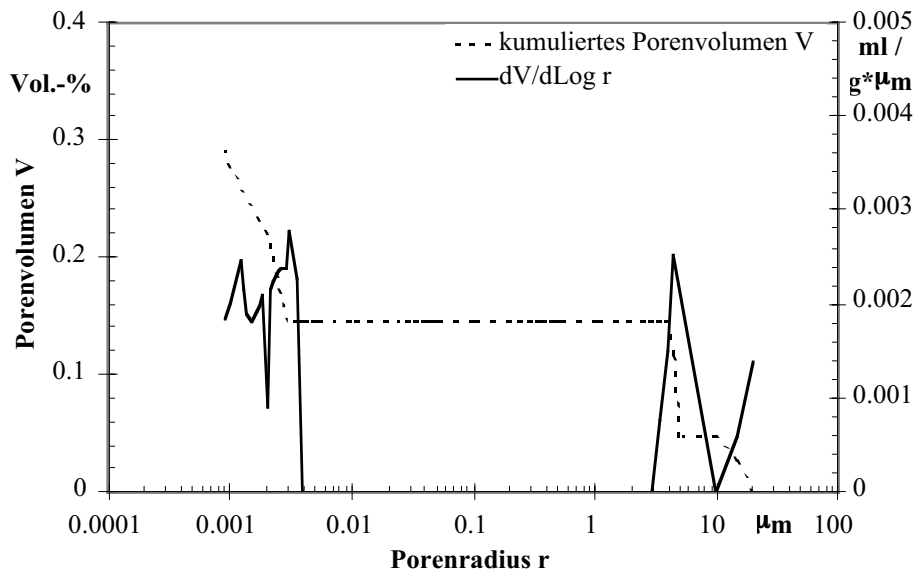


Abb. 2.4: Porengrößenverteilung des polymergebundenen Betons nach Weimann (Weimann 2000)

Thermische und hygrische Belastungen schädigen das Interface ebenfalls. Das Interface muss bei Belastung das unterschiedliche Werkstoffverhalten von Matrix und Zuschlag ausgleichen. Es ist offensichtlich, dass der Oberflächenbeschaffenheit der Zuschlagskörner im zementgebundenen Beton wie auch in Reaktionsharzbetonen eine besondere Rolle zukommt. Dazu gehört auch die bei natürlicher Lagerung der Zuschläge eingeschlossene Feuchtigkeit, die die Zuschläge als Film umgibt. In Kapitel 2.1.3 wird auf die Inkompatibilitäten der Komponenten näher eingegangen. Grundsätzlich kann man den Verbund zwischen Matrix und Zuschlag in eine physikalische, physikalisch-chemische und eine mechanische Wechselwirkung unterteilen. Abb. 2.5 zeigt schematisch die Mechanismen, die die Verbundwirkung in der Grenzfläche beeinflussen.

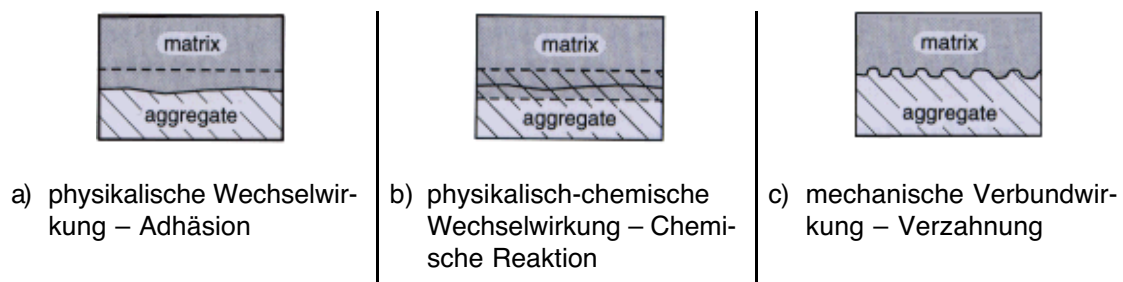


Abb. 2.5: Mechanismen, die die Verbundwirkung in der Grenzfläche beeinflussen, nach Zhang (Zhang et al. 1990)

Die besonders günstigen Verbundwirkungen des Reaktionsharzes mit dem Zuschlag stellen Czarnecki und Broniewski (Czarnecki und Broniewski 1981) dar.

Für die systematische Untersuchung von Betonen hat es sich als sehr vorteilhaft erwiesen, die Struktur des zusammengesetzten Werkstoffs in Gefügeniveaus einzuteilen, die hierarchisch aufeinander aufbauen. Das Ziel dieser Einteilung ist es, das beobachtbare Werkstoffverhalten realistisch beschreiben zu können. Wittmann (Wittmann 1982) stellt die verschiedenen Gefügeniveaus und ihre entsprechenden Modelltypen vor.

2.1.2 Die Gefügeniveaus

Betrachtet man das Gefüge eines Betons mit blossem Auge, lassen sich die Zuschläge eingebettet in einer Matrix erkennen (Abb. 2.6). Mittels Bildanalyse kann eine Gefügeanalyse gemacht werden.

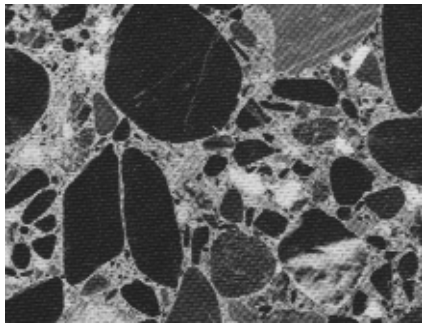


Abb. 2.6: Schnitt durch einen Normalbeton etwa im Massstab 1:1

Aus der gleichmässigen Verteilung der Zuschläge in der Matrix lässt sich die Verarbeitung ableiten. Es können unter anderem die Verdichtung und auch der Gehalt an Bindemittel näherungsweise abgeschätzt werden. Im Gefüge eingebettete Poren kann man erkennen. Mit Hilfe von Mikroskopen – licht- und elektronenoptische – kann man bei einer solchen Betonprobe weitergehende gefügekundliche Studien anstellen. Erkenntnisse, die aus Studien im Nanometerbereich des Gefüges gewonnen werden können und somit auch zur gezielten Beeinflussung der Werkstoffeigenschaften dienen, sind aus dem Bereich der Mikroelektronik und der Hochleistungskeramik bekannt. Eine Schädigung durch Risse auf Grund mechanischer Belastungen oder durch hygrische und thermische Gradienten lässt sich analysieren.

Für die weiteren Betrachtungen erscheint es sinnvoll, sich auf einen geeigneten Abbildungsmassstab zu einigen, in dem die lastbedingten Veränderungen der einzelnen Stoffkomponenten zueinander beschrieben werden können.

Wittmann (Wittmann 1982) unterteilt die Struktur des Gefüges in drei Niveaus und findet damit die Abgrenzung der Abbildungsebenen des Gefüges von Beton. Abb. 2.7 zeigt schematisch die eingeführte Abgrenzung der drei Abbildungsebenen. In Tab. 2.2 sind die Gefügeniveaus und die beschreibenden Modelltypen angegeben. Daneben sind auch die Grössenordnun-

gen angegeben, die durch die Abbildungen des Gefüges auf die Niveaus dargestellt werden.

Gefüge Niveau	charakteristische Eigenschaften	Modelltyp
Mikroniveau: $10^{-9} \text{ m} - 10^{-4} \text{ m}$	Struktur der erhärteten Matrix und der darin eingebetteten Zuschläge	wissenschaftliche Materialmodelle, z.B. „Münchener Modell“ (Wittmann 1977)
Mesoniveau: $10^{-4} \text{ m} - 10^{-1} \text{ m}$	Poren, Zuschläge, Interfaces, Risse	Werkstoffwissenschaftliche Modelle, analytische und numerische Modelle „béton numérique“ (Roelfstra 1985)
Makroniveau: $10^{-1} \text{ m} - 10^3 \text{ m}$	Geometrie des Bauteils, des Werkstücks oder des Strukturelements. homogenes Werkstoffverhalten des Bauteils	phänomenologische Werkstoffgesetze, Modelle aus dem Ingenieurwesen

Tab. 2.2: Charakteristische Eigenschaften von Beton unterteilt in drei Gefügeniveaus und die beschreibenden Modelltypen nach Wittmann (Wittmann 1983)

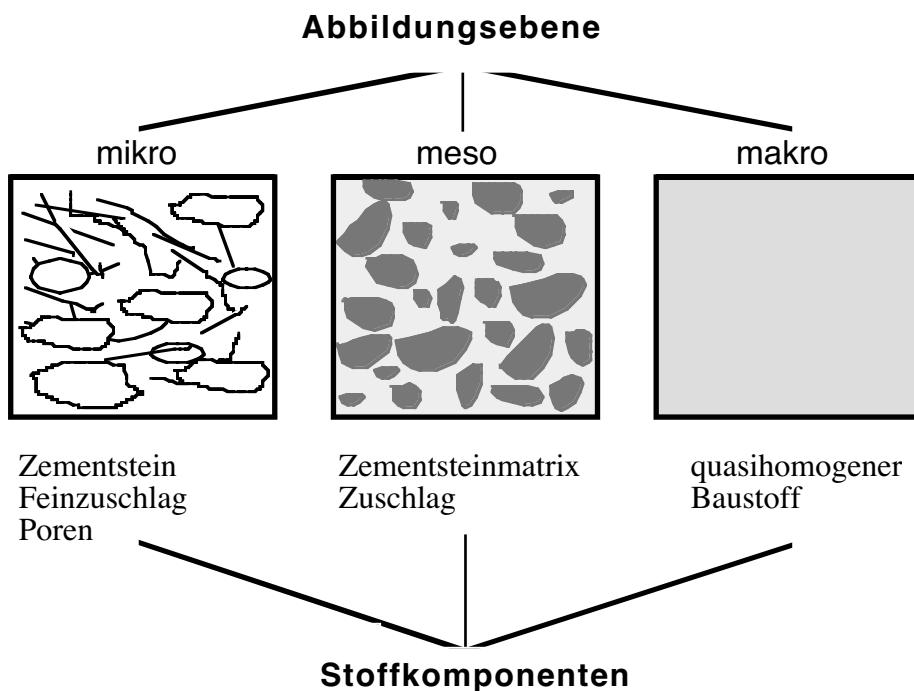


Abb. 2.7: Abbildungsebenen des Gefüges

2.1.2.1 Mikroniveau

Der Einsatz von Bauteilen mit ganz bestimmten Anforderungen unter speziellen Randbedingungen – hohe und tiefe Temperaturen, unterschiedliche Feuchtebedingungen und mechanische Belastungen – verlangt, dass man für diese Bauteile entsprechende Voraussagen über das Werkstoffverhalten machen kann.

Gegenüber einigen von aussen angelegten Randbedingungen verhalten sich die Zuschläge inert. Auf dem Mikrogefügeniveau wird die Struktur der ausgehärteten Matrix und deren Interaktion mit den Randbedingungen beschrieben.

Wittmann (Wittmann 1976) zeigt in einer Übersicht die bis dahin bestehenden Modelle zur Beschreibung des kolloidalen Verhaltens von Zementstein. Der Autor beschreibt in einem weiteren Beitrag detailliert und mit illustrativen Darstellungen Modelle für das Mikrogefüge des Zementsteins (Wittmann 1977).

Die wissenschaftliche Untersuchung über das Verhalten der bindenden Matrix kann von zwei verschiedenen Ansatzpunkten ausgehen (Wittmann 1983). Das Herangehen an die Problemstellung mit chemischen und mineralogischen Ansätzen scheint in Anbetracht dessen, dass die Bindungen im Xerogel primär auf Valenzbindungen beruhen, notwendig. Dabei wird neben dem Hydratationsprozess, der Zusammensetzung, auch der kristalline Aufbau der Hydratationsprodukte untersucht. Young (Young 1982) gibt eine Zusammenfassung über die Ergebnisse auf diesem Gebiet an. Die Zugabe von Kunststoffen in die Matrix – kunststoffmodifizierte Mörtel oder Betone – bedeutet eine deutliche Veränderung des Hydratationsablaufs.

Neben den Valenzbindungen der Moleküle des CSH-Gels gibt es Van-der-Waals Kräfte zwischen den Partikeln. Diese zweite Art der Wechselwirkung beruht darauf, dass sich zwei Körper gegenseitig anziehen. Abhängig vom Abstand zueinander sind diese Kräfte stärker oder schwächer. In erhärtetem Zementstein spielt das Wasser eine entscheidende Rolle. Bei der Einlagerung von Wasser in das Mikrogefüge des Zementsteins wird der Abstand zwischen den Zementpartikeln grösser und damit die Bindung durch die anziehenden Van -der-Waals-Kräfte kleiner. Nach dem Münchner-Modell (Wittmann 1977) bleiben die Valenzbindungen bestehen. In Abb. 2.8 ist das Münchner-Modell dargestellt.

Wie bereits erwähnt, verhalten sich die Zuschläge aus natürlichem Gestein inert gegenüber bestimmten Einwirkungen. Speziell die Schwindverformungen auf Grund von Feuchtigkeitsänderungen und auch zeitabhängige Verformungen finden nur in der Matrix statt. Es hat sich gezeigt, dass mit Hilfe des Münchner-Modells das Kriechen und Schwinden realistisch beschrieben werden kann.

Auf den festigkeitsmindernden Einfluss der Porosität wurde bereits aufmerksam gemacht. Es wurde beschrieben, dass die Hydratationsbedingungen wesentlichen Einfluss auf die Porosität haben. Betrachtet man die Porosität auf dem Mikrogefügeniveau, so ist die gesamte Porosität ohne eine Aussage über die Porengrössenverteilung wenig aussagekräftig. Ist für einen porösen Werkstoff A die Gesamtporosität grösser als für einen porösen Werkstoff B, so kann bei hoher Häufigkeit von grossen Poren in Werkstoff B für diesen die Festigkeit geringer ausfallen als die für Werkstoff A.

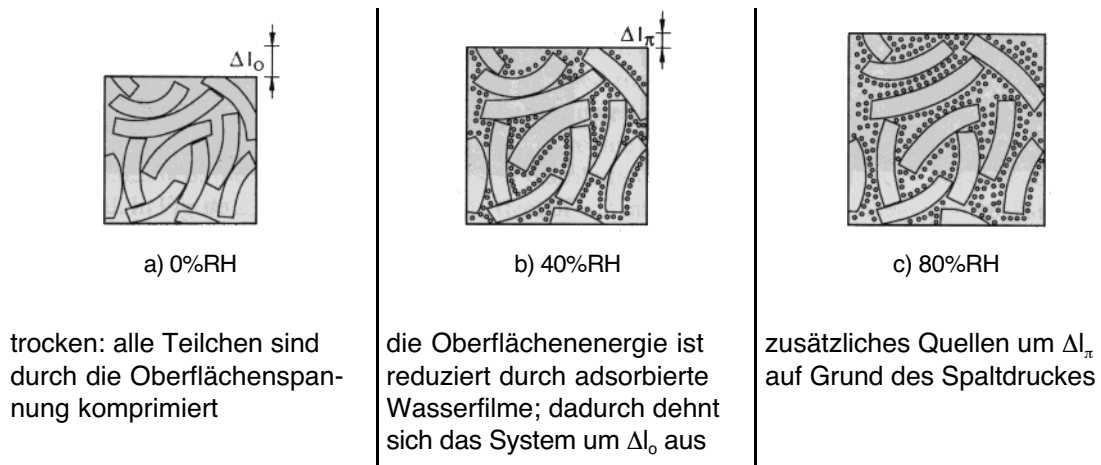


Abb. 2.8: Schematische Darstellung dreier unterschiedlicher Stadien des CSH-Gels in Zementstein – das Münchner Modell nach Wittmann (Wittmann 1977); RH bedeutet: relative Feuchtigkeit

Bei gänzlichem Austausch des anorganischen Bindemittels durch eine Matrix aus Polymeren gelten für das Mikrogefügeniveau Eigenschaftsbilder der Polymerchemie. Demnach sind Makromoleküle Anordnungen von Atomen und Molekülen entlang einer Kette oder mehreren zusammenhängenden Ketten von Kohlenstoffatomen, die nach Art des Kunststoffs gebildet werden. Diese fadenförmigen Makromoleküle liegen räumlich ineinander verschlungen vor. In Abb. 2.9 ist eine schematisierte Darstellung angegeben.

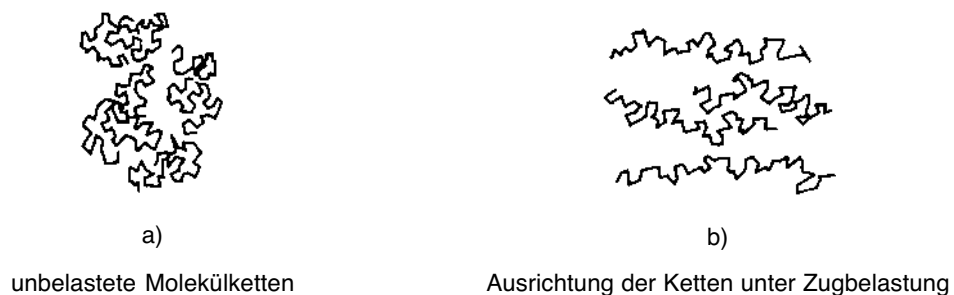


Abb. 2.9: Schematisierte Darstellung von Makromolekülketten

Je nach chemischem Verknüpfungsgrad der Makromolekülketten untereinander ist der Polymerwerkstoff mehr oder weniger verformbar. Die chemische Zusammensetzung solcher Kunststoffe, die die bindende Matrix des Reaktionsharzbetons darstellen, beeinflusst ähnlich dem anorganischen Bindemittel die Festbetoneigenschaften und die Verarbeitbarkeit des zusammengesetzten Baustoffs. Auch die Frischbetoneigenschaften werden über die chemische Zusammensetzung der polymeren Matrix gesteuert.

Vergleicht man die Zusammensetzung eines gewöhnlichen Zementbetons mit der eines Epoxydharzbetons, so könnte das bei Normierung der Gewichte auf den Zement bzw. auf den Harz beispielhaft folgendermassen aussehen:

Zementbeton	Zement	Zuschlag	Wasser
	1	5.2	0.52
Reaktionsharzbeton	Harz	Zuschlag	Härter
	1	6.9	0.14

2.1.2.2 Mesoniveau

In der mesoskopischen Abbildungsebene liegt ein Mehrstoffsystem vor: Die Matrix, darin eingebettet die Zuschläge und die Kontaktzone zwischen der Matrix und den Zuschlägen. Die Matrix hält das Korngerüst zusammen. In Abhängigkeit des w/z-Wertes und der Frischbetoneigenschaften werden Poren und Fehlstellen in das Gefüge mit eingebracht. Das Gefüge in einem betrachteten Volumenelement ist keineswegs gleichstofflich aufgebaut und kann daher auch nicht als homogen angesehen werden. Diese Heterogenität ist auch der Grund dafür, dass unter Last lokal Spannungskonzentrationen entstehen (vgl. Abb.2.1). Betrachtet man vergleichend die Spannungs-Dehnungskurven des Betons und seiner einzelnen Stoffkomponenten, Zuschlag und Zementstein, sowohl im Zug- als auch im Druckbereich, so wird das nichtlineare Verhalten des Betons schon vor dem Erreichen seiner Festigkeitsgrenze deutlich. Dieses Verhalten des Mehrkomponentenbaustoffs lässt sich rein mathematisch nicht aus den Last-Verformungskurven der einzelnen Bestandteile ableiten. Die Ursache dafür kann nur im wechselseitigen Aufeinanderwirken der Stoffkomponenten sowie im adhäsiven Verbund von Zuschlag und Matrix gesucht werden (Ziegeldorf 1983). Abb. 2.6 zeigt einen Schnitt durch das Gefüge, das auch schematisiert wie in Abb. 2.10 dargestellt werden kann.

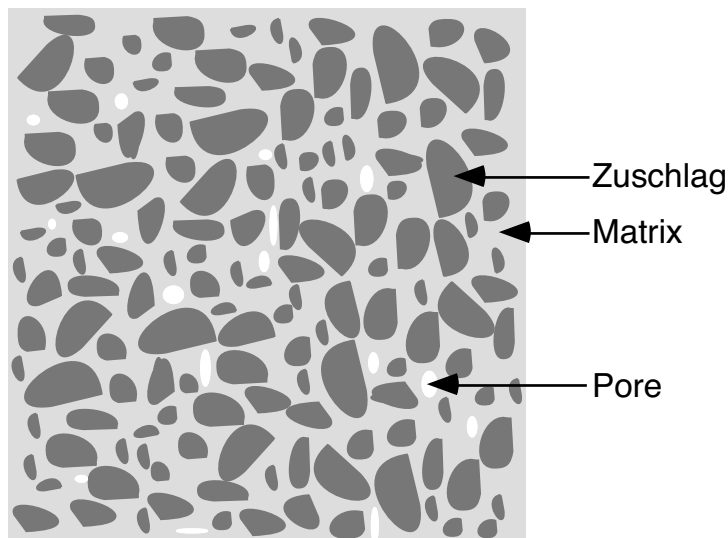


Abb. 2.10: Schematisierte Darstellung eines zusammengesetzten Gefüges auf dem Mesoniveau

2.1.2.2.1 Porosität

Die im Gefüge vorhandenen Poren beeinflussen neben dem Elastizitätsmodul auch die Festigkeit der Struktur. Makrodefektfreie Betone haben sehr viel höhere Festigkeitswerte unter Zug- und unter Druckbelastung. Die Verteilung der Poren ist ebenfalls für die Festigkeit ausschlaggebend. Bei der Ausbreitung von Rissen werden unter Energieaufwendung Oberflächen geschaffen. In porösen Werkstoffen kann nur dort Oberflächenenergie verbraucht werden, wo der Riss durch nicht poröse Gebiete läuft. Es ist offensichtlich, dass die effektive Oberflächenenergie von der Gesamtporosität des Werkstoffs abhängt.

Das Versagenskriterium nach Griffith (Griffith 1921) ist eine einfache Möglichkeit, die Porosität mit der Festigkeit zu korrelieren. Setzt man σ als Festigkeit, E als Elastizitätsmodul und γ als Oberflächenenergie ein und nimmt einen Riss der Länge zu $2c$ an, so erhält man die folgende Griffith Gleichung:

$$\sigma = \sqrt{\frac{2 \cdot E \cdot \gamma}{\pi \cdot c}} \quad \text{Gl. 2.1}$$

In einem porösen Werkstoff steht die Risslänge von $2c$ für eine effektive Risslänge C_{eff} , die aus der Porengrößenverteilung des Gefüges herausgelesen werden kann. Somit kann man mit P als Porosität die Gl. 2.1 wie folgt umschreiben:

$$\sigma = \sqrt{\frac{2 \cdot E(P) \cdot \gamma(1-P)}{\pi \cdot C_{eff}}} \quad \text{Gl. 2.2}$$

Aus dieser einfachen Betrachtung kann man die Porosität mit der Festigkeit korrelieren. Zementstein besitzt ein ausgeprägtes Porensystem, welches nach unterschiedlichen Kriterien eingeteilt werden kann. In Abb. 2.11 ist die Unterteilung der Poren nach Powers (Powers 1958) angegeben.

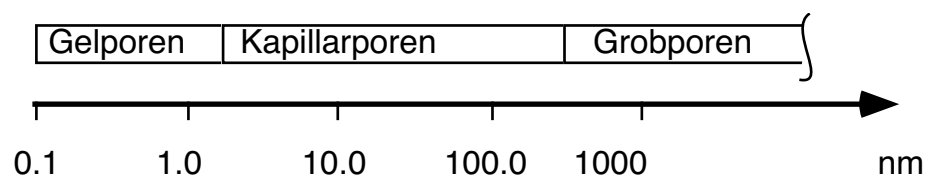


Abb. 2.11: Unterteilung der Poren im Zementstein nach (Powers 1958)

2.1.2.2.2 Risse

Neben der Porosität der Matrix entstehen auf Grund der Inkompatibilitäten zwischen Matrix und Zuschlag unter entsprechenden klimatischen Voraussetzungen Risse. Thermische und hygri-sche Gradienten während der Hydratation und im Betrieb des Bauteils rufen eine Vielzahl von Rissen im

Gefüge hervor. Schon im Frischbetonzustand werden Fehlstellen in das Gefüge mit eingebracht. Unvollständiges Verdichten führt zu diesen Fehlstellen. Auf dem Mesoniveau werden Risse und Fehlstellen abgebildet. Wittmann (Wittmann 1983) zeigt in seinem Beitrag tabellarisch die Festigkeitsentwicklung und die dazugehörigen Ursachen für die Rissbildung. In Abb. 2.12 sind Risse dargestellt, die sich zwischen den Zuschlägen und der Matrix entwickelt haben.

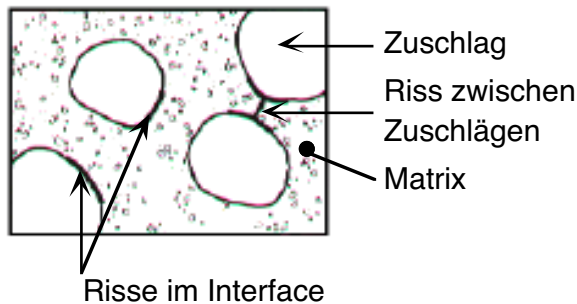


Abb. 2.12: Risse in einem unbelasteten zusammengesetzten Gefüge

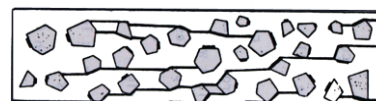


Abb. 2.13: Simulation von Rissbildung in Zementbeton unter Druckbelastung nach Wittmann (Zaitsev et al. 1981)

Teilweise sind die Risse schon miteinander verbunden. Zaitsev und Wittmann haben anhand von numerischen Simulationen auf dem Mesoniveau das Risswachstum in einem heterogenen Werkstoff gezeigt. Ein Ergebnis einer solchen Simulation ist in Abb. 2.13 dargestellt.

2.1.2.2.3 Zuschläge

Die Zuschlagsstoffe machen etwa 75 - 80% der Gesamtmasse des Betons aus und bilden das Stützgerüst. Ihre optimale Nutzung ist für die Wirtschaftlichkeit des Betons entscheidend, da dadurch der Bindemittelanteil reduziert werden kann. Für Spezialbeton, wie z.B. Polymerbeton, bei dem das Bindemittel den grössten Kostenanteil hat, ist optimale Verteilung der Körner im Gefüge daher kostenbestimmend. Auf dem Mesogefügeniveau werden die Zuschläge in ihrer Form und Verteilung abgebildet. Grundsätzlich unterscheidet man Beton und Mörtel nach dem in der Mischung verwendeten Grösstkorn :

Beton:	Grösstkorn >	8 mm
Mörtel:	Grösstkorn ≤	8 mm

Der Zuschlag zur Herstellung von Betonen mit dichtem Gefüge sollte möglichst grobkörnig und hohlraumarm sein. Der Kornaufbau soll ein dichtes Korngerüst ergeben. Dadurch erreicht man geringe Zuschlagsoberflächen, die von der Matrix benetzt werden müssen. Die benötigte Matrixmenge kann damit beeinflusst werden. Die Forderung, dass die Zuschlagsoberfläche und der Haufwerksporenraum möglichst klein sein sollen, führt zu der Formulierung von Sieblinien, die sowohl stetig als auch unstetig (Ausfallkörnungen) sein können. Die Kornzusammensetzung eines Zuschlaggemisches wird durch Sieben und Wägen bestimmt. Allgemein kann man die Sieblinie wie folgt definieren:

$$A(d) = \varphi \cdot \left(\frac{d}{D}\right)^\eta + (100 - \varphi) \cdot \left(\frac{d}{D}\right)^\kappa \quad \text{Gl. 2.3}$$

mit: $A(d)$ als Funktion der Korngrösse

D als Grösstkorndurchmesser und

φ, η, κ als Parameter, der theoretischen Kurve

Die Wahl des Grösstkorndurchmessers ist abhängig von der Geometrie des Bauteils. Das Grösstkorn sollte nie grösser sein als 1/3 der kleinsten Bauteilabmessung. Bei Bauteilen mit Bewehrung sollte die Betonüberdeckung grösser sein als das Grösstkorn.

Die bekannteste Sieblinie ist die von Fuller. Fuller und Thompson formulierten auf Grund ihrer experimentellen Arbeiten eine parabolische Funktion (Gl. 2.4).

$$A = 100 \cdot \left(\frac{d}{D}\right)^\eta \quad \text{Gl. 2.4}$$

Diese Funktion ist ein Spezialfall der Gl. 2.3 mit $\varphi = 0$ und $\kappa = 0.5$

Popovics (Popovics 1979) stellt in einer Übersicht die Parameter der Gl. 2.3 zur Optimierung der Zuschlagszusammensetzung nach verschiedenen Autoren zusammen.

Neben der Verteilung der Zuschläge im Gefüge – Sieblinie – sind die Kornform und die Oberflächenbeschaffenheit der Zuschlagsstoffe wichtig. Flache Zuschlagsstoffkörner bergen die Gefahr, sich beim Verdichten flach anzuordnen. Dadurch kann sich unterhalb des Korns je nach Bindemitteltyp Wasser oder Polymer anreichern. Die Übergangzone zwischen Matrix und Zuschlag wird dadurch geschwächt. Der Anteil solcher ungünstig geformter Körner soll im Zuschlag über 8 mm Grösstkorn 50 Masse% nicht überschreiten.

Es existieren verschiedene Verfahren, um die Kornform zu charakterisieren. In Abb. 2.14 ist ein Korn in einem kleinstmöglichen Quader dargestellt. Aus den Kantenlängen bestimmt man die Länglichkeit und die Abplattung:

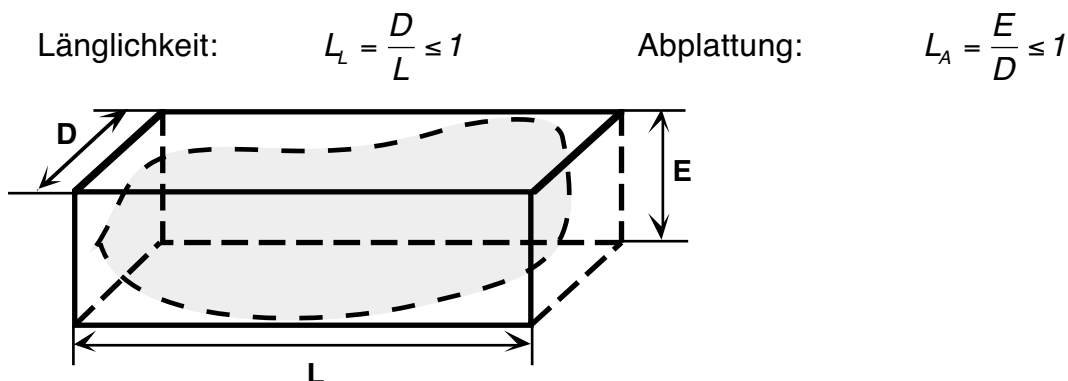


Abb. 2.14: Methode zur Bestimmung der Form des Zuschlagkorns mit Hilfe des kleinstmöglichen Quaders

Mit den gemessenen Werten für das Korn kann man aus Abb. 2.16 die Einteilung für die Zuschlagskörner ablesen.

In einer weiteren Methode konstruiert man sich eine Kugel um das Korn (Abb. 2.15). Man vergleicht das tatsächliche Volumen des Korns mit dem der Kugel und erhält somit den Formfaktor C (Gl. 2.5).

Formfaktor:
$$C = \frac{\text{Kornvolumen}}{\frac{\pi D^3}{6}} \quad \text{Gl. 2.5}$$

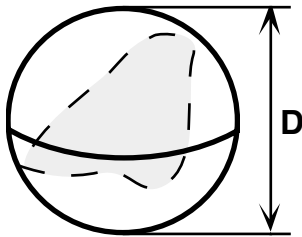


Abb. 2.15: Methode zur Bestimmung der Form des Zuschlagskorns mit Hilfe einer Kugel mit kleinstmöglichem Radius

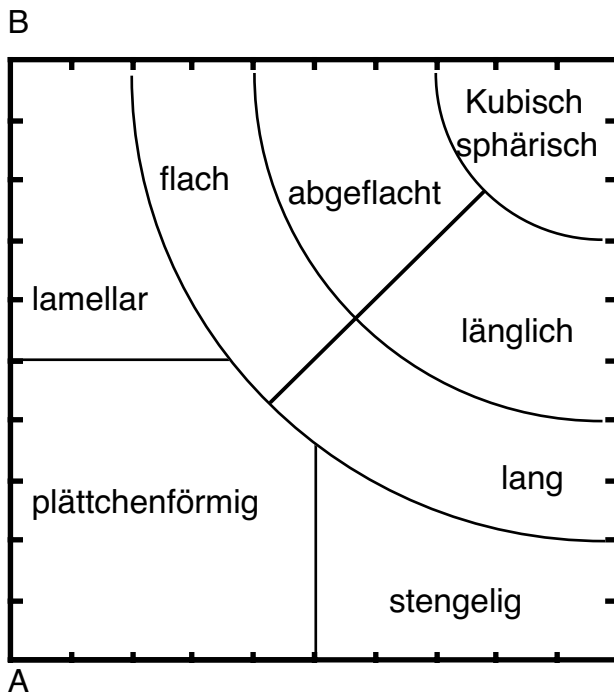


Abb. 2.16: Charakterisierung der Kornform nach Messungen wie in Abb. 2.15 dargestellt

Zuschlagsstoffe mit rauer Oberfläche, z.B. gebrochene Zuschläge, ergeben einen besseren Verbund mit dem Zementstein. Im Wesentlichen werden dabei die mechanischen Eigenschaften des Betons verbessert (Abb. 2.5c).

Auf dem Mesogefügeniveau bildet man ebenfalls die Werkstoffkenngrößen der Zuschläge ab. In Abhängigkeit der zu untersuchenden Problemstellung müssen dabei mechanische, thermische und hygri-sche Kenngrößen beachtet werden. Für einige Natursteine, die ggf. als Zuschlagsstoffe verwendet werden, ist zu berücksichtigen, dass auf Grund der Anisotropie die Werkstoffkenngrößen von der Belastungsrichtung abhängen können. Relevante Kenngrößen von Zuschlägen sind in Tab. 2.3 zusammengestellt.

Elastizitätsmodul	E	Diese Kenngrösse der Zuschlagsstoffe ist massgebend für das elastische Verformungsverhalten des Betons. Für den gezielten Einsatz eines Bauelements aus Beton können die entsprechenden Zuschlagsstoffe ausgewählt werden. Für die Anwendung im Normalbeton variiert das E-Modul des Zuschlags zwischen 30 kN/mm ² und 80 kN/mm ² kann aber auch bis zu 100 kN/mm ² betragen. Leichtbetone haben Zuschläge mit E-Moduln von 2 kN/mm ² bis 40 kN/mm ²
Querdehnzahl	ν	Bei Zuschlägen, die mit einer Längsverformung beaufschlagt werden, treten in entgegengesetzter Richtung Querverformungen auf. Die Querdehnzahlen für mineralische Zuschlagsstoffe decken einen Bereich von 0.2 (Granit) bis 0.29 (Marmor) ab.
Zugfestigkeit	f_t	Mineralische Zuschläge sind auf Grund ihrer Entstehung als anisotrop zu betrachten. Die Zugfestigkeit variiert demnach mit der Belastungsrichtung. Sandsteinartige Zuschläge können tiefe Zugfestigkeiten von 1 - 2 N/mm ² aufweisen. Dagegen können auch Zugfestigkeiten von bis zu 20 N/mm ² gemessen werden.
Druckfestigkeit	f_c	Die Druckfestigkeit der Zuschlagsstoffe bewegt sich in einem weiten Bereich – Werte zwischen 50 und 200 N/mm ² werden gemessen. In Ausnahmefällen kann sie auch bis zu 400 N/mm ² betragen (Quarzit).
Porosität	P	Die mechanischen Eigenschaften, wie Festigkeit und Verformbarkeit, hängen von der Gesamtporosität ab. Auch die thermischen und hygrischen Eigenschaften hängen eng mit dem porösen Gefüge und der Porengrössenverteilung zusammen (Wittmann 1992). Dichte mineralische Zuschläge haben eine Porosität von 0.2 - 2 Vol.% – Sandstein zwischen 5 und 25 Vol.%.
thermischer Ausdehnungskoeffizient	α_{th}	Bei verschiedenen thermischen Ausdehnungskoeffizienten (α_{th}) werden bei Temperaturänderungen Spannungen erzeugt, die zur Rissbildung führen. α_{th} der Zuschlagskomponente liegt in einem Bereich zwischen $8 \cdot 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{K}^{-1}$ und $12 \cdot 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{K}^{-1}$ Für Zuschläge aus Basalt, Kalkstein und Gneis kann α_{th} auch Werte unter $5 \cdot 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{K}^{-1}$ annehmen.
Wärmeleitfähigkeit	λ_{th}	Die Wärmeleitfähigkeit wird durch die Wärmemenge gemessen, die pro Zeiteinheit durch ein Volumenelement fliesst. Für mineralische Zuschlagsstoffe lassen sich folgende Angaben machen: Gneis: 1.9 - 2.0 [W/m ^{°K}] Granit: 1.7 - 3.5 [W/m ^{°K}] Die Wärmeleitfähigkeit wird wesentlich durch den Feuchtigkeitsgehalt der Werkstoffe beeinflusst (Wittmann 1994).
Wärmekapazität	C_{th}	Die spezifische Wärmekapazität vieler Natursteine liegt zwischen 0.7 und 1 J/g ^{°K} . Die Wärmekapazität kann bei hinreichend hoher Porosität vom Feuchtegehalt abhängen.
hygrischer Ausdehnungskoeffizient	α_h	Bei Austrocknung eines porösen Werkstoffs verringert sich dessen Volumen. Wittmann (Wittmann 1994) zeigt in seinem Bericht das Schwindverhalten zweier unterschiedlicher Natursteine. Sandstein: $\alpha_h = 1.6 \cdot 10^{-3}$ Gneis: $\alpha_h = 0.25 \cdot 10^{-3}$
Diffusionskoeffizient	$D(f)$	Die Änderung des Feuchtegehalts in einem Naturstein ist mit Hilfe eines vom Feuchtegehalt abhängigen Diffusionskoeffizienten beschreibbar. Durch die Abhängigkeit des Diffusionskoeffizienten vom Feuchtegehalt (f) in der Probe wird der Transport von Feuchtigkeit realistisch beschrieben. In guter Näherung lässt sich der Diffusionskoeffizient durch eine Exponentialfunktion ausdrücken. Wittmann [Wittmann 1994] gibt für Gneis und Sandstein folgende Werte an: Sandstein: $D(f) = 0.28 e^{4.9f}$ Gneis: $D(f) = 0.11 e^{5.08f}$

Tab.2.3: Kenngrössen der Zuschlagsstoffe

2.1.2.2.4 Grenzfläche

Die Grenzflächen zwischen der Matrix und den durch die bindende Matrix umhüllten Zuschläge lassen sich nur unter experimentellen Schwierigkeiten charakterisieren.

Die Struktur des hydratisierten Zementes in der Umgebung der grösseren Zuschlagskörner unterscheidet sich vom Zementstein in weiterer Entfernung. Neben den beiden Phasen – hydratisierter Zement und Zuschlag – macht es daher auch Sinn, eine dritte Phase einzuführen: die Grenzfläche. Wie eine Schale, der Dicke von 10 - 50 μm umgibt diese Übergangszone das Zuschlagskorn.

In zementgebundenen, zusammengesetzten Werkstoffen bilden sich zuerst Wasserfilme um die vergleichsweise grossen Zuschlagskörner. In diesen Regionen mit erhöhtem Wasser/Zement-Wert ist die Porosität höher im Vergleich zu den Regionen, die nicht durch Zuschläge „gestört“ sind. Mit fortschreitender Hydratation werden diese höher porösen Regionen durch Bildung von kleineren Ettringitkristallen aufgefüllt. Metha (Metha 1986) hat die Übergangszone schematisiert gezeigt (vgl. Abb. 2.17). Es ist ersichtlich, dass die Zone im Vergleich zum übrigen Zementstein geschwächt ist. Die Fehlstellen, die sich in unmittelbarer Umgebung um das Korn anordnen, kann man auch als Mikrorisse verstehen. Deswegen versagt das zusammengesetzte Gefüge des Betons schon bei geringerer Beanspruchung, als die Festigkeiten der einzelnen Komponenten vermuten lassen würden. An den Fehlstellen kommt es zu Spannungskonzentrationen. Es werden sich unter Last in diesem geschwächten Bereich Risse bilden, die sich unter Laststeigerung weiter in die Matrix ausbreiten. In Abb. 2.13 wird die Simulation eines solchen Risswachstums gezeigt.

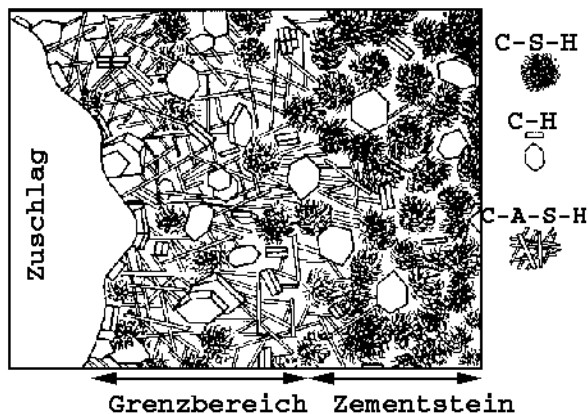


Abb. 2.17: Schematische Darstellung der Mikrostruktur der ITZ (Metha 1986)

Viele Berichte in der Literatur zeigen (Hsu et al. 1963), (Shah et al. 1966), (Buyukozturk et al. 1971, 1972), (Struble et al. 1980), dass die Ausbildung von Rissen in der Verbundfläche von Zuschlag und Matrix eine massgebende Rolle für das nicht elastische Verformungsverhalten bei normal festem Beton spielen. Entsprechende Untersuchungen haben gezeigt, dass das „crack arresting“ durch die Zuschläge weniger ausgeprägt ist (Gerstle et al. 1979), (Carrasquillo et al. 1981), (Zaitsev 1983). Für die Entwicklung von

hochfesten Betonen ist die Rissbildung in der Verbundfläche zwischen Matrix und Zuschlag von wesentlichem Interesse.

Wie bereits erwähnt haben die Reaktionsharze, die als Bindemittel verwendet werden, eine hervorragende Adhäsionswirkung gegenüber mineralischen Bindemitteln. Czarnecki et al. (Czarnecki et al. 1981) stellen die Verbundwirkung zwischen Reaktionsharz und Korn gemäss Abb. 2.18 dar. Dabei ist das Korn von einer polar wirkenden Schicht umhüllt. Dem schliesst sich eine partiell orientierte nächste Schicht an, die wiederum von einer unorientierten Schicht umgeben ist.

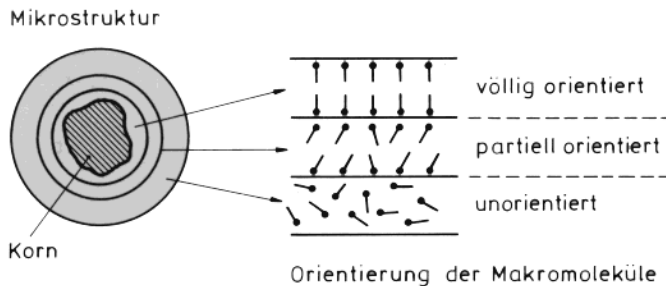


Abb.2.18: Schematisierte Darstellung der Grenzfläche zwischen einem Zuschlagskorn und der Matrix aus einem Reaktionsharz

Abb. 2.19 zeigt die Rissbildung in der Grenzfläche zwischen Matrix und dem Zuschlag.

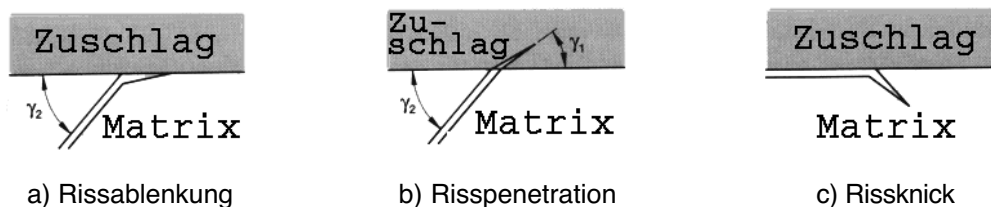


Abb.2.19: Rissbildung in Grenzflächen nach Lee et al. (Lee et al. 1994)

Neben der mechanischen Festigkeit wird auch die Dauerhaftigkeit des Betons von dem Übergangsbereich beeinflusst. Vorgespannter oder schlaff bewehrter Beton versagt häufig durch Korrosion des eingebetteten Stahls. Die Korrosionsrate der Bewehrung ist wesentlich durch die Permeabilität des Betons beeinflusst. Die Fehlstellen – Mikrorisse – im Übergangsbereich sind der Grund für die erhöhte Permeabilität des Gefüges gegenüber den einzelnen Komponenten (Jacobs 1994).

2.1.2.3 Makroniveau

Auf dem Makroniveau wird ein Werkstoff, wie Beton, als quasi-homogen angesehen. Ein Werkstoff wird als homogen angenommen, wenn die Abmessungen des grössten Gefügepartikels klein sind gegenüber der kleinsten kennzeichnenden Länge der betrachteten Volumeneinheit (Schorn 1985). In diesem Zusammenhang spricht man auch vom „repräsentativen Volumen“ der zu untersuchenden Probe aus einem Werkstoff. Werkstoffgesetze für Bauteile werden in der Regel auf dem Makrogefügeniveau formuliert.

Ein Bauteil aus einem zusammengesetzten Werkstoff liegt immer auf dem Makroniveau vor. Auf diesem Gefügeniveau werden die beobachtbaren und messbaren Werkstoffkenngrössen formuliert. Die Kenngrössen, die man an Werkstoffproben oder an Strukturelementen messen kann, sind die effektiven Kenngrössen. Die Eigenschaften des Bauteils werden durch die Eigenschaften der Komponenten bestimmt. Experimentelle Untersuchungen an realistischen Bauteilen in der Grössenordnung mehrerer Meter wurden beispielsweise an Elementen der Europabrücke von Zürich durchgeführt (Stoffel et al. 1997). Es wäre hier nicht möglich, das gesamte Bauteil auf einem anderen Gefügeniveau zu betrachten.

2.1.3 Gefügeinkompatibilitäten

Ein Verbundwerkstoff setzt sich aus einer kontinuierlichen Phase, der sog. Matrix, und einer oder mehrerer darin verteilten Phasen zusammen (vgl. Kapitel 2.1.1). Innerhalb des Verbundwerkstoffs behalten diese unterschiedlichen Phasen die ihnen eigenen Werkstoffeigenschaften. Ein entsprechender Unterschied zwischen den mechanischen, thermischen und hygrischen Eigenschaften der zusammengesetzten Phasen kann unter gewissen Beanspruchungen zu inneren Spannungen führen, die bei Überschreiten kritischer Werte (z.B. kritische Zugspannung der Matrix) eine Schädigung des zusammengesetzten Gefüges bewirken. Aufgrund des unterschiedlichen Verhaltens der Zuschläge und der Matrix auf Belastungen mechanischer, thermischer und hygrischer Art spricht man von Inkompatibilitäten der Komponenten.

2.1.3.1 Mechanische Inkompatibilitäten

Wird ein festes Zweistoffsystem äusserlich auf Zug beansprucht, so treten auch im Inneren nur dann gleichgerichtete Spannungen auf, wenn die durch die Spannungen hervorgerufenen Verformungen der beiden Stoffe – Matrix und Zuschlag – vollständig gleich sind. Auch die Eigenschaften der Grenzfläche zwischen den beiden Komponenten müssten unter dieser Annahme exakt gleich derer der Komponenten sein. Das würde aber voraussetzen, dass beide Stoffkomponenten zusammen wie ein homogener Körper wirken. In Tab. 2.4 sind einige typische Werte der Komponenten zusammengetragen.

Komponente	Elastizitätsmodul (N/mm ²)	Querdehnzahl
Zuschlag	74000	0.23
Reaktionsharz-Härter-System	3200	0.4
Polymermatrix	7000 - 8000	0.33
Zementstein	20000	0.248 - 0.252

Tab. 2.4: Typische mechanische Werkstoffkenngrössen der Komponenten (EPOC 1992)

Bei Normalbeton ist die Steifigkeit des Zuschlags um ein Vielfaches höher als die Steifigkeit der erhärteten Matrix. Bei äusserlich gleichmässig über den Querschnitt verteilter Belastung tritt in einem Gefüge aus unterschiedlich

steifen Komponenten eine ungleichmässige Spannungsverteilung auf. Aus einachsig angelegten äusseren Lasten entsteht im Gefüge eine Mehrachsigkeit der Spannung durch Umlagerung. In Abb. 2.20 ist eine Probe dargestellt, in die ein steifer kreisrunder Zuschlag in ein weiches Medium eingebettet ist. Die von aussen aufgebrachte einachsige Druckspannung lagert sich in der Äquatorialebene des Zuschlags in Zugspannung um. An den beiden Polen der Kugel wird die angelegte Druckspannung verstärkt. Die Spannungsverteilung ist vom Steifigkeitsunterschied der beiden betrachteten Stoffkomponenten abhängig.

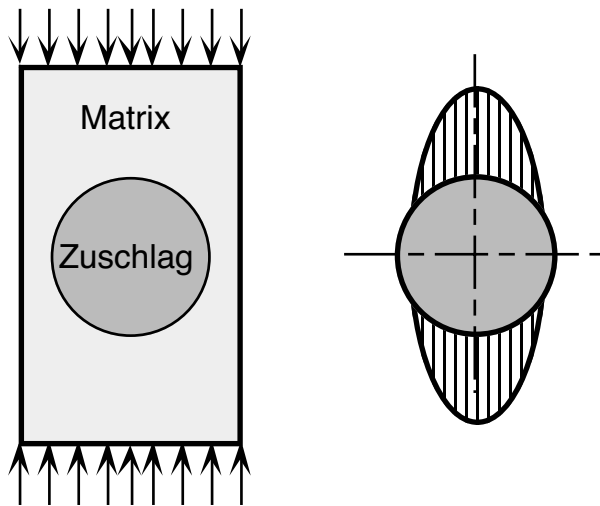


Abb. 2.20: Verlauf der Radialspannungen im Beton bei aufgebrachter Drucklast für kreisrunde Zuschläge

2.1.3.2 Thermische Inkompatibilitäten

In mehrphasigen Werkstoffen, wie Beton, bewirken ungleiche Volumenänderungen der verschiedenen Phasen als Folge einer aufgezwungenen Temperaturänderung einen inneren komplexen Spannungszustand (Abb. 2.21). Bei bedeutenden Unterschieden zwischen den thermischen Verformungen der Komponenten des zusammengesetzten Werkstoffs können die thermischen Spannungen, die durch einen Temperaturwechsel hervorgerufen werden, die Dauerhaftigkeit eines Bauteils und damit der gesamten Konstruktion wegen der daraus resultierenden inneren Rissbildung beträchtlich herabsetzen. In Tab. 2.5 sind einige typische thermische Kenngrössen der Komponenten zusammengestellt. Da eine Temperaturänderung eine Verformung zur Folge hat, ist der Elastizitätsmodul direkt mit den entstehenden Spannungen verbunden. Handelt es sich um zyklische Temperaturwechsel, so kommt es zur thermischen Ermüdung des Werkstoffs. Insbesondere kann die Dauerhaftigkeit eines Bauteils dadurch beeinflusst werden, wenn bei den Temperaturwechseln auch Schwankungen deutlich unter dem Gefrierpunkt von Wasser auftreten. Wasser dehnt sich bekanntlich beim Gefrieren um etwa 9% aus. Das Wasser in den Poren des Zementsteins gefriert nicht bei 0°C wie freies Wasser. Abhängig vom Wasser/Zementverhältnis vom Feuchtigkeitsgehalt und der Abkühlgeschwindigkeit ist der Gefrierpunkt mehr oder weniger erniedrigt. Bei genügend hohem Feuchtigkeitsgehalt beobachtet man die Expansion des Zementsteins durch

Eisbildung bei Temperaturen zwischen -5°C und -20°C (Stockhausen 1981). Bei Normalbeton führt diese heftige Volumenvergrößerung der Matrix, während sich die Zuschlagskörner noch weiter zusammenziehen, zu Zugspannungen in der Grenzfläche und damit zu einer Schädigung des Gefüges. In Kapitel 2.1.4 werden die Gleichungen angegeben, mit denen sich die Spannungen in einem idealisierten Gefüge berechnen lassen. Die Volumenvergrößerung der Zuschlagskörner kann im Vergleich zur starken Expansion der porösen Matrix vernachlässigt werden. Mit steigender Konzentration der Zuschläge im Gefüge nimmt die Frostbeständigkeit zu (Gorchakov et al. 1972).

Smith (Smith 1956) zeigt anhand von Modellrechnungen die Tangential- und Radialspannungen, die sich unter gewissen Randbedingungen einstellen. Neben den Temperaturschwankungen gehen in dieser Modellrechnung auch die Durchmesser der von der Matrix umschlossenen, als kreisrund angenommenen Zuschläge ein.

In Tab. 2.5 sind die thermischen Kenngrößen der Komponenten für einen Polymerbeton gegenübergestellt. Deutlich zu erkennen ist, dass bei Wärmeeinwirkung die Komponenten unterschiedlich starke Ausdehnungen zeigen. Daneben wird auf Grund der unterschiedlichen Wärmeleitfähigkeit der Stoffkomponenten eine nicht homogene Temperaturverteilung vorliegen, wenn das betrachtete Werkstoffvolumen nicht im thermischen Gleichgewicht ist. Diese Unterschiede führen zu mechanischen Spannungen, die aber die Festigkeiten nicht überschreiten, setzt man den Polymerbeton Randbedingungen aus, die typischerweise bei Maschinengestellen für den Werkzeugmaschinenbau vorherrschen.

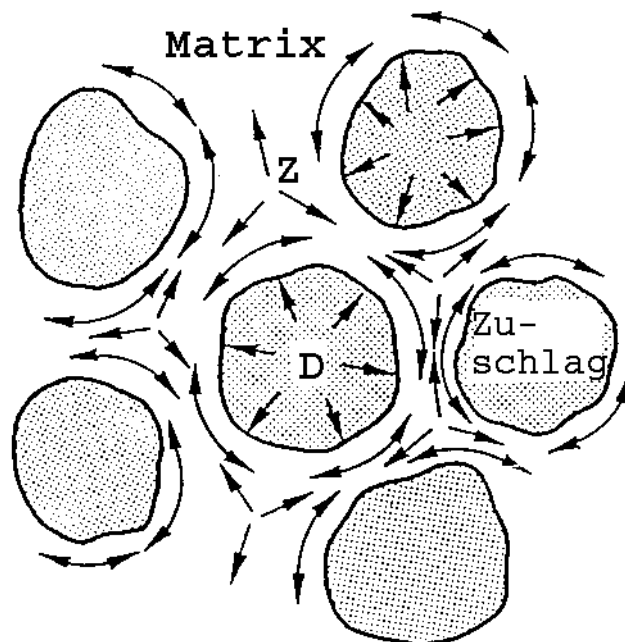


Abb. 2.21: Schematische Darstellung des in einem zusammengesetzten Gefüge hervorgerufenen Spannungszustand nach Detriché (Detriché 1980). Hierin bedeutet Z = Zug- und D = Druckspannungen

Komponente	linearer thermischer Ausdehnungs-Koeffizient α_{th} [$10^{-6} K^{-1}$]	thermische Leitfähigkeit λ_{th} [$Wm^{-1} K^{-1}$]	Wärmekapazität c_{th} [$Jg^{-1} K^{-1}$]
Zuschlag			
Kiesalk	8	3.7	0.71
Granit	8	1.7 - 3.5	0.8
Polymermatrix	45	0.6	1.25

Tab. 2.5: Typische thermische Kenngrößen der Komponenten (EPOC 1992)

Im Rahmen des europäischen Forschungsprojektes EPOC (EPOC 1992) wurde ein kreisrunder Zuschlag $D = 50$ mm in eine Matrix aus reagierendem Reaktionsharz und Härter und feinen Zuschlägen $D_{max} < 0.2$ mm eingegossen. In der Matrix und im Zuschlag wurde die Temperatur als Funktion der Zeit gemessen.

In Kapitel 3.3.1 ist das Ergebnis des einfachen Experiments gezeigt. Dabei wird deutlich, dass es bei reagierenden Reaktionsharz- und Härtersystemen zu sehr hohen Temperaturunterschieden zwischen den Komponenten kommen kann.

Aus der Messung lässt sich deutlich erkennen, dass das sich einstellende Temperaturmaximum in dem Zuschlag später erreicht wird. Der maximale gemessene Temperaturunterschied zwischen den beiden Komponenten betrug $17^{\circ}C$.

2.1.3.3 Hygrische Inkompatibilitäten

Konstruktionsverbundwerkstoffe, wie Beton oder Mörtel, ziehen sich beim Trocknen der porösen wasserhaltigen Zementsteinmatrix zusammen. Dieses Phänomen wird Schwinden oder genauer Trocknungsschwinden genannt.

Betrachtet man das Gefüge eines solch heterogenen Werkstoffs, so kann man beim Schwindvorgang zwei Phasen unterscheiden: Die aktive Phase, die Matrix aus erhärtetem Zementstein, die beim Trocknen eine Volumenkontraktion erfährt, und die durch die Zuschlagskörner gebildete Phase, die sich beim Trocknungsvorgang quasi inert verhält und folglich der Verformung der Matrix entgegenwirkt. Auch in Reaktionsharz-Betonen werden durch Feuchtigkeitsveränderungen der Matrix Volumenveränderungen hervorgerufen. Ausführliche Messungen dazu finden sich in der Dissertation von Weimann (Weimann 2000). Weimann untersucht die hygrischen Verformungen unter Variation des Bindemittelgehalts des Polymerbetons und vergleicht die gemessenen Ergebnisse mit denen, die für Zementbeton gemessen wurden.

In einem heterogenen Gefüge wird das Schwinden der Matrix durch die umhüllten Zuschlagskörner, die im Verhältnis zur Matrix fast nicht schwinden, behindert. So werden in der Matrix Zugspannungen aufgebaut, und die Zu-

schlagskörner werden komprimiert. Gemäss Abb. 2.21 lässt sich der Spannungszustand leicht veranschaulichen. Mit Hilfe der in Kapitel 2.1.4 vorgestellten analytischen Modelle (Abb. 2.29) kann man zeigen, dass diese Spannungen die Zugfestigkeit der Matrix übersteigen können. Die Parameter, die eine mögliche Schädigung des Gefüges durch das Schwinden beeinflussen können, sind entweder gefügebezogen (Volumengehalt, Form und Verteilung der Zuschläge) oder rein mechanischer Natur, wie etwa die Verformbarkeit oder die Zugfestigkeit der Komponenten.

2.1.4 Analytische Modelle

Um das Verhalten zusammengesetzter Werkstoffe beschreiben oder vorausberechnen zu können, wurden bereits in vielen Beiträgen in der Literatur analytische Verfahren und Theorien vorgestellt.

Einstein (Einstein 1906) hat die Viskosität einer Suspension bestimmt, unter der Annahme, dass sich steife, kugelförmige Teilchen in der Flüssigkeit befinden. Für derartige Systeme, in denen die Konzentrationen der eingeschlossenen Teilchen so klein sind, dass eine Interaktion unter diesen Teilchen ausgeschlossen werden kann, wurden viele analytische Methoden vorgeschlagen.

Für Systeme, bei denen die Konzentration der Komponenten, die vom umhüllenden Werkstoff eingeschlossen wird, höher ist, hat man versucht, durch eine Erweiterung der Einstein'schen Gleichungen das Verhalten des betrachteten Werkstoffs möglichst realistisch zu beschreiben. Bis heute konnte keine analytisch geschlossene Formulierung gefunden werden, die Voraussagen über das Verhalten höher konzentrierter zusammengesetzter Systeme korrekt zulässt.

Auf Grund der Inkompatibilitäten (vgl. Kap. 2.1.3) der Komponenten sind für die Werkstoffe des Bauwesens die Modellformulierungen interessant, die das makroskopische Verhalten des Werkstoffs voraus berechnen können, wenn die Zusammensetzung und die Kenngrössen der Komponenten bekannt sind. Da die meisten Bauteile während ihrer Verwendungszeit Verformungen aufnehmen und Lasten abtragen müssen, ist das Last-Verformungsverhalten ausschlaggebend, um die Tragsicherheit der Bauteile zu gewährleisten. Ständiger Temperaturwechsel des Bauteils verursacht innere Spannungen, die bei Überschreiten der Festigkeit einer Komponente zur Rissbildung führen können. Die Festigkeit und auch die Dauerhaftigkeit eines Bauteils werden somit entscheidend beeinflusst. Durch die entstehenden Risse werden korrosive Medien viel schneller in das Bauteil transportiert und können im Falle des mit Stahl bewehrten Betons zu erheblicher Schwächung der Stahlbewehrung führen. Das Schwinden eines Bauteils in einer Umgebung mit geringer Luftfeuchtigkeit ruft Spannungen im Bauteil hervor. Möchte man diese Spannungen reduzieren, so sucht man nach Modellen, die es zulassen den zusammengesetzten Werkstoff möglichst wirklichkeitsnah beschreiben zu können.

Die effektiven Werkstoffkenngrössen eines heterogenen Gefüges sind definiert unter der Annahme, dass die untersuchte Werkstoffprobe quasi homogen und quasi isotrop ist. Diese Annahme ist nur gültig, wenn die Probengrösse es zulässt, dass viele Zuschläge von der Matrix eingeschlossen wer-

den. Somit ist es erforderlich, dass die Probengrösse mindestens dreimal grösser ist als das grösste Korn. In diesem Zusammenhang spricht man auch vom repräsentativen Volumen einer Probe.

Im Rahmen dieser Arbeit sollen nun einige Modellvorstellungen aufgezeigt werden, die für einen zusammengesetzten Werkstoff, wie Beton oder Mörtel, realistische Aussagen zulassen.

2.1.4.1 Modelle zur Beschreibung mechanischer Werkstoffkenngrössen

Für einen zusammengesetzten Werkstoff gibt es zwei Arten der Zusammensetzung: (1) die Steifigkeit der Matrix ist grösser als die der Zuschläge: (2) die bindende Matrix ist weniger steif als die Zuschläge. Sind die Zuschläge in eine steife Matrix eingebettet – Leichtbeton – so ist der Elastizitätsmodul der Matrix (E_M) grösser als der der Zuschläge (E_A) ($E_M > E_A$). Um den Elastizitätsmodul (E_{eff}) eines derartigen Werkstoffs zu berechnen, geht man davon aus, dass in einer auf Zug oder Druck belasteten Probe die Dehnungen über den gesamten Probenquerschnitt konstant sind. Auf Grund der verschiedenen Steifigkeiten der Komponenten ergeben sich nach der Elastizitätstheorie dazu proportionale Spannungen in den Komponenten. Bei Normalbeton ist die bindende Matrix weniger steif als die Zuschläge. Belastet man eine solche Probe ebenfalls auf Zug oder Druck, nimmt man auf Grund der aufgebrachten Verformung an, dass der Spannungszustand über den Querschnitt konstant ist.

Mit der Kenntnis der Werkstoffkenngrössen der einzelnen Komponenten und ihrer Volumenkonzentration in dem Gefüge, lassen sich aus der Analogie zu einem mechanischen System aus Federn unterschiedlicher Steifigkeiten zwei einfache Modelle ableiten, die die Gesamtsteifigkeit des Systems beschreiben können. Demnach lässt sich das elastische Verhalten des gesamten Systems berechnen. Wie in Kapitel 2.1.2 beschrieben, wird das Verhalten eines Bauteils auf dem Makroniveau beschrieben. Analysiert man das lineare elastische Verhalten auf diesem Gefügeniveau, so spricht man von dem effektiven Elastizitätsmodul (E_{eff}) des Bauteils oder der Werkstoffprobe. Die idealisierte Darstellung eines zusammengesetzten Werkstoffs zeigt Abb. 2.22. Die entsprechenden mathematischen Formulierungen sind in Gl. 2.6 und 2.7 angegeben. Aus der Konzentration der Komponenten (Abb. 2.23) lässt sich anhand dieser Gleichungen der Elastizitätsmodul des zusammengesetzten Werkstoffes für das Serien- und Parallelmodell wie in Abb. 2.24 grafisch als Funktion der Volumenkonzentration darstellen. Häufig werden die Kurven als Voigt- und Reuss-Grenzen bezeichnet.

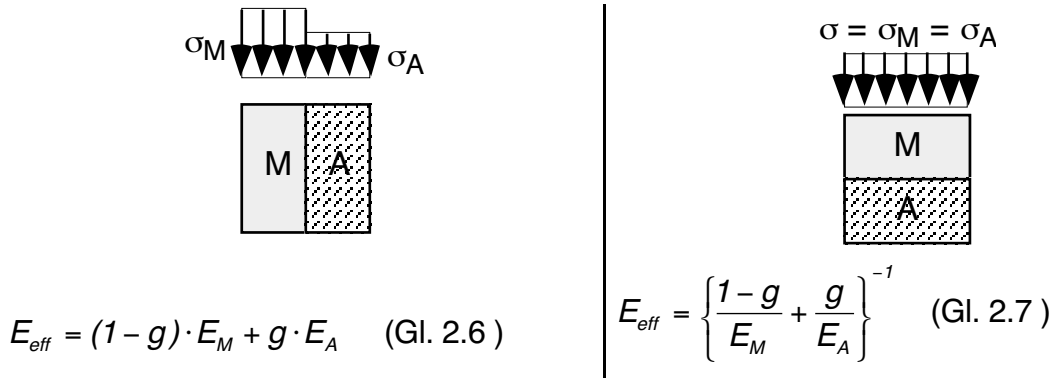


Abb. 2.22: Idealierte Darstellung eines zusammengesetzten Werkstoffs (Serien- und Parallelmodell)

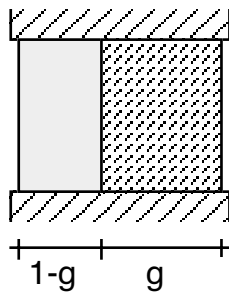


Abb. 2.23: Graphische Darstellung der Volumenverteilung der Zuschläge und der Matrix

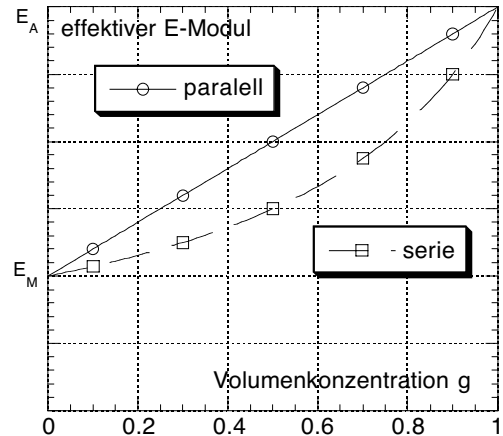
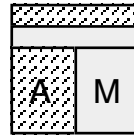


Abb. 2.24: Effektiver Elastizitätsmodul für das Parallel- und Serienmodell

Für einen Werkstoff, der nur aus Zuschlag besteht ($g = 1$) – der Zuschlag selbst – ergibt sich der entsprechende effektive Elastizitätsmodul. Sind in der Matrix keine Zuschläge enthalten ($g = 0$), so ergibt sich der Elastizitätsmodul der Matrix selbst.

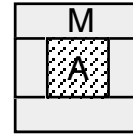
Das Serienmodell gibt für Normalbeton ($E_M < E_A$) recht gute Voraussagen über das elastische Verhalten. Auch für „Leichtbeton“ mit ($E_M > E_A$) ergeben sich der Einfachheit des Modells entsprechend recht realistische Voraussagen über das elastische Verhalten. Die beiden Kurven in Abb. 2.24 stellen die obere und untere Grenze für das Verhalten eines zusammengesetzten Werkstoffs dar (Dantu 1958).

Verschiedene Kombinationen aus dem Parallel- und Serienmodell wurden vorgeschlagen. Newman (Newman 1965) gibt hierüber einen zusammenfassenden Überblick. Abb. 2.25 zeigt das Modell und in Gl. 2.8 ist die analytische Formulierung dafür angegeben.



a)

das Modell nach Hirsch (Gl. 2.8)



b)

das Modell nach Counto (Gl. 2.9)

Abb.2.25: Schematische Darstellung zweier analytischer Modelle

$$\frac{1}{E_{eff}} = 0.5 \cdot \left(\frac{1-g}{E_M} + \frac{g}{E_A} \right) + 0.5 \cdot \left(\frac{1}{(1-g) \cdot E_M + g \cdot E_A} \right) \quad \text{Gl. 2.8}$$

$$\frac{1}{E_{eff}} = \frac{1-\sqrt{g}}{E_M} + \frac{1}{\left[\frac{1-\sqrt{g}}{\sqrt{g}} \right] \cdot E_M + E_A} \quad \text{Gl. 2.9}$$

Hansen und Nielsen (Hansen et al.1965) haben ein erweitertes Modell vorgeschlagen, bei welchem ein kreisrundes Zuschlagskorn (E_A) konzentrisch in eine umhüllende, ebenfalls kreisrund ausgebildete Matrix (E_M) eingebunden ist. Die relative Grösse der Kugeln zueinander beschreibt die Volumenanteile der Zusammensetzung. Unter der Annahme, dass die Querdehnzahl ν der Komponenten gleich und gleich 0.2 ist, kann folgende Gl. 2.10 gefunden werden.

$$E_{eff} = \frac{(1-g) \cdot E_M + (1+g) \cdot E_A}{(1+g) \cdot E_M + (1-g) \cdot E_A} E_M \quad \text{Gl. 2.10}$$

Wie bereits erwähnt, lässt sich die effektive Kenngrösse nur dann realistisch beschreiben, wenn das betrachtete Probenvolumen quasi homogen ist. Hashin (Hashin 1962) schlägt deshalb ein Modell vor, das sich aus vielen solcher Elementarvolumina zusammensetzt. In Abb. 2.26 sind die heterogenen Volumenelemente und der quasi homogene Werkstoff, der sich aus vielen solcher Elemente zusammensetzt, dargestellt. In Abb. 2.26 sind gemäss dem Modell bei Hashin die mechanischen Randbedingungen derart, dass über die umhüllende Oberfläche Γ der Teilvolumina die Last eingeleitet wird. Hashin hat deswegen den Kompressionsmodul angegeben (Gl. 2.11).

$$K = \frac{K_M + g \cdot (K_A - K_M)}{1 + \frac{(1-g) \cdot K_A - K_M}{K_A - \frac{4}{3} \cdot \mu_M}} \quad \text{Gl. 2.11}$$

$$\text{mit } K = \frac{E}{(1-2 \cdot \nu) \cdot 3} \quad \text{Gl. 2.12}$$

$$\text{und } \mu = \frac{E}{2 \cdot (1+\nu)} \quad \text{Gl. 2.13}$$

Mit Hilfe der angegebenen Gl. 2.12 und für $\nu = 0.2$ erhält man die Gl. 2.10. Dieses Modell kann durch Versuche bestätigt werden, denn es gibt schon hinreichend genau den Aufbau des zusammengesetzten Gefüges wieder. In Abb. 2.26 ist das zusammengesetzte Gefüge, eine Basiszelle aus Matrix und Zuschlag, sowie deren idealisierte Form dargestellt.

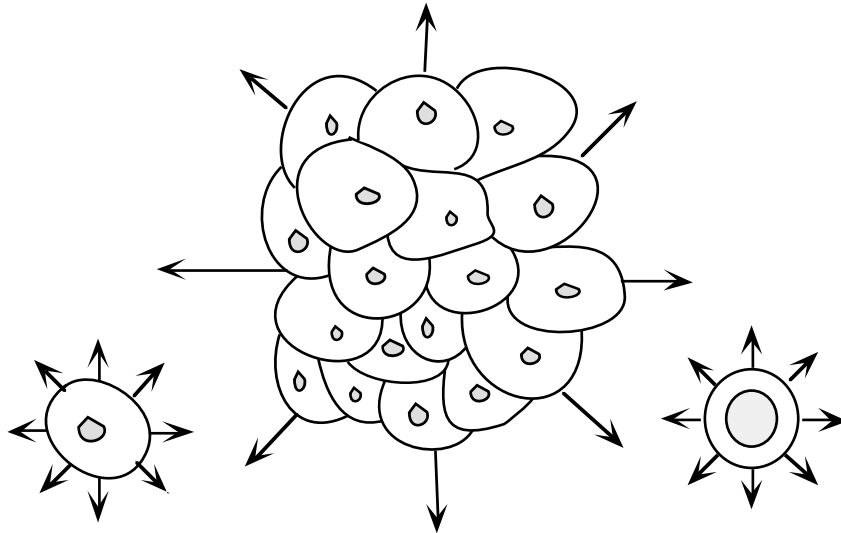


Abb. 2.26: Das Modell nach Hashin

Um die granulometrische Verteilung realistischer zu modellieren, schlagen de Larrad und le Roy (de Larrad et al. 1992) ein Modell vor, bei dem die Matrix von dem Zuschlag eingeschlossen wird. Um diese Basiszelle legt sich noch ein Film aus Matrix, dessen Volumenanteil gleich dem ist, der die Zwischenräume zwischen den Körnern ausfüllt. In Abb. 2.27 ist das Modell schematisch dargestellt. Es zeigt die „Basiszelle“ des Betons, umgeben von Matrix. Caquot (Caquot 1935) hat ein empirisches Gesetz vorgeschlagen, das die Berechnung der Volumenkonzentration der Matrix unter Berücksichtigung der Forderung, alle Zuschläge zu umhüllen, zulässt (Gl. 2.14). Aus Gl. 2.10 erhält man durch Ersetzen der Konzentration g durch $1-g^*$ und durch Umstellen der Terme für E_M und E_A die Gl. 2.15.

$$g = 1 - 0,47 \left(\frac{d}{D} \right)^{0,2} \quad \text{Gl. 2.14}$$

mit d, D als minimal und maximale Korngrösse

$$E_{max} = \frac{(2 - g^*) \cdot E_M + g^* \cdot E_A}{g^* \cdot E_A + (2 - g^*) \cdot E_A} E_A \quad \text{Gl. 2.15}$$

Gl. 2.15 gibt den maximal möglichen Elastizitätsmodul mit gegebenen Komponenten für ein Gefüge an, dessen Volumenkonzentration an Zuschlägen maximal g^* ist.

Unter der Annahme, dass die Querdehnzahl ν der Komponenten gleich 0.2 ist, kann Gl. 2.16 gefolgert werden.

$$E = \frac{\left[1 + \frac{g}{g^*}\right] \cdot E_{max} + \left[1 - \frac{g}{g^*}\right] \cdot E_M}{\left[1 - \frac{g}{g^*}\right] \cdot E_{max} + \left[1 + \frac{g}{g^*}\right] \cdot E_M} E_M \quad \text{Gl. 2.16}$$

Durch Ersetzen von E_{max} aus Gl. 2.16 durch den Ausdruck aus Gl. 2.15 ergibt sich Gl. 2.17.

$$E = \left[1 + 2g \frac{E_A^2 - E_M^2}{(g^* - g)E_A^2 + 2(2 - g^*)E_A E_M + (g^* + g)E_A^2}\right] E_M \quad \text{Gl. 2.17}$$

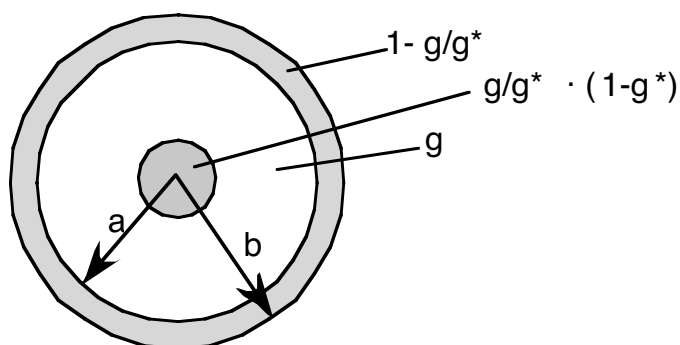


Abb. 2.27: Schematische Darstellung der „Basiszelle“ des Betons, die mit Matrix umgeben ist nach de Larrad und le Roy (LARRAD et al. 1992)

Abb. 2.28 zeigt die gemäss den analytischen Modellen berechneten effektiven Elastizitätsmodule in einem Diagramm. Für das Modell nach de Larrad und le Roy wurde $g^* = 0.893$ gesetzt (vgl. Gl. 2.14).

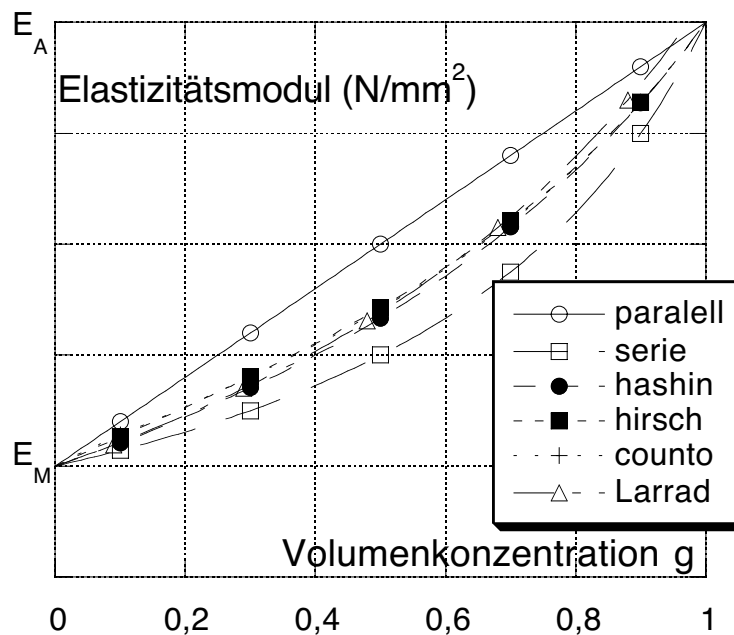


Abb. 2.28: Graphische Gegenüberstellung des effektiven Elastizitätsmoduls aus den analytischen Modellen

2.1.4.2 Modelle zur Beschreibung thermischer Werkstoffkenngrößen

Die lineare thermische Längenausdehnung eines Bauteils wird über seine Komponenten bestimmt. Auf dem Mesogefügeniveau betrachtet man dabei den thermischen Ausdehnungskoeffizienten der Zuschläge und den der bindenden Matrix.

Ganz gezielt lassen sich die makroskopischen Eigenschaften beeinflussen. Soll ein Bauteil aus einem zusammengesetzten Werkstoff, wie Beton oder Reaktionsharzbeton, einen Verbund mit einem anderen Werkstoff – z.B. Stahl – eingehen, so ist auf die thermische Kompatibilität zu achten. Es ist bekannt, dass die Verwendung von Stahl in „normalen“ Betonen diese Kompatibilitätsforderung nicht verletzt. Bei der Verwendung des Reaktionsharzbetons im Maschinenbau als Maschinengestell ist es auf Grund der geforderten Formstabilität unbedingt erforderlich, dass eine solche Kompatibilität gegeben ist.

Ein einfaches Modell um die thermische Längenänderung zu beschreiben, ist das Serienmodell (Abb. 2.22 und Abb. 2.23). Äquivalent zur Beschreibung des effektiven Elastizitätsmoduls werden hier die Ausdehnungskoeffizienten der Komponenten und die Volumenkonzentration der Komponenten eingesetzt. L'Hermite (L'Hermite 1960) hat vorgeschlagen, dass der thermi-

sche Ausdehnungskoeffizient von Beton, wie in Gl. 2.18 gezeigt, bestimmt werden kann.

$$\alpha_{eff} = \frac{\alpha_M E_M V_M + \alpha_A E_A V_A}{V_M E_M + V_A E_A} \quad \text{Gl. 2.18}$$

Nach Hobbs (Hobbs 1971) kann der effektive Temperaturexpansionskoeffizient eines zusammengesetzten Gefüges aus Matrix und Zuschlägen mit folgender Gleichung (Gl.2.19) bestimmt werden:

$$\alpha_{eff} = \alpha_M - \frac{(\alpha_M - \alpha_A)g2k_A}{k_M + k_A + g(k_A - k_M)} ; \text{ mit } k : \text{ Konduktivität (mm}^2/\text{h)} \quad \text{Gl. 2.19}$$

Der lineare thermische Ausdehnungskoeffizient der Zuschläge ist in der Regel kleiner als der der Matrix. Diese Inkompatibilität verursacht eine Verformungsbehinderung durch die Zuschläge. In einem vereinfachten Modell, in dem der kreisrunde Zuschlag konzentrisch von einer Hülle aus Matrix eingebunden ist, lassen sich für den Fall einer Temperaturänderung die radialen und tangentialen Spannungen in der Matrix berechnen. In Abb. 2.29 ist dieses Modell dargestellt. Die Spannungen ergeben sich gemäss Gl. 2.20 und Gl. 2.21.

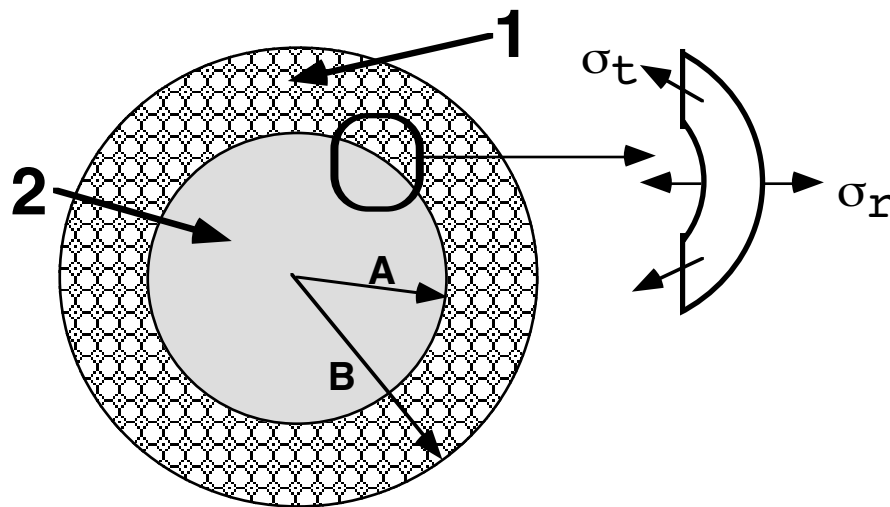


Abb. 2.29 Vereinfachtes Modell nach Podvalnyi (Podvalnyi 1974)

$$\sigma_r = \frac{-\Delta\varepsilon(1-R)}{\frac{1}{2E_2}[(2R+1) - \nu_2(4R-1)] + \frac{1}{E_1}(1-R)(1-2\nu_1)} \quad \text{Gl. 2.20}$$

$$\sigma_t = \frac{\Delta\varepsilon(2R+1)}{\frac{1}{E_2}[(2R+1) - \nu_2(4R-1)] + \frac{2}{E_1}(1-R)(1-2\nu_1)} \quad \text{Gl. 2.21}$$

mit:

$$R = \frac{A^3}{B^3}$$

$$\Delta\varepsilon_{th} = (\alpha_{1th} - \alpha_{2th})\Delta T$$

$$\Delta T = T_i - T_o$$

Geht man im Falle von normal festem Beton von einer Haftzugfestigkeit von einem 1 N/mm^2 und einer Zugfestigkeit von 1.5 N/mm^2 der Matrix aus, so lässt sich damit bestimmen, dass

$$\begin{array}{lll} E_A = 55 \text{ N/mm}^2 & \alpha_A = 8 \cdot 10^{-6} \text{ K}^{-1} & \nu_A = 0.18 \\ E_M = 17 \text{ kN/mm}^2 & \alpha_M = 16 \cdot 10^{-6} \text{ K}^{-1} & \nu_M = 0.23 \\ A = 4 \text{ mm} & \text{und} & B = 8 \text{ mm} \end{array}$$

ein Temperaturunterschied von $\Delta T = 7.2^\circ\text{K}$ ausreicht, um die Haftzugfestigkeit der Grenzfläche zu überschreiten. Die Spannungen in tangentialer Richtung übersteigen die Zugfestigkeit unter oben getroffenen Annahmen bei einem Temperaturunterschied von 20.1°K .

Ein Festigkeitskriterium ist ausreichend, um zu zeigen, dass schon bei geringer Temperaturänderung in einem zusammengesetzten Werkstoff, wie Zementbeton, eine Schädigung der Übergangszone zwischen Matrix und Zuschlag auftreten kann.

Auf Grund der Porosität von Beton und des kapillaren Saugvermögens weisen der freien Witterung ausgesetzte Betone wechselnde Feuchtigkeitsprofile auf. Abhängig von der Salzkonzentration beginnt die Eisbildung bei Temperaturen zwischen 0°C und -8°C . Durch die ca. 9% Volumenvergrößerung von Wasser beim Phasenübergang zu Eis wird der thermische Ausdehnungskoeffizient der Matrix stark beeinflusst (Podvalnyi 1974). Die Eisbildung in der Matrix bewirkt eine grössere thermische Inkompatibilität zwischen den Werkstoffkomponenten. Bei unzureichendem „Ausweichvolumen“ in der Matrix wird der zusammengesetzte Werkstoff geschädigt.

2.1.4.3 Modelle zur Beschreibung hygrischer Werkstoffkenngrößen

Analog der thermischen Längenänderung eines Bauteils oder einer Werkstoffprobe unter Wärmeeinfluss spricht man bei Feuchtigkeitseinfluss auf ein Bauteil vom „hygrischen Schwinden“ (Gl. 2.22).

$$\varepsilon_h = \alpha_h \cdot \Delta h \quad \text{Gl. 2.22}$$

Darin sind α_h der hygrische Ausdehnungskoeffizient und Δh der Feuchtigkeitsunterschied.

Bei der Herstellung von herkömmlichen Betonen ist der Beton zu Beginn wassergesättigt und befindet sich im Gleichgewicht mit der Umgebungsluft. Unter normalen Bedingungen ist die Oberfläche des frischen Betons in Kontakt mit der umgebenden Luft mit geringerem Feuchtigkeitsge-

halt. Das anfängliche Trocknungsschwinden der Matrix in realistischen Umgebungsfeuchten von 45% bis 75% kann Werte von $2-3 \cdot 10^{-3}$ annehmen (Martinola 2000). Durch das Zumischen von Sand und Zuschlägen in die Zementsteinmatrix wird das Schwinden deutlich geringer. Natürliche Zuschläge verhalten sich quasi inert gegenüber Feuchtigkeitsänderungen. Die Reduktion des Schwindens von Beton ist somit über die Menge von Zuschlägen gegeben. Die Zuschläge wirken verformungsbehindernd.

Newman (Newman 1965) stellt in seiner Übersicht einige Vorschläge anderer Autoren zusammen. In diesen Beiträgen wird das Schwinden in Beziehung zur Verformung und den Volumenkonzentrationen der Komponenten gebracht.

Roelfstra (Roelfstra 1989) vergleicht in seiner Arbeit das Verhältnis zwischen dem effektiven Schwinden und dem Schwinden der Matrix und variiert dabei die Volumenkonzentration der Zuschläge zwischen 0% und 50%. Für einen Wert $E_A / E_M = 3.0$ vergleicht er das Modell nach Hobbs (Hobbs 1969, 1971) mit der Methode nach Dougil (Dougil 1982) und der numerischen Simulation des Gefüges. Dabei treten für Volumenkonzentrationen $< 20\%$ kaum Unterschiede zwischen den Methoden auf. Für höhere Volumenkonzentrationen unterscheiden sich diese Methoden derart, dass nach Dougil das Verhältnis des Schwindens zwischen Matrix und dem zusammengesetzten Gefüge geringer ist als das nach der numerischen Methode oder nach den Modellvoraussagen nach Hobbs. Roelfstra variiert in seiner Arbeit das Verhältnis des Elastizitätsmoduls und zeigt damit, dass die Zugabe von Zuschlägen die Schwindverformung stark behindert, aber auch die elastische Kenngrösse des Zuschlags beeinflusst.

Die Verformungsbehinderung der Matrix durch die Zuschläge ruft einen Spannungszustand im Gefüge hervor, der über das in Abb. 2.29 dargestellte Modell berechnet werden kann. Ersetzt man auf Grund des analogen Werkstoffverhaltens bei Betonen den Ausdruck

$$\Delta \varepsilon_{th} = (\alpha_{1th} - \alpha_{2th}) \Delta T \text{ aus den Gln. 2.20 und 2.21 durch}$$

$$\Delta \varepsilon_h = (\alpha_{1h} - \alpha_{2h}) \Delta h$$

lässt sich zeigen, dass für

$$E_A = 55 \text{ N/mm}^2 \quad \alpha_{Ah} = 2 \cdot 10^{-3} \text{ h}^{-1} \quad \nu_A = 0.18$$

$$E_M = 17 \text{ kN/mm}^2 \quad \alpha_{Mh} = 0.2 \cdot 10^{-3} \text{ h}^{-1} \quad \nu_M = 0.23$$

$$A = 4 \text{ mm} \quad \text{und} \quad B = 8 \text{ mm}$$

ein Unterschied von $\Delta h = 3.2\%$ ausreicht, um bei normal festem Beton die Haftzugfestigkeit der Grenzfläche von 1 N/mm^2 zu überschreiten. Die Spannungen in tangentialer Richtung übersteigen die Zugfestigkeit von 1.5 N/mm^2 unter oben getroffenen Annahmen bei einem Feuchtigkeitsunterschied zwischen Zementstein und Zuschlagskorn von 9%.

Mit Hilfe eines solchen Modells lassen sich Abschätzungen über die möglichen Schädigungen im Gefüge vorausbestimmen und durch die geeignete Wahl der Komponenten auf dem Mesoniveau die Werkstoffeigenschaften für das zu erstellende Bauteil optimieren.

2.1.5 Numerischer Beton

Im vorangehenden Kapitel wurden einige bekannte analytische Modelle vorgestellt, die es erlauben, unter gewissen Bedingungen die effektiven Werkstoffeigenschaften bzw. eine mögliche Schädigung des Gefüges vorauszusagen. Bei diesen Modellen kann allerdings das realitätsnahe Gefüge und auch eine inhomogene Temperatur und Feuchtigkeitsverteilung nur schwer miteinbezogen werden.

Die durch eine physikalische Einwirkung oder durch mechanische Belastungen hervorgerufenen Schädigungen eines Verbundwerkstoffs, wie Beton, ist ein komplexes Phänomen. Dies ergibt sich aus der heterogenen Beschaffenheit des Materials. Für eine realistische Untersuchung der Schädigung – Rissbildung – ist die Berücksichtigung eines wirklichkeitsnahen Gefüges des Werkstoffs unabdingbar.

Eine Methode, das Werkstoffverhalten auf dem Mesoniveau realistisch zu beschreiben, ist das Modell des „numerischen Betons“ (Roelfstra 1985), (Sadouki 1987), (Roelfstra 1989). Bei dieser Methode wird der Beton durch ein zusammengesetztes Gefüge dargestellt, dessen Einschlüsse in eine Matrix eingebettet sind, die homogen oder inhomogen sein kann. Gefügeparameter wie die Korngrössenverteilung (Sieblinie), der Zuschlaggehalt, die Geometrie der Zuschläge oder evtl. Orthotropie der Zuschlagskörner können berücksichtigt werden. Ausserdem ist es möglich, die Grenzfläche zwischen Zuschlag und Matrix mit den jeweils charakteristischen Eigenschaften zu berücksichtigen.

Die Methode der finiten Elemente ist geeignet, das Verhalten eines zusammengesetzten Gefüges unter beliebigen Randbedingungen zu untersuchen. Abb. 2.30 zeigt ein Netz aus finiten Elementen eines generierten Gefüges, das für Beton repräsentativ ist (Sadouki 1987). In diesem Beispiel ist die Korngrössenverteilung nach Fuller gewählt worden. Die Geometrie der Einschlüsse entspricht der morphologischen Gesetzmässigkeit der Zuschlagskörner des Rhonetals. Sadouki (Sadouki 1987) beschreibt diese in seiner Arbeit.

Die Grenzfläche zwischen Matrix und Zuschlagskorn, die für einen zementgebundenen Beton durch eine relativ geringe mechanische Festigkeit gekennzeichnet ist, kann im numerischen Model als dritte Phase eingeführt werden. Grenzflächenelemente, die zwischen den Grenzknoten der Einschlüsse und deren der Matrix definiert sind (Sadouki 1987), (Roelfstra et al. 1986), stellen diese dritte Phase dar. Sadouki (Sadouki 1987) beschreibt in seiner Dissertation die konstitutiven Gesetze und die Kriterien für die Rissbildung der unterschiedlichen Phasen sowie die unterschiedlichen numerischen Simulationsverfahren detailliert. Beim numerischen Modellieren der Matrix und der Grenzflächen kann beim „numerischen“ Beton berücksichtigt werden, dass wie im realistischen Gefüge die Eigenschaften örtlich variieren.

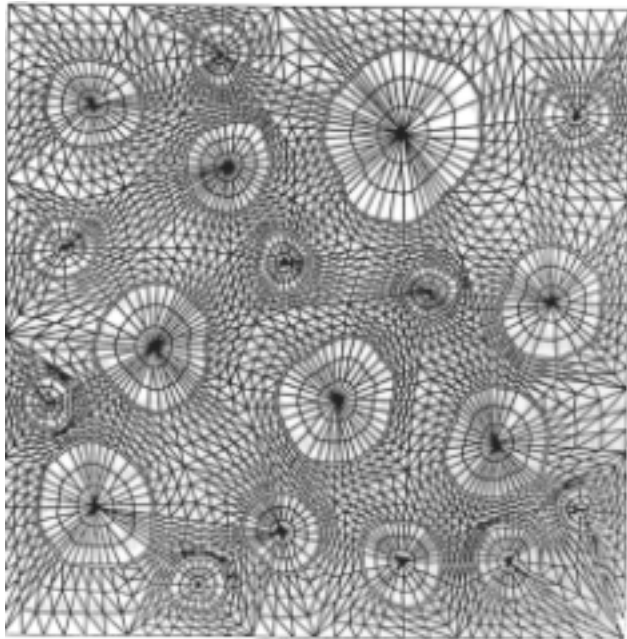


Abb. 2.30: Computergeneriertes FE-Netz für ein Zufallsgefüge eines zusammengesetzten Werkstoffs

Die Eigenschaften der finiten Elemente können gemäss einer realitätsnahen statistischen Verteilung festgelegt werden. Mit dem durch Sadouki und Roelfstra entwickeltem Simulationsmodell kann man in jedem Punkt des Gefüges die Spannungen und die Verformungen bestimmen. Je nach den, dem Modell aufgeprägten Randbedingungen ist man somit in der Lage, mögliche Schädigungen des Gefüges bei hygrischen oder thermischen Verformungen vorherzusagen. In einem Bericht (Rapport 1986) wurden experimentelle und numerische Ergebnisse verglichen. Es konnte dabei eine gute Übereinstimmung festgestellt werden.

Im Rahmen dieser Arbeit wurde Polymerbeton auf dem Mesoniveau numerisch simuliert. Neben der numerischen Berechnung des effektiven Elastizitätsmoduls wurde auch eine thermische Analyse zur Abschätzung der mechanischen Spannungen im Gefüge bei aufgeprägtem Temperaturgradienten durchgeführt. In Kapitel 3.1.2 sind die Untersuchungen und die Ergebnisse dargestellt.

2.1.6 Konzentrierte und verdünnte Systeme

In Kapitel 2.1.4 wurden einige analytische Modelle zur Berechnung der effektiven Werkstoffeigenschaften vorgestellt. Die aus der Literatur bekannten Modelle sehen vor, dass die Volumenkonzentrationen einer Komponente, z.B. die der Zuschläge, theoretisch in einem Bereich zwischen 0% und 100% variieren können. Es ist allerdings offensichtlich, dass für hohe Volumenkonzentrationen von Zuschlägen in der Matrix diese derart gestört ist, dass ihre Verbundwirkung nachlässt.

Wittmann, Sadouki und Steiger (Wittmann et al. 1993) stellen in ihrem Beitrag Experimente vor, bei denen für verschiedene Wasser-Zementwerte die

Volumenkonzentration von Zuschlägen in Mörteln und Betonen variiert wurde. Im Rahmen dieser Arbeit wurde die Versuchsreihe an zementgebundenen Mörteln bzgl. der Konzentration an Zuschlägen und der Wasser-Zementwerte detailliert. Die vergleichende Gegenüberstellung mit dem Modell nach Hashin ist in Kapitel 3.1.3 dargestellt.

2.2 Rissbildung

2.2.1 Einleitung

Wegen der Werkstoffinkompatibilitäten der Komponenten von zusammengesetzten Werkstoffen, wie Beton, treten in Betonbauteilen oft Risse auf. Es ist von grossem Interesse, das Entstehen und das Verhalten der Risse mit Hilfe der Bruchmechanik zu untersuchen. Soll ein Bauteil danach ausgelegt werden, dass er eine gewisse Abweichung von den gegebenen „normalen“ Betriebsbedingungen ohne ernsthafte Schädigung übersteht, muss der Ingenieur der Möglichkeit einer Schädigung gedanklich vorgreifen. Dabei muss ein Versagensrisiko des Bauteils akzeptiert werden. Das Festigkeitskriterium ist wohl das älteste Versagenskriterium. Man geht davon aus, dass das Versagen eines Bauteils genau dann eintritt, wenn die Spannung an der Stelle der stärksten Beanspruchung den kritischen Wert einer Werkstoffkenngrösse überschreitet. Bereits sehr früh hat man festgestellt, dass ein gekerbtes Bauteil eine geringere Festigkeit gemäss den üblichen Bewertungsverfahren aufweist als ein ungekerbtes. Die zur Ermittlung der Tragfähigkeit von Bauteilen traditionell benutzten Festigkeitskenngrössen (Streckgrenze, Zugfestigkeit, Dauerschwingfestigkeit, Zeitstandsfestigkeit) sind in bestimmten Fällen ungeeignet zur Schadensvorhersage. Dies ist insbesondere bei zusammengesetzten Werkstoffen mit gefügebedingten Schwachstellen und Vorschädigungen der Fall.

Hieraus resultieren folgende bruchmechanischen Fragestellungen:

- Wie gross dürfen die im Material bereits existierenden Mikrorisse zum Zeitpunkt des Betriebsbeginns sein?
- Welche Risslänge kann bei der gegebenen Betriebsbeanspruchung noch toleriert werden, d.h. wie gross ist die kritische Risslänge?
- Wie gross ist die Resttragfähigkeit des Bauteils als Funktion der Risslänge?

Bei der Inbetriebnahme einer Konstruktion oder eines Bauteils müssen gegebenenfalls Inspektionsintervalle festgelegt werden, in denen eine Untersuchung auf Rissbildung und Rissausbreitung erfolgt.

Ausserdem verlangen die hohen Anforderungen an die Sicherheit und Zuverlässigkeit von Bauteilen in der Technik nach Konzepten, die das Werkstoffverhalten auch beim bevorstehenden Versagen realistisch beschreiben. Die Notwendigkeit solcher Konzepte spiegelt sich auch darin wieder, dass aus anfänglich formulierten Ansätzen eine wissenschaftliche Disziplin entstand – die Bruchmechanik. Die wesentliche Aufgabe dieser wissenschaftlichen Disziplin ist es, Ansätze zu formulieren und werkstoffspezifische Kenn-

größen zu ermitteln, die eine quantitative Aussage über die Widerstandsfähigkeit eines Werkstoffs gegenüber Rissbildung und Rissfortschritt zulassen. In der Technikgeschichte gab es viele Unfälle, die auf ein plötzliches Versagen eines Bauteils zurückzuführen sind. Besonders der hohe Verlust von Liberty Schiffen (von 2500 Kriegsschiffen brachen noch vor dem Einsatz 145 vollständig auseinander und bei 700 traten ernsthafte Risse auf) (Rossmann) gab Anlass, das Versagen von Bauteilen systematisch zu untersuchen.

2.2.2 Modelle der Bruchmechanik

2.2.2.1 Linear-elastische Bruchmechanik (LEBM)

Die klassische Bruchmechanik beschreibt den Bruchvorgang in Werkstoffen, die näherungsweise linear-elastisch reagieren, zutreffend. Die Spannung in naher Umgebung um die Risspitze kann als Funktion des Spannungsintensitätsfaktors K (Irwin 1957, 1958) und eines Geometrieterms berechnet werden. Der Spannungsintensitätsfaktor ist abhängig von der Art der Rissöffnung. Da sich der Riss in drei unabhängige Richtungen öffnen kann, unterscheidet man grundsätzlich drei Arten der Rissöffnung aufgrund von Beanspruchungen in Normal-, Längs- und Querrichtung. In Abb. 3.31 sind die drei Grundbeanspruchungsarten dargestellt.

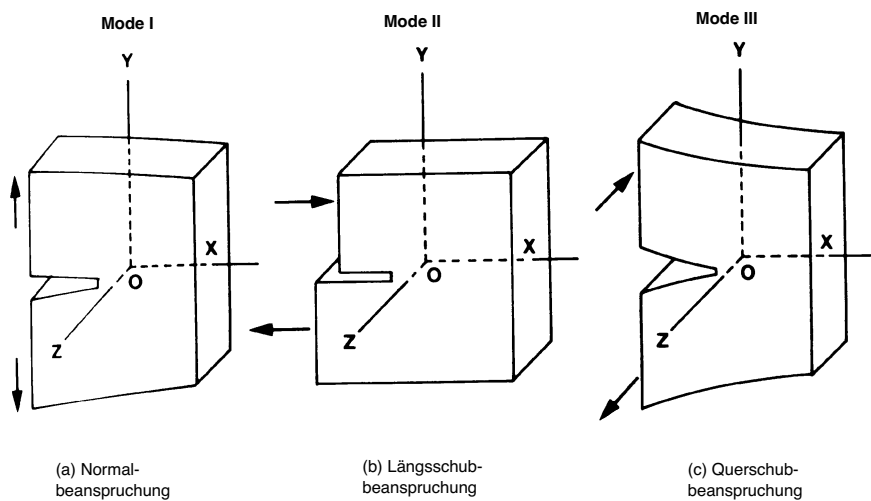


Abb. 2.31: Rissöffnungsarten nach Irwin (Irwin 1958)

Aus Abb. 2.31 lässt sich Folgendes für die drei Rissöffnungsarten ablesen:

Für die Beanspruchungsart I – der Zugbelastung – bewegen sich die Rissoberflächen symmetrisch zur Rissebene voneinander weg.

Für die Beanspruchungsart II – der Schubbelastung – verschieben sich die Rissoberflächen in der Rissebene in entgegengesetzter Richtung.

Für die Beanspruchungsart III – der Querschubbelastung – gleiten die Rissoberflächen entgegengesetzt quer zur Rissrichtung.

Für den allgemeinen Spannungszustand gilt im Rahmen der linear-elastischen Bruchmechanik der Ansatz nach Irwin:

$$\sigma(r, \theta) = (2\pi r_F)^{-1/2} \{K^I f_{ij}^I(\theta) + K^{II} f_{ij}^{II}(\theta) + K^{III} f_{ij}^{III}(\theta)\} \quad \text{Gl. 3.23}$$

mit K^I , K^{II} , K^{III} als Spannungsintensitätsfaktoren und f_{ij}^I , f_{ij}^{II} , f_{ij}^{III} als dimensionslose Winkelfunktionen.

Die Spannungsintensitätsfaktoren dienen der asymptotischen Näherung der singulären Spannungsfelder in der Rissnähe. Mit Hilfe der Spannungsintensitätsfaktoren ist es möglich, die Spannungsfelder in der Rissnähe für komplizierte Rissanordnungen zu berechnen. Der Spannungsintensitätsfaktor kann den kritischen Wert der Bruchzähigkeit annehmen.

Die linear-elastische Bruchmechanik gilt für ideal spröde Werkstoffe, die sich elastisch verhalten und nahe der Risspitze eine vernachlässigbar kleine Zone mit irreversiblen Verformungen aufweisen. Beim Spröbruchkriterium von Griffith wird die beim Risswachstum freiwerdende Energie im angerissenen Körper mit der Oberflächenenergie des Werkstoffs verglichen. Dieses Kriterium ist z.B. für Glas und keramische Werkstoffe anwendbar. Es wurde versucht, die linear-elastische Bruchmechanik auch auf zementgebundene Werkstoffe zu übertragen. Mindess (Mindess 1983) beschreibt die Versuche, um die Anwendbarkeit der Bruchmechanik auf Zementstein zu überprüfen. Einen der ersten Versuche, das Risswachstum in Beton mit Hilfe von Konzepten der linear-elastischen Bruchmechanik rechnerisch zu erfassen, beschreibt Kaplan (Kaplan 1961).

Für Werkstoffe mit einer nicht vernachlässigbaren Zone irreversibler Verformungen in der Umgebung der Risspitze ist die linear-elastische Bruchmechanik nicht mehr anwendbar. Modelle wurden entwickelt, die diese plastische Zone, z.B. in Metallen, mitberücksichtigen. Die Erweiterungen von Irwin gelten für relativ kleine plastische Zonen; das Integral-Konzept von Rice (Rice 1967) und das Barenblatt-Modell (Barenblatt 1962) hingegen sind auch für Werkstoffe mit grösseren plastischen Zonen gültig.

Unter grossem Aufwand wurde von vielen Autoren versucht, die Bruchzähigkeit von Beton zu bestimmen. Ausführliche Literaturzusammenstellungen dazu wurden veröffentlicht (Mindess 1986 a, 1986 b). In der Literatur (ACI Committee 446 1991), (Bazant et al. 1992) werden Modelle erläutert, die auf der LEBM basieren und bedingt auf zusammengesetzte Werkstoffe, wie Beton, übertragen werden können. Es wird deutlich, dass die fundamentalen Annahmen der linear-elastischen Bruchmechanik bei diesen Modellen für ein heterogenes Gefüge nicht näherungsweise erfüllt sind. Grosse Probleme entstehen, wenn Werkstoffkenngrössen (z.B. die Bruchzähigkeit K_{IC}), die in direktem Bezug zur linear-elastischen Bruchmechanik stehen, bestimmt werden sollen. Das Mesogefüge von zusammengesetzten Werkstoffen unterscheidet sich grundlegend von dem der Werkstoffe, die den Gesetzen der LEBM genügen. Eine makroskopisch aufgebrachte Last verursacht auf dem Mesoniveau Spannungskonzentrationen. Dies ist nicht der Fall bei homogenen Werkstoffen wie Glas oder Stahl.

2.2.2.2 Nichtlineare Bruchmechanik (NLBM)

Beim Beton, einem heterogenen Werkstoff, bildet sich vor der Entstehung eines durchgehenden Risses eine Bruchprozesszone, in der eine „Verzahnung“ zwischen den Zuschlägen und der Matrix wirkt, und wo Energie durch

Reibung und durch Bildung von Mikrorissen verbraucht wird. Die Länge der Bruchprozesszone ist im Vergleich zu üblichen Probekörperabmessungen nicht vernachlässigbar.

Die systematische Untersuchung dieser Bruchprozesszone ist daher die Voraussetzung für die Entwicklung und die physikalisch begründete Anwendung von Modellen der NLBM.

In einem dehnungsgesteuerten Versuch wird ein eingekerbter Probekörper durch eine Zugkraft belastet. In Abb. 2.32 ist die Last gegen die Rissöffnung aufgetragen. Entsprechend dem Vorschlag von Schorn (Schorn et al. 1990) kann die Rissöffnung in der Region des Risswachstums, im Bereich der Einkerbung, gemessen werden. Vor Erreichen der maximalen Spannung, kann ein annähernd lineares Verhalten der Werkstoffprobe festgestellt werden.

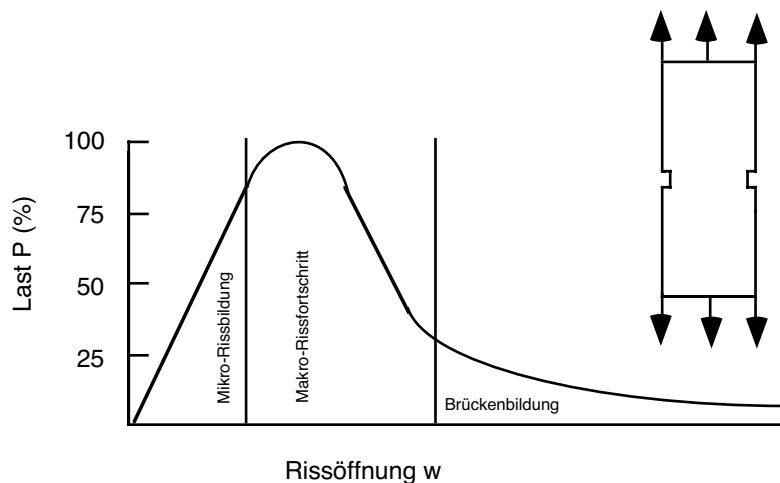


Abb. 2.32: Drei Bereiche der Rissbildung in der Lastrissöffnungskurve eines zusammengesetzten Werkstoffes (Darstellung nach Vervuurt (Vervuurt 1996))

Durch die Inkompatibilitäten der Komponenten im zusammengesetzten Werkstoff (vgl. Kapitel 2.1.2.2.2) entstehen Mikrorisse. Damit ist die leichte Abweichung von der Linearität vor Erreichen der maximalen Spannung erklärbar. Nach Überschreiten der maximalen Spannung vereinigen sich Mikrorisse und bilden Makrorisse. Das Akkumulieren der Mikrorisse zu Makrorissen bewirkt, dass es zu einer Verminderung des Lasttragevermögens kommt. Der Bereich, wo sich unter Laststeigerung vor dem realen, sich öffnenden Riss weitere Mikrorisse bilden, bezeichnet man als Bruchprozesszone (engl.: **Fracture Process Zone: FPZ**). Diese Schädigungszone vor dem realen Riss unterteilt man in eine innere Zone mit aufeinander wirkender Mikrorissbildung und eine Zone, in der vereinzelt Mikrorissbildung auftritt und die Zone der aufeinander wirkenden Mikrorissbildung umgibt. Die Rissöffnung ist in der inneren Zone zu klein, um die Rissufer völlig voneinander zu trennen. Die Spannung wird mittels Brückenbildung und Verzahnung durch die Zuschläge übertragen (Wittmann 1992). Im gesamten Bereich der FPZ finden nicht elastische, irreversible Änderungen im Werkstoff statt, die energiedissipativen Charakter haben.

In einem Zwei-Phasen-Werkstoff wie Beton, müssen bei der Modellbildung diese Bereiche der Rissbildung und des Rissfortschrittes berücksichtigt wer-

den. In Abb. 2.33 ist die Schädigung im Bereich vor dem realen Riss schematisch dargestellt.

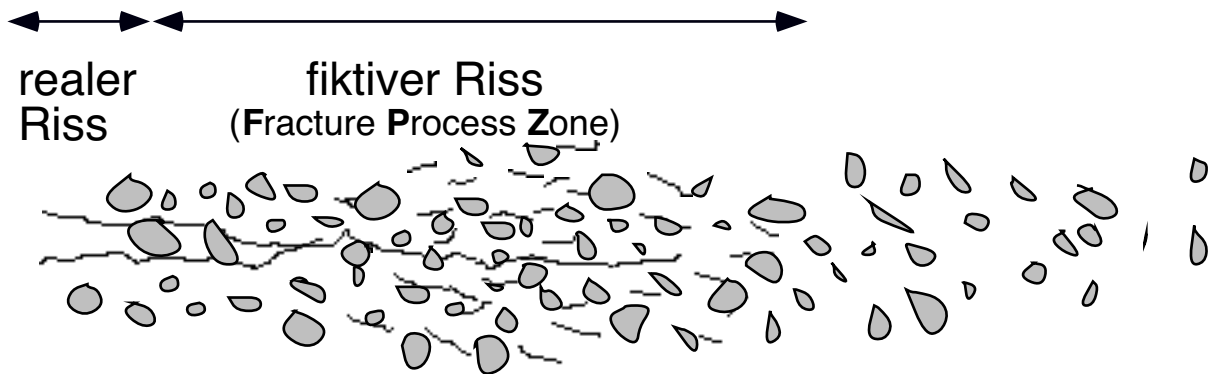


Abb. 2.33: Schematische Darstellung der Bruchprozesszone (FPZ) in einem heterogenen Werkstoff

In der Bruchprozesszone werden bei der Rissausbreitung Spannungen senkrecht zur Rissrichtung übertragen. Abb. 2.34 zeigt schematisch den Spannungsverlauf in kollinearer Richtung zur Rissausbreitung von der realen Risspitze (w_c) aus. In dem dargestellten Beispiel wurde eine bilineare Entfestigungsfunktion gewählt.

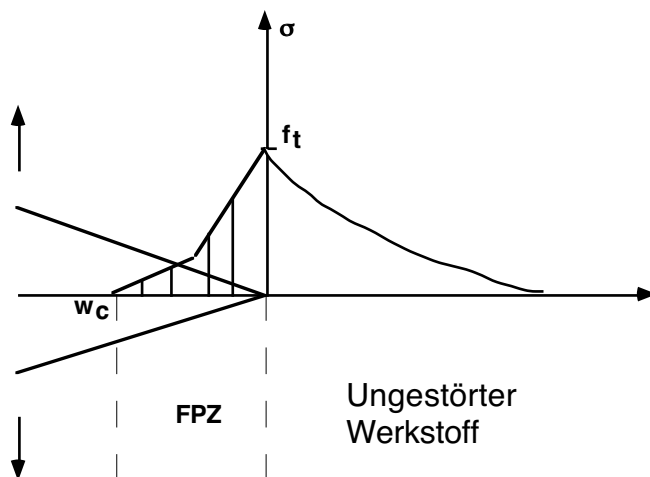


Abb. 2.34: Spannungsverlauf als Funktion der Ortskoordinate im Bereich der Bruchprozesszone und vor der Bruchprozesszone

Die Modellierung des Versagens von Werkstoffen setzt grundsätzlich die Kenntnis der Werkstoffkenngrößen voraus, die den Prozess der Schädigung beschreiben. Für Werkstoffe, bei denen ein Energieumsatz in der Bruchprozesszone stattfindet, müssen folgende Kenngrößen durch experimentelle Studien ermittelt werden:

- eine kritische Beanspruchungsgrösse, die den Beginn der Schädigung beschreibt
- eine Energiegrösse, die die zum vollständigen Durchtrennen des Werkstoffs benötigte Arbeit beschreibt
- der funktionale Zusammenhang, der die Änderung der mechanischen Eigenschaften im Bereich der Schädigungszone beschreibt (Dehnungs-Entfestigungsbeziehung)

Nach Beginn der lokalen Schädigung kennt man zwei Konzepte, die die mechanischen Eigenschaften des Werkstoffes im Bereich der Schädigungszone unterscheiden. Das lokale Konzept setzt voraus, dass die Beziehung zwischen Spannung und Verformung an einem Punkt unabhängig ist vom Verformungszustand in der Umgebung dieses Punktes. Das lokale Last-Verformungsverhalten kann demnach vollständig durch die oben genannten Kenngrössen beschrieben werden. Bei der Anwendung des nicht lokalen Konzeptes berücksichtigt man, dass die Spannung in einem Punkt nicht nur von der Verformung in diesem Punkt, sondern auch vom Verformungsfeld um diesen Punkt abhängt (Pijaudier-Cabot et al. 1987). Bazant (Bazant 1987) beschreibt, wie das nicht lokale Konzept zur numerischen Formulierung von verteilter Schädigung in FE-Berechnungen verwendet werden kann.

Im Folgenden werden zwei Modelle beschrieben, die gedanklich nahe den Modellen von Barenblatt (Barenblatt 1962) und Dugdale (Dugdale 1960) stehen. An Stelle der plastischen Zone, die sich vor der Risspitze bei Metallen entwickelt, wird die Zone der Dehnungsentfestigung gesetzt. Bei dem Modell der diskreten Risse wird angenommen, dass die gesamte Umsetzung der Bruchenergie in der Rissfläche erfolgt. Die mechanischen Eigenschaften im Bereich der Schädigungszone werden dabei als Spannungs-Rissöffnungskurve formuliert. Die Rissöffnung beinhaltet die Auswirkung aller in der Bruchprozesszone vorhandenen Mikrorisse. Der Ansatz, auf grossen Flächen verteilte Rissbildung zu beschreiben, geht auf Rashid (Rashid 1968) zurück. Diese erste Verwendung des verschmierten Rissmodells wurde für den Einsatz in grossen bewehrten Bauteilen entwickelt. Bei einem verschmierten Rissmodell dehnt man die Rissfläche des diskreten Rissmodells auf ein Band der Breite h_{cbm} aus. In diesem Band vor der spannungsfreien Risspitze erfolgt die Energieumsetzung bei der Rissbildung und beim Rissfortschritt. Das Entfestigungsverhalten wird durch eine Spannungs-Dehnungskurve formuliert. Ein Modell der verschmierten Risse ist das Rissbandmodell (CBM) nach Bazant (Bazant 1983). In Abb.2.35 ist dieses Modell schematisch dargestellt. Für die Anwendung des CBM ist die Einführung eines weiteren Parameters, die Rissbandbreite, notwendig. Diese Breite sollte der Breite der Bruchprozesszone entsprechen. Allgemein wird vorgeschlagen, dass die Rissbandbreite drei Mal der Grösse des Grösstkorns im Gefüge entspricht. Die Rissöffnung w ist gleich der Dehnung im Rissband multipliziert mit der Rissbandbreite. Bei der Einbindung des Rissbandmodells in numerische Berechnungsverfahren konnte gezeigt werden, dass für den Fall einer Elementbreite, die grösser der Breite der Bruchprozesszone ist, das ermittelte globale Tragverhalten unabhängig von der Rissbandbreite ist (Rots et al. 1985).

Willam und Carol (Willam et al. 1996) fassen in ihrem Beitrag die wesentlichen Entwicklungen der numerischen Bruchanalyse zusammen und geben hierzu einen umfangreichen Überblick über die Literatur.

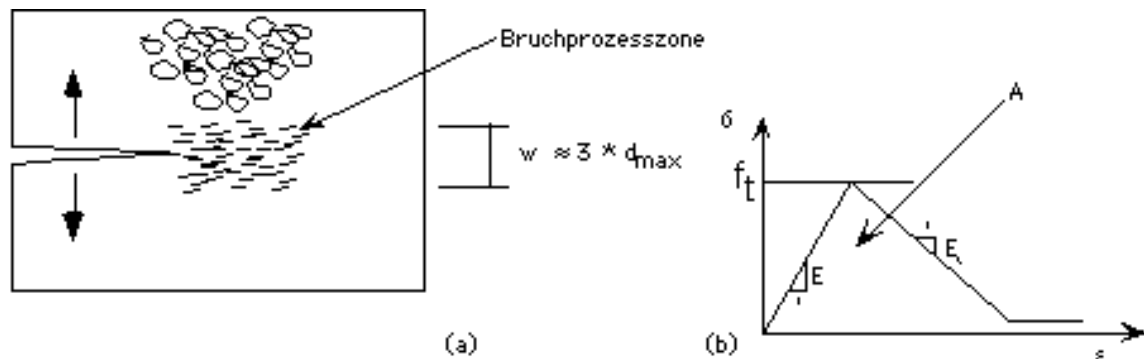


Abb. 2.35: Das Rissbandmodell nach Bazant (Bazant 1983)

Den Bruchprozess im Beton kann man in einem Gedankenexperiment nachvollziehen. Ein Stab wird unter Zugspannung gesetzt. Dabei werden die Verformungen mit Hilfe zweier Dehnungsmesser (A und B) gemessen. Im rein elastischen Bereich der Last-Verformungskurve wird von beiden Dehnungsaufnehmern die gleiche Dehnung gemessen. Wird die Belastung bis zum Lastmaximum und darüber hinaus weiter gesteigert, so wird einer der beiden Dehnungsaufnehmer eine teilweise Entlastung anzeigen. In dem anderen Teil der Probe, so wird angenommen, kommt es zu einer Dehnungszunahme. Derjenige Aufnehmer, der zwischen den Messpunkten die zunehmenden Dehnungen misst, integriert somit die Zone erhöhter Mikrorissbildung. Die gemessene Last wird nicht auf Null absinken, solange der Querschnitt noch Last übertragen kann. Weitere dem Stab aufgezwungene Verformungen lassen die Mikrorisse in der bereits geschädigten Zone (Bruchprozesszone) zu Makrorissen akkumulieren. Dieses in Gedanken durchgeführte Experiment wurde von Hillerborg (Hillerborg et al. 1976) zu einem Modell entwickelt, das Modell des fiktiven Risses (Fictitious Crack Model – FCM). Das FCM ist eine spezielle Art des diskreten Rissmodells. Oft wird dieses Modell nach Hillerborg auch das Brucharbeitskonzept (Hillerborg 1985) genannt. Das Konzept geht von einer experimentellen Bestimmung der Brucharbeit und des Entfestungsverhaltens aus. Schematisch ist dieses Gedankenexperiment in Abb. 2.36 dargestellt.

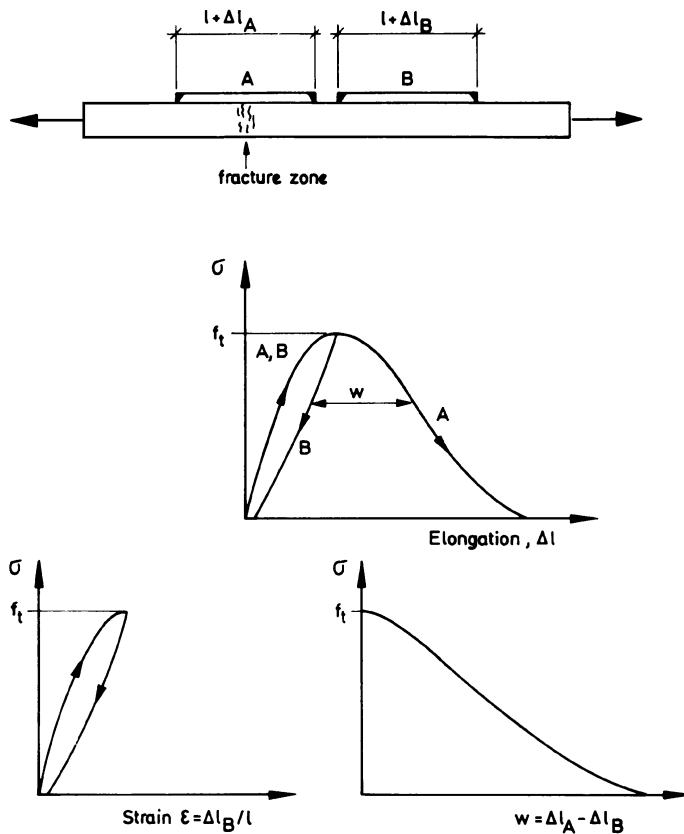


Abb. 2.36: Das fiktive Rissmodell (FCM) nach Hillerborg (Hillerborg et al. 1976)

Aus der gemessenen Spannungs-Verschiebungskurve eines Zugversuches (s. Kap. 2.2.4) kann die Entfestigungskurve unmittelbar bestimmt werden. Die Rissöffnung w ergibt sich für ein bestimmtes Spannungsniveau aus dem horizontalen Abstand der zugehörigen Verschiebungen auf dem aufsteigenden bzw. absteigenden Ast der Spannungs-Verschiebungskurve (vgl. Abb. 2.36). Nur indirekt, mittels numerischer Auswertung, kann man die Entfestigungskurve für den Keilspaltversuch errechnen.

Bei den smeared crack-Modellen erfolgt die Schädigung in einem Band endlicher Breite, bei dem FCM nach Hillerborg nur in einer Linie (Fläche in 3D Darstellung). Der Unterschied zu Metallen besteht darin, dass die Schadenslokalisierung nicht so stark ist. Der Lastabfall mit der Schädigung ist bei Beton stärker als bei metallischen Werkstoffen. Beim Beton ist der Lastabfall bei lokaler Entfestigung so stark, dass an anderen Stellen wegen Entlastung keine Schädigung erfolgt.

Durch experimentelle Beobachtungen (Hu 1995) und die im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten Experimente und numerischen Analysen (Steiger et al. 1995), (Hack et al. 1995) konnte gezeigt werden, dass das FCM den Versagensmechanismus in Beton bzw. Polymerbeton zutreffend beschreibt. In Kapitel 3.2.2 werden zwei experimentelle Methoden vorgestellt, die im Rahmen dieser Arbeit zur Bestimmung der Bruchprozesszone verwendet wurden. Die einfache Implementierbarkeit des Modells in FE-Simulationsprogramme lässt dieses Modell sehr häufig zur Anwendung kommen.

2.2.3 Bruchenergie

Die Bruchenergie ist die Energie, die zur Erzeugung und vollständigen Öffnung der Rissfläche benötigt wird. Sie ist damit gleich der Fläche unter der σ - w -Beziehung (vgl. Abb. 3.36). Somit gilt für die Bruchenergie (Gl. 2.24):

$$G_f = \int_0^{w_c} \sigma(w) \cdot dw \quad \text{Gl. 2.24}$$

w_c ist die kritische Rissöffnung, bei der die im Riss übertragene Spannung den Wert Null erreicht.

Die spezifische Bruchenergie errechnet sich durch Division der mechanischen Arbeit, die beispielsweise eine Prüfmaschine aufgebracht hat, durch die Fläche des durchbrochenen Querschnittes. Die Arbeitslinie ist die Kurve, die sich bei Messung von aufgebrachter Last über der Verschiebung der Lasteintragungspunkte ergibt. Die Brucharbeit kann aus der Fläche unter der Arbeitslinie ermittelt werden.

Um versuchstechnisch einwandfrei die Bruchenergie messen zu können, muss die Messvorrichtung in der Lage sein, einen stabilen Rissfortschritt im Probekörper zu erzeugen (Trunk et al. 1995).

Dies kann nur erreicht werden, wenn die im Prüfsystem gespeicherte elastische Energie kontrolliert zur Schaffung der Bruchoberfläche abgegeben wird. Ein kraftgesteuerter Versuch kann nur bis zum Erreichen der Maximallast des Probekörpers kontrolliert werden. Beim dehnungsgesteuerten Versuch gehört der Probekörper selbst zum Prüfsystem. Es muss daher beachtet werden, dass die beim Auftreten der Maximallast innerhalb der Dehnungsmesslänge gespeicherte Energie kleiner ist als die Bruchenergie (G_f).

Petersson (Petersson et al. 1981) führte die charakteristische und die kritische Länge, welche die Hälfte der charakteristischen Länge ist, als technologischen Werkstoffparameter ein. Die "kritische Probenlänge" ist auf den ersten Blick kein Werkstoffparameter; sie ist jedoch vom Material abhängig.

Damit lässt sich die kritische Probenlänge berechnen, bei der ein Zugversuch noch stabil verläuft. Übersteigt die Probenkörperlänge die kritische Länge, versagt die Probe spröde. Die charakteristische Länge wird auch häufig als ein Mass für die Sprödigkeit eines Werkstoffs gebraucht. Die Stabilitätsgrenze bei linearem Entfestigungsverhalten ist in Gl. 2.25 angegeben.

$$l_{ch} = \frac{EG_F}{f_t^2}, \quad l_{crit} = \frac{2EG_F}{f_t^2} \quad \text{Gl.2.25}$$

Instabilität tritt auf, wenn die Steigung der Entfestigungskurve gleich oder grösser der Steifigkeit des gesamten Belastungssystems ist. Slowik (Slowik 1995) zeigt schematisiert einen Zugversuch, bei dem gleichzeitig über vier verschiedene Messlängen (A - B - C - D) die Dehnungen gemessen werden. Ist die Messlänge (hier D) grösser gewählt als die kritische Länge l_{crit} , so tritt ein so genanntes „snap back“ auf, d.h. eine Verringerung der zu messenden Verschiebung bei weiterer Rissöffnung. Würde dieser Versuch über den Aufnehmer D gesteuert werden, würde ein plötzliches Versagen des Prüf-

körpers auftreten. Der Rissfortschritt ist dann nicht mehr kontrollierbar (vgl. Abb. 2.37).

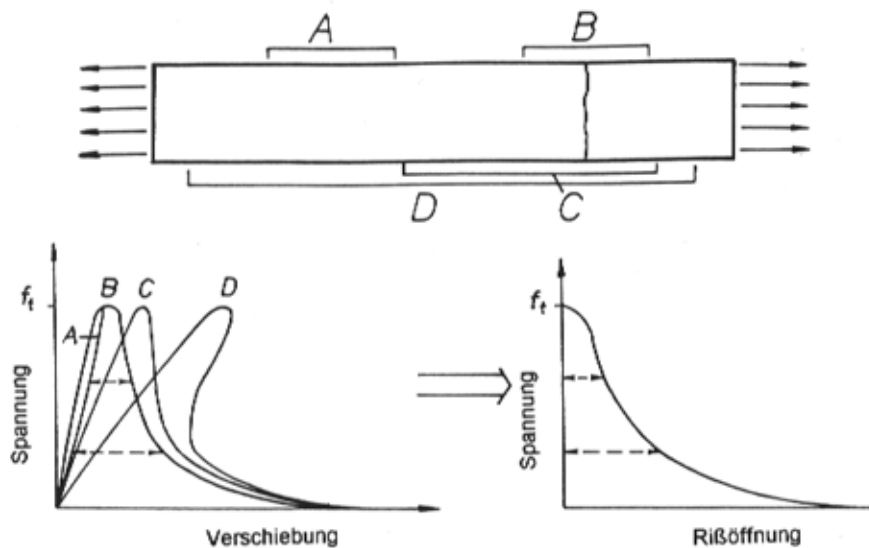


Abb.2.37: Zugversuch an einer Probe mit konstantem Querschnitt

Mit Hilfe einer energetischen Gleichgewichtsbetrachtung kann man Aussagen über die Stabilität eines Versuchs treffen. In einer Probe mit dem Querschnitt A_L wird bei einer aufgetragenen Dehnungsänderung die elastische Energie vom Betrage U gespeichert. Instabiles Risswachstum tritt auf, wenn die Änderung der gespeicherten elastischen Energie U innerhalb der zur Steuergrösse gehörenden Messlänge l bei der Zunahme der Rissöffnung um den Betrag dw grösser ist als der dabei umgesetzte Anteil der Bruchenergie. Für den kritischen Gleichgewichtszustand gilt:

$$\frac{dU}{dw} = \frac{d\left(\int \sigma(w)dw\right)}{dw} \cdot A_L \quad \text{Gl. 2.26}$$

$\sigma(w)$ ist die Entfestigungskurve und A_L die Ligamentfläche der Werkstoffprobe

Für linear-elastisches Verformungsverhalten bis zum Erreichen der Zugfestigkeit und für ein Entfestigungsverhalten $\sigma(w)$ ergibt sich daraus

$$l_{crit} = \left(\frac{E}{\max(K_f)} \right) \quad \text{Gl. 2.27}$$

In Gl. 2.27 ist K_f der Abfall der linearen Entfestigungskurve. Wird die Entfestigungskurve durch eine lineare Funktion beschrieben, kann Gl. 2.27 durch

$$l_{crit} = 2 \cdot \frac{E \cdot G_F}{f_t^2 - \sigma_1} \quad \text{Gl. 2.28}$$

ausgedrückt werden.

Ein Werkstoff ist demzufolge umso spröder, je kleiner der Wert seiner charakteristischen Länge l_{ch} ist. In Tab. 2.6 sind einige typische Werte für charakteristische Längen zusammengestellt.

Werkstoff	charakteristische Länge
Zementstein	5 - 10 mm
Mörtel	20 - 150 mm
Beton	200 - 400 mm
Staumauerbeton	1000 - 1500 mm
Polymerbeton	30 - 80 mm

Tab. 2.6: Vergleichende Gegenüberstellung der charakteristischen Längen von Werkstoffen aus dem Bauwesen

Brühwiler (Brühwiler 1988) schildert die Bedingungen für einen stabilen Versuch und bemerkt: „Ein Bruchversuch ist stabil, wenn bei Erreichen der Traglast des Prüfkörpers die reversible Energie im Versuchsystem kleiner ist als die Bruchenergie.“ Einschränkend sollte angemerkt werden, dass das nur für lineares strain softening gilt. Es kommt nicht auf den Energiebetrag, sondern auf dessen Ableitung an – vgl. Slowik (Slowik 1995). Die kritische Grösse einer Werkstoffprobe, bei der kritischer Rissfortschritt auftritt, ist auch beispielsweise beim Keilspaltversuch von der charakteristischen Länge und der Form der Entfestigungsfunktion abhängig.

Die Bruchenergie von zusammengesetzten Werkstoffen, wie Beton, ist abhängig vom verwendeten Zuschlag, der Matrix, der Menge der Zuschläge, dem Alter, der Prüftemperatur und der Belastungsgeschwindigkeit. Für zementgebundenen Beton wurde die Bruchenergie in Abhängigkeit des Grösstkorndurchmessers von verschiedenen Autoren untersucht (Mihashi 1987 et al.) , (Wolinski et al. 1987), (Wittmann et al. 1988), (Kleinschrodt et al. 1986), (Carpinteri et al. 1986), (Roelfstra et al. 1986), (Petersson 1981). Duda (Duda 1991) stellt diese Ergebnisse zusammenfassend in einem Diagramm dar. Bei fast allen Autoren steigt die Bruchenergie mit zunehmendem Grösstkorndurchmesser. Duda geht in diesem Beitrag ebenfalls auf die σ - w Beziehungen für Betone mit unterschiedlichen Festigkeiten ein.

2.2.4 Versuche zur Bestimmung der Bruchenergie

Die Versuche, die im Rahmen einer systematischen Untersuchung der Rissbildung und des Rissfortschritts durchgeführt werden, sollen dazu dienen, die physikalischen Phänomene und die mechanischen Kennwerte eines versagenden Werkstoffs zu bestimmen. Unter genau definierten Belastungsbedingungen soll die Durchführung der Versuche dem Werkstoffverhalten der zu untersuchenden Probe Rechnung tragen.

Die verwendete Prüfmethode beeinflusst aufgrund der unterschiedlichen Spannungsverteilung ebenfalls den Wert der Bruchenergie. Wird über das Probekörpervolumen, das zu einem zusammengesetzten Werkstoff gehört, eine gleichmässige Spannung bzw. gleichmässige Dehnung angelegt, so ist die Wahrscheinlichkeit grösser, dass in diesem Volumen weniger feste

Elementvolumina liegen als bei einem Probekörper, wo nur in einem begrenzten Bereich Dehnungen erreicht werden. Somit ist eine Abhängigkeit der Festigkeit vom Dehnungsgradienten gegeben (Budnik 1985). Vergleichsmessungen von Petersson (Petersson 1980) zwischen gekerbten Biegebalken und Zugproben zeigten signifikante Unterschiede in den Werten der Bruchenergie. Bei gekerbten Proben kann die Rissbildung nur in der Ebene der Kerben stattfinden.

Bei der bruchmechanischen Untersuchung von zusammengesetzten Werkstoffen muss darauf geachtet werden, dass die Probekörperabmessung nicht zu klein gewählt wird – sie sollte an der kleinsten Stelle mindestens dreimal grösser als das Grösstkorn sein.

Da bei einem Werkstoff, wie Beton, die Verformungen bis zum Bruch klein sind gegenüber denen von Stahl, ist die Auswahl von geeigneten Dehnungsaufnehmern überaus wichtig.

Für die bruchmechanischen Untersuchungen an Betonen werden häufig folgende Versuchsarten verwendet:

- der einachsige Zugversuch
- der Keilspaltversuch
- der Dreipunktbiegeversuch

Die im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten Versuche beschränken sich auf die Anwendung des direkten Zugversuchs und des Keilspaltversuchs. Im Folgenden werden diese beiden Versuchsarten näher beschrieben.

2.2.4.1 Der Zugversuch

Der einachsige Zugversuch liefert alle relevanten Werkstoffkenngrössen, die zur numerischen Analyse mit Hilfe eines Rissprozesszonenmodells notwendig sind. In Abb. 2.38 ist ein Probekörper schematisch dargestellt, der zwischen zwei Kräfteinleitungen einer Zugprüfmaschine eingeklebt ist. Diese Werkstoffkenngrössen sind die Zugfestigkeit f_t , der Elastizitätsmodul E , die spezifische Bruchenergie G_f und das Entfestigungs-Diagramm. Die Bruchenergie und die Entfestigungs-Funktion können jedoch nur dann gemessen werden, wenn der Versuch stabil ist und das vollständige Spannungs-Dehnungs-Diagramm aufgenommen werden kann. Die hohen technischen Anforderungen an die Prüfmaschine und die Probekörperhalterung stellen experimentelle Schwierigkeiten dar. Nur servo-hydraulische, präzise gesteuerte und ausreichend steife Prüfmaschinen (Trunk et al. 1995) sind geeignet, verlässliche Werkstoffkenngrössen zu ermitteln. Durch geeignete Wahl der Probenhalterung vermeidet man Querkzugspannungen in der Probe oder im Bereich der Klebestelle (Wittmann et al 1994). Somit kann man auch ohne Einkerbungen der Proben das Versagensrisiko in der Klebestelle minimieren (Helbling et al. 1987). Die Rissbildung tritt zwischen den Klebstellen im „schwächsten“ Querschnitt auf.

Budnik (Budnik 1985) gibt einen Überblick über den Stand der Kenntnisse beim zentrischen Zugversuch an Betonprobekörpern. In seinem Bericht zeigt Budnik schematisch Probekörpergeometrien und die Arten der Kräfteinleitung. Diese sind:

- Krafteinleitung über einbetonierte Verankerungen
- Krafteinleitung über seitliche Greifwerkzeuge
- Krafteinleitung über Klemmvorrichtungen
- Krafteinleitung über Klebeverbindungen

Hordijk 1989 (Hordijk 1989) hat zur Thematik des Zugversuchs einen umfassenden Literaturüberblick bis zum Jahre 1981 zusammengestellt. Blaschke (Blaschke 1993) zeigt Spannungs-Dehnungsbeziehungen in Abhängigkeit von der Grösse des Messbereichs, wobei immer über die Bruchprozesszone gemessen wurde.

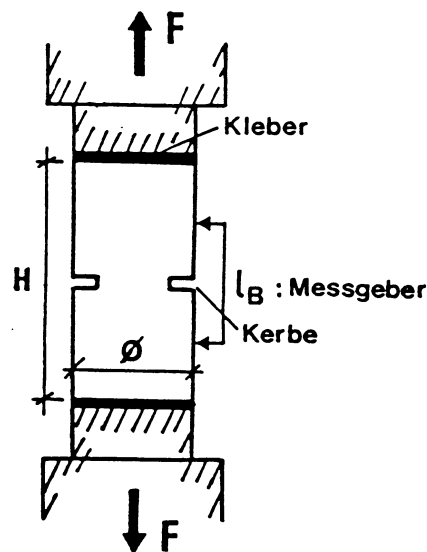


Abb. 2.38: Der Zugversuch mit eingeklebtem Betonprobekörper

2.2.4.2 Der Kompakt-Zugversuch (compact tension CT)

Die spezifische Bruchenergie G_f kann auch mit Hilfe des CT-Tests ermittelt werden. Aufgenommen wird ein Kraft-Verformungs-Diagramm, wobei der Versuch über die Rissöffnungsverschiebung gesteuert wird. Mit dieser Versuchsmethode können Probekörper mit einer verhältnismässig langen Ligamentlänge h bei einem noch relativ bescheidenen Aufwand geprüft werden. Für die experimentelle Bestimmung bruchmechanischer Werkstoffkenngrössen können elektromechanische Prüfmaschinen verwendet werden.

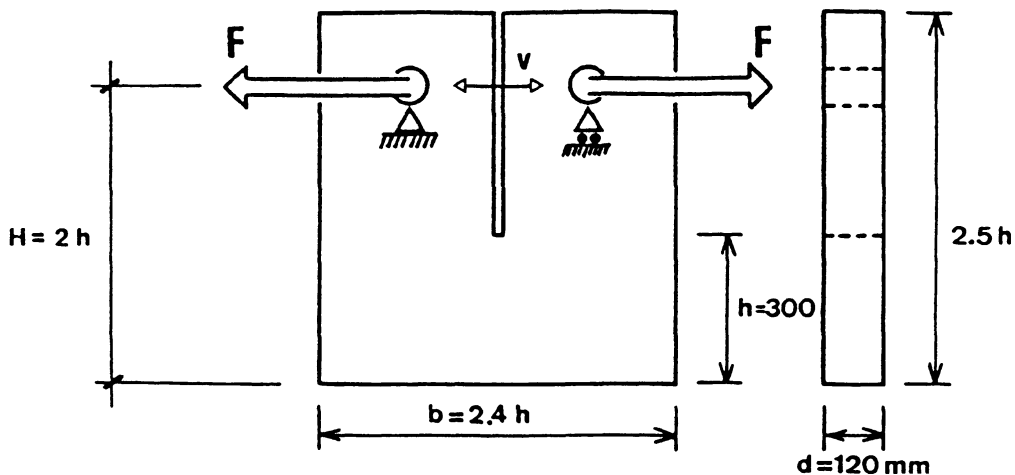


Abb. 2.39: Der Kompakt-Zugversuch

Bei Werkstoffproben aus Beton hat man ein Problem mit der Spannungskonzentration an der Lasteinleitungsstelle. Deshalb verwendet man den Keilspaltversuch.

2.2.4.3 Der Keilspaltversuch

Der Keilspaltversuch ist eine Versuchsmethode, die dazu dient, die spezifische Bruchenergie G_f von Beton und betonähnlichen Werkstoffen zu bestimmen. Das Prinzip des Keilspaltversuches besteht darin, dass ein gekerbter, kubischer Probekörper gespalten wird, indem Keile zwischen zwei beidseitig am Probekörper befestigte Rollenlager gepresst werden (vgl. Abb. 2.40).

Die Keile wirken gleichzeitig als geometrische Untersetzung. Als Steuergrösse wird gewöhnlich die Rissaufweitung in der Wirkungslinie der Spaltkraft benutzt. Die Steuerung über die Rissöffnung, die bei den Keilspaltversuchen stabiles Risswachstum ermöglicht, wird bei der Prüfung der Proben unter dem Lichtmikroskop bzw. bei der in-situ Prüfung in der Probenkammer des Elektronenmikroskops durch die visuelle Beobachtung mittels Lichtmikroskop ermöglicht. Stabiles Risswachstum ist daher ebenso möglich. Durch Aufzeichnen der Dehnungsgrösse über die Zeit ist die stabile Rissausbreitung nachweisbar. Während des Versuches wird die Last (vertikale Kraftkomponente F_v) sowie die Rissöffnungsverschiebung gemessen. Die Spaltkraft F_s ist dabei die horizontale Komponente der auf die Kugellager wirkenden Kraft und wird aus der vertikalen Kraftkomponente F_v berechnet:

$$F_s = \frac{F_v}{2 \cdot \tan \alpha} \quad \text{Gl. 2.29 mit } \alpha \text{ als Keilwinkel gemäss Abb. 2.41}$$

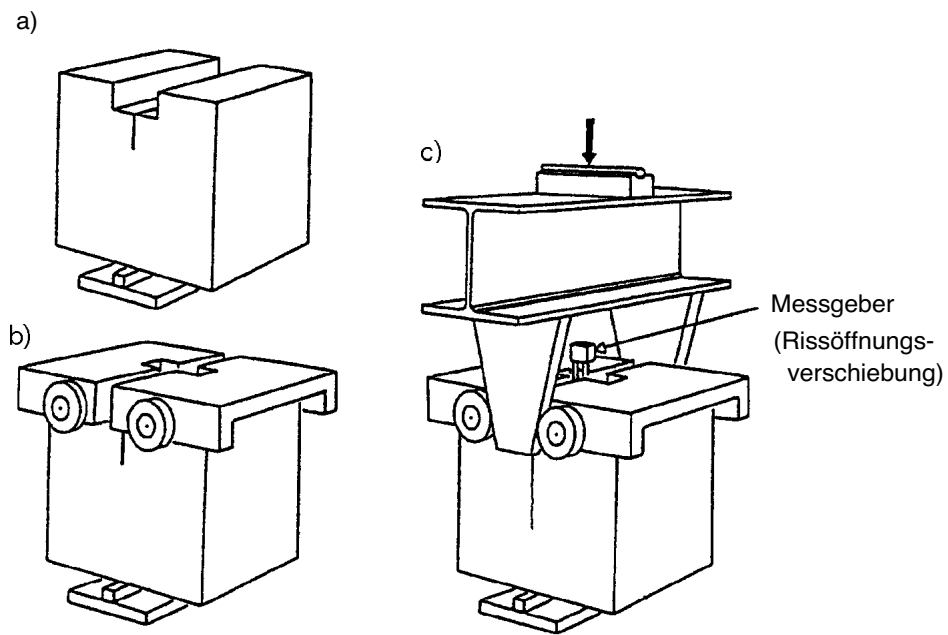


Abb. 2.40: Prinzip des Keilspaltversuches (Brühwiler 1988): a) Probekörper auf Linienlager b) Belastungseinrichtung mit Rollenlager c) Traverse mit Keilen

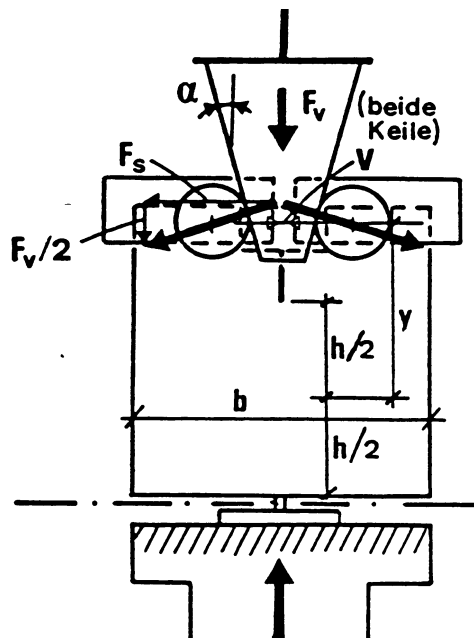


Abb. 2.41: Der Keilspaltversuch (Brühwiler 1988)

Als Keilwinkel wird in der Regel ein Winkel von 15° verwendet. Erfahrungen haben gezeigt, dass sich bei einem zu kleinen Keilwinkel die Keile zwischen den Kugellagern einklemmen.

Das Ziel dieser Versuchsmethode ist, diejenige Energie zu messen, die bei der kontrollierten Spaltung des Probekörpers verbraucht wird. Die Bruchenergie wird als Fläche unter der Spalkkraft-Rissaufweitungskurve erhalten. Dieser Wert, dividiert durch die auf die Ebene projizierte Bruchfläche A_L (Ligamentlänge l_L x Probekörperdicke D_p), wird als spezifische Bruchenergie G_f bezeichnet.

Die Vorteile des Keilspaltversuches bestehen darin, dass zu dessen Durchführung, verglichen mit dem Zugversuch, geringere versuchstechnische Anforderungen an die Prüfmaschine bestehen, und das Verhältnis von Ligamentfläche zu notwendigem Probekörpervolumen vergleichsweise gross ist. Die direkte Bestimmung des Entfestigungsverhaltens aus der Spalkkraft-Rissaufweitungskurve ist nicht möglich. Eine indirekte Möglichkeit zur Bestimmung des Entfestigungsverhaltens ist die numerische Simulation des Belastungsversuches. Diese ist mit Hilfe der Methode der finiten Elemente und unter Anwendung des fiktiven Rissmodells möglich. Durch Variation der Parameter eines Entfestigungsdiagramms wird die numerisch berechnete Arbeitslinie an die experimentell bestimmte angeglichen. Abb. 2.42 zeigt schematisch eine experimentell ermittelte Last-Verschiebungskurve mit angeglichener numerischer Kurve und das zugehörige bilineare Entfestigungsverhalten.

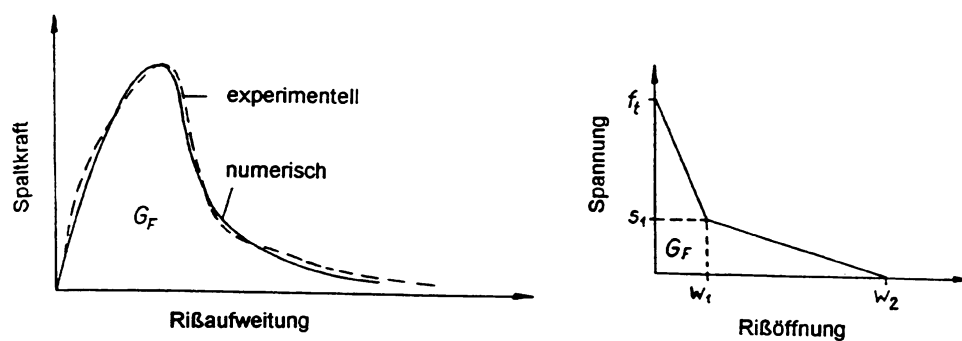


Abb. 2.42: Last-Verschiebungskurve für einen Keilspaltversuch und das durch numerische Simulation ermittelte bilineare Entfestigungsverhalten (Slowik 1995)

Trunk (Trunk 2000) zeigt in seiner Dissertation die Spannungszustände im Ligament während des Bruchvorganges.

3 Eigene Arbeiten

3.1 Gefüge

3.1.1 Charakterisierung der Übergangszone in Polymermörteln

3.1.1.1 Makroskopische Untersuchungen

Zur Überprüfung der Festigkeit des Übergangsbereichs zwischen Polymermatrix und dem Zuschlag wurden Versuche durchgeführt und dabei die Bruchenergie mit Hilfe des Keilspaltversuches (Brühwiler et al. 1990) bestimmt (vgl. Kap. 2.2.4.3). In Tab. 3.7 ist die gemessene Bruchenergie für die Matrix aus Reaktionsharz und den Zuschlag aus Kieselkalk angegeben (E-POC 1992.1).

	Matrix aus Reaktionsharz	Zuschlag aus Kieselkalk
Bruchenergie	260 N/m	58 N/m

Tab. 3.7: Gemessene Bruchenergie für Proben aus Matrix und Zuschlag (EPOC 1992.1)

Bei der in Abb. 3.43 schematisch gezeigten Probe wurden Platten aus Kieselkalk in einer Schalung mit der Matrix derart vergossen, damit im Kontaktbereich – hier im Ligament – der Probe aus beiden Werkstoffen ein möglichst realitätsnaher Verbund gewährleistet werden konnte. Den verschiedenen Elastizitätsmoduln der beiden Werkstoffe wurde durch das angepasste Flächenträgheitsmoment und damit der Steifigkeit Rechnung getragen. Die Platten aus dem Zuschlagsstoff wurden im Bereich des Ligaments durch Sandstrahlen aufgeraut. Die Lagerung der Proben bei 40°C während 3 Tagen direkt nach dem Einbringen des Reaktionsharzes sollte die Polymerisation beschleunigen und vergleichbare Umgebungsbedingungen schaffen, wie sie bei der Herstellung von den in dieser Arbeit untersuchten Maschinenfundamenten vorherrschen. Die Proben wurden 5 Tage nach der Herstellung geprüft. Die Ergebnisse sind in Tab. 3.8 zusammengestellt. Risse, die sich nur durch die Matrix mit hoher Bruchenergie ausbreiten, verbrauchen dabei die meiste Energie. Minimal wird der Betrag der Bruchenergie, wenn der Riss durch den Zuschlag fortschreitet. Probe 9 weist deswegen auch den kleinsten Betrag an Bruchenergie auf. Bei Rissbildung durch die Verbundfläche hafteten am linken Rissufer (vgl. Abb. 3.43) die oberflächliche Schicht des Zuschlags – Proben 2, 3, 4, 5 – die Bruchenergie ist deutlich höher als bei der Rissausbreitung, die Teile des Zuschlags mit einschliesst Proben 6 und 7. Bei der Prüfung der Proben 6 und 7 wurden zwischen 20 und 40% der Verbundfläche aus dem Zuschlag heraus gebrochen.

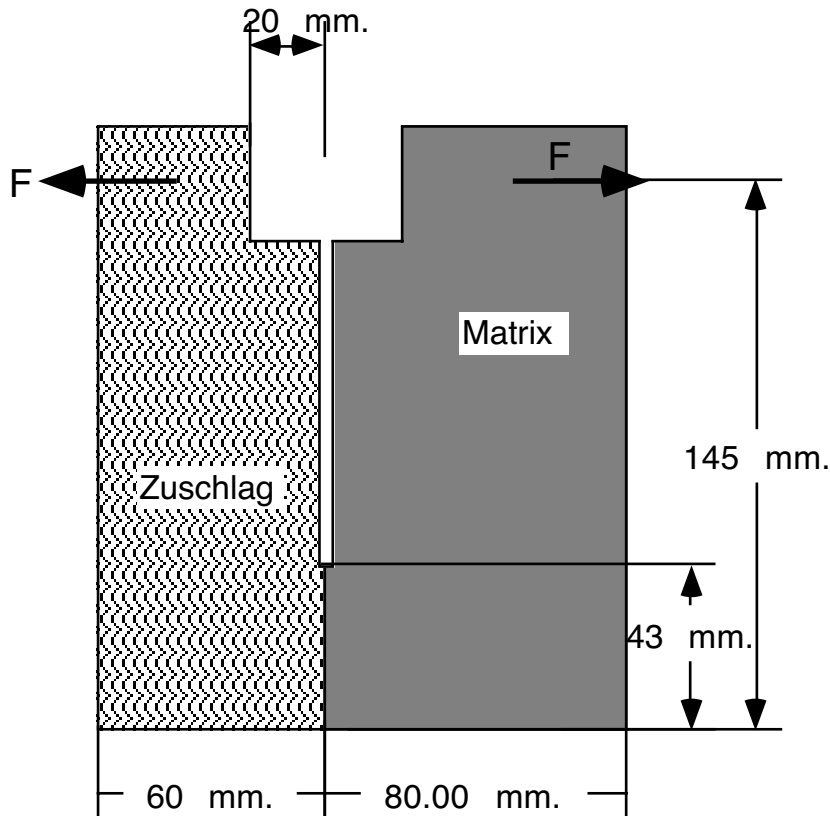


Abb. 3.43: Schematische Darstellung einer Probe aus Kieselkalk und Polymermatrix

Probe Nr.	Rissbild	Gemessene Bruchenergie
1	stabiles Risswachstum durch Matrix	226.5 N/m
2, 3, 4, 5	stabiles Risswachstum durch den Übergangsbereich / am linken Rissufer haftet die oberflächliche Schicht des Zuschlags	159 N/m, 131 N/m, 128 N/m, 123.5 N/m
6, 7	stabiles Risswachstum teilweise in die Probenkörperhälfte aus Zuschlag (20% - 40% der Bruchfläche)	77 N/m, 76 N/m
8	instabiles Risswachstum	45.6 N/m
9	Risswachstum durch den Zuschlag	23.5 N/m

Tab.3.8: Beschreibung des Rissbildes und der Bruchenergie für Proben aus Zuschlag und Matrix

Bei der in Abb. 3.44 schematisch dargestellten Probe wurden beidseitig Platten aus Kieselkalk in einer Schalung mit der Matrix derart vergossen, dass im Ligament der Probe Verbund gewährleistet werden konnte. Die Klebestelle war hierbei ungefähr 1 mm stark. Die Platten aus dem Zuschlagsstoff wurden im Bereich des Ligaments durch Sandstrahlen aufgeraut. Die Proben wurden 8 bzw. 24 Stunden nach der Herstellung geprüft. Die Prüfergebnisse sind in Tab. 3.9 zusammengestellt. Die dabei gemessene

ne Bruchenergie unterscheidet sich deutlich bzgl. des Probenalters. Bei den Proben 1, 2 und 3 konnte wegen der noch nicht gänzlich abgeschlossenen Polymerisation eine hohe Verformbarkeit vor dem Versagen beobachtet werden.

Dabei war der Betrag der gemessenen Bruchenergie höher für das Risswachstum durch den Übergangsbereich im Vergleich zu den Proben 2 und 3, bei denen die Rissausbreitung teilweise durch den Zuschlag lief. Die gemessenen Bruchenergien bei den Proben 4, 5 und 6, 24 Stunden nach der Herstellung, unterscheiden sich ebenfalls dadurch, ob der Riss durch die Verbundfläche oder teilweise durch den Zuschlag fortgeschritten ist.

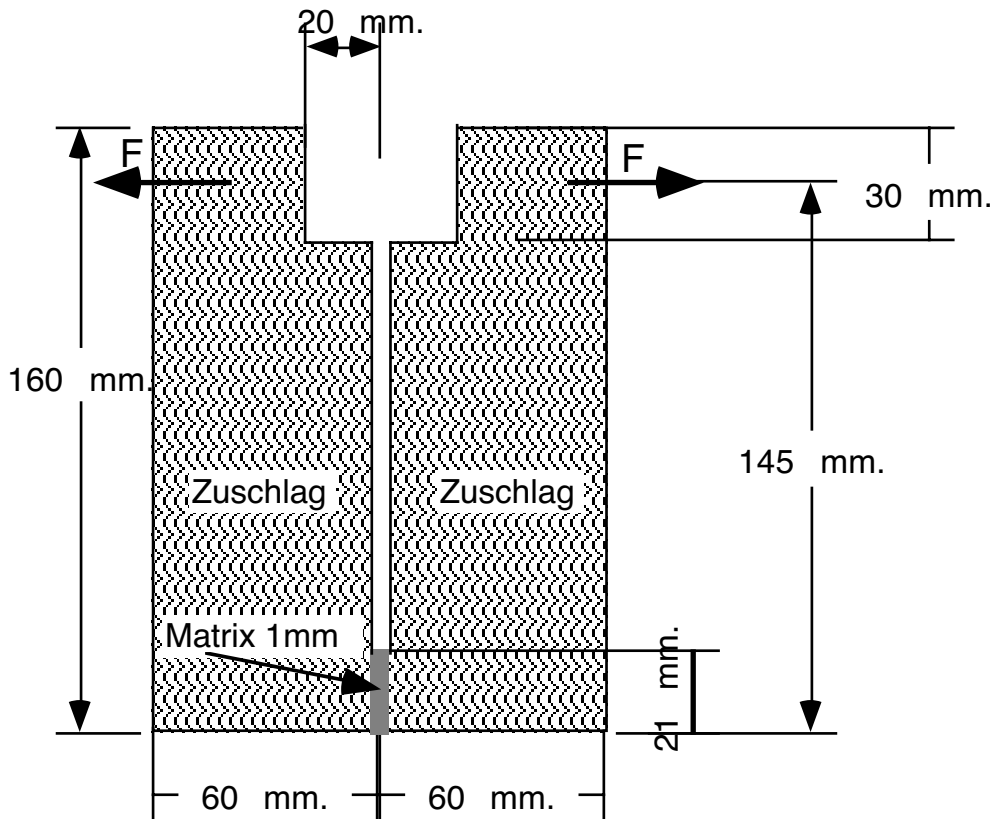


Abb. 3.44: Schematische Darstellung einer Probe aus zwei Hälften aus Kieselkalk, die mit einer Polymermatrix verklebt wurden

Probe Nr.	Versagensbeschreibung	gemessene Bruchenergie
1	stabiles Risswachstum durch den Übergangsbereich	246 N/m
2, 3	stabiles Risswachstum teilweise durch den Übergangsbereich und durch den Zuschlag	181 N/m (Mittelwert)
4	stabiles Risswachstum durch den Übergangsbereich	86 N/m
5, 6	stabiles Risswachstum teilweise durch den Übergangsbereich und hauptsächlich durch den Zuschlag	47 N/m (Mittelwert)

Tab.3.9: Beschreibung des Rissbildes und der Bruchenergie für verklebte Probenhälften aus Zuschlag

Mit diesen bruchmechanischen Untersuchungen konnte gezeigt werden, dass bei Rissfortschritt durch die Übergangszone zwischen Matrix und Zuschlag wesentlich mehr Bruchenergie verbraucht wurde wie bei der Rissausbreitung durch den Zuschlag. Aus der Anzahl der untersuchten Proben der ungefähren Gleichverteilung der Schädigungsbilder wurde deutlich, dass der Übergangsbereich nicht in gleichem Masse typisch ein Schädigungsbereich ist wie bei zementgebundenen zusammengesetzten Werkstoffen.

3.1.1.2 Mikroskopische Untersuchungen

In einer diese Arbeit begleitenden Diplomarbeit konnte Christen (Christen 1997) für Proben aus polymergebundener Matrix und darin eingebetteten zylindrischen Zuschlägen Abb. 3.45 aus Kieselkalk ebenfalls die starke Verbundwirkung zwischen diesen Werkstoffen messen. Neben Kieselkalk als Zuschlagsstoff wurden zylindrische Zuschläge aus Sandstein und Porenbeton untersucht.

Die Untersuchungen der Proben gemäss Abb. 3.45 unter dem Lichtmikroskop und im Elektronenmikroskop (vgl. Kap. 3.2.2.1) mit der in-situ-Prüfmaschine (vgl. Kap.3.2.2.2) zeigen deutlich Schädigungen der eingebrachten Zuschläge. In Abb. 3.47 ist die Auswertung des im Elektronenmikroskop aufgenommenen Bildes als Beispiel dargestellt. Im Übergangsbereich zwischen Zuschlag und Matrix konnten keine Schädigungen beobachtet werden. Rissumlenkung um die eingebrachten zylindrischen Zuschläge konnte nicht gefunden werden. Nach dem vollständigen Versagen des Zuschlags war ein Rissfortschritt in die Matrix am unteren Pol des Zuschlags zu beobachten.

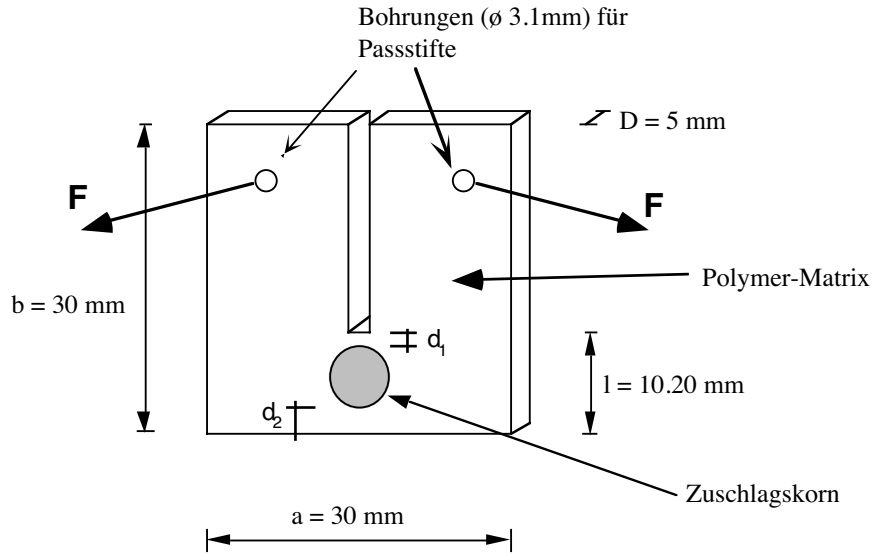


Abb. 3.45: Schematische Darstellung der Probe nach Christen (Christen 1997)

Die Beobachtungen in einem Elektronenmikroskop konnten die grosse Adhäsionswirkung zwischen dem Bindemittel aus einem Reaktionsharz-Härter-System und den Zuschlägen aus Kieselkalk bestätigen. In vielen Proben war die Rissbildung wie in Abb. 3.46 zu sehen. Abb. 3.46 zeigt die Rissbildung in einem heterogenen Gefüge aus einer Reaktionsharzmatrix und Zuschlägen aus Kieselkalk. Erkennbar ist hier, dass der entstandene Riss durch die Zuschläge hindurch geht. Die dunkle Zone oben im Bild ist der Kerbgrund der Keilspaltprobe.

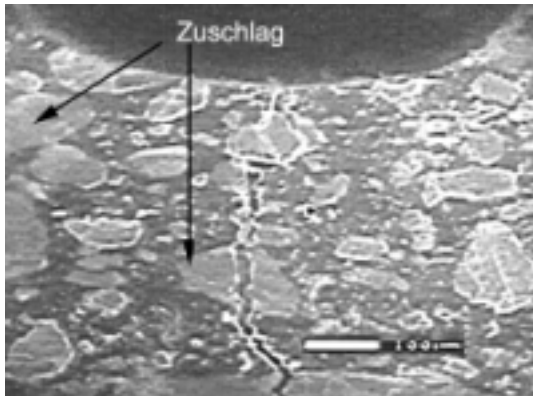


Abb. 3.46: Rissfortschritt in einer Polymermatrix mit Grösstkorn 0.2 mm und einem zyl. Zuschlag aus Kieselkalk

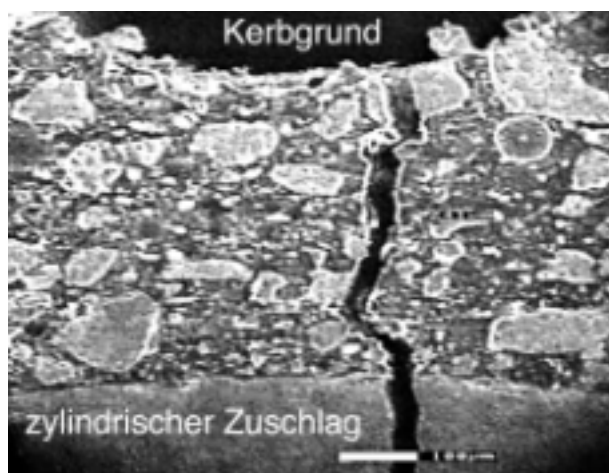


Abb. 3.47: Schädigung des einer Polymermatrix mit Grösstkorn 0.2 mm und einem zylindrischen Zuschlag aus Sandstein

Die hohe Verbundwirkung bei Bindemitteln aus einem Reaktionsharz-Härtersystem konnte durch eine weitere Versuchsreihe an Proben gemäss Abb. 3.48 bestätigt werden. Bei einer Keilspaltprobe mit 30 mm Kantenlänge und 5 mm Dicke wurde in die bindende Matrix aus Polymer mit Feinzuschlägen bis 0.2 mm Grösstkorn ein quaderförmiger Zuschlag eingegossen. Die Lage des Zuschlags ist um 45° zur horizontalen Achse verdreht. Die Aushärtungsbedingungen wurden bei allen Proben derart gewählt, dass sie der Realität, wie bei der Herstellung dieses Spezialbetons z.B. für Maschinenfundamente, entsprachen.

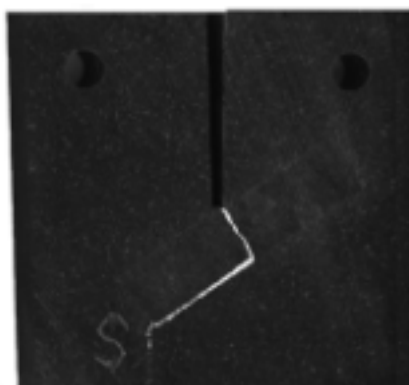


Abb. 3.48: Probe aus Polymermatrix und eingebettetem Zuschlag aus Kieselkalk

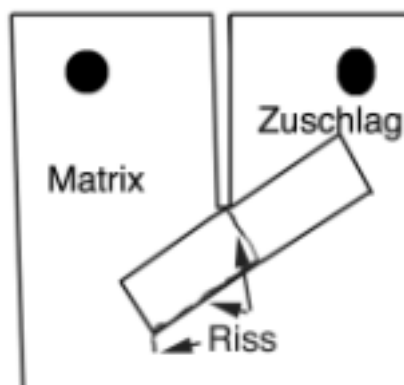


Abb.:3.49: Schematische Darstellung der Probe aus Abb. 3.48

3.1.2 Charakterisierung vom Polymerbeton auf dem Mesoniveau (numerischer Beton)

Um realistische Aussagen über einen heterogenen Werkstoff wie Polymerbeton machen zu können, muss man der realistischen Gefügestruktur Rech-

nung tragen. Auf dem Meso-Gefügeniveau (vgl. Kapitel 2.1.2.2) lässt sich die realistische Gefügestruktur und ggf. die Übergangszone abbilden.

Unter Berücksichtigung der Kornverteilung bei dem untersuchten Polymerbeton wurden Netze aus finiten Elementen generiert, die es erlauben, die effektiven Werkstoffeigenschaften von Mörtel und Beton zu berechnen. Als Matrix wurde ein Gemisch aus Reaktionsharz und Gesteinsmehl betrachtet. Die elastischen Werkstoffkenngrössen der Komponenten der zusammengesetzten Matrix sind wie folgt:

$$E_M = 9000 \text{ N/mm}^2, E_A = 90000 \text{ N/mm}^2$$

$$\nu_M = 0.33, \nu_A = 0.2$$

Als Polymermörtel wurde ein Gefüge eingeführt, das 0.2 mm bis 2 mm Grösstkorn hat – Mörtel. In diesem Mörtelgemisch war die Volumenkonzentration von Zuschlägen 35% (s. Abb. 3.50). Die hiermit ermittelten effektiven Werkstoffeigenschaften wurden in einem zweiten Schritt als Werkstoffeigenschaften der Matrix in ein Gefüge – dem Beton – mit einer Kornverteilung (nach Fuller – vgl. Gl 2.4) von 2 mm bis 16 mm und einer Volumenkonzentration von Zuschlägen von 49% (s. Abb. 3.51) verwendet. Hierfür wurden die elastischen Werkstoffkenngrössen der Komponenten wie folgt gewählt:

$$E_M = 19331 \text{ N/mm}^2, E_A = 90000 \text{ N/mm}^2$$

$$\nu_M = 0.25, \nu_A = 0.2$$

Mit 15134 finiten Elementen konnten die zur Berechnung notwendigen Netze generiert werden. Bei den Berechnungen wurde von einem idealen Verbund zwischen der Matrix und den Zuschlägen ausgegangen.

Um die effektiven mechanischen Kenngrössen zu berechnen, wurden die in Abb. 3.50 und Abb. 3.51 dargestellten Gefüge um einen Wert von 0.5% verformt und die sich daraus ergebenden Knotenkräfte summiert. Die Summe geteilt durch die Einheitsdicke mal der Kantenlänge des betrachteten „Probekörpers“ ergibt die Spannung. Durch Belastung der numerisch erzeugten Struktur in zueinander orthogonalen Richtungen konnte gezeigt werden, dass sich die erhaltenen Werte nicht nennenswert unterscheiden. Daraus lässt sich folgern, dass die in den numerischen Analysen verwendeten Strukturen bzgl. des repräsentativen Volumens ausreichend gross gewählt waren. In Tab. 3.10 sind die Ergebnisse der numerischen Simulationen und der experimentellen Untersuchung gegenübergestellt. Daneben wird mit den Ergebnissen verglichen, die mittels der in Kapitel 2.1.4 vorgestellten analytischen Modelle errechnet wurden.

	Mörtel	Beton
E-Modul gemessen (N/mm ²)	15800	34500
E-Modul berechnet (N/mm ²)	19331 dieser Wert wird für die weitere analyt. und num. Berechn. verwendet	39184
E-Mod. nach Hashin (N/mm ²)	16223	37252
E-Mod. nach Hirsch (N/mm ²)	19439	39714
E-Mod. nach Counto (N/mm ²)	17931	38920
E-Mod. nach de Larrad (N/mm ²)	19007 mit $g^* = 0.703$	41445 mit $g^* = 0.69$

Tab. 3.10: Werkstoffkenngrößen der Komponenten für die elastischen Analysen
 (E_M : E-Modul der Matrix, E_A : E-Modul des Zuschlags)

Zur numerischen Berechnung der effektiven thermischen Eigenschaften des Polymerbetons wurden die Werkstoffeigenschaften der Komponenten, wie in Tab. 3.11 dargestellt, eingeführt.

	Matrix	Mörtel	Zuschlag
Elastizitätsmodul [N/mm ²]	7000	20000	74300
Querdehnzahl	0.33	0.25	0.23
Wärmeausdehnungskoeffizient 10 ⁻⁶ [1/K]	45	20.5	8
Wärmeleitfähigkeit 10 ⁻⁶ [J/hmmK]	0.6	1.8	13.5
Wärmekapazität [J/Kmm ³]	0.0035	0.003	0.0026
Dichte [N/mm ³]	0.0016	0.002	0.0027

Tab. 3.11: Werkstoffkenngrößen der Komponenten für die thermischen Analysen

Dabei wurde angenommen, dass die Komponenten in idealem Verbund zueinander stehen. In der berechneten Spannungs-Verformungsanalyse wurde dem Gefüge Wärme zugeführt, um vom Ausgangszustand (20°C) eine Temperaturerhöhung von 5°C zu erreichen.

Die Simulationen haben gezeigt, dass sich bei einer Temperaturerhöhung von 5°C Zugspannungen ergeben, die ungefähr 13% der Zugfestigkeit von dem untersuchten Polymerbeton betragen. Gemäss den Untersuchungen zur Charakterisierung der Übergangszone zwischen der Matrix aus Reaktionsharz und den Zuschlägen, z.B. aus Kieselkalk (vgl. Kap. 3.1.1), wird die Übergangszone dadurch nicht geschädigt. In den Untersuchungen im Rahmen des Projekts „Epoxy Polymer Concrete for Precision Engineering“ (E-POC 1995) konnte gezeigt werden, dass bei geregelter Wärmezufuhr während der Aushärtungsphase von Polymerbeton die thermischen Gradienten weitestgehend eliminiert werden können. Somit kann man annehmen, dass für Präzisionsbauteile aus Polymerbeton ein Schädigungsrisiko durch die Werkstoffinkompatibilität der Komponenten während der Herstellungsphase, unter Berücksichtigung der Temperierung des Gemisches, auszuschliessen ist.

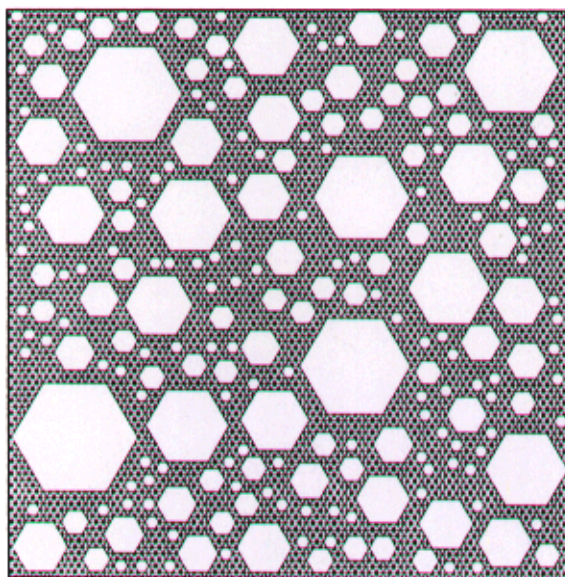


Abb. 3.50: Generiertes FE Netz mit $0.2 \text{ mm} \leq D \leq 2 \text{ mm}$ (1. Schritt), Kantenlänge 8 mm

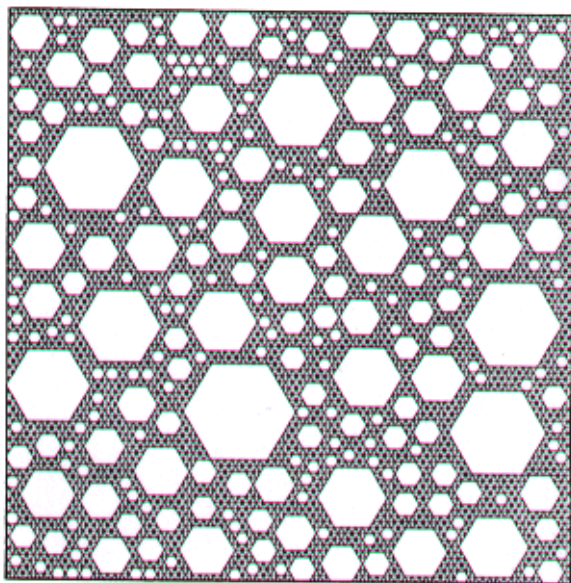


Abb. 3.51: Generiertes FE Netz mit $2 \text{ mm} \leq D \leq 16 \text{ mm}$ (2. Schritt), Kantenlänge 200 mm

3.1.3 Konzentrierte und verdünnte Mischungssysteme und Vergleich mit den analytischen Modellen

Im Rahmen einer Versuchsserie wurde der Einfluss der Volumenkonzentration von Zuschlägen unter Variation der Wasser-Zementwerte auf den effektiven Elastizitätsmodul und die Bruchenergie an verschiedenen Mörteln untersucht. Folgende Wasser-Zementwerte wurden betrachtet: 0.38, 0.42 und 0.46.

Für den w/z -Wert 0.38 wurde die Volumenkonzentration der Zuschläge für folgende Konzentrationen eingestellt:

0% – reiner Zementstein, 25%, 35%, 40%, 45%, 47.5%, 50%, 55%, 60% und 65%

Für den w/z -Wert 0.42 wurde die Volumenkonzentration der Zuschläge für folgende Konzentrationen eingestellt:

0% – reiner Zementstein, 25%, 35%, 40%, 42.5%, 45%, 47.5%, 50%, 52.5%, 55%, 57.5%, 60%, 62.50%, 65%, 70% und 75%

Für den w/z -Wert 0.46 wurde die Volumenkonzentration der Zuschläge für folgende Konzentrationen eingestellt:

0% – reiner Zementstein, 25%, 35%, 40%, 45%, 47.5%, 50%, 55%, 60% und 65%

Für diese Mörtel wurde die Sieblinie nach Fuller verwendet, mit einem Grösstkorn von 2 mm. Um Schädigungen durch Schwinden möglichst zu vermeiden, wurden alle Proben 14 Tage unter Wasser und weitere 14 Tage im Feuchtraum bei 75% relativer Feuchtigkeit gelagert. Bei der Herstellung der Proben mit niederem Gehalt an Zuschlägen wurde darauf geachtet, dass keine Entmischung stattfinden konnte. 28 Tage nach der Herstellung wurden die Mörtelproben geprüft.

3.1.3.1 Elastizitätsmodul

Um den Elastizitätsmodul der Zuschlagsstoffe zu bestimmen, wurden aus grossen Kieselsteinen, die den gleichen Ursprung haben wie die im Mörtel verwendeten Zuschläge, zylindrische Proben herausgebohrt. Der ermittelte Wert des Elastizitätsmoduls der Zuschläge ist 64000 N/mm^2 . Der Mittelwert wurde aus 5 Proben bestimmt. Die Bestimmung des Elastizitätsmoduls für die Zementsteinproben mit den verschiedenen w/z -Werten wurde wie auch bei den Mörtelproben an 3 Probekörpern gemessen. In Tab. 3.12 sind die Ergebnisse dieser Messungen zusammengestellt.

Wasser-Zementwert	Elastizitätsmodul der Matrix (N/mm^2)
$w/z = 0.38$	$E_M = 19560$
$w/z = 0.42$	$E_M = 16844$
$w/z = 0.46$	$E_M = 15838$

Tab. 3.12: Elastizitätsmodul der Matrix bei verschiedenen w/z -Werten und der Zuschläge

In den Abbildungen 3.52 bis 3.54 sind die experimentell bestimmten Werte für die Proben als Funktion der Volumenkonzentrationen an Zuschlägen dargestellt. In den Diagrammen sind jeweils auch die Funktionen des Parallel-, Serienmodells und des Modells nach Hashin eingetragen. In Kapitel 2.1.4 wurden diese Modelle vorgestellt.

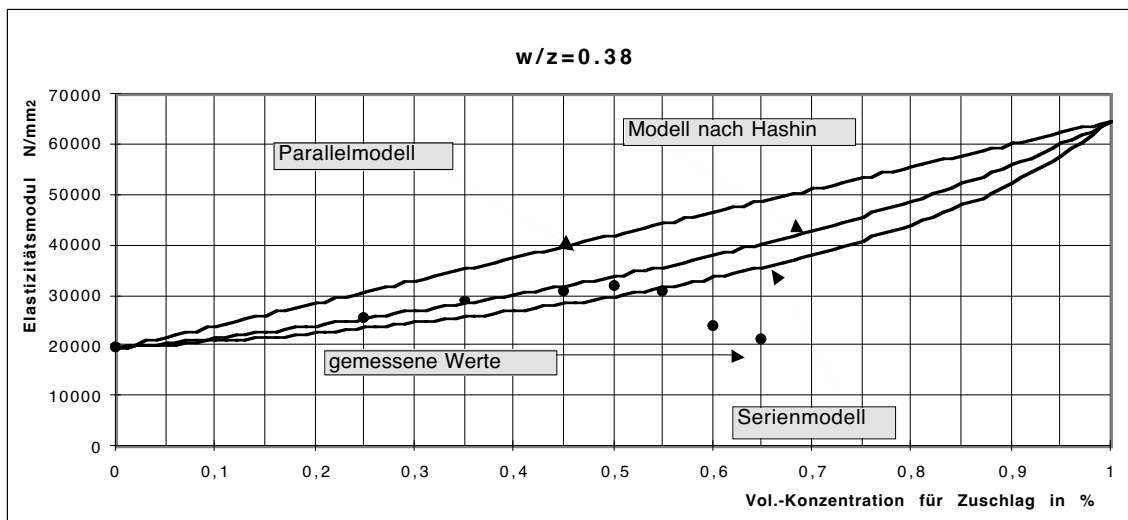


Abb.2.52: Gemessener Elastizitätsmodul als Funktion der Volumenkonzentration im Vergleich zu den Werten analytischer Modelle für $w/z = 0.38$

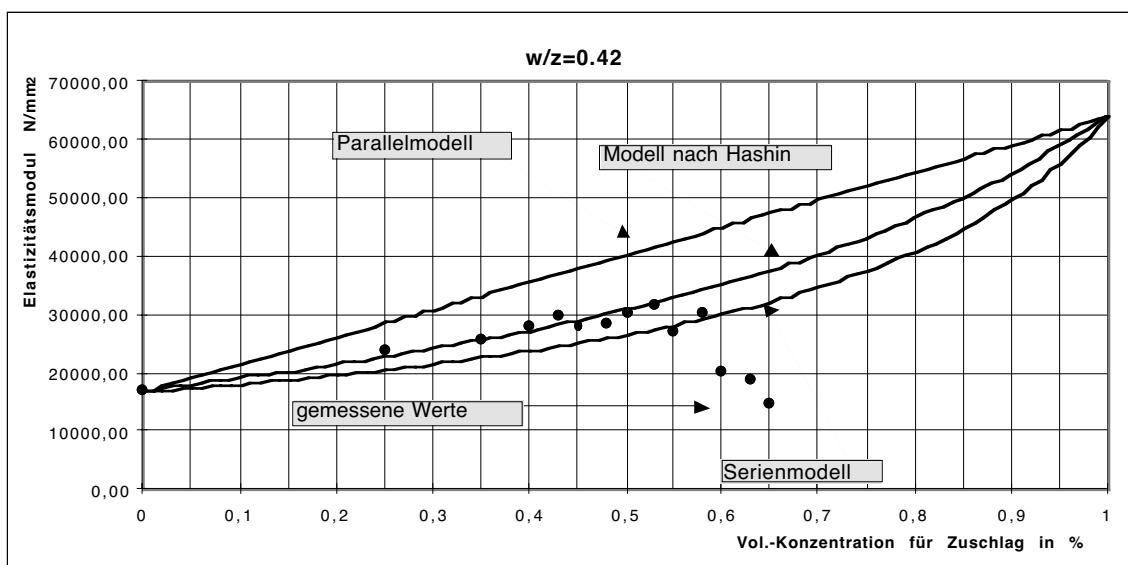


Abb. 3.53: Gemessener Elastizitätsmodul als Funktion der Volumenkonzentration im Vergleich zu den Werten analytischer Modelle für $w/z = 0.42$

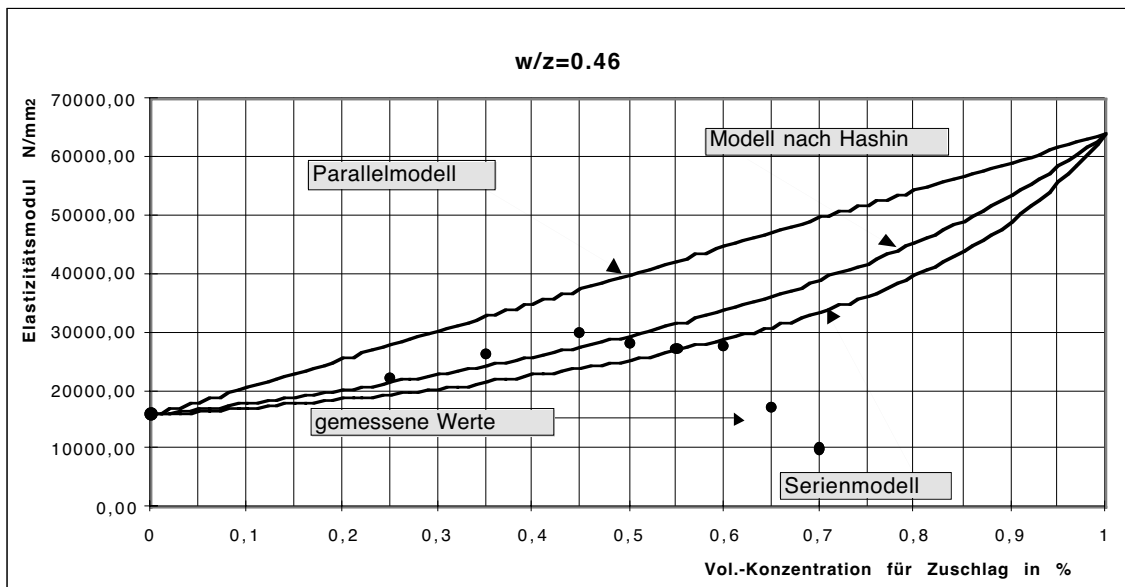


Abb. 3.54: Gemessener Elastizitätsmodul als Funktion der Volumenkonzentration im Vergleich zu den Werten analytischer Modelle für $w/z = 0.46$

3.1.3.2 Bruchenergie

In Abb. 3.55 ist die spezifische Bruchenergie für einen Mörtel mit $w/z = 0.42$ als Funktion der Volumenkonzentration dargestellt. Die Bruchenergie wurde mittels des Keilspaltversuches (Brühwiler et al. 1990) bestimmt.

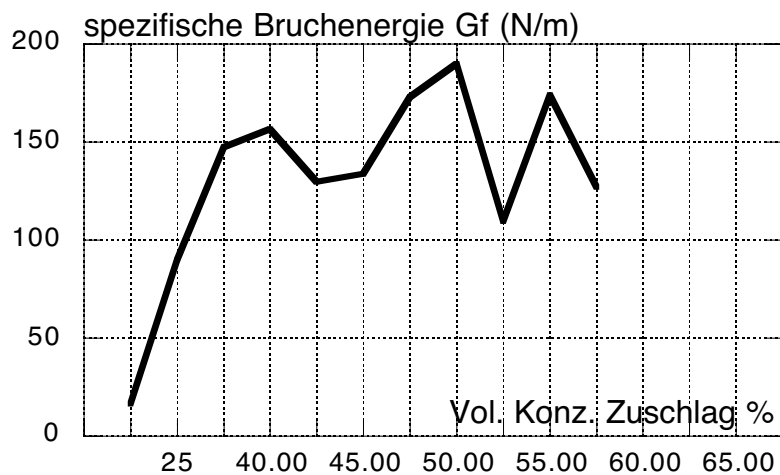


Abb. 3.55: Spezifische Bruchenergie G_f als Funktion der Volumenkonzentration für $w/z = 0.42$

3.1.3.3 Vergleich der experimentellen Ergebnisse mit den Aussagen der analytischen Modelle

In den Abbildungen 3.52 bis 3.54 kann man einen Anstieg des Elastizitätsmoduls mit zunehmender Volumenkonzentration von Zuschlägen erkennen, bis eine bestimmte Volumenkonzentration erreicht wird. Danach fällt der Wert für den Elastizitätsmodul stark ab. Die Abnahme der Steifigkeit lässt sich nach den analytischen Modellen zur Beschreibung der effektiven Werkstoffeigenschaften nicht erklären.

Die Messungen der spezifischen Bruchenergie an Probekörpern mit verschiedenen Volumenkonzentrationen von Zuschlägen zeigen, dass bei steigendem Volumengehalt die Bruchenergie ab einer Volumenkonzentration von Zuschlägen abnimmt. Dieser Effekt deutet ebenfalls auf eine Schädigung des unbelasteten Gefüges hin.

Eine plausible Erklärung dieses Phänomens ist, dass sich ab einem bestimmten Wert der Volumenkonzentration eine Schwächung der bindenden Matrix einstellt. Um diese Erklärung zu stützen, wurde die Porosität an zylindrischen (Durchmesser = 20 mm; Höhe = 20 mm) Mörtelproben mit Hilfe der Vakuumporosimetrie bestimmt. In Abb. 3.56 sind die gemessenen Porositäten für einen w/z -Faktor von 0.42 als Funktion der Volumenkonzentration dargestellt. Ab einer Konzentration von Zuschlägen über 60% ist ein deutlicher Anstieg messbar. Dieser Effekt erklärt den Verlust an Steifigkeit der Proben.

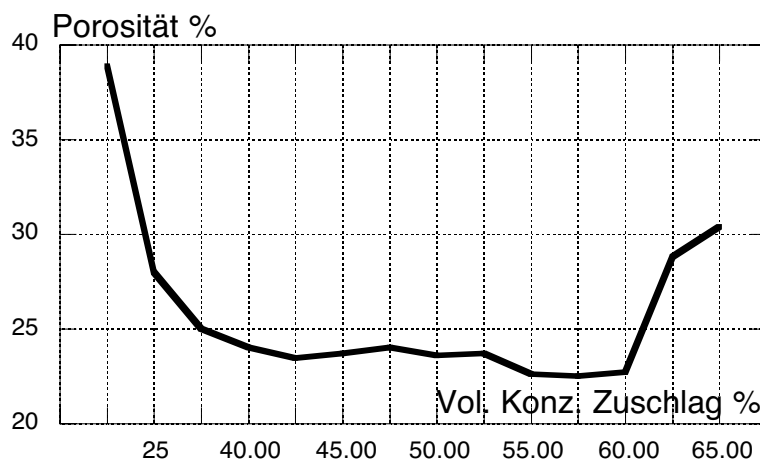


Abb. 3.56: Mittels Vakuumdruckporosimetrie gemessene Porosität nach 28 Tagen für $w/z=0.42$

3.2 Rissbildung

Die Bestimmung der Bruchprozesszone in zusammengesetzten Werkstoffen ist schwierig. Um die Entwicklung einer Bruchprozesszone und den Rissfortschritt unter zunehmender Last beobachten zu können, müssen zerstörungsfreie Prüfmethode eingesetzt werden. Im Rahmen dieser Arbeit wurden Versuche an Polymer- und Zementmörteln mit Hilfe einer speziell entwickelten in-situ-Prüfmaschine in der Probenkammer eines Elektronenmikroskops durchgeführt. Diese Prüfmaschine erlaubt es, Keilspaltversuche an Proben der Dimension 30x30x5 mm durchzuführen. In einer weiteren Untersuchung wurden mit Hilfe der elektronischen Laserinterferometrie an Proben aus Polymermörtel und Polymerbeton die Bruchprozesszone und die Risslängen bestimmt. Die Versuche sollen zeigen, dass das Versagen dieser Werkstoffe unter Last durch das fiktive Rissmodell nach Hillerborg (Hillerborg et al. 1976) realistisch beschrieben werden kann. Hierbei wird angenommen, dass durch den fiktiven Riss Zugkräfte übertragen werden können. Es war das Ziel, Mechanismen zu beobachten, die dazu beitragen, dass in der Bruchprozesszone Bruchenergie verbraucht wird. In numerischen Simulationen wurde dieses Rissmodell verwendet. Der Vergleich zwischen den Beobachtungen und Messungen mit den Ergebnissen aus den numerischen Simulationen soll dazu dienen, die getroffenen Annahmen in den numerischen Arbeiten zu validieren.

Knab (Knab et al. 1986) hat Methoden zusammengefasst, die es erlauben, die Bruchprozesszone zu beobachten. Hu (Hu 1995), (Hu et al. 1993) verwendete erfolgreich die „multi-cutting technique“ an, um die effektive Länge der Bruchprozesszone zu bestimmen. Um ebenfalls die Ausbreitung der Bruchprozesszone zu bestimmen, hat Rastogi (Rastogi et al. 1994) mittels der optischen Interferometrie eine Methode verwendet, die der in dieser Arbeit verwendeten ähnlich ist.

Die ersten Arbeiten zur Beobachtung von Rissbildung an Proben unter dem Elektronenmikroskop sind die von Mindess (Mindess et al. 1980) und Diamond (Diamond et al. 1983).

3.2.1 Probenherstellung

3.2.1.1 Polymer- und Zementmörtelproben

Für die Untersuchungen der Bruchprozesszone wurden Mörtelproben aus Zement- und Polymermatrix hergestellt. Der Zuschlag, mit einem Grösstkorn von 200 μm , aus gebrochenem Korn aus Kieselkalk war für die beiden Probetypen der gleiche. Für beide Mörtel wurde eine Volumenkonzentration vom Zuschlag zu 35% gewählt. Das entspricht ungefähr der Volumenkonzentration von Feinmörtel in gewöhnlichen Betonen. Die Proben wurden in Standardschalungen (160x160x40 mm) gegossen. Mit einer Spezialsäge wurde die Form der Keilspaltproben zugesägt. Die Einkerbung der Proben wurde mit einem mit Diamanten besetzten Draht eingesägt und damit eine Ligamentlänge von 10 mm eingestellt. Abb. 3.57 zeigt die geometrische

Form der Proben schematisch, die mit Hilfe der in-situ Prüfmaschine geprüft wurden.

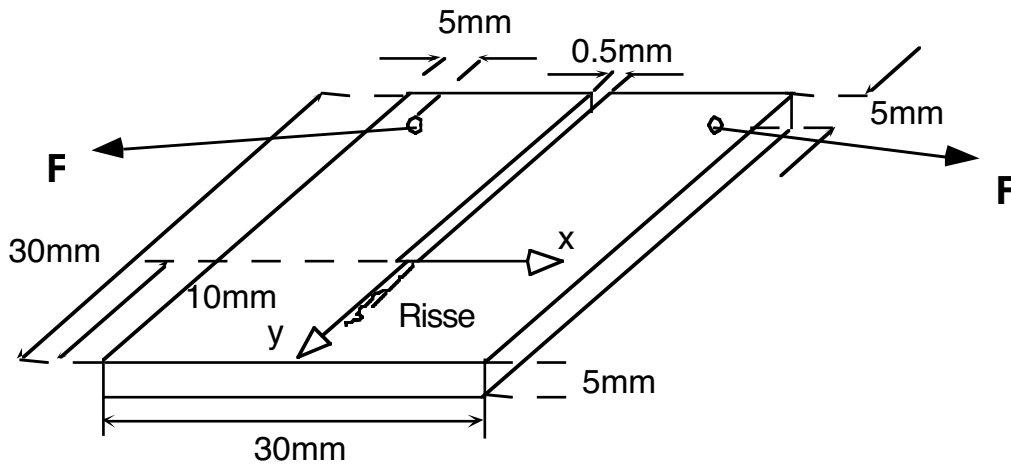


Abb. 3.57: Schematische Darstellung der Keilspaltproben für die untersuchten Werkstoffe

3.2.1.2 Polymerbetonproben

Die Proben aus Polymerbeton wurden mit Hilfe der Produktionsanlagen der Firma Studer hergestellt und am IBWK der ETH im Rahmen der Probenvorbereitung gesägt. Der Polymerbeton war zusammengesetzt aus 85 Vol.% gebrochenem Zuschlag und einem Epoxidharz-Härter-System als bindende Matrix. Das Korngerüst war entsprechend der Sieblinie nach Fuller gewählt worden.

3.2.2 Versuchsdurchführung

3.2.2.1 Rasterelektronenmikroskop

Die Elektronen-Mikroskopie kam in den 30er Jahren durch die Einführung des Durchstrahlungselektronenmikroskops (Knoll und Ruska, 1932) und des Rasterelektronenmikroskops (Knoll, 1935) auf und erhöhte die mikroskopische Auflösung in jenen Bereichen, in denen das Lichtmikroskop an seine Grenzen stieß. Im Gegensatz zum Durchstrahlungselektronenmikroskop, welches nur elektronentransparente, entsprechend dünne Probenscheiben, untersuchen kann und nur eine geringe Tiefenschärfe erreicht, kann das Rasterelektronenmikroskop auch Bilder von massiven Proben mit einer grossen Tiefenschärfe liefern.

Rasterelektronenmikroskope (SEM Scanning Electron Microscope) bestehen aus:

- einer Elektronensäule, in welcher ein Elektronenstrahl gebildet wird,
- einer Probenkammer, wo sich der Elektronenstrahl und die Probe gegenseitig beeinflussen,
- Detektoren, die die verschiedenen Signale, welche aus dem Zusammenwirken von Elektronenstrahl und Probe resultieren, überwachen,
- und einem optischen System, welches aus den Signalen ein Bild erzeugt.

Mit einem ESEM (ESEM Environmental Scanning Electron Microscope) ist es möglich, feuchte und verunreinigte Proben zu untersuchen. Gleichzeitig reduziert sich auch der Aufwand zur Probenvorbereitung bzw. der Bearbeitung derer Oberflächen (Ollivier 1985). Der relativ hohe Gasdruck in der Probenkammer (Danilatos et al. 1979) erlaubt es, elektrisch nicht leitende Oberflächen zu untersuchen. Dafür muss

- die Umgebung der Elektronensäule (unter Hochvakuum) von der Umgebung der Probenkammer getrennt sein;
- ein Detektor eingesetzt werden, der in einer Niedervakuum-Umgebung funktioniert.

Spezielle Blenden (PLA's, multiple Pressure Limiting Apertures) trennen die Probekammer von der Säule. Die Elektronensäule verbleibt im Hochvakuum (10⁻⁵ Torr), wogegen die Probekammer Drücke von bis zu 50 Torr aushalten kann (1 Torr = 133 Pascal = 1.33 mbar).

Am Institut für Baustoffe, Werkstoffchemie und Korrosion der ETH Zürich wird ein ESEM betrieben, das im Rahmen dieser Arbeit zur Untersuchung der Bruchprozesszone an heterogenen Werkstoffen eingesetzt wurde. In der Probenkammer wurde während der Untersuchungen ein konstanter Druck von 1 - 2 Torr bei einer Temperatur von 25°C eingestellt und kontrolliert.

Für die Untersuchungen an den Zementmörtelproben wurden die Primärelektronen auf 17 keV und im Falle der Polymermörtelproben auf 18 keV beschleunigt.

In Abb.3.58 ist die verwendete Versuchsanordnung gezeigt und bezeichnet.

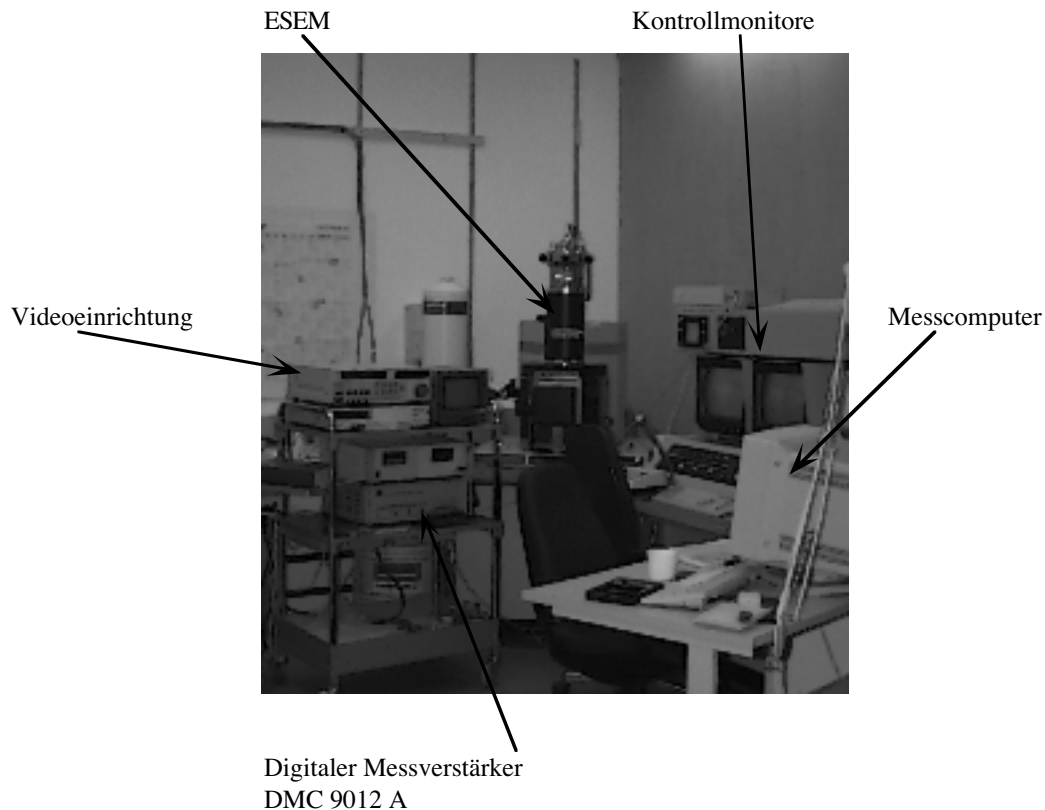


Abb. 3.58: Versuchsanordnung an Elektronenmikroskop

3.2.2.2 In-situ-Prüfmaschine

In Zusammenarbeit mit der Kammrath & Weiss GmbH (<http://www.kammrath-weiss.de>) wurde eine Prüfmaschine für die in dieser Arbeit vorgestellten Versuche entwickelt, die es erlaubt, in der Probenkammer des ESEM bruchmechanische Versuche an Werkstoffproben durchzuführen. Die Prüfmaschine besteht aus einem steifen Rahmen (Abb. 3.59/5), der die Probe (Abb. 3.59/3) trägt, und einem Keil (Abb. 3.59/4), um die Probe zu belasten. Die Be- und Entlastung der Probe wird von aussen mittels einer Fernbedienung geregelt. Der Keil hat einen Keilwinkel von $\alpha=15^\circ$. Damit ist die Prüfmaschine jener sehr ähnlich, die im Allgemeinen für die Keilspaltversuche verwendet wird (Brühwiler 1988). Die Prüfmaschine in der Probenkammer ist auf einen von aussen steuerbaren Koordinatentisch montiert, damit die Beobachtungsposition, der zu untersuchenden Probe bestimmt werden kann. Die Position der Probe bleibt während der Be- und Entlastung durch die gegenläufig drehenden Spindeln (Abb. 3.59/6) konstant. Mit Hilfe der an der Prüfmaschine montierten Kraftmessdose (Abb. 3.59/1) und des Wegaufnehmers (Abb. 3.59/2) können die Spaltkraft und die Verformung der Probe während der Be- und Entlastung über eine vakuumsichere Kabelsteckverbindung nach aussen (Abb. 3.59/7) übergeben werden. In Abb. 3.59 ist ein Foto der Prüfmaschine gezeigt.

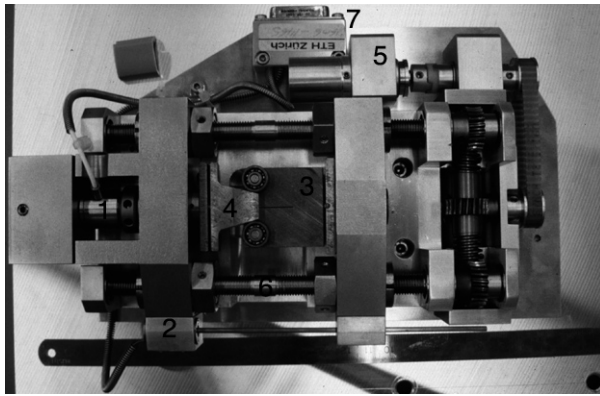


Abb. 3.59: In-situ-Prüfmaschine

Über eine RS232/422-Schnittstelle werden das Kraft- und Wegsignal während eines Versuchs auf einen Messcomputer übergeben. Ein geeignetes Programm übernimmt diese Daten und ermöglicht eine permanente Kontrolle der gemessenen Daten.

Gegenüber Versuchen, die über einen geschlossenen Regelkreis verformungsgesteuert durchgeführt werden, ist hierbei die Regelung über die visuelle Beobachtung der Rissbildung gewährleistet. Der Beobachter ist dadurch in der Lage, sehr präzise die aufgebrachte Verformung zu steuern. Stabiles Risswachstum kann gut erreicht werden. Das Videosignal der Kontrollmonitore kann auf VHS Videos aufgezeichnet werden. Daneben steht eine Polaroidkamera zur Verfügung, um die Beobachtungen zusätzlich zu dokumentieren.

In Abb.3.60 ist die Versuchsanordnung schematisch dargestellt.

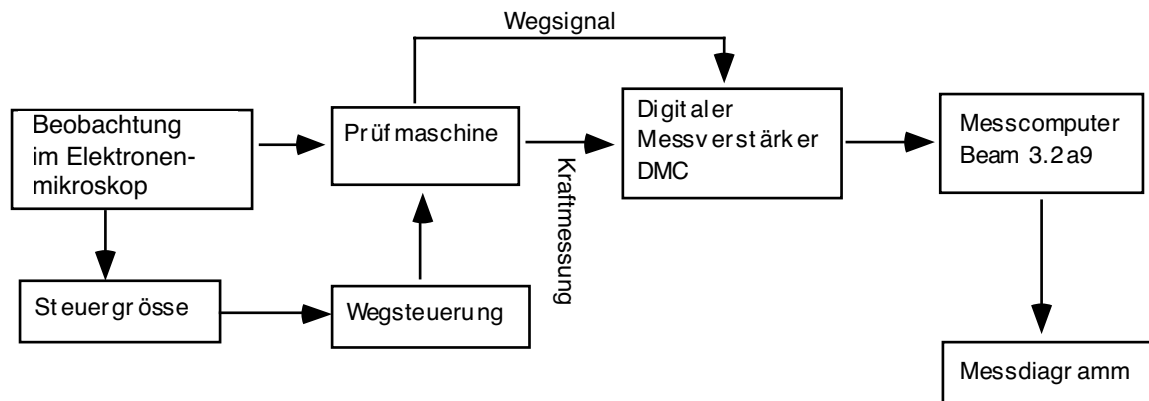


Abb. 3.60: Schematische Darstellung der Versuchsanordnung

Folgende Hard- und Software wurde für die Durchführung der Versuche verwendet:

Messcomputer:	Macintosh
Software:	Beam Programmversion 3.2a9
Messverstärker:	Digitaler Messverstärker DMC 9012 A von HBM – „Hottinger Baldwin Messtechnik Darmstadt“

Bevor die zu untersuchenden Proben belastet wurden, wurden diese im Elektronenmikroskop auf eventuelle Vorschädigungen hin untersucht. Besonderen Wert wurde dabei auf den Kerbgrund gelegt. Während der Versuche wurden die Proben laufend auf erkennbare Schädigung untersucht. Dabei wurde die Last konstant gehalten. Informationen, wie die abgelaufene Messzeit, die jeweilige Spaltkraft, die Rissaufweitung konnten jederzeit über den Messcomputer, die Videoeinrichtung bzw. die Fotokamera dokumentiert werden. Aus Gründen der Handhabung bzw. der Auswertung, hat es sich als hilfreich erwiesen, die momentanen Beobachtungen bzw. Kraft-, Weg-, Zeit- und Koordinateninformationen als Audisignal auf das Videoband aufzunehmen.

Auf dem Foto in Abb.3.61 sieht man die geöffnete Probenkammer des ESEM mit eingebauter Prüfmaschine.

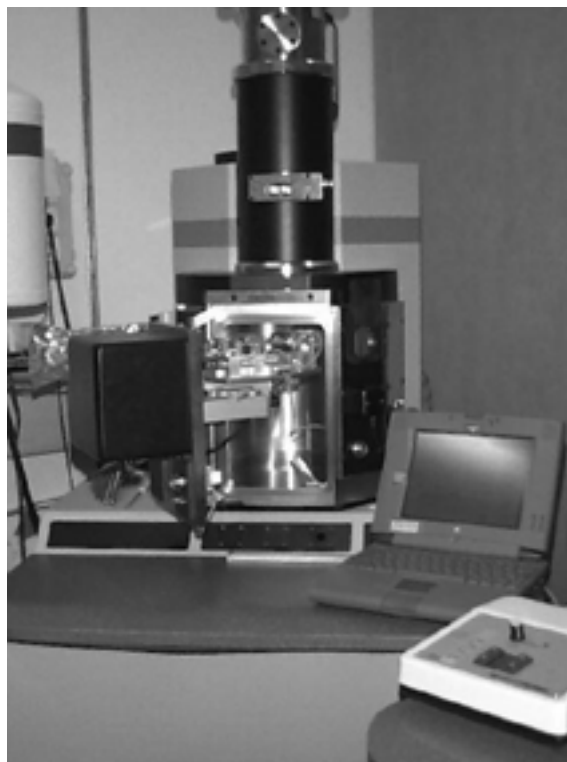


Abb. 3.61: Geöffnete Probenkammer mit eingebauter Mikroprüfmaschine

3.2.2.3 Die ESPI Messtechnik

Um die Ausbildung der Bruchprozesszone zu bestimmen, werden häufig berührungsfreie Messverfahren basierend auf Laserinterferometrie verwendet (Jacquot 1984), z.B. ESPI (Rostasy et al. 1990), (Jia and Shah 1994) und holographisches Moiré (Rastogi et al. 1994). Mittels Speckle Pattern Fotografie haben auch Horii und Ichinomiya (Horii et al. 1991) die Bruchprozesszone beobachtet.

Bei der Electronic Speckle Pattern Interferometrie misst man Vektorfelder der Verformungen von diffus streuenden Oberflächen (Jones et al. 1989). Das reflektierte Laserlicht zeigt ein stochastisch verteiltes und gekörntes Lichtintensitätsmuster, das durch die Mikrostruktur der Oberfläche des betrachteten Objektes bestimmt wird. Diese gekörnte Lichtintensitätsverteilung wird im Folgenden mit dem englischen Fachausdruck „speckle pattern“ beschrieben. In einem ESP Interferometer wird das reflektierte Licht einem Referenzstrahl überlagert. Das resultierende Interferenzmuster misst den Wegunterschied der beiden Lichtstrahlen in Vielfachen der Laserlichtwellenlänge λ . Dieses Interferenzmuster wird mit einer CCD-Kamera aufgenommen. Durch den Vergleich der Interferenzmuster vor und nach einer Belastung der Probe, ergibt sich die Möglichkeit, Verformungen zu messen. Die Beleuchtung des Messobjektes aus verschiedenen Richtungen, erlaubt es, alle drei kartesischen Komponenten des Verformungsvektors (u , v , w) zwischen zwei unterschiedlichen Lastzuständen zu bestimmen. Die Ergebnisse werden als Linien gleicher Verformung dargestellt (vgl. Abb. 3.62). Sich zeigende Starrkörperbewegungen (Rotationen und Translationen) können korrigiert werden, indem man synthetische Streifenmuster zu den Phasenbildern hinzuaddiert.

Das visualisierte Verformungsfeld in der Umgebung der Bruchprozesszone erlaubt es, den realen Riss, den fiktiven Riss, das Risswachstum und die Rissöffnung unter Be- und Entlastung zu beobachten.

Die 3D-ESPI Technik ermöglicht es, ein Verformungsfeld in der Ebene und Verformungen, die sich aus der betrachteten Oberfläche herausentwickeln, zu beobachten. Die Echtzeit-Beobachtung der Korrelationsstreifen erlaubt es, einen qualitativen Überblick über das Risswachstum zu bekommen. Die im Messkopf bzw. im Messcomputer integrierte Phasenverschiebungseinheit bzw. Bildverarbeitungsalgorithmen erlauben eine quantitative Bestimmung der Verformungsfelder.

Die Verformung aus der Objektebene heraus (w -Komponente) gibt Hinweise auf allfällige Probenbiegungen; sie zeigt aber auch die Querdehnung der Probe nahe der Risspitze.

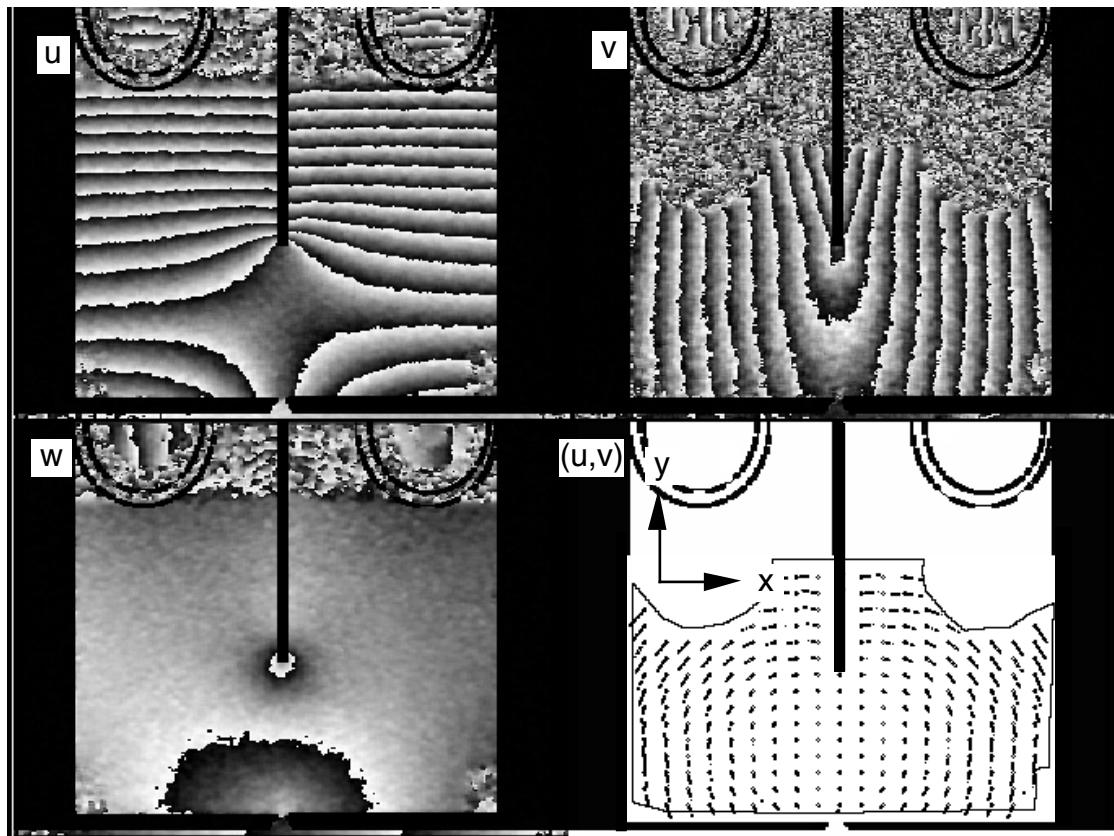


Abb. 3.62: 3D-ESPI Analyse – die Phasenbilder zeigen Linien gleicher x -, y - und z -Verschiebungen, das Vektordiagramm zeigt die Verschiebung in der x - y -Ebene

Das 3D-ESPI Interferometer wurde auf eine elektromechanische Prüfmaschine montiert, um die Ausbildung der Bruchprozesszone an Polymerbetonproben zu bestimmen. Die Proben wurden sequenziell von 3 Richtungen mit einem Argon Ionen Laser beleuchtet (Abb. 3.63). Bei den $300 \times 300 \times 80$ mm grossen Keilspaltproben wurde eine Fläche von $190 \times 140 \text{ mm}^2$ im Bereich des Ligaments beobachtet. Dort wurde der inkrementelle Verschiebungsvektor mit Hilfe der Phasenverschiebungstechnik gemessen. Die sich ergebenden Phasenbilder haben eine Auflösung von $0.52 \mu\text{m}$ pro Steifen (planar: u , v) und $0.44 \mu\text{m}$ pro Steifen aus der Ebene (w). Bestimmt wird diese Auflösung durch den Beleuchtungswinkel θ .

Die der Probe aufgeprägte Belastung und die Rissaufweitung wurden konventionell gemessen.

Neben diesen Messungen an Keilspaltproben aus Polymerbeton wurden auch Untersuchungen an Proben aus Polymermörtel durchgeführt. Dazu wurde die in-situ-Prüfmaschine (s. o.) auf einem vibrationsfreien optischen Messtisch betrieben. In Abb. 3.64 ist die Prüfmaschine (hier vertikal montiert) im Einsatz vor dem ESPI Messkopf, links im Bild, gezeigt.

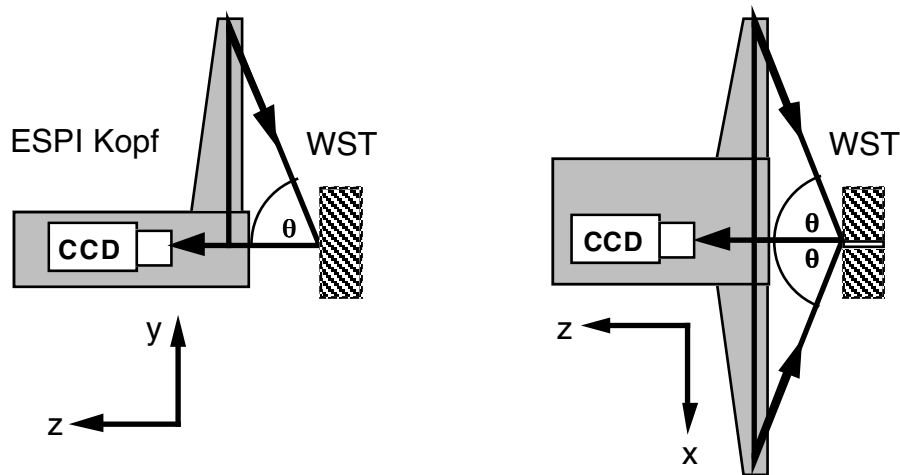


Abb. 3.63: Schematische Darstellung der Beleuchtung einer Keilspaltprobe (WST) und die Definition der Koordinatenachsen

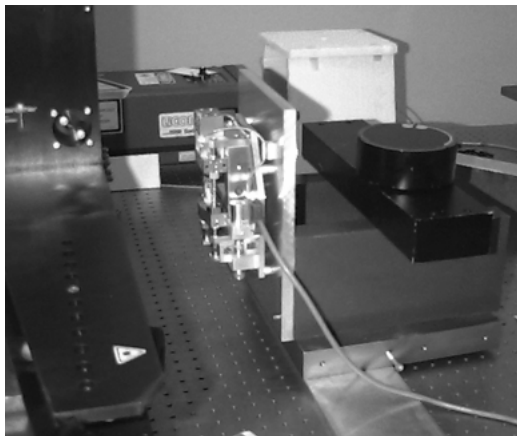


Abb. 3.64: In-situ-Prüfmaschine vor dem ESPI Messkopf

3.2.3 Experimentelle Ergebnisse

3.2.3.1 Last-Verformungsdiagramme

In Abb. 3.65 ist das Last-Verformungsdiagramm einer Probe aus Polymermörtel dargestellt, die auf der in Kap. 3.2.2.2 vorgestellten Prüfmaschine in-situ belastet und beobachtet wurde. Die im Diagramm markierten Stellen (1-2-3-4) kennzeichnen das entsprechende Lastübertragungsvermögen entlang der Dehnungs-Entfestigungslinie. An diesen Stellen wurden die beobachteten Rissbilder zur Dokumentation fotografiert (s. Abb. 3.67). In Abb. 3.66 ist ein entsprechendes Last-Verformungsdiagramm einer Probe aus Zementmörtel dargestellt. An den im Diagramm markierten Stellen (1-2-3-4-5) wurden die beobachteten Rissbilder ebenfalls dokumentiert (s. Abb. 3.69 und Abb. 3.70).

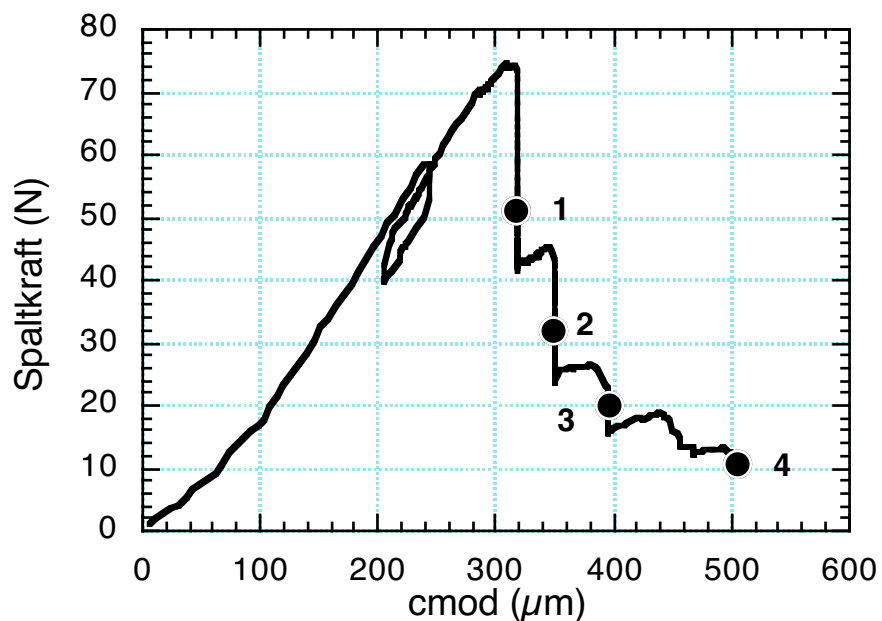


Abb. 3.65: Gemessene Last-Verformungskurve eines Polymermörtels mit den markierten Punkten, an denen der Rissfortschritt aufgenommen wurde (s. Abb. 3.67)

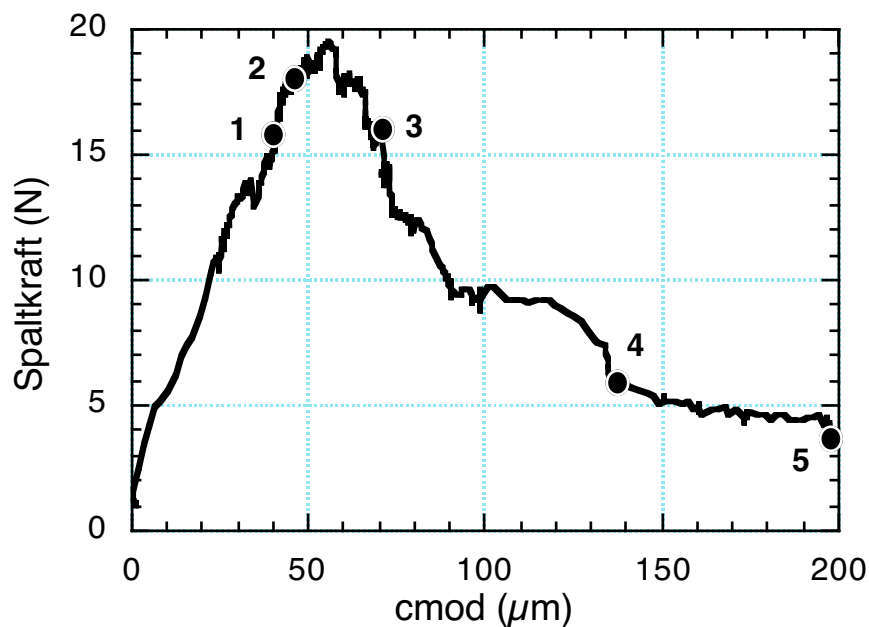


Abb. 3.66.: Gemessene Last-Verformungskurve eines Zementmörtels mit den markierten Punkten, an denen der Rissfortschritt aufgenommen wurde (s. Abb.3.69 und Abb. 3.70)

3.2.3.2 Aufweitung des fiktiven Risses

Zur Beobachtung der Rissentwicklung und der Aufweitung des fiktiven Risses in Polymermörtel wurde bei der betrachteten Probe ein Bereich gewählt, der ungefähr 1.8 mm neben dem Kerbgrund lag. Direkt nach Erreichen der Maximallast im Last-Verformungsdiagramm wurde ein Polaroidfoto aufgenommen (Stelle „1“ in Abb. 3.65). Ein kontinuierlicher Riss konnte beobachtet werden. Es ist offensichtlich, dass pro Einheitsrisslänge weiterhin Last durch die noch existierenden „Brücken“ übertragen werden kann (vgl. Abb. 3.67-1). In einem weiteren Stadium der Schädigung (Stelle „2“ in Abb. 3.65) wurde das Foto aus Abb. 3.67-2 aufgenommen. Es lässt sich daraus die entsprechende Aufweitung des Risses ablesen. Die Fotos aus Abb. 3.67-3 und Abb. 3.67-4 entsprechen den Stellen „3“ und „4“ in Abb. 3.65.

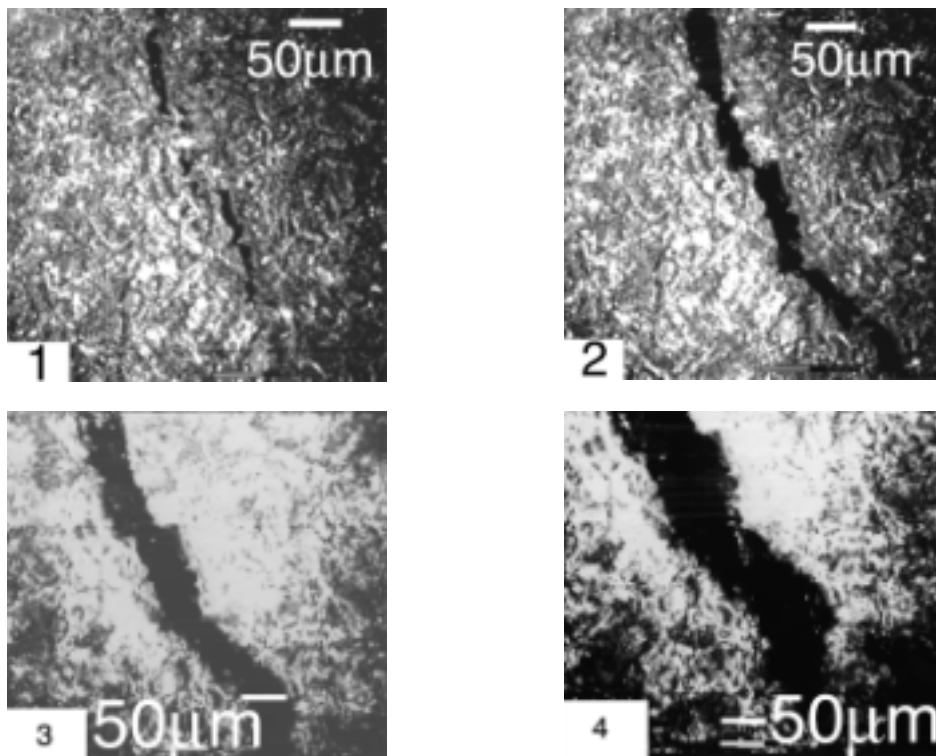


Abb. 3.67: Rissfortschritt in einem Polymermörtel zu den in Abb. 3.65 dargestellten Punkten an konstant gehaltener Beobachtungsstelle (s. Abb. 3.68)

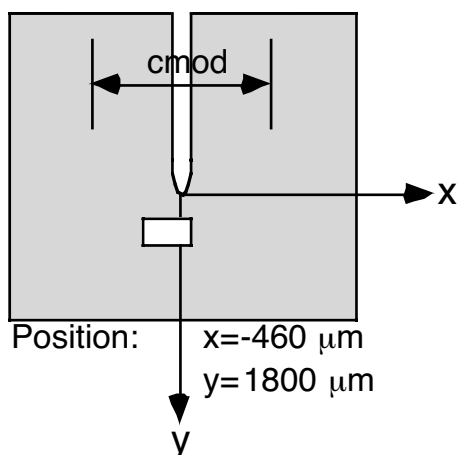


Abb.3.68: Schematische Darstellung des beobachteten Bereichs

In den Abbildungen Abb.3.69 und Abb. 3.70 sind fünf verschiedene Stadien der Rissbildung in Zementmörtel dargestellt. Die entsprechenden Stellen im Last-Verformungsdiagramm sind durch die Stellen „1 – 5“ gekennzeichnet. Auf den Bildern in Abb. 3.70 lässt sich ein höherer Schädigungsgrad leicht erkennen.

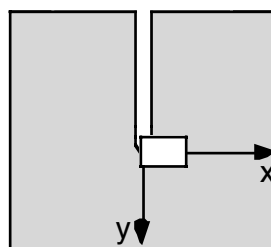
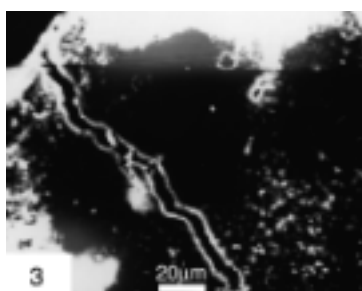
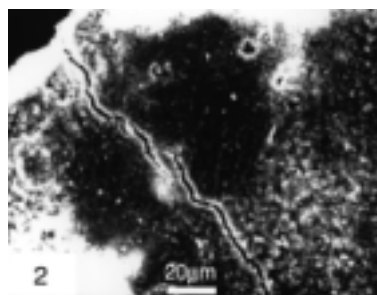
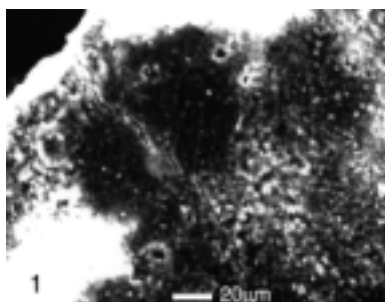


Abb.3.69: Rissfortschritt in einem Zementmörtel zu den in Abb. 3.66 dargestellten Punkten (1, 2, 3) an konstant gehaltener Beobachtungsstelle ($x = -80 \mu\text{m}$; $y = 4010 \mu\text{m}$)

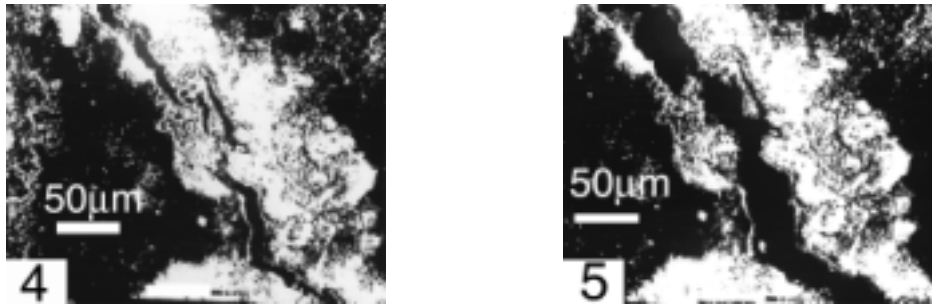


Abb. 3.70: Rissfortschritt in einem Zementmörtel zu den in Abb. 3.66 markierten Stellen (5 und 6) an konstant gehaltener Beobachtungsstelle ($x = -80 \mu\text{m}$; $y = 4010 \mu\text{m}$)

3.2.3.3 Bestimmung der Risslänge

Um die Risslänge des fiktiven und des realen Risses zu bestimmen, wurden Polaroidfotos entlang des Risspfades aufgenommen. Ein typisches Beispiel dafür ist in Abb. 3.71 dargestellt. Die Rissspitze kann man deutlich erkennen. Der Übergang vom fiktiven zum realen Riss ist an der Stelle, an der keine weiteren Brücken zur Lastübertragung mehr vorhanden sind. In Abb. 3.71 ist daneben auch ein mittleres Stadium gezeigt, wo man den Übergang deutlich erkennen kann.

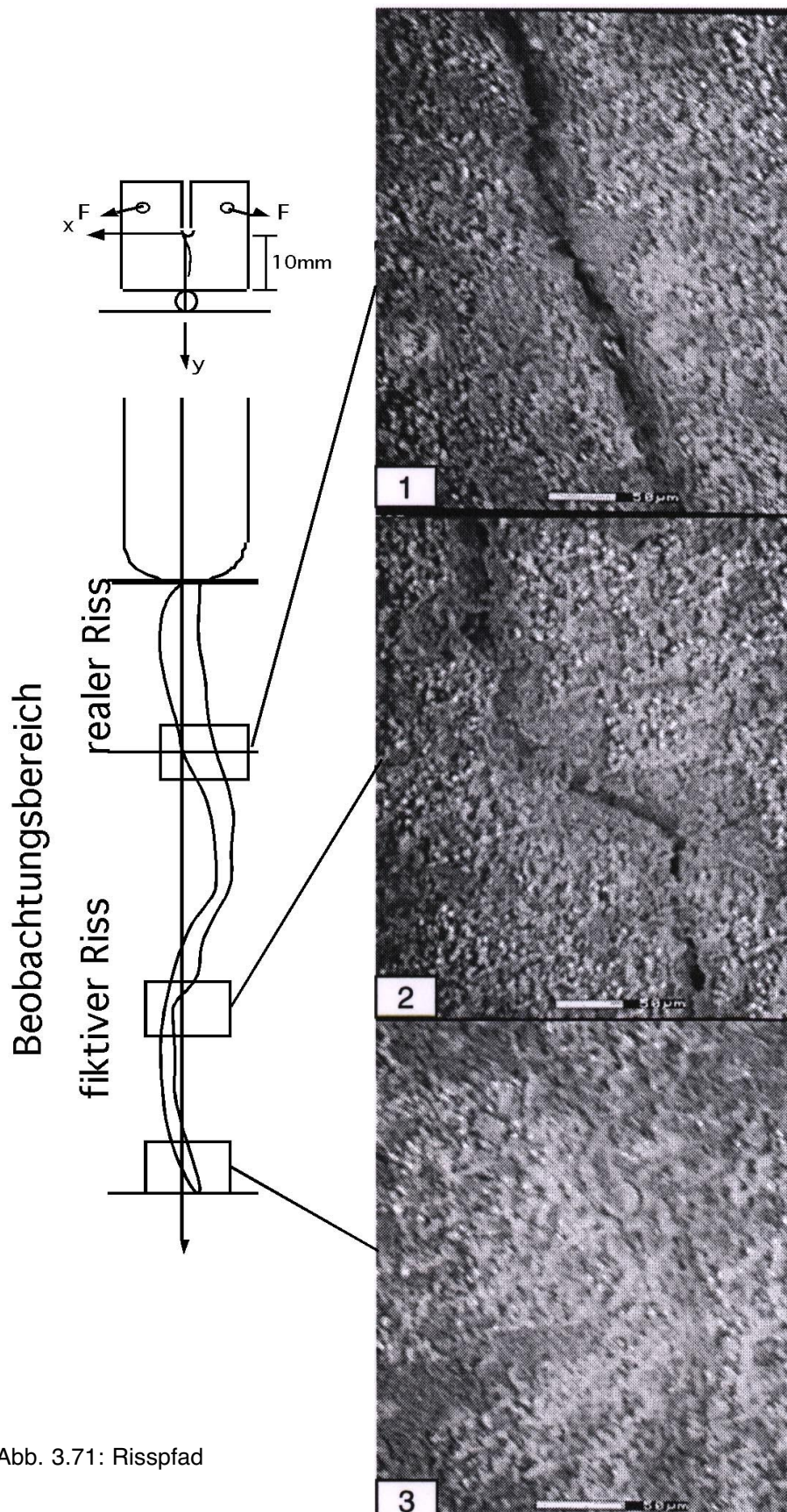


Abb. 3.71: Risspfad

3.2.3.4 Identifizierung der Parameter aus den ESPI Streifenmustern

Der reale Riss ist durch die scharf zeichnenden Streifen charakterisiert. Die Rissspitze kann am Ende dieser Zone lokalisiert werden. Unterbrochene Streifen entsprechen Diskontinuitäten im Verschiebungsvektorfeld.

Die Bruchprozesszone (FPZ) ist charakterisiert durch die Ausbildung von Mikrorissen, die an der Oberfläche als unterbrochene Streifen sichtbar werden. In Abb. 3.72 ist die Bestimmung der Bruchprozesszone, beim Beginn der Rissausbreitung in einer Probe aus Polymermörtel, dargestellt. Der betrachtete Bereich ist 18x14 mm².

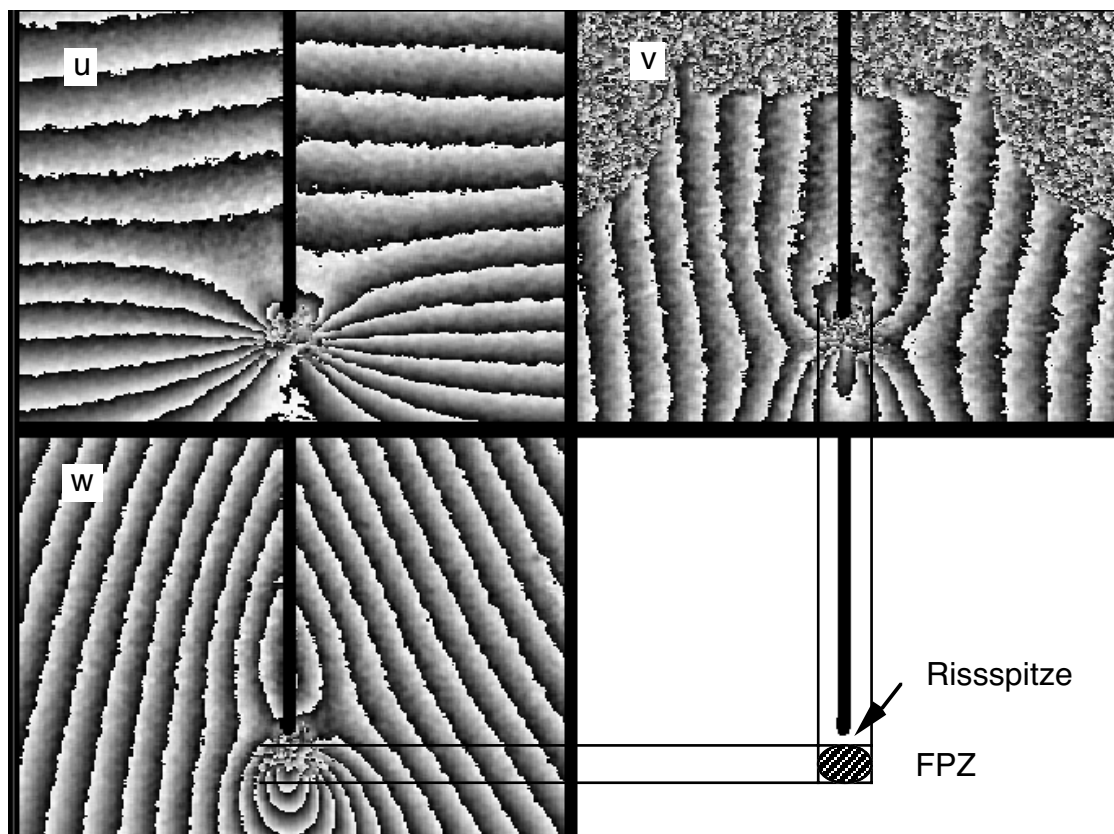


Abb. 3.72: Bestimmung der Bruchprozesszone

Wegen der beschränkten lateralen Auflösung der CCD-Kamera konnten nicht sehr viele Mikrorisse identifiziert werden.

Um ein verlässlicheres Kriterium zur Identifikation der Bruchprozesszone zu haben, wurden neutrale Linien, wo die Spannung im linear elastischen Fall den Wert $\sigma = 0$ annimmt und die Verformungen klein sind, betrachtet. Im Falle des idealen Biegebalkens bedeutet das, dass unter Laststeigerung $\Delta u = 0$ und folglich auch $\Delta \epsilon = 0$ ist. Rechnerisches Verschieben des Bildes um Δu in x -Richtung ergibt ein Bild, das einem Verformungsinkrement $\Delta \epsilon$ entspricht.

$$\frac{\partial \Delta u}{\partial x} = \Delta \left(\frac{\partial u}{\partial x} \right) = \Delta \epsilon \quad \text{Gln. 3.30}$$

Linien in dem rechnerisch verschobenen Bild, für die $\Delta\varepsilon = 0$ gilt, trennen die Bereiche gradueller Be- und Entlastung (Abb. 3.73) und sind eindeutig erkennbar. Ein weiterer Vorteil dieses Vorgehens zur Bestimmung des Rissfortschrittes ist, dass die Rissbildung nicht nur über die Bildung von Mikrorissen an der Probenoberfläche beeinflusst wird, sondern auch von dem darunter liegenden Material. In Abb. 3.74 ist die Beziehung zur Bruchprozesszone schematisch dargestellt.

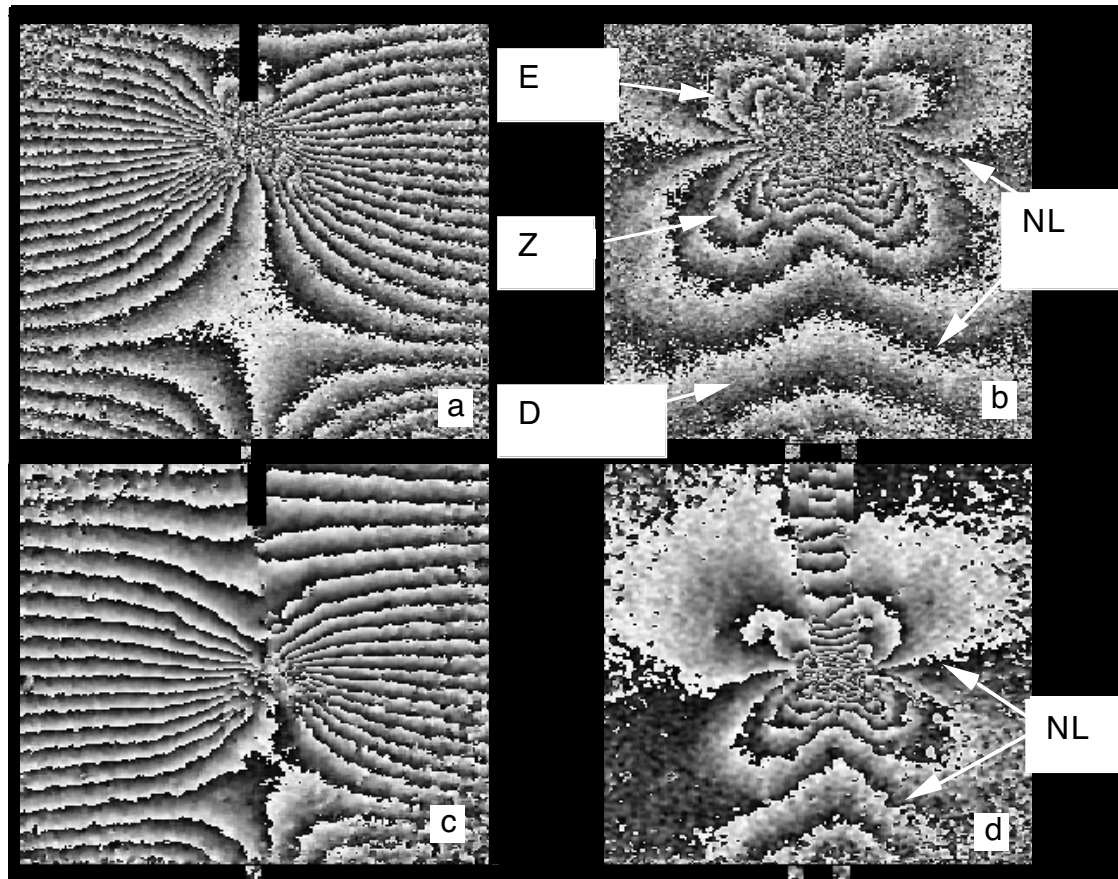


Abb. 3.73: Verformungskomponente Δu bei Maximallast von 6.8 kN (a), im abfallenden Ast bei 3.9 kN (c), rechnerisch verschobene Bilder (b) und (d) mit: NL = neutrale Linie, E = Entlastung, Z = Zug, D = Druck

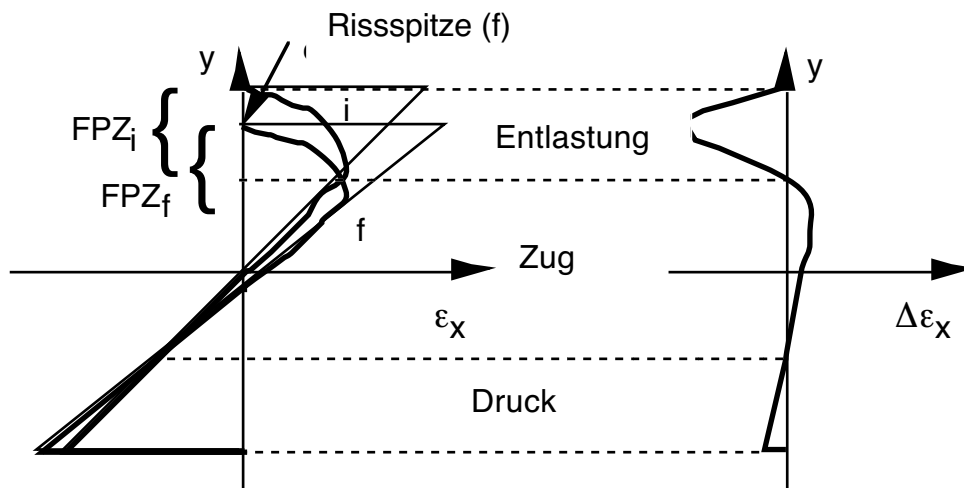


Abb. 3.74: Entwicklung der Verformungsprofile zwischen Anfangs- (*i*) und Endzustand (*f*) unter zunehmender Belastung bei Vorhandensein eines realen Risses

3.2.4 Bruchmechanische Parameter

Das Dehnungs-Entfestigungsverhalten wurde aus einer entsprechenden inversen Analyse mittels einer Finite Elemente-Berechnung bestimmt (Roelfstra et al. 1986).

Die bruchmechanischen Parameter der untersuchten Werkstoffproben aus Polymerbeton, Polymermörtel und Zementmörtel sind in Tab. 3.13 zusammengefasst.

Werkstoff	E	G_f	f_t	σ_1	w_1	w_2
	N/mm ²	N/m	MPa	MPa	mm	mm
Polymermörtel	5000	237	16.8	1.83	0.025	0.03
Zementmörtel	20000	34	4	1.4	0.01	0.02
Polymerbeton	39000	240	12.4	2.73	0.03	0.04

Tab. 3.13: Bruchmechanische Kenngrößen für Polymermatrix, Polymermörtel, Zementmörtel und Polymerbeton

Die Keilspaltproben hatten folgende geometrische Masse (Breite, Höhe, Dicke, Ligamentlänge) in mm:

Polymerbeton: 300, 300, 80, 104

Polymermörtel: 30, 30, 5, 10

Zementmörtel: 30, 30, 5, 10

3.2.5 Numerische Analyse und Simulation von Rissbildung

Zur Simulation der Rissbildung von realen und fiktiven Rissen wurde das kohäsive Rissmodell verwendet. Das Dehnungs-Entfestigungsverhalten wurde mittels einer bilinearen Kurve beschrieben. Abb. 2.42 zeigt eine bilineare Kurve und die Parameter (f_t , σ_1 , w_1 und w_2), die sie bestimmen. Die

Fläche unter dieser bilinearen Kurve ist die spezifische Bruchenergie G_f und kann durch folgende Beziehung ausgedrückt werden (Gln.3.31):

$$G_f = \frac{1}{2}(f_t w_1 + \sigma_t w_2) \quad \text{Gln. 3.31}$$

Um dem heterogenen Charakter des zusammengesetzten Werkstoffs Rechnung zu tragen, wurde mittels einer eingeführten statistischen Gleichverteilung allen einzelnen finiten Elementen verschiedene Werkstoffkenngrössen, wie der Elastizitätsmodul und die Zugfestigkeit, aufgeprägt.

Die numerischen Untersuchungen zur Rissbildung in Keilspaltproben wurden mit Hilfe der kommerziellen nichtlinearen Finite Elemente Software MARC durchgeführt (MARC 1994). Durch Einbinden einer speziellen Benutzerschnittstelle 'TENSOF' ist es möglich, den Rissprozess realitätsnah und unter Berücksichtigung der mechanischen Randbedingungen zu beschreiben (Abb. 3.75).

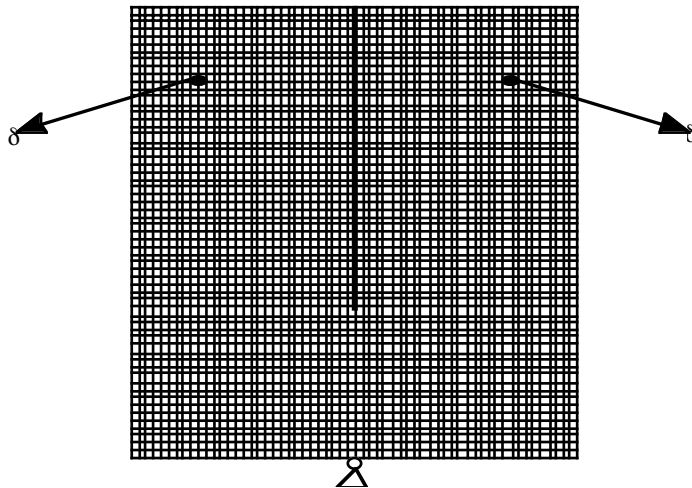


Abb. 3.75: FE-Netz einer Probe mit mechanischen Randbedingungen

In den Abbildungen 3.76 und 3.77 sind die Dehnungs-Entfestigungskurven von Polymer- und Zementmörtel dargestellt. Die darin markierten Stellen entsprechen denjenigen in den Diagrammen in Kapitel 3.2.3 (vgl. Abb. 3.65 und Abb. 3.66).

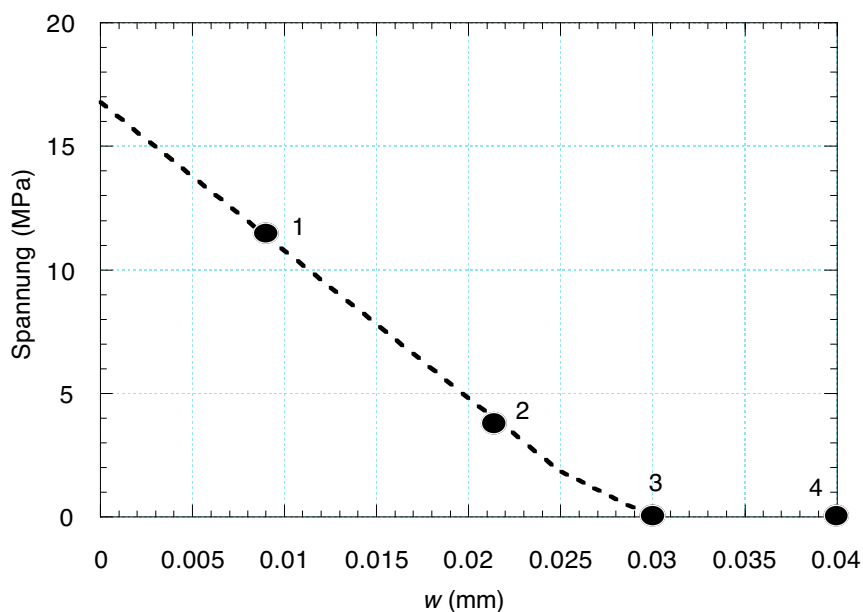


Abb. 3.76: Dehnungs-Entfestungsverhalten für Polymermörtel

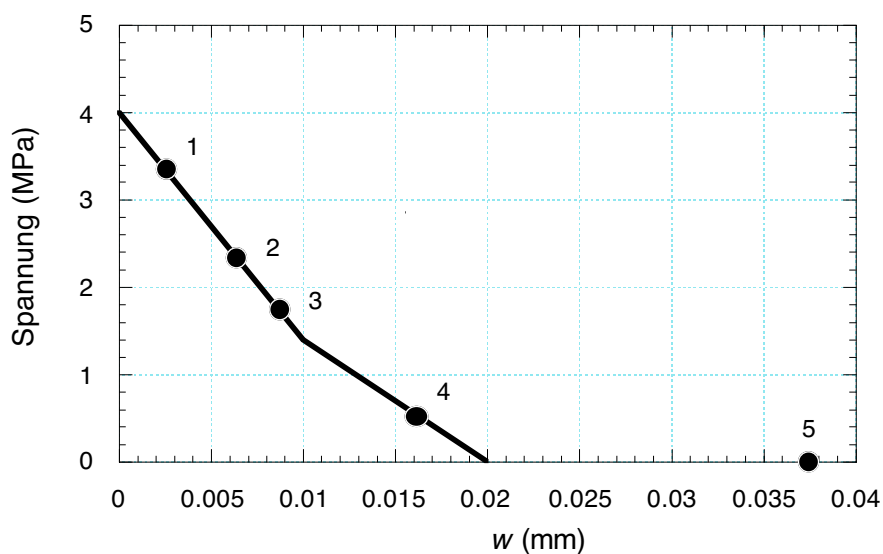


Abb. 3.77: Dehnungs-Entfestungsverhalten für Zementmörtel

3.2.6 Vergleich der experimentellen Ergebnisse mit der numerischen Analyse

Durch die Beobachtungen im Elektronenmikroskop konnten die energieverbrauchenden Mechanismen in der Bruchprozesszone beobachtet werden. Die im ESEM gemessenen Risslängen wurden den numerisch ermit-

telten Risslängen gegenübergestellt. Die Messung der Risslänge in Polymerbeton mit der ESPI Technik wird mit den Risslängen aus den numerischen Simulationen verglichen.

3.2.6.1 Vergleich der numerisch berechneten Werte mit den Beobachtungen im Elektronenmikroskop

In den Abbildungen Abb. 3.76 und Abb. 3.77 in Kap. 3.2.5 sind die numerisch ermittelten Dehnungs-Entfestigungsbeziehungen für Polymer- und Zementmörtel dargestellt. Entlang der Kurven sind einige Stellen markiert, die der Rissbildung auf den Polaroidfotos der Abbildungen entsprechen. Die Stellen „1“ und „2“ entsprechen beispielsweise den Bildern in Abb. 3.67. Somit kann der Schädigungsgrad der untersuchten Probe visualisiert werden.

Die Rissöffnung an einer bestimmten Stelle entlang des Risspfades wurde numerisch berechnet. Dabei wurden die in Kap. 3.2.4 angegebenen Werkstoffkenngrößen verwendet. In Abb. 3.71 sind das schematisierte Vorgehen bei der Beobachtung der Rissöffnung in Polymermörtel entlang eines Risspfades sowie drei ausgewählte Aufnahmen dargestellt. Mit Hilfe der durch die Software des Mikroskops dem Betrachter zur Verfügung gestellten Längenmesseinrichtungen, konnte der Riss an verschiedenen Stellen vermessen werden. Die Rissöffnung, die durch die Beobachtungen im Elektronenmikroskop gemessen werden konnte, ist in Abb. 3.78 der numerisch berechneten Rissöffnung gegenübergestellt.

In Abb. 3.79 sind die numerisch berechneten Risslängen in Polymermörtel mit den Messungen im Elektronenmikroskop verglichen.

Es kann aus den vergleichenden Gegenüberstellungen der Abbildungen Abb. 3.78 und Abb. 3.79 sehr gut erkannt werden, dass sich die Rissbildung in Polymermörtel durch das fiktive Rissmodell sehr gut beschreiben lässt.

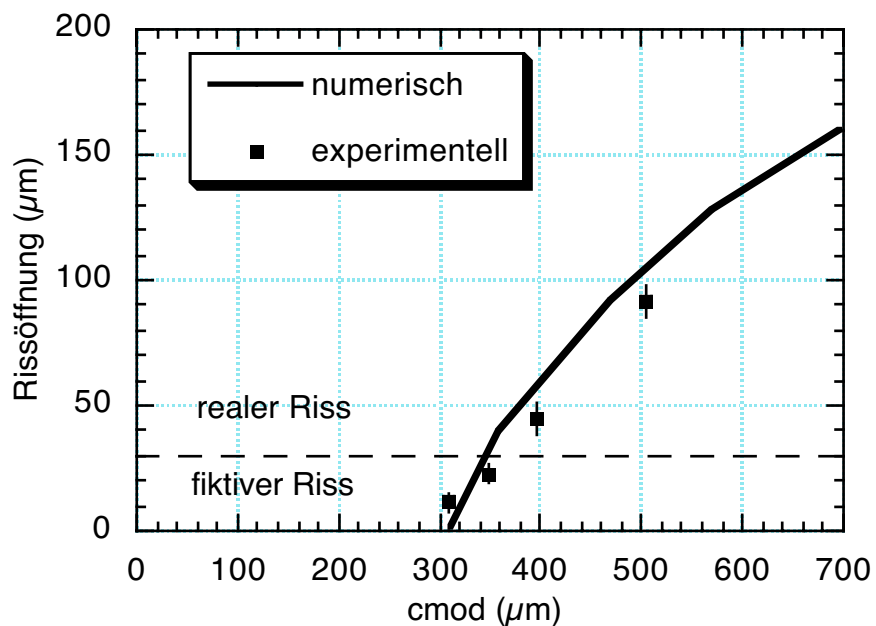


Abb. 3.78: Numerisch berechnete und beobachtete Werte der Rissöffnung

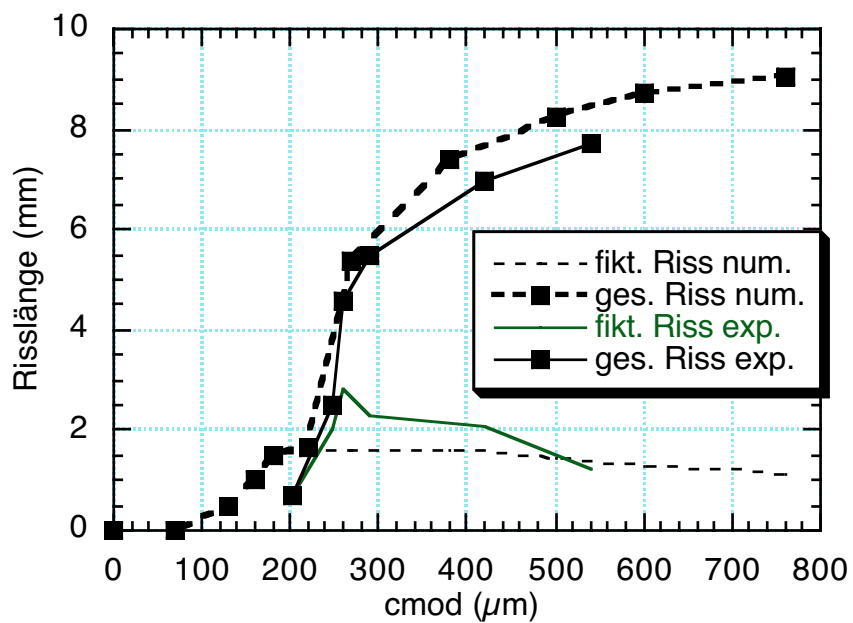


Abb. 3.79: Numerisch berechnete und experimentell ermittelte Risslängen (num. = numerisch, exp. = experimentell, fikt. = fiktiv, ges. = gesamt)

3.2.6.2 Vergleich der numerisch berechneten Werte mit den Beobachtungen aus den Versuchen mit dem ESPI

Die Länge des realen Risses, die totale Risslänge und die Lage der neutralen Linie sind in Abb. 3.80 dargestellt. Die Länge des realen Risses und die Bruchprozesszone wurden aus den Streifenmustern bzgl. einer Beleuchtungsrichtung bestimmt, während die Lage der neutralen Linie aus den in x-Richtung verschobenen und berechneten Bildern bestimmt wurde. Die Verschiebung wurde zu 50 Pixeln gewählt.

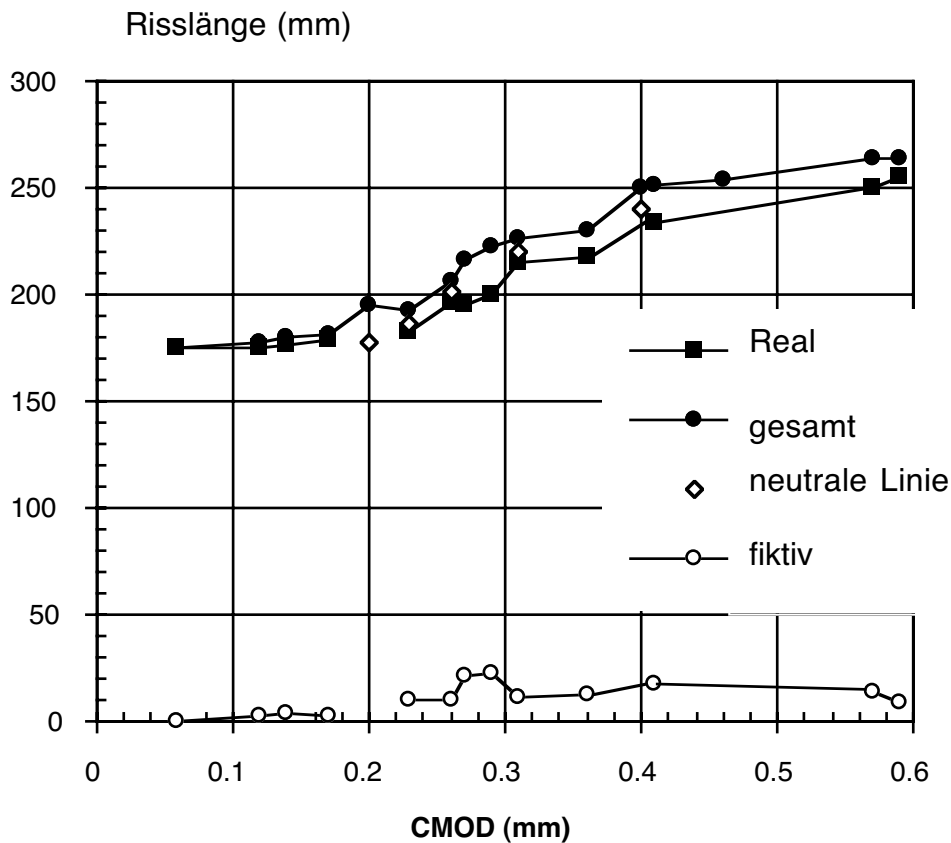


Abb.3.80: Experimentell ermittelte Risslängen und die Lage der neutralen Linie für Polymerbeton

In Abb. 3.81 sind die Last-Rissöffnungskurve und die berechneten Risslängen, die mittels ESPI für den Polymerwerkstoff experimentell bestimmt wurden, dargestellt. Das Verformungsinkrement, das in Abb. 3.73(c) gezeigt ist, ist durch die beiden vertikalen Linien markiert.

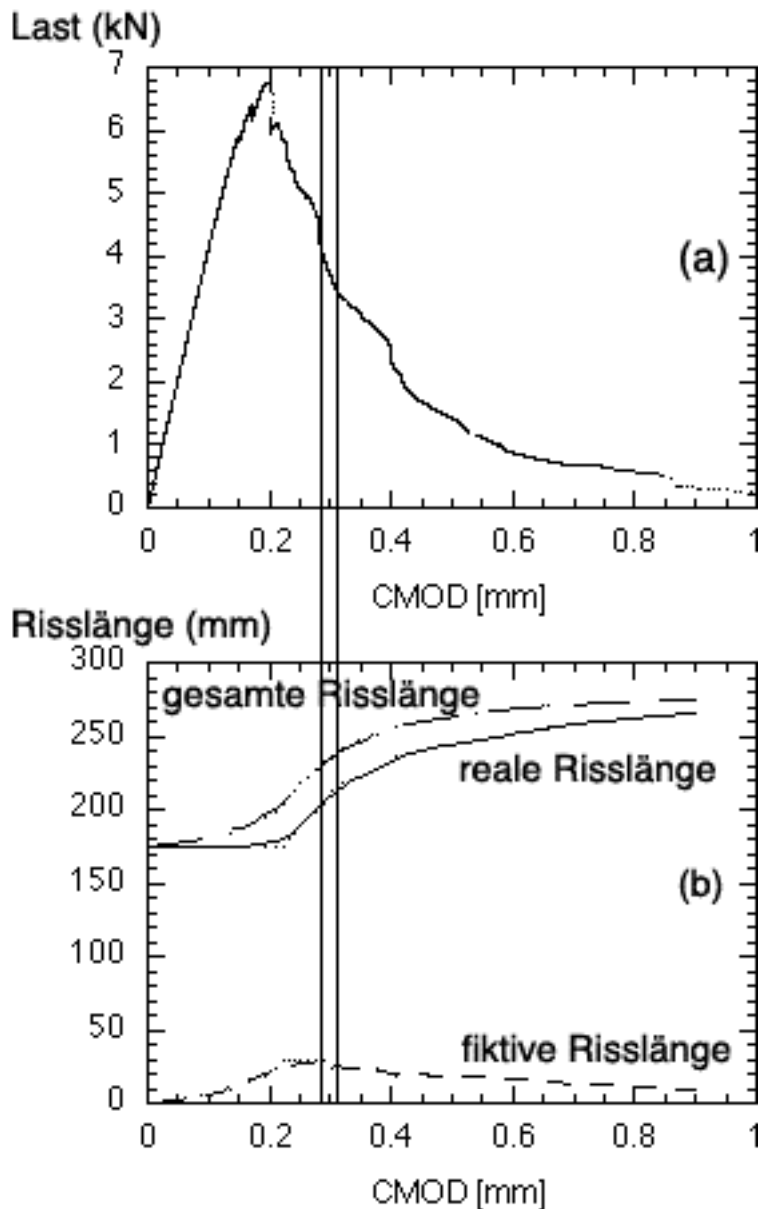


Abb.3.81: Gemessene Last-Verformungskurve (a) und die numerisch berechneten Risslängen (b) für Polymerbetonproben

Aus den Abb. 3.80 und Abb. 3.81 kann man erkennen, dass mittels der Beobachtungen durch ESPI bestimmten Werte für die Risslängen und mittels FE Methode numerisch berechneten Werte, unter Verwendung des fiktiven Rissmodells und der Werte aus Tab. 3.13, eine sehr gute Übereinstimmung besteht. Daraus kann gefolgert werden, dass die Verwendung des fiktiven Rissmodells nach Hillerborg (Hillerborg et al. 1976) die Rissbildung in Polymerbeton richtig beschreibt.

3.3 Temperaturverteilung auf dem Meso- und Makroniveau

In heterogenen Werkstoffen, wie Beton, haben die verschiedenen Komponenten unterschiedliche Wärmeleitungs- und Wärmeausdehnungskoeffizienten (vgl. Kap. 2.1.3.2). Abhängig von der Volumenkonzentration dieser verschiedenen Werkstoffe ist das makroskopische Verhalten des zusammengesetzten Werkstoffs unterschiedlich.

Wird einem Bauteil ein Temperaturgradient auferlegt, so wird Wärmeleitung hervorgerufen. Nach den Gesetzen der Thermodynamik ist ein Körper bestrebt, einen Temperatúrausgleich herzustellen. Makroskopisch betrachtet, wird sich der Körper dabei proportional zu seinem homogenen Wärmeausdehnungskoeffizienten verformen. Aufgrund der unterschiedlichen Wärmeleitungs- und Wärmeausdehnungskoeffizienten entstehen in einem Bauteil aus einem heterogenen Werkstoff Spannungen. Je nach Grad der thermischen Inkompatibilität der Komponenten und je nach Temperaturunterschied übersteigen die Spannungen die mechanische Zug- bzw. Druckfestigkeit einer der Komponenten. Es entstehen Schädigungsbereiche, die die makroskopischen Werkstoffeigenschaften nachhaltig beeinflussen können. Wie bereits in Kap. 2.1.4 beschrieben, existieren zur modellhaften und analytischen Beschreibung solcher Spannungen Modelle, die in erster Näherung diese „eingefrorenen“ Spannungen wiedergeben.

Temperaturgradienten treten in Bauteilen im Bauwesen hauptsächlich bei der Hydratation des Zementes, während der Aushärtungsphase, auf. Die Untersuchung der Wärmeentwicklung und der daraus resultierenden Temperaturfelder und Spannung bei der Hydratation von Betonen und Mörteln wurde in vielen Arbeiten untersucht. Sadouki und Wittmann (Sadouki et al. 1994) verwenden den Ansatz nach Arrhenius, um den Einfluss der Zementphasen auf die Wärmeentwicklung zu simulieren. Springenschmid (Springenschmid 1991) und Springenschmid zusammen mit Breitenbüchler (Springenschmid et al. 1986) beschreiben zwei Prüfmaschinen, welche die Temperatur bestimmen können und bei denen Risse auftreten. Auch der Einfluss der Zementart und des Alkali- und Sulfatgehaltes auf die Risstemperatur wird beschrieben. In verschiedenen Arbeiten wurden die theoretischen Ansätze verwendet, um angewandte Probleme zu lösen, Sadouki und Wittmann (Sadouki et al. 1991). Andererseits treten Temperaturgradienten bei der Exposition gegenüber Randbedingungen, die aus der Umwelt auf ein Bauteil einwirken, auf.

Bei Spezialbetonen, wie Polymerbeton, entsteht bei der Polymerisation der bindenden Matrix ebenfalls Wärme. Allerdings sind Bauteile aus solchen Spezialbetonen meist industriell hergestellt, wobei die Randbedingungen teilweise angepasst werden können (z.B. Aushärten in einem temperaturgesteuerten Ofen). Wärmeeinwirkung während des Betriebes eines Bauteils aus Polymerbeton führt ebenfalls zu einer inhomogenen Ausbildung von Spannungszuständen.

3.3.1 Temperaturgradient auf dem Mesoniveau

In einer Matrix aus einem reagierenden Polymer-Harz-Härter-System und feinen Zuschlagsstoffen ist ein zylindrischer Zuschlag mit einem Durchmesser von 50 mm eingebettet. Das Messgefäß, in dem die Matrix reagiert und den Zuschlag völlig umschliesst, ist mittels Polystyrol isoliert. In Abb. 3.82 ist der Messaufbau schematisch dargestellt.

Die Messung der Temperaturentwicklung durch Thermoelemente im Schwerpunkt des Zuschlags und in der umgebenden Matrix zeigt, dass am Punkt, wo die Wärmefreisetzung gleich dem Wärmeverlust ist, eine Temperaturdifferenz von 17°C anliegt. Nach mehr als 150 min ist die Temperatur zwischen der Matrix und dem Zuschlag ausgeglichen. Die exotherme Reaktion der Polymermatrix hat zu diesem Zeitpunkt beide Phasen des zusammengesetzten Werkstoffes auf 85°C erwärmt. Die Temperaturmaxima liegen 25 min zeitlich verschoben auseinander (vgl. Abb. 3.83).

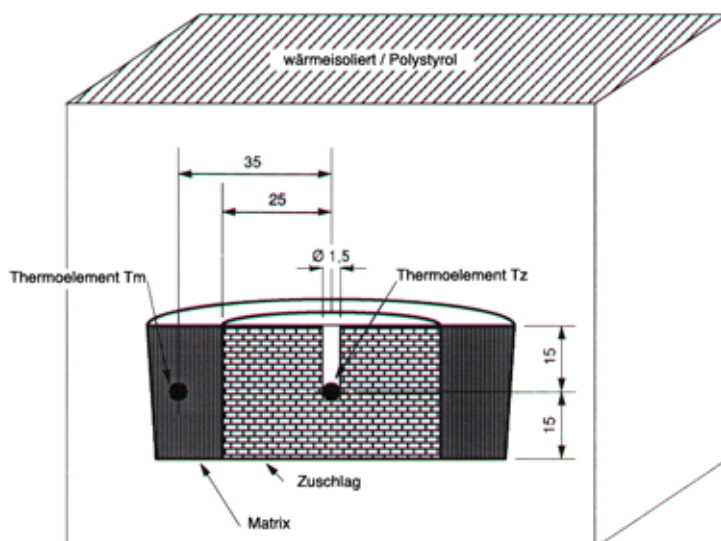


Abb. 3.82: Schematische Darstellung des Aufbaus zur Messung der Temperaturunterschiede zwischen Matrix und Zuschlag

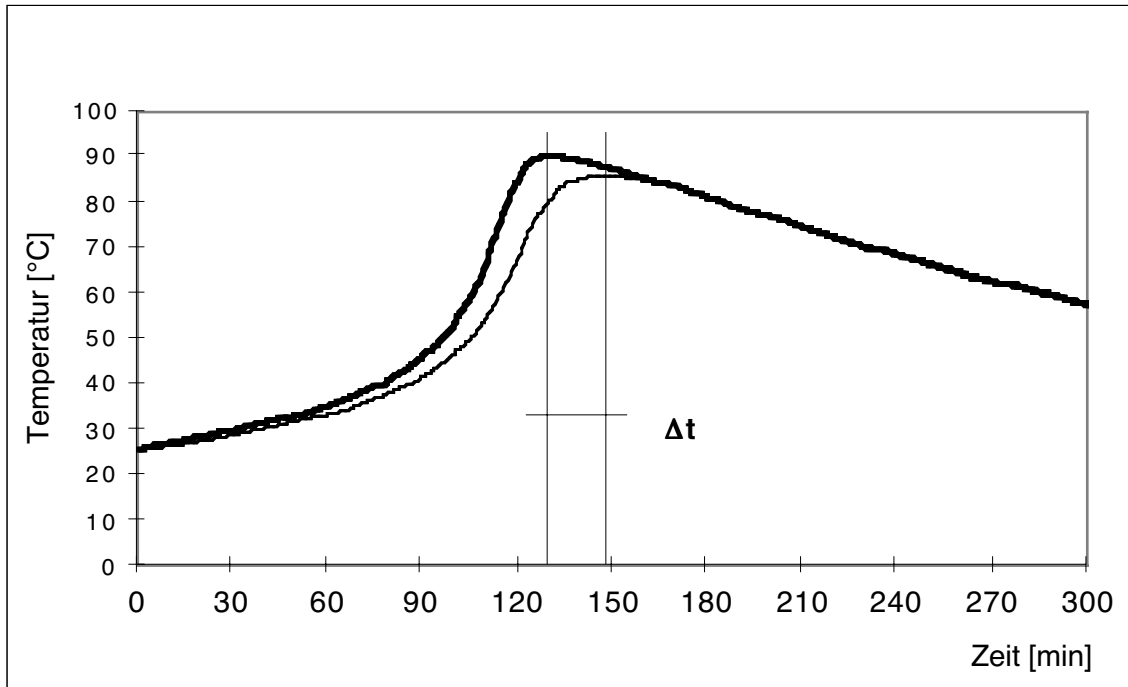


Abb. 3. 83: Aufgenommene Temperaturentwicklung an einem erhärtenden Reaktionsharz-beton. Die dünnere Linie zeigt die Temperatur in Abhängigkeit der Zeit für den Zuschlag

Aus diesem einfachen Experiment kann man die Notwendigkeit der gesteuerten Temperierung bei der Herstellung eines Bauteils, das im Hochpräzisionsmaschinenbau eingesetzt werden soll, leicht erkennen.

3.3.2 Induzierte Eigenspannungen

In der Spannungsanalyse, z. B. bei Maschinenfundamenten, werden die durch Wärmezufuhr verursachten Spannungen selten berücksichtigt. Zu den durch äussere Belastungen hervorgerufenen Verformungen superponieren sich die thermischen Dehnungen infolge der Wärmezufuhr bzw. durch anliegende Temperaturgradienten. Wird die Temperatur an einer Stelle des isotropen Kontinuums gegenüber einem Bezugswert T_0 (Ausgangswert, Umgebungswert) um den Betrag $\Delta T = T - T_0$ lokal verändert, so dehnt sich dort das Kontinuum nach allen Richtungen um das gleiche Mass ε_{th} , sofern diese Dehnungen ungehindert erfolgen können. Diese Wärmedehnungen sind in erster Näherung für einen bestimmten Temperaturbereich proportional zu ΔT . Man erhält so die thermischen Dehnungen, die eine Volumenänderung hervorrufen, zu

$$\varepsilon_{11th} = \varepsilon_{22th} = \varepsilon_{33th} = \varepsilon_{th} = \alpha_{th} \cdot \Delta T \quad \text{Gln. 3.32}$$

mit ε_{thii} als den 3 Hauptrichtungen und α_{th} als linearer Wärmeausdehnungskoeffizient.

Die Volumendilatation ändert sich dabei um $3 \alpha_{th} \Delta T$ und somit wird die Spannung zu

$$\sigma = \frac{E}{1-2\nu}(-3\alpha_{th}\Delta T) \quad \text{Gln. 3.33}$$

Die im Rahmen dieser Arbeit numerisch berechneten Maschinenfundamente wurden auf dem Makroniveau (vgl. Kap.2.1.2.3) betrachtet, und es wurde angenommen, dass sich der Werkstoff auf dem Makrogefügeniveau isotrop verhält.

3.3.3 Numerische Berechnung der Temperaturverteilung mit Hilfe der Methode der finiten Elemente

Mathematische Formulierung des Wärmeleitungsproblems

Betrachtet wird ein Körper mit dem Volumen ζ und der Oberfläche Γ , der einem sich über die Zeit ändernden Wärmefluss ausgesetzt ist. Aus Gründen der Energieerhaltung erhält man für ein unendlich kleines Element des Körpers folgende Gleichung:

$$-\frac{\partial q_i}{\partial x_i} + Q - \rho c \frac{\partial T}{\partial t} = 0 \quad \text{Gln. 3.34}$$

mit T als Temperatur, Q der Wärmeerzeugung pro Volumeneinheit, q_i den Komponenten des Wärmeleitungsvektors, ρ der Dichte pro Volumeneinheit, c_{th} der Wärmekapazität und t der Zeit.

Gemäss dem Gesetz nach Fourier kann der Wärmefluss als Temperaturgradient ausgedrückt werden:

$$q_i = -\lambda_{thij} \frac{\partial T}{\partial x_j} \quad \text{Gln. 3.35}$$

wobei λ_{thij} die thermische Leitfähigkeit der verschiedenen Raumrichtungen bezeichnet. Bei isotropen Werkstoffen ist die thermische Leitfähigkeit für jede Raumrichtung gleich.

Die Kombination der Gleichungen Gln. 3.34 und 3.35 führt zu folgender Wärmeleitungsgleichung

$$-\frac{\partial}{\partial x_i} \left(\lambda_{thij} \frac{\partial T}{\partial x_j} \right) + Q - \rho c_{th} \frac{\partial T}{\partial t} = 0 \quad \text{Gln. 3.36}$$

die für alle Zeiten im Volumen ζ erfüllt ist.

Auf der Oberfläche Γ des Körpers können zwei verschiedene Arten von Randbedingungen unterschieden werden:

- Vorgegebene Temperaturen Γ_T :

$$T = T(x_i, t) \quad \text{Gln. 3.37}$$

Wie in Gln. 4.37 angegeben kann die Temperatur an der Oberfläche zeit- und ortsabhängig sein.

- Vorgegebener Wärmefluss Γ_q :

Bei dieser Art der thermischen Randbedingungen ist der Wärmefluss durch die Oberfläche der Elemente vorgegeben (vgl. Gln. 3.38)

$$q(x_i, t)_i = -\lambda_{th} \underline{n} \frac{\partial T}{\partial \underline{n}} \quad \text{Gln. 3.38}$$

mit \underline{n} als der aus der Oberfläche zeigende Normalenvektor. Neben dem vorgegebenen Wärmefluss kann die Wärmeausgleich auch Konvektion an der Oberfläche eines Elementes erfolgen und somit

$$q = h_f (T_f - T_o) \quad \text{Gln. 3.39}$$

mit h_f als Wärmeübergangskoeffizient der Oberfläche, T_f als Oberflächen-temperatur und der Temperatur T_o der Umgebung.

3.3.3.1 Diskretisierung mit Hilfe finiter Elemente

3.3.3.1.1 Elemente zur Simulation des mechanischen Verhaltens

Zur numerischen Berechnung der Verformungs- und Spannungsverteilung wurden isoparametrische dreidimensionale 8 Knoten-Elemente verwendet. Jeder Knoten hat 3 Freiheitsgrade (u, v, w). Die 24 generalisierten Verschiebungen der Knoten sind bezüglich einem globalisierten Koordinatensystem der 8 Knoten eines jeden Elements ausgedrückt. Bei diesem Element kann die berechnete Verformung an den 8 Knoten oder im Schwerpunkt gelegenen Integrationspunkt ausgewertet werden.

3.3.3.1.2 Elemente zur Simulation des thermischen Verhaltens

Die zur thermischen Analyse verwendeten dreidimensionalen, isoparametrischen 8 Knoten-Elemente besitzen als Freiheitsgrad die Temperatur bzw. die Wärmeleitung. Bei diesem Element kann die Temperatur an den Gausspunkten oder im Schwerpunkt des Elementes ausgewertet werden. Die Ausgangstemperatur muss vorgegeben sein. Konvektive Randbedingungen zur Implementierung des Übergangs vom Bauteil zur Umgebung sind mit Hilfe des eingeführten „Filmkoeffizienten“ möglich.

3.3.3.1.3 Werkstoffkenngrößen

Bei der numerischen Simulation des Verformungsverhalten und der Berechnung der Temperaturverteilung wurde der Werkstoff auf dem Makroniveau betrachtet. Weiterhin wurde angenommen, dass der Werkstoff isotrop ist. Als Werkstoffkenngrößen wurden der Elastizitätsmodul, die Querdehnzahl, die Dichte, die thermische Leitfähigkeit und die Wärmekapazität eingeführt. In Tab. 3.15 sind die relevanten Werkstoffkenngrößen angegeben.

3.3.3.1.4 Thermisch-mechanisch gekoppelte Simulation

Verformungs- und Spannungsfelder stehen in jedem Inkrement der thermischen Analyse und in jedem Element zur Verfügung.

3.3.3.2 Experimentelle Bestimmung der Temperaturverteilung

Um die konvektiven Randbedingungen des thermischen Übergangs zwischen Umgebung und Bauteiloberfläche für kompliziertere Strukturen möglichst realitätsnah im numerischen Modell nachzubilden, wurde eine thermische Simulation eines einfachen Experimentes durchgeführt. In einen Würfel mit der Kantenlänge 500 mm aus Polymerbeton (GRANITAN[®]) wurden zur Bestimmung der Temperatur Thermoelemente eingegossen. In Abb. 3.84 ist der Würfel und die Lage der Thermoelemente schematisch dargestellt.

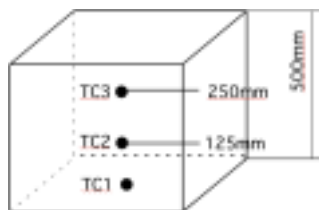


Abb. 3.84: Schematische Darstellung des Testwürfels (TC = Thermoelemente)

Der Würfel wurde 30 Tage nach Beendigung des Polymerisierungsprozesses ausgeschalt in einen Ofen gestellt. Die Temperatur des Ofens wurde gemäss der in Abb. 3.85 dargestellten Kurve variiert. Mit Hilfe von Datenrecordern wurden die Temperatur-Zeitfunktionen aufgezeichnet.

3.3.3.3 Numerische Simulation der Temperaturverteilung

In einer numerischen Simulation wurde mit finiten Elementen der in Abb. 3.84 dargestellte Würfel nachgebildet. Die in Abschnitt 3.3.3.1.2 vorgestellten finiten Elemente wurden für die Simulation verwendet. Durch Variation des thermischen Übergangskoeffizienten und dem Vergleich der experimentell gemessenen (s. 3.3.3.2) Temperaturen konnte in der numerischen Simulation der „Filmkoeffizient“ realitätsnah ermittelt werden.

Die in der numerischen Simulation eingesetzten thermischen Kenngrössen wurden in vorgängigen Experimenten ermittelt (EPOC 1992). In Tab. 3.14 sind die thermischen Kenngrössen angegeben.

Aus dem Vergleich der gemessenen und der numerisch berechneten Werte (vgl. Abb. 3.85) kann man erkennen, dass die gemessenen und die numerisch berechneten Temperaturen im Würfel innerhalb der Messgenauigkeit liegen. In der numerischen Simulation wurde ein Übergangswert $h_f = 0.035^\circ\text{K}/\text{mm}$ verwendet. Es konnte gezeigt werden, dass für den Filmkoeffizienten Werte zwischen $h_f = 0.035$ und $0.05^\circ\text{K}/\text{mm}$ eine wirklichkeitsnahe Beschreibung gewährleisten.

Wärmeleitfähigkeit	8.2 J/mm h °K
Wärmekapazität	2.652 10 ⁻³ J/mm ³ §K
Wärmeausdehnungskoeffizient	15 10 ⁻⁶ 1/°K
Ausgangstemperatur	23.8°C

Tab.3.14: In den numerischen Simulationen verwendete Werkstoffkenngrößen und Randbedingungen

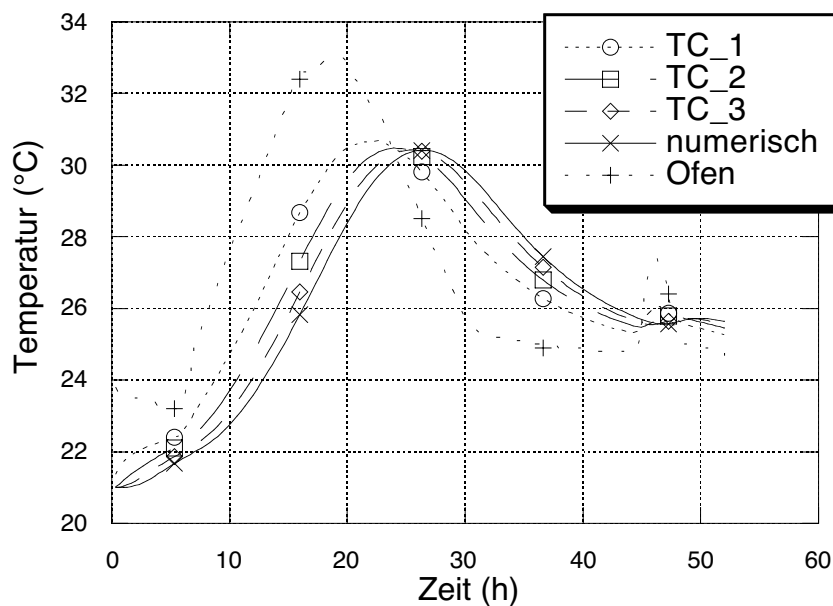


Abb. 3.85: Gemessene und numerisch berechnete Temperaturverteilung im Testwürfel

3.3.4 Temperaturverteilung in realistischen 3-D Hochpräzisionsmaschinenfundamenten

Die Bearbeitungsgenauigkeit von Werkzeugmaschinen wird hauptsächlich von den statischen und dynamischen Eigenschaften sowie den thermischen Eigenschaften des Maschinenfundamentes beeinflusst. Das Verlangen nach höheren Bearbeitungsgeschwindigkeiten und weiter steigender Bearbeitungsgenauigkeit bei reduzierten Produktionskosten setzt die Verwendung von optimierten Werkstoffen zum Bau der Maschinenfundamente voraus. Die Verwendung von Gussstahl zum Bau hochpräziser, formstabiler und kostengünstiger Maschinenfundamente ist beschränkt (Saljé et al. 1986). Seit ca. 20 Jahren wird zur Herstellung von Hochpräzisionsmaschinenfundamenten Polymerbeton verwendet. Dazu hat die Firma Fritz Studer AG GRANITAN[®] entwickelt. Die Zusammensetzung aus Zuschlägen mit genau definierten mineralogischen Eigenschaften, wie z.B. hohe Festigkeit und einem speziell entwickeltem Epoxydharz-Härterssystem, lässt die Produktion

von Maschinenfundamenten zu, die den modernen Anforderungen entsprechen.

Die Formstabilität während des Betriebs und unter Einfluss von Wärmezufuhr durch den Anbau elektronischer Steuergeräte und elektrische Antriebe wurde im Rahmen dieser Arbeit untersucht. Als Partner in einem BRITE-EURAM Projekt stellte die als Hersteller von Hochpräzisionsmaschinenfundamenten bekannte Firma Fritz Studer AG Steffisburg mehrere aus Polymerbeton (GRANITAN[®]) gegossene Maschinenfundamente zu Untersuchungszwecken für diese Arbeit zur Verfügung. Diese als S40CNC bekannten Maschinenfundamente wurden für die numerischen Simulationen nachgebildet. Die freundlicherweise bereitgestellten, genauen Planzeichnungen wurden für die Diskretisierung des Bauteils durch finite Elemente benötigt.

3.3.4.1 Das Netz aus finiten Elementen zur Darstellung der realistischen dreidimensionalen Struktur eines Hochpräzisionsmaschinenfundaments

Um das mechanische und thermische Verhalten eines Hochpräzisionsmaschinenfundaments numerisch zu simulieren, ist die dreidimensionale Abbildung des geometrisch kompliziert aufgebauten Bauteils durch ein Netz aus finiten Elementen (FE Netz) unumgänglich. Mit Hilfe der käuflichen Preprozessorsoftware „MENTAT“ wurde das FE Netz am Bildschirm entworfen. Neben den Hohlquerschnitten des Längs- und des Querteils sind die Bahnen, auf denen das Werkstück bei der Bearbeitung geführt wird, genau nachgebildet. Dem nachgebildeten Modell aus finiten Elementen können für die Simulation verschiedenartiger Beanspruchungen entsprechende Randbedingungen aufgeprägt werden. In Abb. 3.86 ist das finite Elemente-Netz dargestellt. Die Flach- und die v-Bahn sowie die Heizplatte sind in der Darstellung gekennzeichnet.

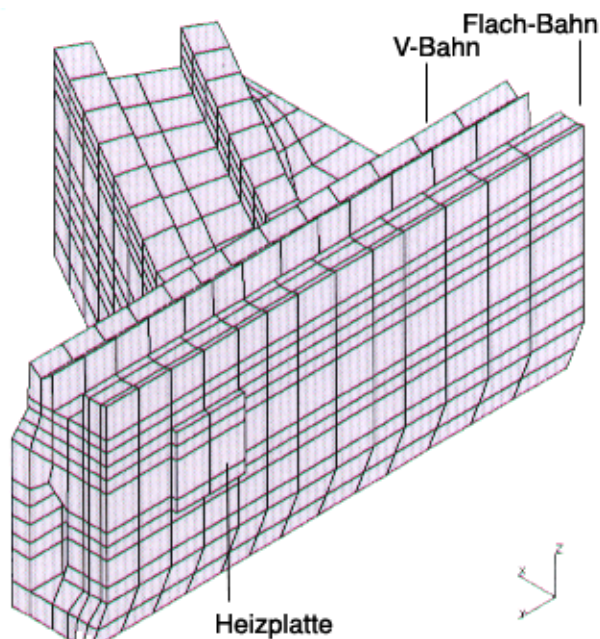


Abb. 3.86: Finite Elemente-Modell

Zur numerischen Berechnung der Verformungs- und Spannungsverteilung wurden die in Abschnitt 3.3.3.1.1 vorgestellten Elemente gebraucht.

Die zur thermischen Analyse verwendeten Elemente sind in Kapitel 3.3.3.1.2 beschrieben. Die Umgebungstemperatur wurde mittels gemessener Temperatur-Zeitkurven variiert. Bei Hochpräzisionsmaschinenfundamenten sind die Temperaturschwankungen im Betrieb normalerweise klein, somit kann die Implementierung von temperaturabhängigen Werkstoffkenngrössen vernachlässigt werden. Die thermischen Kenngrössen, wie die Wärmeleitfähigkeit, der thermische Längenausdehnungskoeffizient, die Dichte und die Wärmekapazität, wurden als konstant betrachtet.

Wie bei den wirklichen Maschinenfundamenten wurden die Auflager elastisch elementiert. Die in Versuchen gemessene Steifigkeit der Nivellierlager wurde an den entsprechen Auflagerstellen an Knoten in das Modell miteinbezogen, ebenfalls unter Berücksichtigung, dass beim Maschinenfundament Eingiessteile aus Stahl die Auflagerbefestigung tragen. Das Eigengewicht des Maschinenfundaments wurde als verteilte Last auf jedes Element des Bauteils mitberücksichtigt.

In der mechanischen, der thermischen sowie auch in der mechanisch thermisch gekoppelten Simulation wurde das Maschinenfundament auf dem Makroniveau betrachtet. Die Werkstoffkenngrössen wurden als isotrop angenommen und in vorgängigen Versuchen experimentell bestimmt (EPOC 1995). In Tab.3.15 sind die für die numerischen Simulationen relevanten Werkstoffkenngrössen und Randbedingungen aufgelistet. Aus Maschinenfundamenten gleichen Alters wurden Werkstoffproben zur Ermittlung der relevanten Werkstoffkenngrössen entnommen.

Elastizitätsmodul	37 kN/mm ²
Querdehnzahl	0.22
Dichte	2.75 10 ⁻⁵ N/mm ³
Steifigkeit der Auflager	77'000 N/mm
Wärmeleitfähigkeit	8.2 J/mm h°K
Wärmekapazität	2.652 10 ⁻³ J/mm ³ °K
Wärmeausdehnungskoeffizient	15 10 ⁻⁶ 1/°K
Filmkoeffizient	0.035 J/mm ² °K
Ausgangstemperatur	24.5°C

Tab.3.15: In den numerischen Simulationen verwendete Werkstoffkenngrössen und Randbedingungen

Mit diesem FE-Modell wurden verschiedene numerische Untersuchungen angestellt (s. folgendes Kapitel 3.3.5), wobei immer darauf geachtet wurde, dass diese Simulationen realitätsnah waren und auch zur Qualifikation durch Messungen bestätigt werden konnten.

3.3.5 Numerische Simulationen und experimentelle Validierungen an 3-D Hochpräzisionsmaschinenfundamenten

3.3.5.1 Teilweise Erwärmung durch Wärmezufuhr

3.3.5.1.1 Versuchsaufbau

Um die Temperaturverteilung in einem Maschinenfundament zu messen, wurden Thermolemente an genau definierten Stellen in das Bauteil eingesetzt (vgl. Abb. 3.87). Dazu wurden die Thermolemente mit Wärmeleitpaste in die Bohrungen eingefügt. Die genauen Koordinaten der Thermolemente (TC) sind in Tab. 3.16 aufgelistet.

FE Knoten im Modell	x [mm]	y [mm]	z [mm]	Entsprechendes Thermolement
1	0	0	230	Oberfläche
813	449.54	502.83	180	Massiver Querschnitt
1618	242	1395.4	682	1
1627	144	1395.4	650	3
1634	281	1395.4	342	5
639	144	1160.5	650	6
1636	Thermolement in der Heizplatte(TC 7)			
T _{ex}	Thermolement in der Umgebung (TC 8)			

Tab.3.16: Koordinaten der ausgewerteten FE-Knoten und die entsprechenden Thermolemente aus dem Versuchsaufbau aus Abb.3.87

Damit eine Wärmezufuhr realitätsnah nachgebildet werden konnte, wurde ein gesteuert beheizbares Wasserbad an das Maschinenfundament geschraubt. Der Wärmeübergang wurde durch Einstreichen der Kontaktflächen mit Wärmeleitpaste gewährleistet. Das 25 Liter fassende Wasserbad wurde auf 57°C erwärmt und danach konstant während 50 Stunden auf dieser Temperatur belassen, um ein Temperaturgleichgewicht zu erzeugen. Danach wurde die Wärmezufuhr beendet. Während der gesamten Zeit wurde die Temperatur an den Thermolementen gemessen und aufgezeichnet.

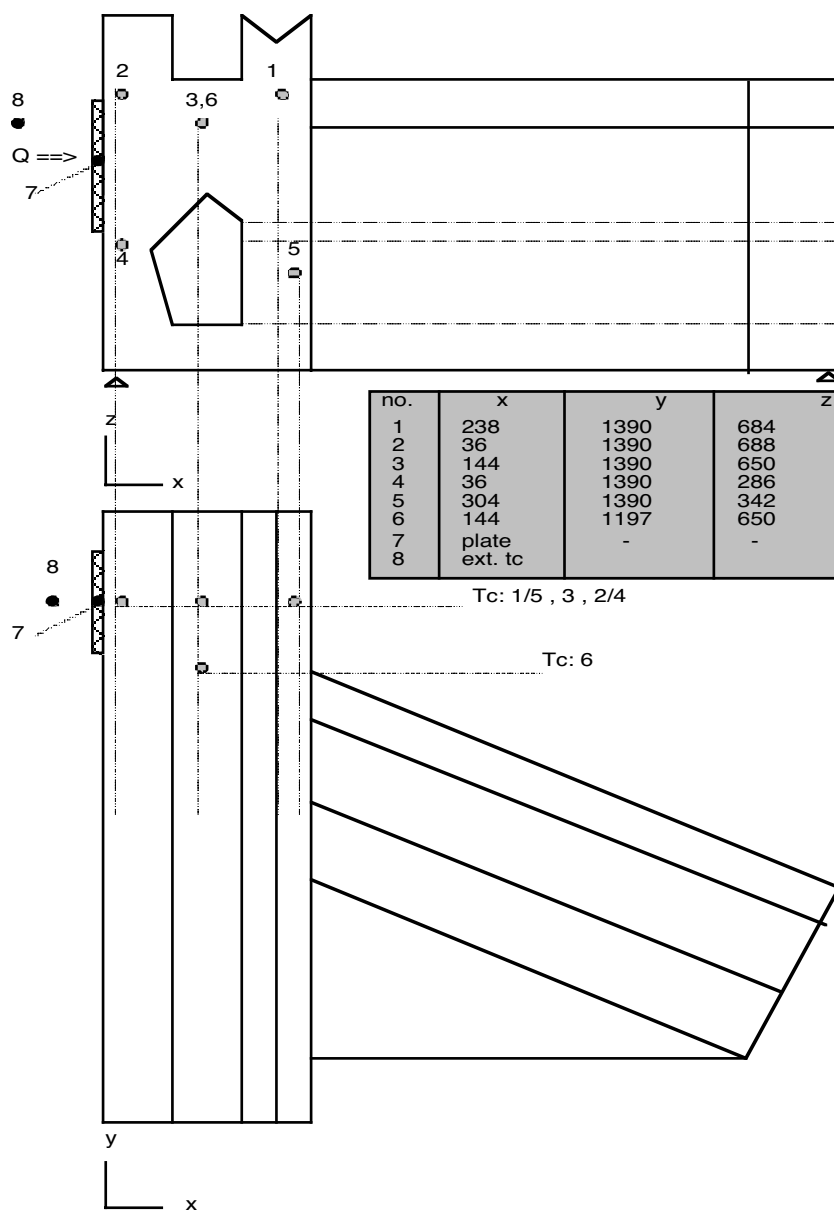


Abb.3.87: Schematische Darstellung des Maschinenfundaments mit der Anordnung der Thermoelemente (TC) und den entsprechenden Koordinaten

In Abb. 3.88 sind die im Versuch bestimmten Temperaturen an den Messpunkten im Maschinenfundament als Funktion der Zeit dargestellt. Es ist deutlich zu erkennen, dass nach 50 Stunden die Wärmezufuhr abgeschaltet wurde. Das Bauteil kühlte während ca. 60 Stunden wieder auf Umgebungstemperatur ab.

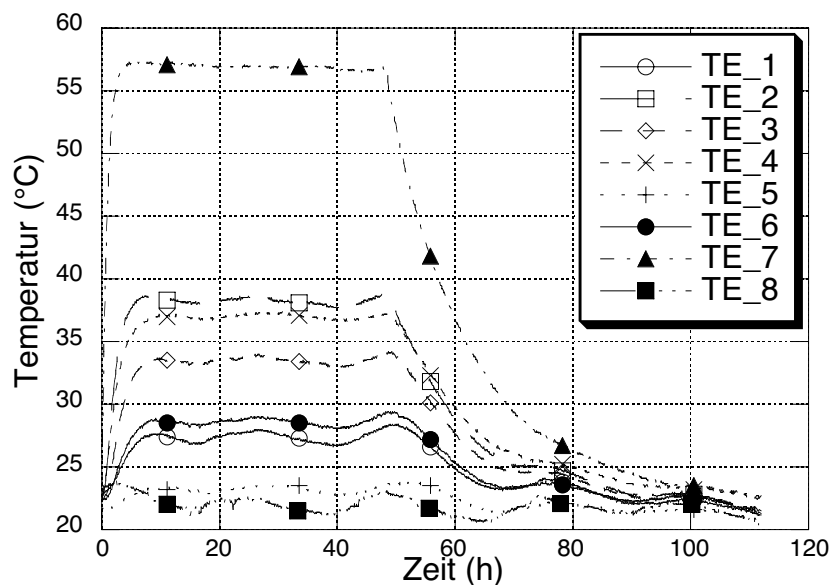


Abb. 3.88: Gemessene Temperaturverteilung als Funktion der Zeit an verschiedenen Orten im Maschinenfundament

3.3.5.1.2 Numerische Simulation der Temperaturverteilung

In Abb. 3.86 ist das für die numerische Simulation der Temperaturverteilung verwendete Netz aus finiten Elementen dargestellt. Die im Experiment gemessene Temperatur der „Heizplatte“ wurde als Datensatz bei der Berechnung eingelesen (vgl. Abb. 3.87). Damit konnte erreicht werden, dass die dem simulierten Bauteil zugeführte Wärmemenge gleich der im Experiment war. Die numerische Simulation der Wärmeleitung wurde mit den in Kap. 3.3.3.1.2 beschriebenen Elementen durchgeführt. Die Auswertung der Temperatur an verschiedenen Knoten, ist in Abb. 3.89 graphisch dargestellt.

Im Folgenden sind die in der numerischen Simulation verwendeten Werkstoffkenngrößen und Randbedingungen angegeben:

$$\lambda_{th}^n = 8.2 \text{ J/h mm } ^\circ\text{K}$$

$$c = 2.652 \cdot 10^{-3} \text{ J/mm}^3 \text{ } ^\circ\text{K}$$

$$\rho^n = 1$$

$$\text{Filmkoeffizient: } h_f = 0.035 \text{ J/mm}^2 \text{ } ^\circ\text{K}$$

$$\text{Umgebungstemperatur: } T(t = 0) = 23.4^\circ\text{C}$$

Aus dem Vergleich der Ergebnisse aus Abb. 3.88 und der Auswertung der numerischen Berechnung (vgl. Abb. 3.89) kann man schliessen, dass die numerische Beschreibung der Temperaturfelder des dreidimensionalen Bauteils wirklichkeitsnah möglich ist.

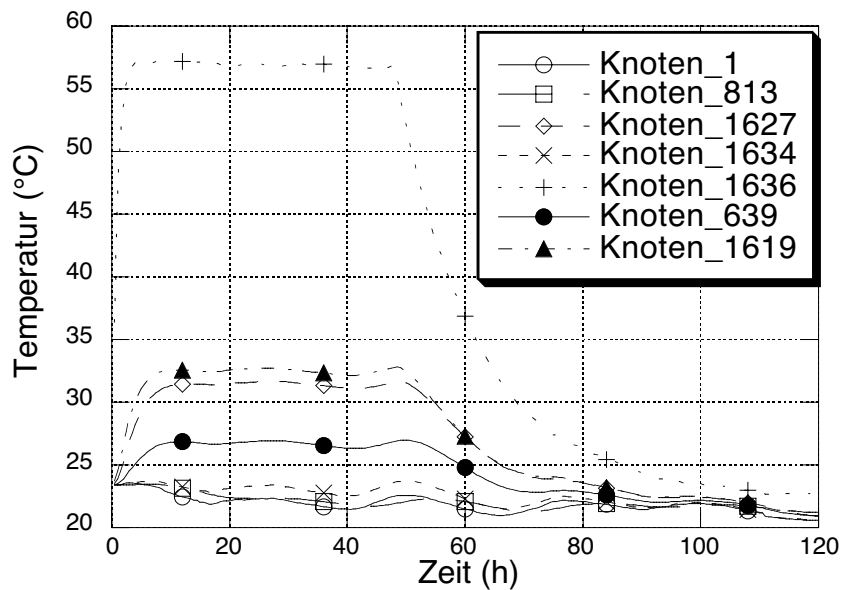


Abb. 3.89: Numerisch simulierte Temperaturverteilung als Funktion der Zeit an entsprechenden Orten (vgl. Abb. 3.88) im Modell

3.3.5.2 Numerisch simulierte sinusförmige Temperaturveränderung der Umgebung eines Maschinenfundaments

3.3.5.2.1 Temperaturverteilung

Aus dem Vergleich der experimentell ermittelten Temperaturverteilung und der numerisch simulierten Temperatur in einem Maschinenfundament konnte in Kap. 3.3.5.1 gezeigt werden, dass die numerische Simulation realistische Ergebnisse liefert. Mit Hilfe des validierten numerischen Modells wurden im Rahmen dieser Arbeit numerische Berechnungen zur Simulation der „thermischen Trägheit“ des Maschinenfundaments auf Grund von Schwankungen der Umgebungstemperatur angestellt.

Bei der numerischen Simulation wurde der Temperatur der Umgebung von 22°C eine sinusförmige Temperaturänderung von 2.5°K überlagert. Die Periodizität der Sinusschwankung wurde zu 31.4 Stunden gewählt.

Die Analyse der zeitlichen Verschiebung der Temperatur an verschiedenen Stellen im massiven Querschnitt des Bauteils ist interessant, um evtl. entsprechend gegensätzlich wirkende Regelmechanismen im Maschinenfundament einbauen zu können. In Abb. 3.90 ist ein Schnitt durch das Modell des Maschinenfundaments aus finiten Elementen dargestellt. Das Modell wurde in einer Höhe $z = 230$ mm horizontal geschnitten. Hervorgehoben sind die ausgewerteten Knoten. In Tab. 3.17 sind die genauen Koordinaten der Knoten aufgelistet. Daneben sind die Werte für die aufgetretenen Temperaturminima und die dazugehörigen Zeiten angegeben.

Im Folgenden sind die in der numerischen Simulation verwendeten Werkstoffkenngrößen und Randbedingungen angegeben:

Wärmeleitfähigkeit: $\lambda_{th}^n = 8.2 \text{ J/h mm } ^\circ\text{K}$

Wärmekapazität: $c_{th}^n = 2.652 \cdot 10^{-3} \text{ J/mm}^3 \text{ } ^\circ\text{K}$

Filmkoeffizient: $h_f = 0.035 \text{ J/mm}^2 \text{ } ^\circ\text{K}$;

Umgebungstemperatur: $T_o = 22.0^\circ\text{C} + a(-\sin(2t/10))$; mit $a=2.5^\circ\text{C}$

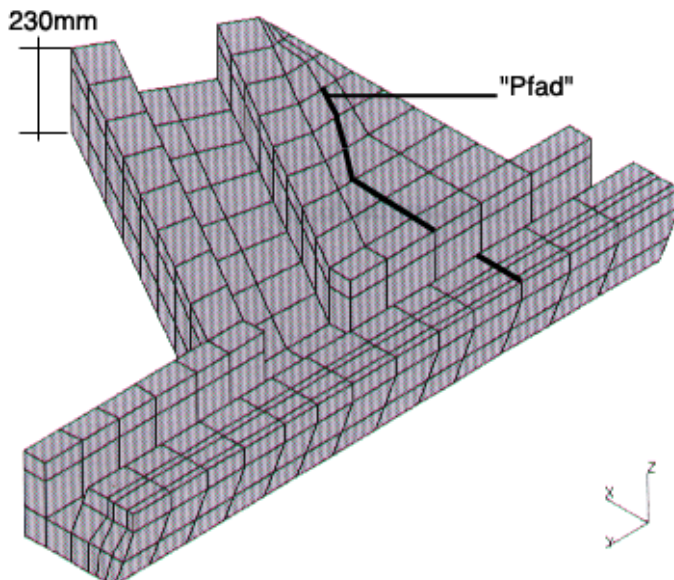


Abb. 3.90: Horizontaler Schnitt durch das FE-Modell (bei $z = 230 \text{ mm}$), ausgewertete Knoten entlang der angegebenen Linie

Knotennummer im FE-Modell	x [mm]	y [mm]	z [mm]	1. temp. Minimum [°C]	Zeit des 1. temp. Minimums [h]
153	0	350	230	20.25	11
211	22.5	350	230	20.26	11.5
212	65.5	350	230	20.27	12
213	86	350	230	20.27	12
201	145	350	230	20.25	11.5
196	281	350	230	20.48	11.5
193	350	350	230	20.54	13.5
868	449.54	350	230	20.57	14.5
889	550	342.7	230	20.61	15.5
890	650	342.7	230	20.62	15
891	750	342.7	230	20.59	14.5
892	850	292.7	230	20.52	13.5

Tab. 3.17: Koordinaten der ausgewerteten FE-Knoten und erstes Temperaturminimum (s. Abb. 3.91)

In der Abb. 3.91 sind die numerisch berechneten Temperaturen der ausgewerteten Knoten dargestellt. Die Verschiebung der Temperaturminima und -maxima sind deutlich zu erkennen.

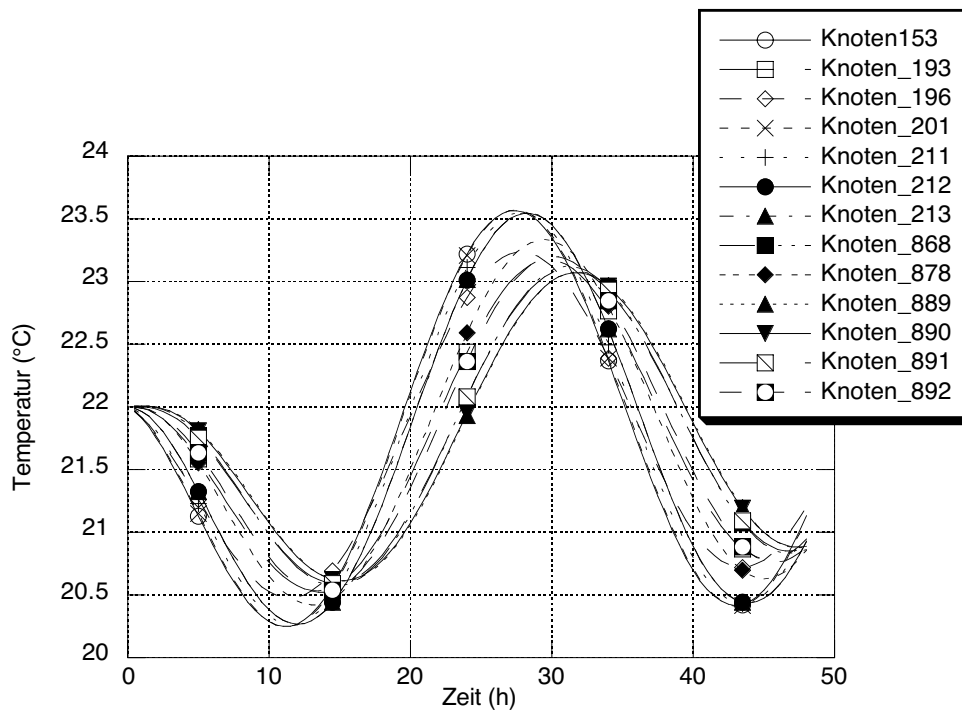


Abb. 3.91: Berechnete Temperaturverteilung als Funktion der Zeit bei aufgeprägter sinusförmiger Wärmezufuhr

3.3.5.2.2 Numerische Verformungsanalyse

Wie bereits in Kap. 3.3.2 erwähnt, resultieren Temperaturänderungen in einem Körper in dessen Volumenkontraktion bzw. -dilatation. Das hier untersuchte Maschinenfundament ist in seiner Struktur kompliziert aufgebaut und durch seine elastischen Auflager nicht frei verformbar. In den relativ schlanken Stegen, auf denen sich die Führungsbahnen befinden, ergibt sich bei einer Temperaturänderung der Umgebung eine andere Temperaturverteilung als in massiven Querschnitten.

Die die Bearbeitungspräzision einer Werkzeugmaschine unmittelbar beeinflussende Verformung der Führungsbahnen, auf denen der Werkzeugschlitten geführt wird, wurde unter dem Einfluss thermisch sich ändernder Randbedingungen analysiert. Die Temperatur der Umgebung wurde wie in Kap. 3.3.5.2.1 variiert.

Im Folgenden sind die in der numerischen Simulation verwendeten Werkstoffkenngrößen und Randbedingungen angegeben:

Wärmeleitfähigkeit: $\lambda_{th}^n = 8.2 \text{ J/h mm } ^\circ\text{K}$; Wärmekapazität: $c_{th}^n = 2.652 \cdot 10^{-3} \text{ J/mm}^3 \text{ } ^\circ\text{K}$

Wärmeausdehnungskoeffizient: $\alpha_{th} = 15 \cdot 10^{-6} \text{ 1/}^\circ\text{K}$

Spezifisches Gewicht: $\rho^n = 2.75 \cdot 10^{-5} \text{ N/mm}^3$; Filmkoeffizient: $h_f = 0.035 \text{ J/mm}^2 \text{ } ^\circ\text{K}$

Umgebungstemperatur: $T_o = 22.0^\circ\text{C} + a \cdot (-\sin(2t/10))$; mit $a = 2.5^\circ\text{C}$

$E = 37 \text{ kN/mm}^2$; Querdehnzahl: $\nu = 0.22$

Steifigkeit der Auflagerung: 77000 N/mm

In Tab. 3.18 sind die genauen Koordinaten der ausgewerteten Knoten aufgelistet und die Lage auf der V- bzw. der Flachbahn angegeben.

Abb. 3.92 bzw. Abb. 3.93 zeigt die Verformung in x- bzw. in z-Richtung der ausgewerteten Knoten auf Grund der sinusförmigen Temperaturänderung der Umgebung. Die scheinbar initiale Verformung entsteht durch den Einfluss der Schwerkraft im ersten Zeitinkrement der thermischen Verformungsanalyse. Neben der minimalen Schwerkraftverformung werden die elastischen Auflager verformt.

Die Verformungen in x-Richtung der verschiedenen Knoten sind stärker unterschiedlich wie die in z-Richtung. Allerdings beeinflussen die Verformungen der Flachbahn in x-Richtung die Bearbeitungsqualität nicht sehr wesentlich, da der aufliegende Werkzeugschlitten in x-Richtung auf der Flachbahn gleiten kann.

Knoten	Führungsbahn	x [mm]	y [mm]	z [mm]
7	" v "	240	0	762.5
83	" v "	240	192.7	762.5
463	" v "	240	910.04	762.5
1595	" v "	240	1395.4	762.5
1886	" v "	240	1750	762.5
12	„flach“	65	0	789.5
88	„flach“	65	192.7	789.5
468	„flach“	65	910.04	789.5
1600	„flach“	65	1395.4	789.5
1891	„flach“	65	1750	789.5

Tab. 3.18: Koordinaten der ausgewerteten Knoten des numerischen Modells

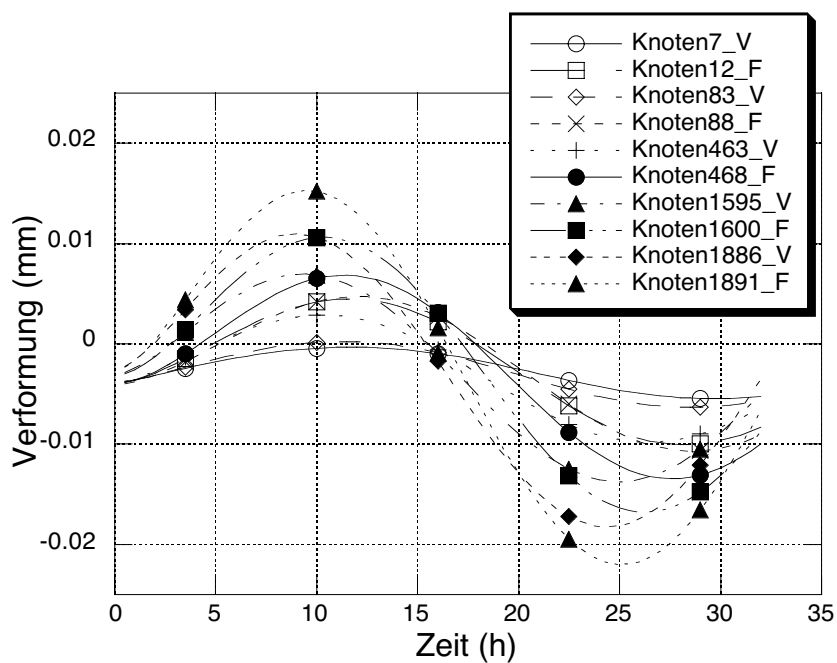


Abb. 3.92: Numerisch berechnete Verformungen in x-Richtung der V- und Flachbahn als Funktion der Zeit

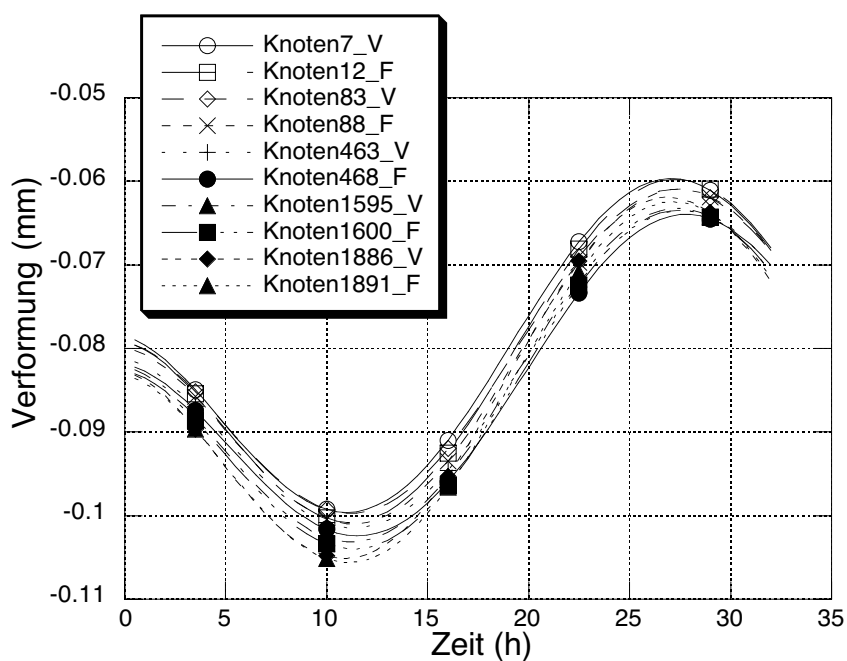


Abb. 3.93: Numerisch berechnete Verformungen in z-Richtung der V- und Flachbahn als Funktion der Zeit

3.3.6 Validierung der berechneten Verformung an Maschinenfundamenten unter mechanischer und thermischer Last durch 3-D ESPI Messungen

Zur Validierung der Ergebnisse aus den numerischen Simulationen von Verformungen an Hochpräzisionsmaschinenfundamenten wurde im Rahmen dieser Untersuchungen das berührungsfreie Messverfahren, basierend auf Laserinterferometrie, verwendet. Die Verifikation der numerischen Ergebnisse durch experimentelle Untersuchungen ist bzgl. der kompliziert aufgebauten Maschinenfundamente unerlässlich (Ratnam et al. 1993). Thermisch und mechanisch aufgebrauchte Belastungen resultieren auf Grund der grossen Steifigkeit des betrachteten Bauteils in sehr kleinen Verformungen. Diese lassen sich mit der 3-D ESPI Messmethode reproduzierbar messen. Die ESPI Messtechnik wurde bereits in Kap. 3.2.2.3 vorgestellt.

3.3.6.1 Versuchsaufbau

Zur Messung der Verformungen am Maschinenfundament (vgl. Abb. 3.86) auf Grund von Wärmezufuhr bzw. unter statischer Last wurde eine Beobachtungsfläche von ca. 700x800 mm² mit Hilfe eines Argonionen-Lasers auf der Vorderansicht erzeugt. Der Laser lieferte eine Leistung von 600 mW. Die geschätzte Ungenauigkeit bei den Messungen beträgt ca. 0.5 μm über die gesamte Beobachtungsfläche. Abb. 3.94 stellt die Beleuchtung des Maschinenfundaments schematisch dar. Das Maschinenfundament und der ESPI-Messkopf waren während der Messungen auf einen speziellen Aufspannboden gestellt worden, um von aussen einwirkende Störungen möglichst minimal zu halten. Der Aufspannboden ist mechanisch von der Umgebung entkoppelt. Die gesamte Versuchsanordnung wurde während der Messungen durch Abdecken mit Folien vor Luftströmungen geschützt. Abb. 3.95 zeigt ein Foto der Messanordnung. Im Vordergrund sieht man den Lasermesskopf, der auf einem steifen Rahmen aus Stahl montiert wurde. Im Hintergrund sieht man das Maschinenfundament mit der weiss eingefärbten Beobachtungsfläche. Am oberen Bildrand lässt sich die Belastungsvorrichtung erkennen, mit der eine auf die Führungsbahnen verteilte Last von 1800 N unter Schwerkrafteinfluss aufgebracht wurde.

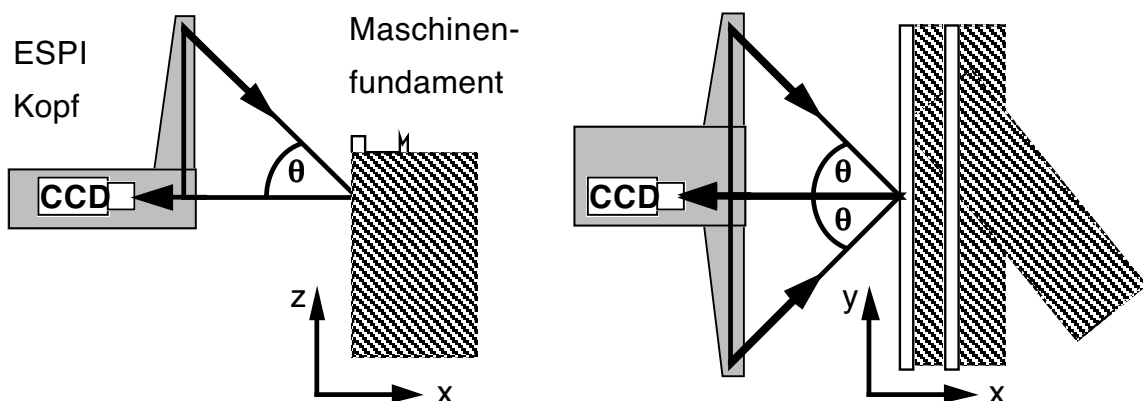


Abb. 3.94: Schematische Darstellung der Beleuchtung des Maschinenfundaments und die Definition der Koordinatenachsen

3.3.6.2 Verformungen auf Grund mechanischer Belastungen

Um Verformungen des Maschinenfundaments durch mechanische Belastungen zu messen, wurde der ESPI-Messkopf in einer Entfernung von 1.76 m von der Beobachtungsfläche des Maschinenfundaments aufgebaut. Der Beleuchtungswinkel $\theta = 16^\circ$ (vgl. Abb. 3.94) ergibt eine Auflösung von $0.94 \mu\text{m}$ pro Streifen (planar: u , v) und $0.13 \mu\text{m}$ pro Streifen aus der Ebene (w).

Mit Hilfe einer speziell hergestellten Lastvorrichtung, die genau den Konturen der Flach- und v-Bahn angepasst wurde, konnte ein Lastunterschied von 1800 N senkrecht zu den Führungsbahnen eingeleitet werden. Die Art der Lastaufbringung ist der realen Belastung während des Betriebs nachempfunden. Die Last wurde an den in Tab. 3.19 angegebenen Stellen als verteilte Last eingeleitet.

	Koordinaten des Flächenmittelpunktes (mm)	Fläche (mm ²) Flächenlast (N/mm ²)
Flachbahn	x = 44	5015.18
	y = 979.17	0.149
v-Bahn	x = 240	5531.18
	y = 979.17	0.115

Tab. 3.19: Koordinaten der Lasteinleitung

Vor und während der Belastung wurde die beleuchtete Oberfläche analysiert. In Abb. 3.96 sind die Streifenmuster (Linien gleicher Verformung) für die geschilderte Belastung von 1800 N dargestellt. Bemerkenswert ist die Inhomogenität der Streifen am oberen Rand der Beobachtungsfläche. Es handelt sich hierbei um eine Verformung aus der Ebene. Diese „Beule“ entspricht einer Verformung von $0.12 \mu\text{m}$.

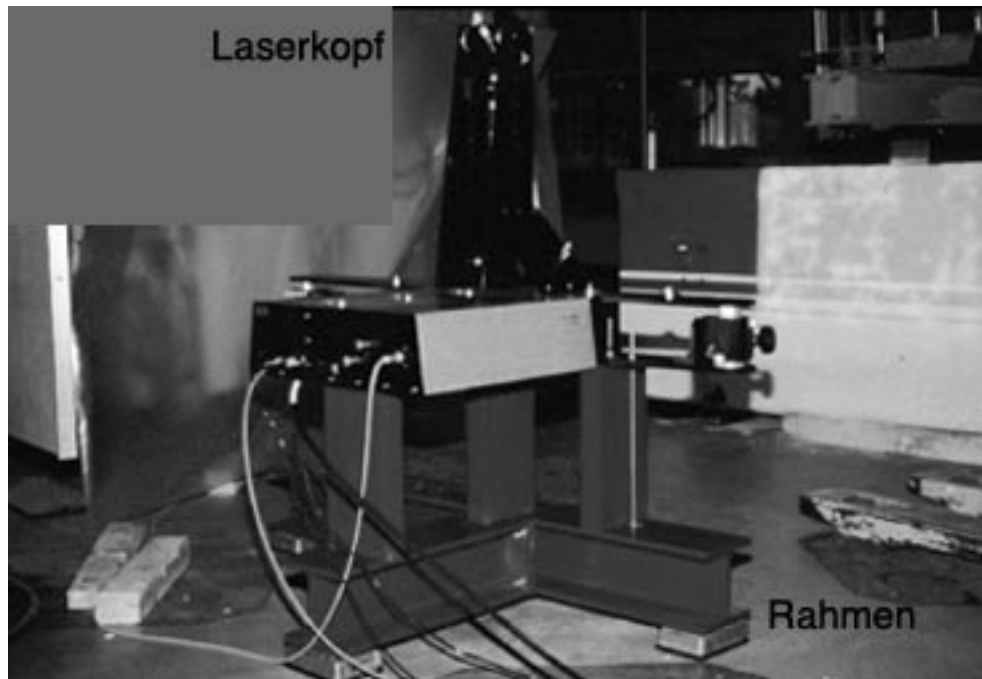


Abb. 3.95: Messaufbau – im Vordergrund sieht man den Messkopf, der das Maschinfundament beleuchtet

Die vergleichende Untersuchung zwischen den experimentell ermittelten Werten und den aus der numerischen Simulation mechanischer Lastfälle berechneten Verformungen des Maschinfundaments soll als zusätzliche Validierung für die thermisch hervorgerufenen Verformungen dienen.

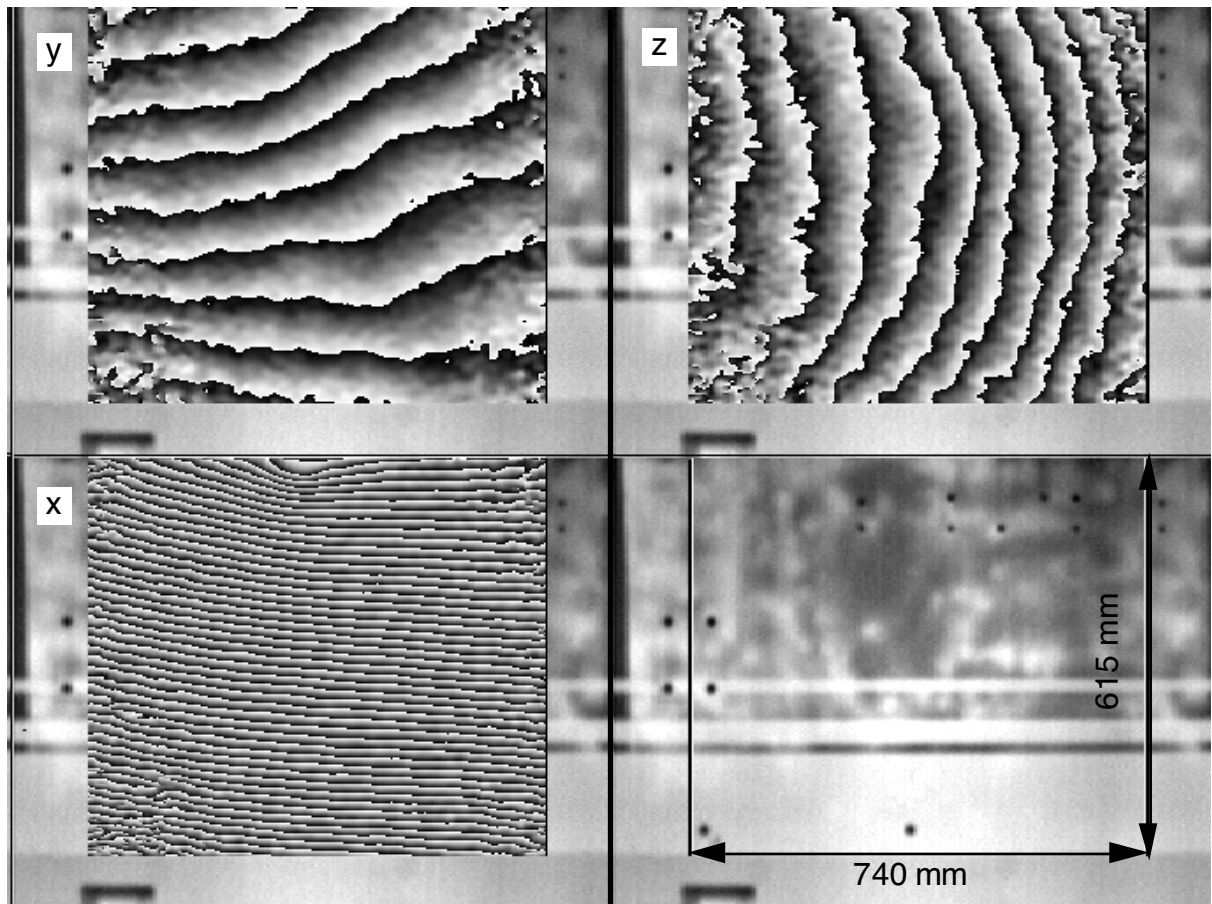


Abb. 3.96: 3-D ESPI Analyse – die Phasenbilder zeigen Linien gleicher x-, y-, und z-Verschiebungen und den Beobachtungsausschnitt

3.3.6.3 Verformungen auf Grund thermischer Belastungen

Wie bereits in Kap. 3.3.4 beschrieben, wird einem Maschinenfundament beim Betrieb häufig Wärme zugeführt. Auf Grund thermischer Dehnungen kann die Bearbeitungsgenauigkeit der Maschine beeinflusst werden. Der in Kap. 3.3.5.1 beschriebene Versuchsaufbau wurde im Rahmen der Verformungsmessung mittels 3-D ESPI verwendet. Das Wasser, in dem am Maschinenfundament befestigten Wasserbecken, wurde auf 43°C erwärmt. Während der Wärmezufuhr über 5 Stunden und 15 Minuten wurde die Verformung in gleichmässigen Zeitschritten gemessen. Die Messungen wurden jeweils aufsummiert. Daraus wurde die Gesamtverformung ermittelt.

Das 3-D ESPI Interferometer wurde in einem Abstand von 1.41 m zur beobachteten Oberfläche des Maschinenfundaments aufgestellt. Der beobachtete Ausschnitt war 700x800 mm². Der sich aus der geometrischen Anordnung ergebende Winkel θ war 19° (vgl. Abb. 3.94). Damit ergibt sich die Auflösung zu 0.77 μm pro Streifen (planar y, z) und aus der Ebene (x) zu 0.13 μm .

3.3.7 Vergleich der numerischen Berechnungen mit den experimentellen Ergebnissen

Die mit Hilfe des numerischen Modells (verwendete finite Elemente s. Kap. 3.3.3.1.1) berechneten Verformungen auf Grund mechanisch aufgebracht Last stimmen sehr gut mit den aus der 3-D ESPI Messung bestimmten Verformungen überein. In Abb. 3.97 sind die numerisch berechneten Werte (x_{FE} , y_{FE} und z_{FE}) den experimentell bestimmten Werten (x_{ESPI} , y_{ESPI} und z_{ESPI}) gegenübergestellt. Die Werte wurden entlang einer vertikalen Linie bei $y = 1045$ mm bestimmt.

Auf Grund der sehr guten Übereinstimmung konnte man davon ausgehen, dass die thermisch induzierten Verformungen am betrachteten Maschinenfundament ebenfalls gut durch das numerische Modell wiedergegeben werden.

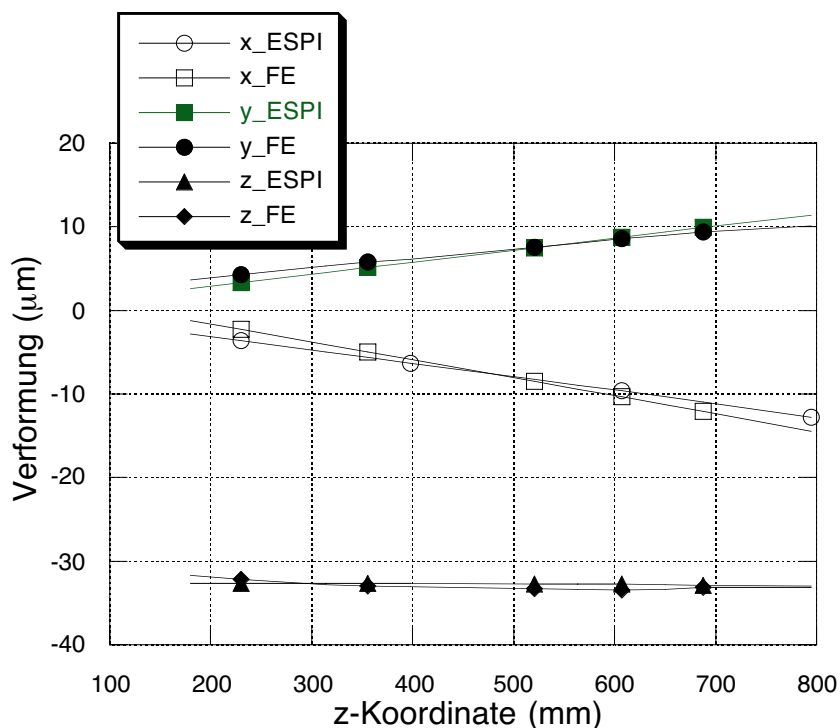


Abb. 3.97: Vergleich der berechneten und gemessenen Verformungswerte unter statischer Last (1800 N)

In Abb. 3.98 sind die numerisch berechneten Werte (x_{FE} , y_{FE} und z_{FE}) den experimentell bestimmten Werten (x_{ESPI} , y_{ESPI} und z_{ESPI}) gegenübergestellt. Die Werte wurden entlang einer horizontalen Linie bei $z = 607$ mm bestimmt. Nachdem in Kap. 3.3.5.1 und Kap. 3.3.6.2 gezeigt werden konnte, dass die Temperaturverteilung bzw. die Verformung in der numerischen Simulation realistisch wiedergegeben werden, kann man für die gekoppelte numerische Analyse ebenfalls eine sehr gute Übereinstimmung finden (vgl. Abb. 3.98).

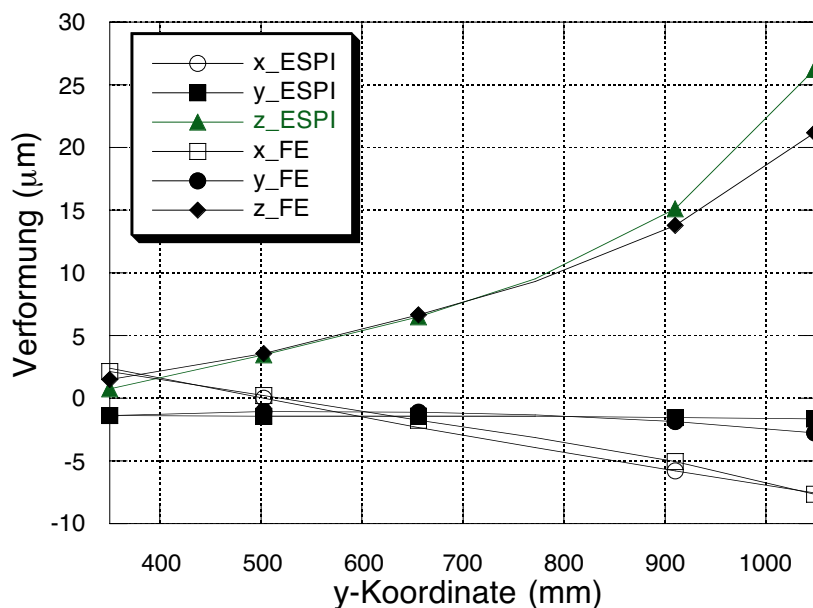


Abb. 3.98: Vergleich der berechneten und gemessenen Verformungswerte nach Wärmezufuhr während 5 Stunden und 15 Minuten bei $z = 607$ mm (horizontaler Schnitt)

3.4 Hygrische Gradienten in Maschinenfundamenten

3.4.1 Bestimmung der Feuchtigkeitsverteilung

Wie Weimann (Weimann 2001) in seiner Arbeit zeigen konnte, wird bei einem bestehenden Feuchtigkeitsunterschied zwischen der Umgebung und einem Bauteil aus Polymerbeton, Feuchte vom Bauteil aufgenommen bzw. abgegeben.

Die numerische Beschreibung der Diffusion ist der Wärmeleitung gleich. Deswegen wurde das FE-Netz aus den gleichen finiten Elementen generiert, wie sie bereits in Kap. 3.3.3.1 beschrieben sind. Die Übergangsbedingungen sind ebenfalls mit Hilfe des Filmkoeffizienten formuliert. Alvaredo (Alvaredo 1994) beschreibt in ihrer Arbeit die Implementierung dieser Übergangsbedingungen bzgl. numerischer Feuchteanalyse ausführlich.

In dem in dieser numerischen Studie betrachteten Feuchtigkeitsbereich wurde ein konstanter Diffusionskoeffizient $D(f) = \text{const} = 0.33 \text{ mm}^2/\text{d}$ angenommen. In Abb. 3.99 ist das Netz aus finiten Element dargestellt. Neben dem in Kap. 3.3.4.1 verwendeten Maschinenfundament wurden in der Praxis auch Maschinenfundamente eingesetzt, die einen massiven Querschnitt haben. Für die numerische Simulation der Feuchtigkeitsverteilung ist es notwendig, das FE-Netz sehr viel feiner zu gestalten, wie dies zur Berechnung der Temperaturverteilung benötigt wird. Auf Grund vertretbarer Rechenzeiten wurde das FE-Netz vereinfacht.

Die berechneten Feuchtigkeitsverteilungen, nach 10 Tagen, nach 30 Tagen, nach 90 Tagen, nach einem Jahr, nach 3 Jahren, nach 5 Jahren und nach 10 Jahren, sind in Abb. 3.100 und Abb. 3.101 dargestellt. Bereits nach einem Jahr lässt sich die veränderte Feuchtigkeit in den Stegen der Führungsbahnen erkennen. Nach 10 Jahren sind die Stege, auf denen die hochpräzisen Führungsbahnen aufgebaut sind, fast vollständig der Umgebungsfeuchtigkeit angepasst.

In den Tab. 3.20, Tab. 3.21 und Tab. 3.22 sind die Koordinaten der ausgewerteten Knoten aufgelistet. Auf horizontalen Schnitten durch den massiven Teil des betrachteten Bauteils sowie durch den „Unterbau“ der Führungsbahnen befinden sich die o.g. Knoten gelegen. Die Auswertungen der Feuchtigkeitsentwicklung als Funktion der Zeit für die Knoten aus Tab. 3.20, Tab. 3.21 und Tab. 3.22 sind in Abb. 3.102, Abb. 3.103 und Abb. 3.104 dargestellt.

Im Folgenden sind die in der numerischen Simulation verwendeten Werkstoffkenngrößen und Randbedingungen angegeben:

Diffusionskoeffizient	$D(f) = \text{const} = 0.33 \text{ mm}^2/\text{d}$
Filmkoeffizient:	$h_f = 0.1 \text{ mm}/\text{d}$
Umgebungsfeuchtigkeit:	$H_{\text{ex}} = 75\%$

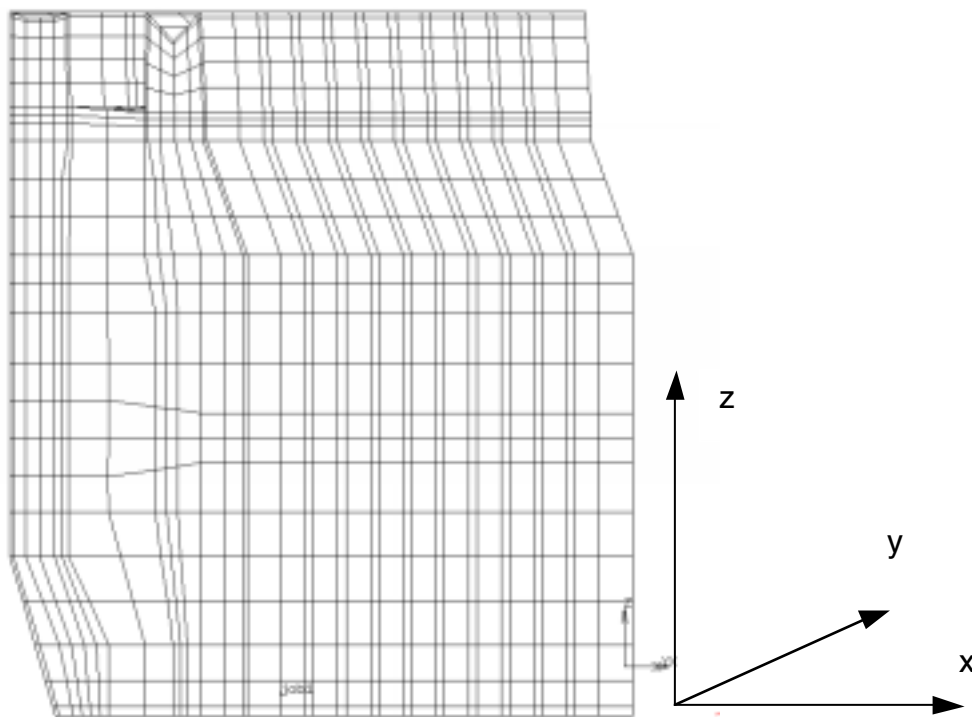


Abb. 3.99: Finite Elemente des untersuchten Bauteils

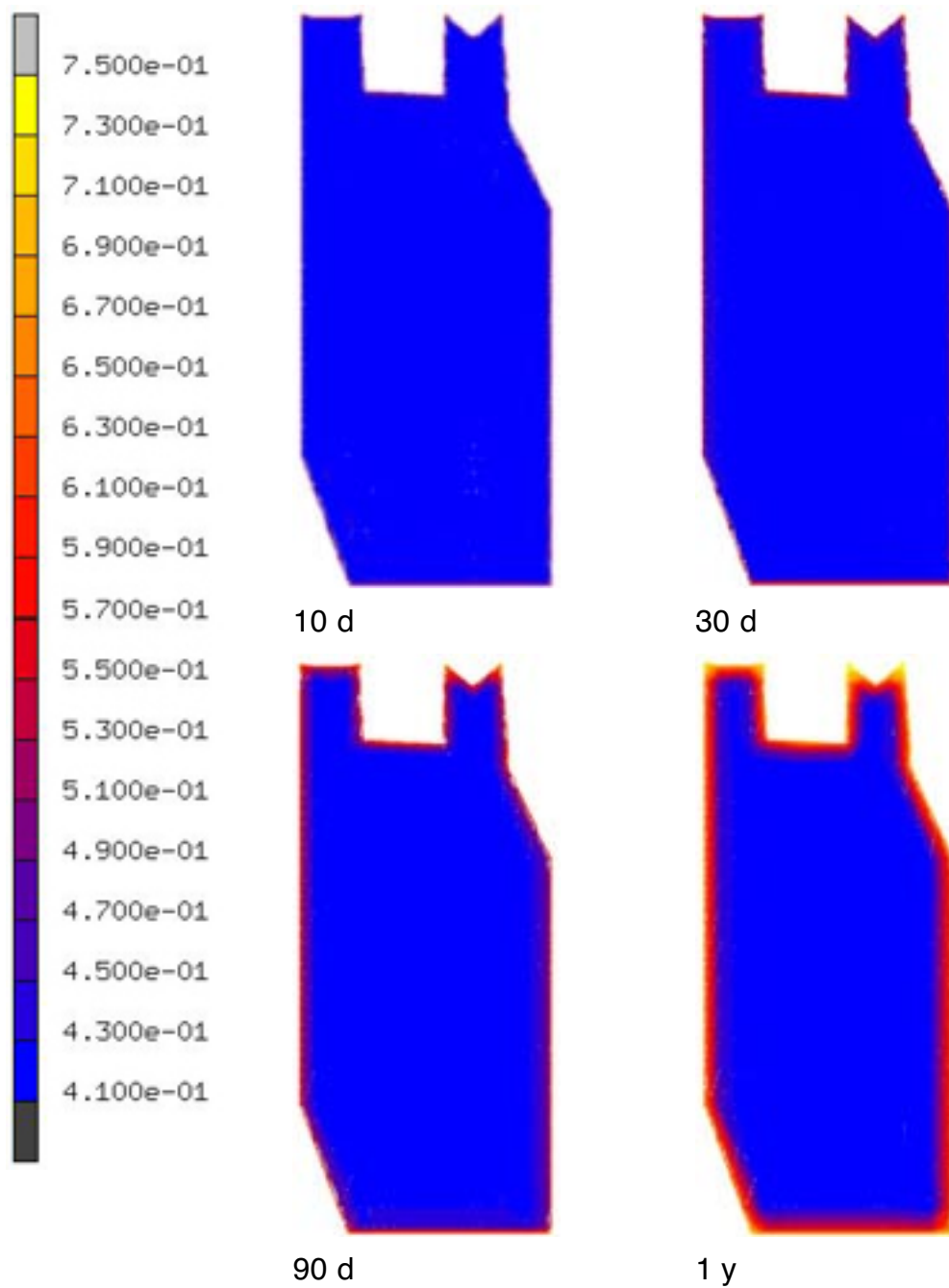


Abb. 3.100: Numerisch berechnete Feuchtigkeitsverteilung zur Zeit: 10 Tage, 30 Tage und 90 Tage

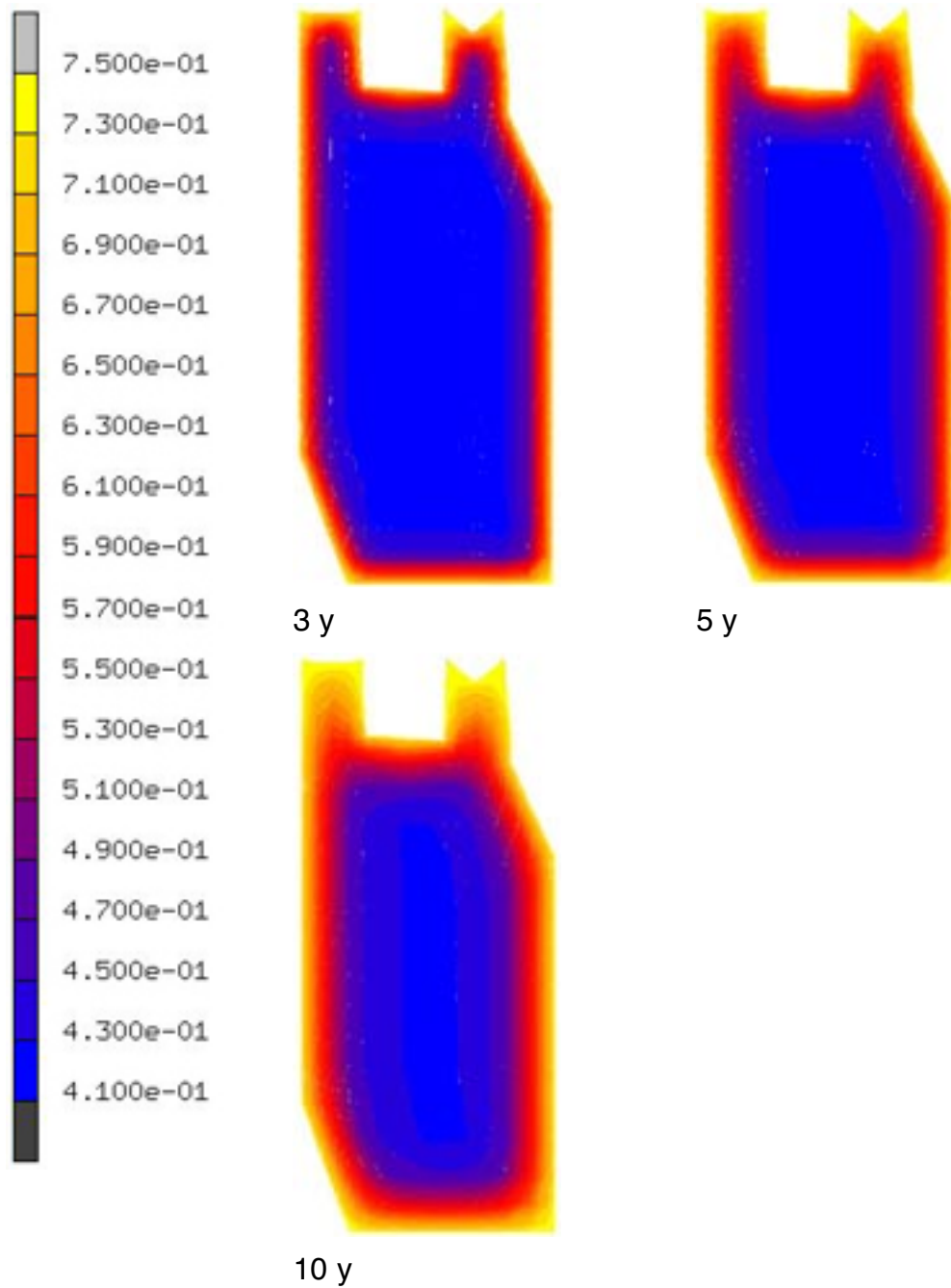


Abb. 3.101: Numerisch berechnete Feuchtigkeitsverteilung zur Zeit: 1 Jahr, 3 Jahre, 5 Jahre und 10 Jahre

Flachbahn			
Knoten Nr.	x-Koordinate (mm)	y-Koordinate (mm)	z-Koordinate (mm)
97	0	0	741.5
171	4.5	0	741.5
98	22.5	0	741.5
361	44	0	741.5
290	81.9	0	741.5
99	65.5	0	741.5
100	86	0	741.5

Tab. 3.20: Ausgewertete Knoten und die entsprechenden Koordinaten der Flachbahn

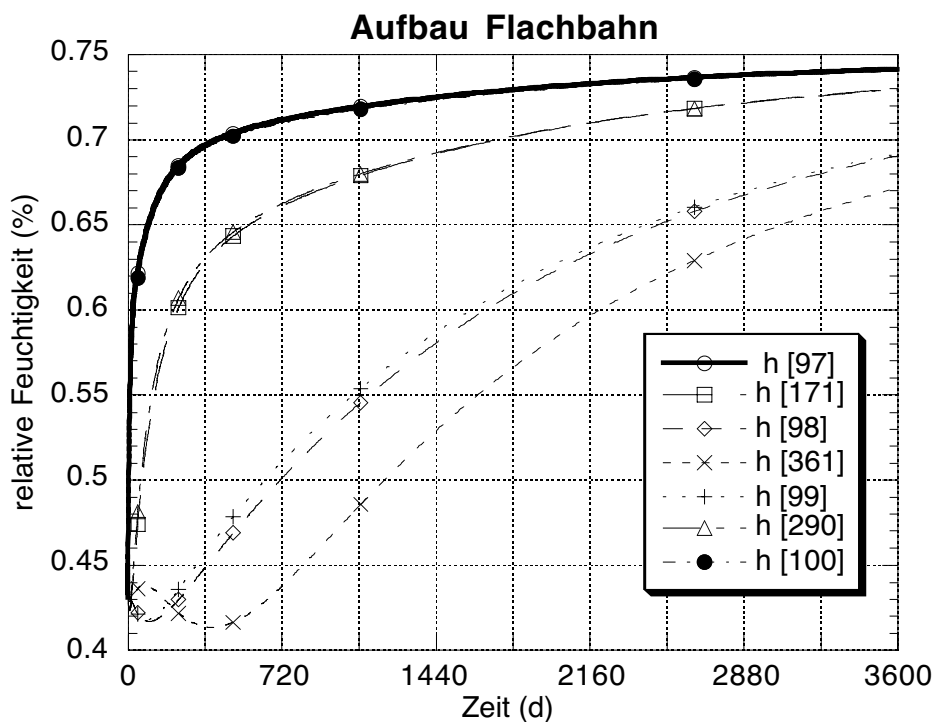


Abb. 3.102: Numerisch berechnete Feuchtigkeitsverteilung während 10 Jahren im Querschnitt der Flachbahn

v-Bahn			
Knoten Nr.	X-Koordinate (mm)	y-Koordinate (mm)	z-Koordinate (mm)
109	199	0	738.5
325	203.2	0	736.875
116	220	0	730.375
110	241	0	722.25
118	262.75	0	730.375
188	280.150	0	736.875
111	284.5	0.	738.5

Tab. 3.21: Ausgewertete Knoten mit ihren Koordinaten der v-Bahn

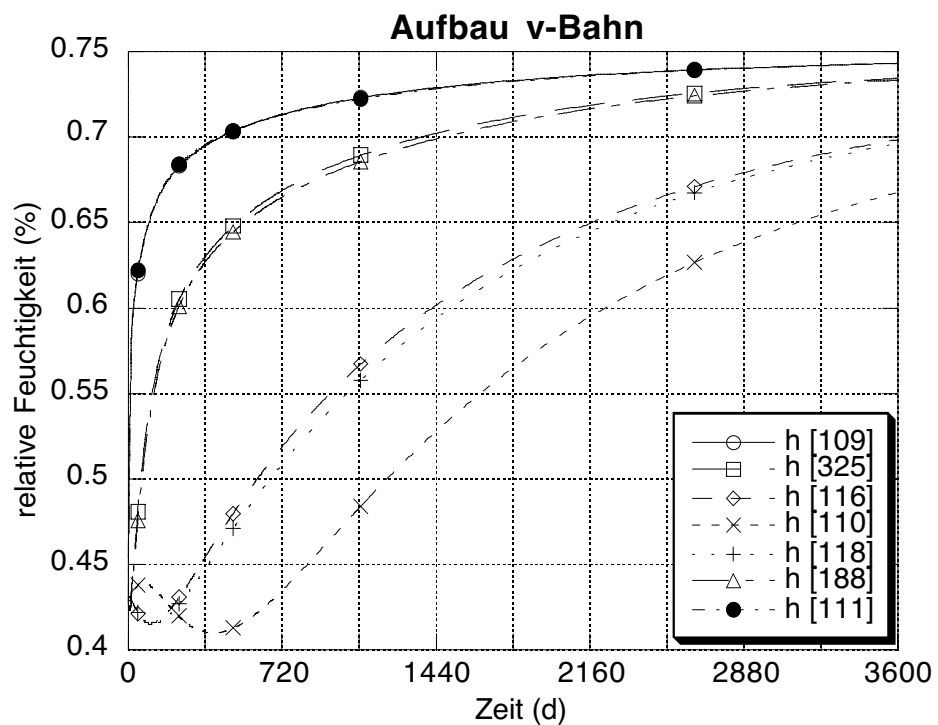


Abb. 3.103: Numerisch berechnete Feuchtigkeitsverteilung während 10 Jahren im Querschnitt der v-Bahn

massiver Querschnitt			
Knoten Nr.	x-Koordinate (mm)	y-Koordinate (mm)	z-Koordinate (mm)
86	0	0	607
176	4.5	0	607
88	22.5	0	607
353	44	0	607
90	65.5	0	607
309	75.75	0	607
92	88.67	0	607
94	144	0	607
334	212.25	0	607
161	226.5	0	607
82	255	0	607
121	282.167	0	607
191	304	0	607
84	309	0	607

Tab. 3.22: Ausgewertete Knoten mit ihren Koordinaten im massiven Querschnitt

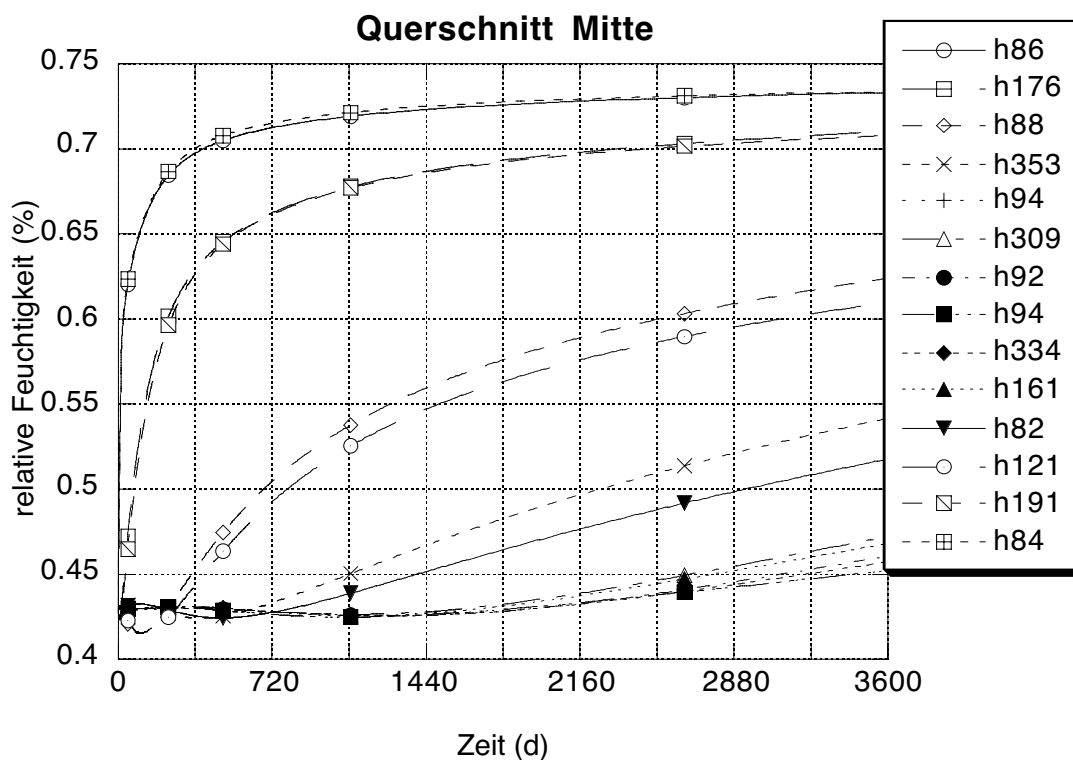


Abb. 3.104: Numerisch berechnete Feuchtigkeitsverteilung während 10 Jahren im Querschnitt unterhalb der Flach- und v-Bahn

3.4.2 Hygrische Verformungen

Wie schon lange aus der Betontechnologie mineralischer Betone bekannt ist, wird das Bauteilvolumen durch den Feuchtigkeitsgehalt des Werkstoffs mit beeinflusst. Ein ähnliches Verhalten konnte Weimann (Weimann 2001) bei der Untersuchung des hygrischen Verhaltens von Polymerbeton finden.

Für die geforderte hohe Formstabilität der Maschinenfundamente für den Hochpräzisionswerkzeugmaschinenbau ist es notwendig, den Einfluss der hygrischen Eigenschaften des verwendeten Werkstoffs genau zu kennen und gestützt durch numerische Simulationen, die hygrischen Verformungen vorauszuberechnen. Im Rahmen dieser Arbeit wurde, wie in Kap. 3.4.1 beschrieben, ein Teil eines Maschinenfundaments mit Hilfe der finiten Elemente numerisch untersucht. Es wurden ebenfalls elastische Auflagebedingungen formuliert. In Tab. 3.23 sind die Koordinaten der Knoten aufgelistet, die mittels einer Feder, mit der Steifigkeit 77000 N/mm, in der Simulation elastisch gelagert waren.

x-Koordinate (mm)	y-Koordinate (mm)	z-Koordinate (mm)
350	0	0
350	1100	0
67.31	600	0

Tab. 3.23: Koordinaten der elastisch gelagerten Knoten

Hygrisches Schwinden oder Quellen kann in erster Näherung gemäss Gln. 3.40 angegeben werden. Man erhält so die thermischen Dehnungen, die eine Volumenänderung hervorrufen, zu :

$$\varepsilon_h = \alpha_h \cdot \Delta H \quad \text{Gln. 3.40}$$

In Gln. 3.40 ist die hygrische Längenausdehnung angegeben, die für jedes infinitesimale Element des Werkstoffs gilt, wenn diese Elemente nicht verformungsbehindert sind. In einem Kontinuum können sich die einzelnen Elemente nicht frei ausdehnen. Es werden Spannungen aufgebaut, die Verformungen hervorrufen. Damit sind die Kompatibilitätsbedingungen erfüllt.

Wie bereits in Kap. 3.3.3.1 beschrieben, wurde hier die Feuchtigkeitsverteilung in jedem Zeitschritt berechnet und die sich daraus ergebenden Verformungen bestimmt.

Im Folgenden sind die in der numerischen Simulation verwendeten Werkstoffkenngrössen und Randbedingungen angegeben:

Diffusionskoeffizient: $D(f) = \text{const} = 0.33 \text{ mm}^2/\text{d}$; $d = 24$ Stunden

Umgebungsfeuchtigkeit: $H_{\text{ex}}=75\%$

Anfangsfeuchtigkeit: $H_0= 43\%$

hygrischer Längenausdehnungskoeffizient: $\alpha_h = 1.5 \cdot 10^{-6} \text{ 1/h}$

Filmkoeffizient: $h_f = 0.1 \text{ mm/d}$

Elastizitätsmodul: 37 kN/mm^2 ; Querdehnzahl: $\nu = 0.22$

Lagersteifigkeit: 77 kN/mm

Länge: 1100 mm (y-Richtung), Breite: 350 mm (x-Richtung), Höhe: 794 mm (z-Richtung)

Für die Auswertung der numerisch berechneten Verformungen wurden die Knoten entlang der Flachbahn in x-Richtung (vgl. Abb. 3.105) und in z-Richtung (vgl. Abb. 3.106) genauer betrachtet. Die Verformung in x-Richtung beeinflusst die Bearbeitungsgenauigkeit der Werkzeugmaschine nicht in gleichem Masse wie die Verformung in z-Richtung. In x-Richtung kann der Werkzeugschlitten gleiten.

In Abb. 3.106 kann man deutlich erkennen, dass das betrachtete Teilstück eines Maschinenständers eine Wölbung in pos. z-Richtung erfährt. Der Betrag dieser Wölbung ist nach 10 Jahren ungefähr 10% der geforderten Bearbeitungsgenauigkeit der Werkzeugmaschine.

Die Verformungen der v-Bahn in x-Richtung sind in Abb. 3.107 und die in z-Richtung in Abb. 3.108 dargestellt. Die Verformungen in z-Richtung, entlang der v-Bahn, sind nur geringfügig unterschiedlich zu der Verformung der Flachbahn in z-Richtung.

Die sehr geringe Verformung der v-Bahn in x-Richtung beeinflusst die Bearbeitungsgenauigkeit der Werkzeugmaschine nicht. Die berechneten hygri-schen Verformungen des betrachteten Bauteils sind für beide Führungsbahnen so gering, dass sie vernachlässigt werden können. Dies ist auf die hohe Steifigkeit des Maschinenfundaments einerseits, aber andererseits auch auf den geringen Diffusionskoeffizienten von Polymerbeton zurückzuführen.

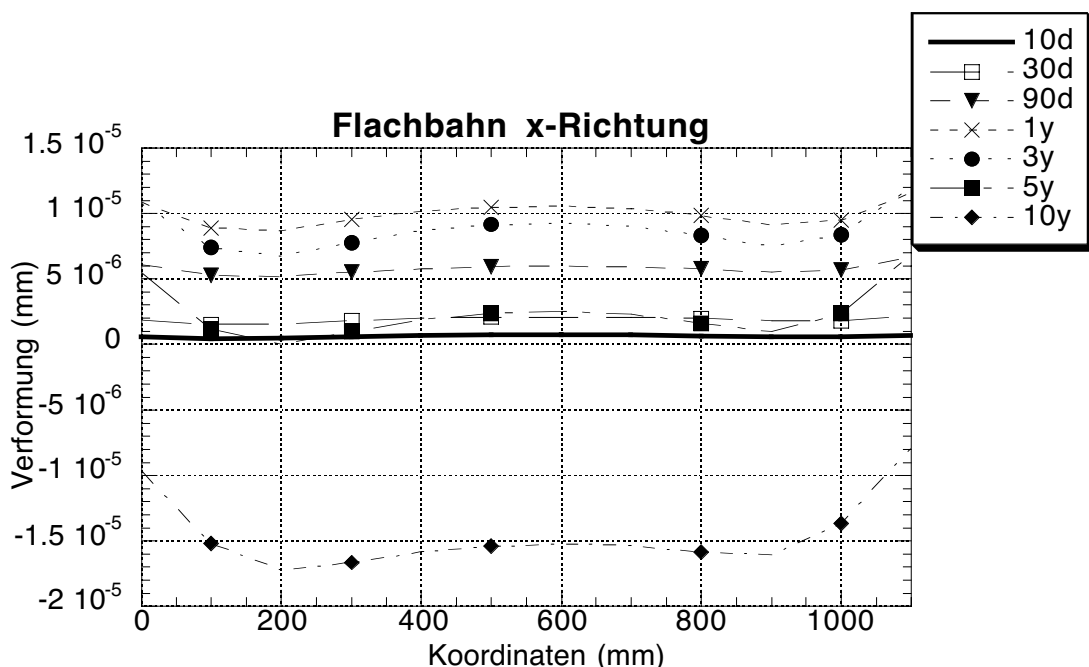


Abb. 3.105: Numerisch berechnete Verformungen in x-Richtung der Flachbahn nach 10 Tagen, 30 Tagen, 90 Tagen, 1 Jahr, 3 Jahren, 5 Jahren und 10 Jahren

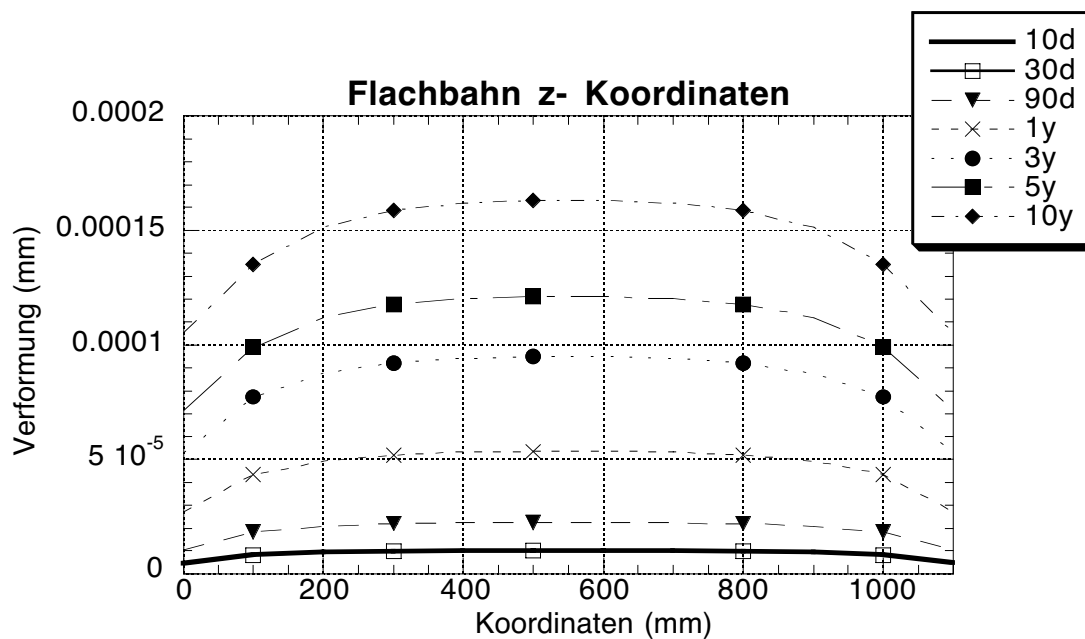


Abb. 3.106: Numerisch berechnete Verformungen in z-Richtung der Flachbahn nach 10 Tagen, 30 Tagen, 90 Tagen, 1 Jahr, 3 Jahren, 5 Jahren und 10 Jahren

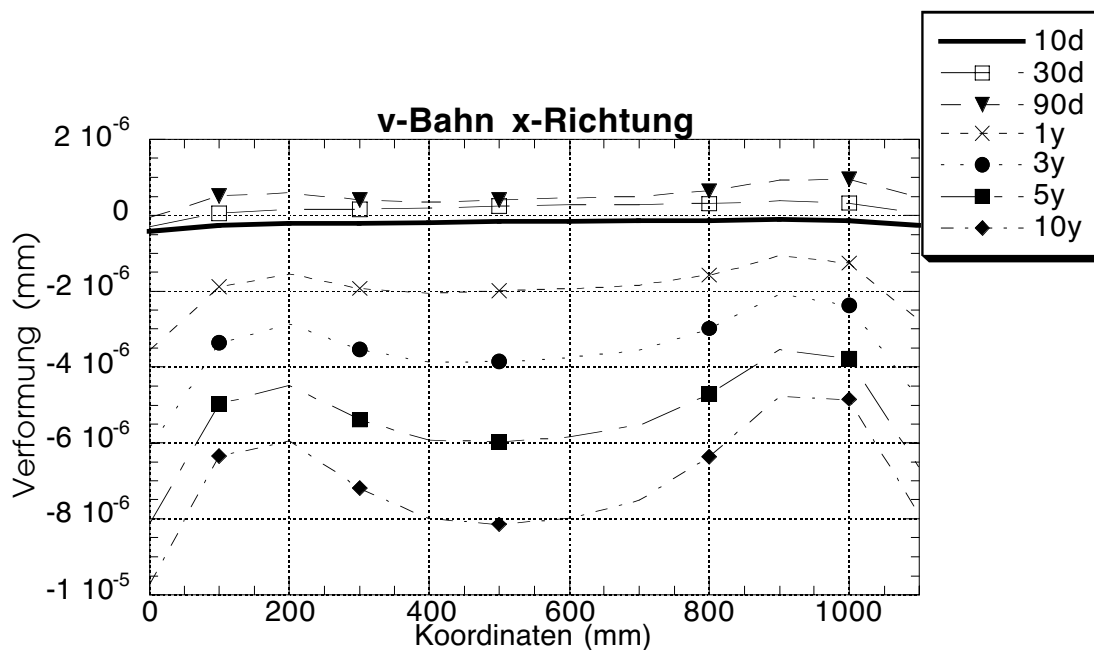


Abb. 3.107: Numerisch berechnete Verformungen in x-Richtung der v-Bahn nach 10 Tagen, 30 Tagen, 90 Tagen, 1 Jahr, 3 Jahren, 5 Jahren und 10 Jahren

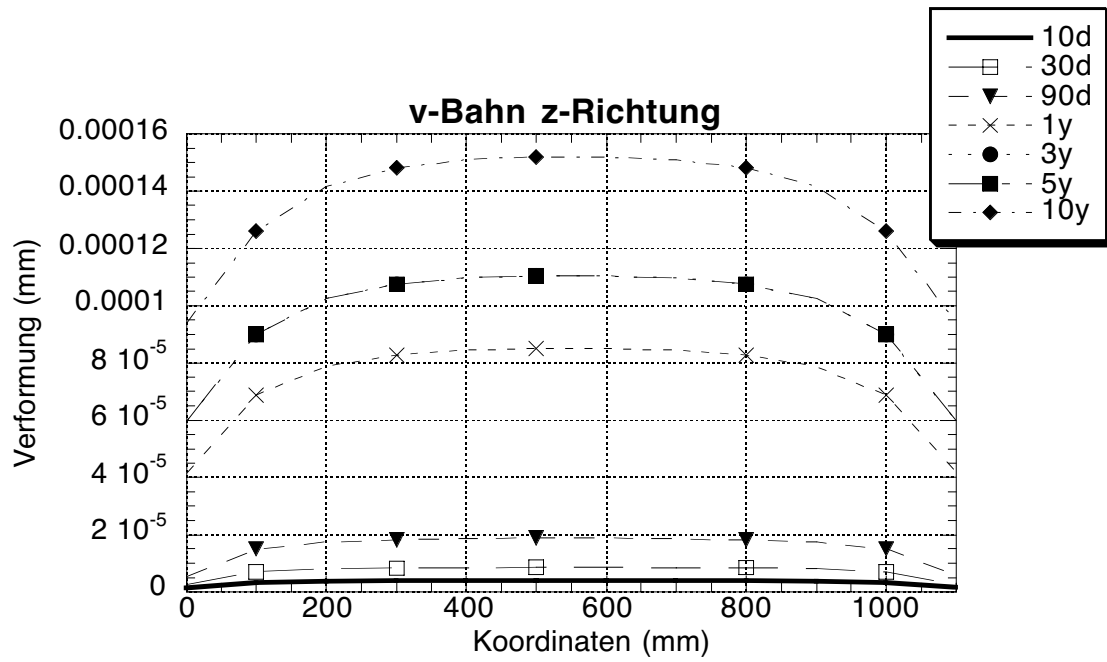


Abb. 3.108: Numerisch berechnete Verformungen in z-Richtung der v-Bahn nach 10 Tagen, 30 Tagen, 90 Tagen, 1 Jahr, 3 Jahren, 5 Jahren und 10 Jahren

4 Diskussion und Folgerungen

4.1 Heterogene Gefüge

In Kapitel 2 wurde erklärt, dass sich die Grenzflächeneigenschaften im heterogenen Gefüge eines reaktionsharzgebundenen Betons wesentlich unterscheiden von den Eigenschaften der Übergangszone zwischen einer Matrix aus mineralischem Bindemittel und dem Zuschlag. Im untersuchten Reaktionsharzbeton sind die Zuschläge aus gebrochenem Korn, was die Verbundeigenschaft zusätzlich wesentlich verstärkt. Die bruchmechanischen Versuche haben gezeigt, dass bei Aneinanderkleben zweier Probenhälften aus Zuschlagsstoff und Matrix bzw. beim Verkleben zweier Probehälften aus Zuschlagsstoff Teile aus dem Zuschlag gebrochen werden. Die dabei bestimmte Bruchenergie zeigt deutlich, dass die Bruchenergie für Proben mit hohem Schädigungsgrad des Zuschlags einen deutlich niedrigeren Wert annimmt. Der Zuschlagsstoff aus Kieselkalk ist im Vergleich zum zusammengesetzten Werkstoff bedeutend spröder. Die gute Verbundwirkung zwischen dem Zuschlag und der Matrix, die von Czarnecki und Broniewski (Czarnecki et al. 1981) beschrieben wurde, kann durch die Versuche eindeutig bestätigt werden. Die aus den mit Hilfe des Computers generierten Gefügen berechneten effektiven Werkstoffeigenschaften geben mit guter Genauigkeit die realen Werkstoffeigenschaften auf dem Makroniveau wieder.

4.2 Bruchmechanik

Aus der Literatur ist bekannt, dass das Modell der fiktiven Risse nach Hillerborg für den Werkstoff Beton angewendet werden kann. Das Versagensverhalten kann mit diesem Modell wirklichkeitsnah beschrieben werden. In dieser Arbeit wird mittels numerischer Simulation die Rissbildung in reaktionsharzgebundenem Beton untersucht und durch Versuche validiert. Die gute Übereinstimmung der numerischen Vorhersagen über die Risslängen der realen und der fiktiven Risse mit den gemessenen Werten zeigen, dass das Modell der fiktiven Risse nach Hillerborg zu realistischen Aussagen bzgl. der Rissbildung in polymergebundenen Gefügen aus einer Polymermatrix und mineralischen Zuschlägen führt. Mit Hilfe der im ESEM eingebauten Prüfmaschine ist es möglich, zwischen verschiedenen energieverbrauchenden Mechanismen bei der Rissbildung zu unterscheiden. Mit der 3-D ESPI Messmethode konnte gezeigt werden, dass die Bildung der Bruchprozesszone und der reale Riss getrennt auflösbar sind. Die im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten numerischen Simulationen zur Rissbildung liefern gute Übereinstimmungen zu den experimentell bestimmten Werten.

4.3 Thermische Gradienten

Die Simulationen auf dem Meso-Gefügeniveau haben gezeigt, dass sich bei einer Temperaturerhöhung von 5°C Zugspannungen ergeben, die ungefähr 13% der Zugfestigkeit des untersuchten Polymerbetons betragen. In den Untersuchungen im Rahmen des Projektes „Epoxy Polymer Concrete for

Precision Engineering“ (EPOC 1995) konnte gezeigt werden, dass bei geregelter Wärmezufuhr während der Aushärtungsphase von Polymerbeton die thermischen Gradienten weitestgehend eliminiert werden können. Somit kann man annehmen, dass für Präzisionsbauteile aus Polymerbeton ein Schädigungsrisiko durch die Werkstoffinkompatibilität der Komponenten während der Herstellungsphase unter Berücksichtigung der Temperierung des Gemisches auszuschliessen ist.

Die Simulation der Temperaturverteilung in einem einfachen Würfel zur Bestimmung des realitätsnahen thermischen Überganges zwischen dem Bauteil und der Umgebung wurde als Grundlage zur Simulation der Temperaturverteilung in kompliziert aufgebauten dreidimensionalen Bauteilen verwendet. Temperaturmessungen an verschiedenen Stellen in einem Maschinenfundament validieren das numerische Modell. Thermische Verformungen von wenigen Mikrometern an Bauteilen, die mehrere Tonnen wiegen, konnten mit Hilfe der 3D-ESPI Methode reproduzierbar gemessen werden. Der Vergleich der numerischen Simulation mit den durch die 3D-ESPI Technik experimentell bestimmten Verformungswerten qualifizieren das gewählte numerische Modell und die in der Simulation getroffenen Annahmen. Die gewählte Diskretisierung mittels finiter Elemente und den verwendeten Elementtypen kann in ähnlicher Weise für verschieden gestaltete Hochpräzisionsmaschinenfundamente aus Polymerbeton gewählt werden.

4.4 Hygrische Gradienten

Eine unterschiedliche Feuchtigkeit zwischen dem Maschinenfundament und seiner Umgebung ruft eine Feuchtigkeitsänderung im Bauteil hervor. In den massiven Bereichen des Bauteils ist nach 10 Jahren Simulationszeit keine wesentliche Feuchtigkeitsänderung feststellbar, obwohl der im Rahmen dieser Arbeit betrachtete Feuchtigkeitsunterschied zwischen Bauteil und Umgebung 32% beträgt. Die Stege, auf denen sich die präzise bearbeiteten Führungsbahnen befinden, haben bereits nach 3 - 5 Jahren teilweise ein hygri-sches Gleichgewicht mit der Umgebungsfeuchte eingestellt.

Die numerische Verformungsanalyse zeigt aber, dass das im Rahmen dieser Arbeit betrachtete hygri-sche Quellen nur sehr geringen Einfluss auf die Bearbeitungspräzision der Werkzeugmaschine haben kann.

5 Literaturverzeichnis

[ACI Committee 446 1991]

ACI Committee 446 : Fracture mechanics of concrete: concepts, models and determination of material properties; Report by ACI Committee 446 (1991)

[Alvaredo 1994]

Alvaredo A.: Drying Shrinkage and crack formation ; Building Materials Reports, 4, Aedificatio Publishers, Freiburg (Germany) (1994)

[Barenblatt 1962]

Barenblatt G.J.: The mathematical theory of equilibrium crack in the brittle fracture; Advances in Applied Mechanics, Vol 7 (1962) 55-125

[Bazant et al. 1983]

Bazant Z.P., Oh B.H.: Crack band theory for fracture of concrete; Mat. and Struct., Vol 16, No. 93 (1983) 155-177

[Bazant et al. 1983]

Bazant Z.P., Cedolin L.: Finite element modelling of crack band propagation; Journal of Structural Engineering, Vol 109 (1983) 69-82

[Bazant 1987]

Bazant Z.P.: Nonlocal finite element analysis of strain-softening materials; Journal of Engineering Mechanics, ASCE, 113, Vol 113 (1987) 89-105

[Bazant et al. 1992]

Bazant Z.P., Gopalaratnam S.: Fracture mechanics of concrete: an apercu of basic concepts and models; Fracture mechanics of concrete structures, ed. by Z.P. Bazant, Elsevier Applied Science (1992)

[Birchall et al. 1981]

Birchall J.D., Howard A.J., Kendall K.: Flexural Strength and Porosity of Cements; Nature, 320 (289) (1981)

[Blaschke 1993]

Blaschke F.: Zugtragverhalten von Beton; Dissertation, Gesamthochschule Kassel (1993)

[Brailowskii 1965]

Brailowskii M.I.: a prestressed concrete press frame; Russ. Engineering J. XLV 7 (1965) 52-54

[Brailowskii 1966]

Brailowskii M.I.: press with a prestressed concrete frame; Russ. Engineering J. XLVI 4 (1966) 21-23

[Brühwiler 1988]

Brühwiler E.: Bruchmechanik von Staumauerbeton unter quasi-statischer und erdbebedynamischer Belastung; Thèse No 739, Département des Matériaux, Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne (1988)

[Brühwiler et al. 1990]

Brühwiler E., Wittmann F.H.: The wedge splitting test, a new method of performing stable fracture mechanics tests; Engineering Fracture Mechanics, Vol 35 (1990) 117-135

[Budnik 1985]

Budnik J.: Bruch- und Verformungsverhalten harzmodifizierter und faserverstärkter Betone bei einachsiger Zugbeanspruchung; Dissertation, Ruhr-Universität Bochum (1985)

[Butterworth 1969]

Butterworth N.A.: a study of the feasibility of using reinforced concrete for a lateral bed; Diss. University of Loughborough GB (1969)

[Butterworth et al. 1970]

Butterworth N.A., Farnworth G. H.: concrete in machine tools; Mach. Prod. Engng. 116 2999 (1970) 703-709

[Buyukozturk et al. 1971]

Buyukozturk O., Nilsen A.H., Slate F.O.: Stress-strain response and fracture of a concrete model in biaxial loading; ACI J, Vol 68(8) (1971) 590-599

[Buyukozturk et al. 1972]

Buyukozturk O., Nilsen A.H., Slate F.O.: Deformation and fracture of particulate composite; J. Engng. Mech, Vol ASCE, No. 98(6) (1972) 581-593

[Caquot 1935]

Caquot A.: Role des matériaux inertes dans le béton; Mém. Soc. Ingén.Civils France (Julliet-Aout) (1935)

[Carpinteri et al. 1986]

Carpinteri A., Fanelli M.: Influence of material parameters and geometry on cohesive crack propagation; Fracture Toughness and Fracture Energy, ed. by F.H. Wittmann, Elsevier (1986) 117-135

[Carrasquillo et al. 1981]

Carrasquillo R.L., Slate F.O., Nilson A.H.: Microcracking and behaviour of high-strength concrete subjected to short-term loading; ACI J, Vol 78(3) (1981) 179-186

[Christen 1997]

Christen M.: Rissbildung in einem zusammengesetzten Werkstoff; Diplomarbeit am Institut für Baustoffe, Werkstoffchemie und Korrosion, ETH Zürich, Vol Sommersemester 1997 (1997)

[Concrete for cast-iron 1940]

Concrete for cast-iron; The Engineer CLXX 4419 (1940) 138-139

[Czarnecki et al. 1981]

Czarnecki L., Broniewski, T. : Resin Concrete and Polymer Impregnated Concrete. A comparative Study; Third International Congress on Polymers in Concrete, May 1981, Koriyama, Japan, Vol Proceedings (1981) 99-110

[Danilatos et al. 1979]

Danilatos G.D., Robinson V.N.E.: Principles of scanning electron microscopy at high specimen chamber pressures; Scanning 2 (1979) 72-82

[Dantu 1958]

Dantu P.: Etude des contraintes dans le milieu hétérogènes. Application au béton; Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, Vol 11, No. 121 (1958) 55-77

[de Larrad et al. 1992]

de Larrad F., le Roy R.: Relation entre formulation et quelques propriétés mécaniques des bétons à hautes performances; Materials and Structures, Vol 25, No. 152 (1992) 467-475

[Detriché et al. 1980]

Detriché C.H., Maso J.C.: Modèle de calcul du retrait des mortiers en couches minces; Materials and Structures, 13, Vol 77 (1980) 353-360

[Diamond et al. 1983]

Diamond S., Lovell J.: Use of a Robinson backscatter detector and "wet cell" for examination of wet cement paste and mortar specimens under load. ; Cem. & Concr. Res., 13 (1983) 107-113

[Dougill 1982]

Dougill J.W.: Mechanics of Concrete Systems: Current Approaches to Assessing Material Behaviour and Some Possible Extensions; Creep and Shrinkage in Concrete Structures, edited by Z.P. Bazant and F.H. Wittmann, John Wiley & Sons Ltd (1982)

[Duda 1991]

Duda H.: Bruchmechanisches Verhalten von Beton unter monotoner und zyklischer Zugbeanspruchung; Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 419, Berlin (1991)

[Dugdale 1960]

Dugdale G.C.: Yielding of steel sheets containing slits; Journal of Mechanics and Physics of Solids, Vol 8 (1960) 100-104

["Dwarf" press 1959]

Russia designs a 33.000 ton "dwarf" press; Amer. Mach., Vol 103 (1959) 103

[Einstein 1906]

Einstein A.: Eine neue Bestimmung der Moleküldimensionen; Annalen der Physik, Vol 19 (1906) 289-306

[EPOC 1992.1]

EPOC : Epoxy Polymer Concrete for Precision Engineering; Brite-Euram, Project No.: 4501, First Six Month Report, Partner ETHZ, DOC. R/EC/C (1992.1)

[EPOC 1995]

EPOC : Epoxy Polymer Concrete for Precision Engineering; Brite-Euram, Project No.: 4501, Final Report (1995)

[Gerstle 1979]

Gerstle K.: Material behaviour under various types of loading ; Proc. Of a Workshop on High Strength Concrete, Nat. Sci. Foundation (1979) 43-78

[Gorchakov et al. 1972]

Gorchakov G.I., Alimov L.A., Voronin V.Y.: Dependence between concrete's frost resistance and their structural thermal strains; Concrete and reinforced Concrete, Vol 10 (1972)

[Griffith 1921]

Griffith A.A.: The Phenomena of rupture and flow in solids; Philosophical Transactions of the Royal Society of London, Vol 221 (1921) 163-198

[Hack et al. 1995]

Hack E., Steiger T., Sadouki H.: Application of electronic speckle interferometry (ESPI) to observe the fracture process zone; Proceedings of Fracture Mechanics of Concrete Structures, FRAMCOS II, ed.F.H. Wittmann, Aedificatio Publishers, Vol I (1995) 229-238

[Hansen et al. 1965]

Hansen T.C., Nielsen K.E.C.: Influence of aggregate properties on concrete shrinkage; ACI Journal, Proc. 62 (1965) 783-794

[Hashin 1962]

Hashin Z.: The elastic moduli of heterogeneous materials; Journal of Applied Mechanics, Vol 29, No. 1 (1962) 143-150

[Hashin 1982]

Hashin Z.: Opening Remarks; Mechanics of Composite Materials, Proc. of the IUTAM Symposium of Composite Materials, Virginia Polytechnic Inst. and State University Blacksburg, Virginia, USA, ed. by Z. Hashin and C.T. Herakovich (1982)

[Helbling et al. 1987]

Helbling A., Brühwiler E.: Eine neue Halterung für Zugversuche mit Betonprobekörpern; Material+Technik, No. 4 (1987) 103-107

[Hillerborg et al. 1976]

Hillerborg A., Modèer 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) 773-782

[Hillerborg 1985]

Hillerborg A.: The theoretical basis of a method to determine the fracture energy G_f of concrete; Rilem Technical Committess, International Conference on Fracture Mechanics of Concrete, Lausanne, 1-3 October, Annex I (1985)

[Hobbs 1969]

Hobbs D.W.: Bulk modulus, shrinkage and thermal expansion of a two phase material; Nature, Vol 222 (1969) 849-851

[Hobbs 1971]

Hobbs D.W.: The dependence of bulk modulus, Young`s modulus, creep, shrinkage and thermal expansion of concrete upon aggregate volume concentration; Mat. and Struct., Vol 4, No. 20 (1971) 107-114

[Hordijk 1989]

Hordijk D.A.: Deformation-Controlled Uniaxial Tensile Testes on Concrete – a survey of the literature up to 1981; Delft University of Technology, Faculty of Civil Engineering, Report 25.5-89/VFA, December 1989 (1989)

[Horii et al. 1991]

Horii H., Ichinomiya T. : Observation of fracture process zone by laser speckle technique and governing mechanism in fracture of concrete; Int. J. of Fracture 51 (1991) 19-29

[Hsu et al. 1963]

Hsu T.T.C, Slate F.O., Sturmann G.M., Winter G.: Microcracking of plain concrete and the shape of the stress-strain-curve; ACI J, Vol 60(2) (1963) 209-223

[Hu et al. 1993]

Hu X., Wittmann F.H.: Characterisation of the fictitious crack with compliance measurements; Fracture Toughness and Fracture Energy of Concrete (ed. F.H. Wittmann), Elsevier,Amsterdam (1993)

[Hu 1995]

Hu X.: Fracture Process Zone and Strain Softening in Cementitious Materials; Building Materials Report No. 1, Aedificatio Publishers (1995)

[Irwin 1957]

Irwin G.R.: Analysis of stresses and strains near the end of a crack traversing a plate; Journal of Applied Mechanics, Vol 24, No. 1 (1957) 361-364

[Irwin 1958]

Irwin G.R.: Fracture,Handbuch der Physik; ed. S. Flügge, Springer Verlag,6 (1958) 551-590

[Jacobs 1994]

Jacobs F.: Permeabilität und Porengefüge zementgebundener Werkstoffe ; Building Materials Reports, 7, Aedificatio Publishers, Freiburg (Germany) (1994)

[Jacquot 1984]

Jacquot P.: Interferometry in scattered coherent light applied to the analysis of cracking in concrete; Fracture mechanics of concrete: Material characterization and testing (eds A.Carpinteri and A.R. Ingrassia), Martinus Nijhoff, Den Haag (1984) 161-194

[Jia et al. 1994]

Jia Z., Shah S.P.: Two-dimensional Electronic-speckle-pattern Interferometry and Concrete-fracture Processes; Exp. Mech. 34 (1994) 262-270

[Jones et al. 1989]

Jones R., Wykes C.: Holographic and Speckle Interferometry; Cambridge University Press, Cambridge, 2nd ed. (1989)

[Kaplan 1961]

Kaplan M.F.: Crack propagation and the fracture of concrete; Journal of the American Concrete Institute, Vol 58, No. 5 (1961) 591-610

[Kleinschrodt et al. 1986]

Kleinschrodt H.D., Winkler H.: The influence of the maximum aggregate size and the size of specimen on fracture mechanics parameters; Fracture Toughness and Fracture Energy, ed. by F.H. Wittmann, Elsevier (1986) 137-148

[Klemm 1991]

Klemm : ; Materials Science of Concrete II, Ed. Skalny, J. The American Ceramic Society Inc., Westerville, OH (1991)

[Klöcker 1984]

Klöcker W.: 30 Jahre Reaktionsharzmörtel, -beton und Kunststein auf Basis ungesättigter Polyesterharze; Vierter internationaler Kongress Polymere und Beton, ICPIB '84, 19.-21. Sept. 1984 (1984)

[Knab et al. 1986]

Knab L.I., Walker H.N., Clifton J.R., Grimes J.W.: Techniques to observe the fracture zone in mortar and concrete; Fracture Toughness and Fracture Energy of Concrete (ed. F.H. Wittmann), Elsevier, Amsterdam (1986)

[Kolosov 1909]

Kolosov G.V.: Ueber die Anwendung der komplexen Funktionentheorie auf das ebene Problem der mathematischen Elastizitätstheorie (Original in russ.); Dissertation Universität Yuriew (Dorpat) (1909)

[l'Hermite 1960]

l'Hermite R.: Volume Changes of Concrete; Proceedings of the fourth Intern. Symposium on the Chemistry of cement, Washington , Vol II (1960) 659-694

[Lee et al. 1994]

Lee K.M, Buyukozturk O., Kitsutaka Y.: The role of interface fracture toughness in cracking

behaviour of high strength concrete; ACI Special Publication on Interface Fracture and Bond, SP-156 (1994) 69-84

[Lusche 1972]

Lusche M.: Beitrag zum Bruchmechanismus von Druck beanspruchten Norma-Leichtbeton mit geschlossenem Gefüge; Schriftenreihe der Zementindustrie, Heft 39 (1972)

[MARC 1994]

MARC: MARC Research Library, Vol. C: Program Input; Marc Analysis Research Cooperation, Palo Alto (U.S.A.) (1994)

[Martinola 2000]

Martinola G.: Rissbildung und Ablösung zementgebundener Beschichtungen auf Betonen; Dissertation ETH Zürich, Institut für Baustoffe, Werkstoffchemie und Korrosion, Aedificatio Publ. (2000)

[Metha 1986]

Metha P.K.: In Concrete: Structures, Properties and Materials; Prentice Hall, Englewood, Cliffs (1986) 38

[Mihashi et al. 1987]

Mihashi H., Wittmann F.H., Simonin P., Rokugo K.: Fracture energy evaluation of concrete with compact tension test; Proc. 9th Ann. Meeting of Japan Concrete Institute, Vol. 9-2 (1987) 657-662

[Mindess et al. 1980]

Mindess S., Diamond S.: A preliminary SEM study of crack propagation in mortar; Cem. & Concr. Res., 10 (1980) 509-519

[Mindess 1983]

Mindess S.: The Application of Fracture Mechanics to Cement and Concrete: A Historical Review; Fracture Mechanics of Concrete, edited by F.H. Wittmann, Amsterdam, Elsevier (1983)

[Mindess 1994]

Mindess S.: Mechanical properties of the interfacial transition zone; ACI Special Publication on Interface Fracture and Bond, Vol 156 (1994) 1-10

[Mindess 1986 a]

Mindess S.: The Cracking and Fracture of Concrete, An Annotated Bibliography 1928-1981; Fracture Mechanics of Concrete, ed. F.H. Wittmann, Elsevier Publishers, Amsterdam (1986 a)

[Mindess 1986 b]

Mindess S.: The Cracking and Fracture of Concrete, An Annotated Bibliography 1981-1985; Fracture Mechanics of Concrete, ed. F.H. Wittmann, Elsevier Publishers, Amsterdam (1986 b)

[Neuber 1985]

Neuber H.: Kerbspannungslehre, Theorie der Spannungskonzentration, genaue Berechnung der Festigkeit; Springer Verlag, Vol 3. Auflage (1985)

[Newman 1965]

Newman K.: The structure and properties of concrete – an introductory review; Proceedings of an Intern. Conference on the Structure of concrete, London Sept. 1965, "The Structure of Concrete and its behaviour under load", Cement and Concrete Association (1965) 13-32

[Nicklau 1981]

Nicklau R.G.: Beton und betonähnliche Werkstoffe bei Werkzeugmaschinen; Werkst. u. Betr., Vol 114, No. 12 (1981) 929-931

[Ollivier 1985]

Ollivier J.P.: A non destructive procedure to observe the microcracks of concrete by scanning electron microscopy; Cem. & Concr. Res., 15 (1985) 1055-1060

[Petersson 1980]

Petersson P.E.: Fracture Energy of concrete: practical performance and experimental results; Cement and Concrete Research, Vol 10 (1980) 91-101

[Petersson 1980]

Petersson P.E.: Fracture energy of concrete: Method of determination ?????; Cement and Concrete Research, Vol 10 (1980)

[Petersson 1981]

Petersson P.E.: Crack growth and development of fracture zones in plain concrete and similar materials; PhD Thesis, Report TVBM-1006, Lund Institute of Technologie, Sweden (1981)

[Pijaudier-Cabot et al. 1987]

Pijaudier-Cabot G., Bazant Z.P.: Nonlocal damage theory; Journal of Engineering Mechanics, ASCE, Vol 113 (1987) 1512-1533

[Podvalnyi 1974]

Podvalnyi A.M.: Phenomenological aspect of concrete durability theory; Mat. and Struct., Vol 9, No. 51 (1974) 151-162

[Popovics 1979]

Popovics S.: Concrete Making Materials; Hemisphere Publishing Corporaton, USA (1979)

[Powers 1958]

Powers T.C.: Structure and hysical properties of hardened Portland cement paste; J. Am. Ceram. Soc., Vol 41 (1958)

[Preis 1991]

Preis J.: Erfahrungen eines Werkzeugmaschinenherstellers mit Bauteilen aus Mineralguss; Mineralguss im Maschinenbau, E. K. Prößler et al., Ehningen bei Böblingen, expert Verlag (1991)

[Rapport 1986]

Rapport : Etude expérimentale des déformations différées des bétons et roches fissurées en vue d'une modélisation numérique ; Projet de recherche inter-institutes Lab. Des Mmatériaux de Construction et Inst. Des Mesures et d'Analyse des Contraintes, Vol Schweizer Nationalfonds, No. 2.623-085, No. rapport scientifique (1986) EPF Lausanne

[Rashid 1968]

Rashid Y.R.: Analysis of prestressed concrete pressure vessels; Nuclear Engng. and Design, Vol 7, No. 4 (1968) 334-344

[Rastogi et al. 1994]

Rastogi P.K., Denarié E.: Measurement of the length of fracture process zone in fiber-reinforced concrete using holographic moiré; Exp. Techn. 18, 4 (1994) 11-17

[Ratnam et al. 1993]

Ratnam M.M., Evans W.T.: Comparison of Measurement of Piston Deformation Using Holographic Interferometry and Finite Elements; Exp. Mech. 33 (1993) 336-342

[Rice 1967]

Rice J.R.: Stresses due to a sharp notch in a workhardening elastic-plastic material loaded by longitudinal shear; Journal of Applied Mechanics, Vol 34 (1967) 287-298

[Roelfstra 1985]

Roelfstra P.E., Sadouki H., Wittmann F.H.: Le béton numérique; Mat. and Struct., Vol 18, No. 107 (1985) 327-335

[Roelfstra et al. 1986]

Roelfstra P.E., Sadouki H.: Fracture process in numerical concrete; Fracture Toughness and Fracture Energy, ed. by F.H. Wittmann, Elsevier, Amsterdam (1986) 105-116

[Roelfstra et al. 1986]

Roelfstra P.E., Wittmann F.H.: Numerical method to link strain softening with failure of concrete; Fracture Toughness and Fracture Energy, ed. by F.H. Wittmann, Elsevier (1986) 163-175

[Roelfstra 1989]

Roelfstra P.E.: A numerical Approach to investigate the properties of concrete Numerical Concrete; Thèse de Doctorat No.788, Lausanne, EPFL (1989)

[Rossmannith]

Rossmannith H-P.: Grundlagen der Bruchmechanik; Rossmannith (Hrsg., Wien/New York, Springer Verlag

[Rostasy et al. 1990]

Rostasy F.S., Laube M. : Zur laserinterferometrischen Vermessung der Rissprozesszone des Betonzugbruches; Festschrift zum 60. Geb. R. Springenschmid (1990)

[Rots et al. 1985]

Rots J.G., Nauta P., Kusters G.M.A., Blaauwendraad J.: Smeared crack approach and fracture localization in concrete; HERON, Vol 30, No. 1 (1985)

[Rozovskii 1963]

Rozovskii E. S.: the use of reinforced concrete in mechanical engineering; Russ. Engineering J. XLIII 11 (1963) 66

[Sadouki 1987]

Sadouki H.: Simulation et analyse numérique du comportement mécanique de structures composites ; Thèse de Doctorat No. 676, Lausanne, EPFL (1987)

[Sadouki et al. 1991]

Sadouki H., Wittmann F.H.: Prediction of thermal and hygral gradients in concrete dams; Dam Engineering, Surrey, Vol Vol 2 Issue 1 (1991) 21-35

[Sadouki 1992]

Sadouki H., Wittmann F.H.: Time-dependant temperature distribution in heterogeneous material; Trans. of the 9-th Congress on the Chemistry of Cement, Nat. Council for Cement and Building Mat., New- Dehli, India, Vol Vol 2 (1992) 28-35

[Sadouki et al. 1992]

Sadouki H., Wittmann F.H.: Heat and gas transfer in a composite concrete-like material simulated by means of finite volume method; Numerical Methods in Engineering'92, edited by Hirsch et al (1992) 303-311

[Sadouki et al. 1994]

Sadouki H., Wittmann F.H.: Numerical Modelling of the liberation of heat of cement hydration in concrete of early ages; Internal Report, ETHZ Institut für Baustoffe, Werkstoffchemie und Korrosion (1994)

[Saljé et al. 1986]

Saljé E., Gerloff H.: Werkzeugmaschinenegestelle aus Grauguss oder Polymerbeton; VDI-Z, 128 (1986) 595-602

[Schlesinger 1940]

Schlesinger G.: substitute materials in times of war; The J. of the Institution of Production Engineers, XIX 7 (1940) 259-279

[Schorn 1983]

Schorn H.: Zusammenwirken von Reaktionsharzen und Zement als Bindemittel in Mörteln und Betonen; Lehrgang Nr. 6566/80.029, Technische Akademie Esslingen, November 1983 (1983)

[Schorn 1984]

Schorn H.: Theoretische Vergleiche zwischen Reaktionsharzbeton, harzmodifizierten und harzgetränktem Beton; ICPIK 84, 4. Innt. Kongress Polymere und Beton, Inst. für spanende Technologie und Werkzeugmaschinen, Technische Hochschule Darmstadt (1984) 3-10

[Schorn 1985]

Schorn H.: Inhomogenität und Streuung ; Baustoffe '85 Hrsg. RWTH Aachen, Bauverlag GmbH, Wiesbaden-Berlin (1985)

[Schorn et al. 1990]

Schorn H., Rode U., Berger-Böcker T.: Detection of microcrack accumulation in tensile loaded specimen; Engineering Fracture Mechanics, Pergamon Press, Vol 35, No. 4/5 (1990) 819-826

[Scrivener et al. 1988]

Scrivener K.L., Gartner E.M.: Bounding in Cementitious Composites; Material Research Society, ed. S. Mindess and S.P. Shah, Pittsburg (1988)

[Shah et al. 1966]

Shah S.P., Winter G.: Inelastic behaviour and fracture of concrete. Causes, mechanism, and control of cracking in concrete; American Conc. Inst. (ACI), Vol SP-20 (1966) 5-28

[Slowik 1995]

Slowik V.: Beiträge zur experimentellen Bestimmung bruchmechanischer Materialparameter von Beton; Building Materials Reports, 3, Aedificatio Publishers, Freiburg (Germany) (1995)

[Smith 1956]

Smith G.M.: Physical Incompatibility of Matrix and Aggregate in Concrete; Journal of the American Concrete Institute, Vol 27, No. 7 (1956) 791-798

[Springenschmid et al. 1986]

Springenschmid R., Breitenbüchler R.: Sind NW-Zemente die günstigsten Zemente, um Risse zu vermeiden?; Betonwerk + Fertigteiltechnik, Vol Heft 11 (1986) 704-710

[Springenschmid 1991]

Springenschmid R.: Risse infolge Hydratationswärme; Zement-Kalk-Gips, Vol 44. Jahrgang, No. Nr. 3 (1991) 132-138

[Steiger et al. 1995]

Steiger T., Sadouki H., Wittmann F.H.: Simulation and observation of the fracture process zone; Proceedings of Fracture Mechanics of Concrete Structures, FRAMCOS II, ed.F.H. Wittmann, Aedificatio Publishers, Vol I (1995) 157-168

[Stockhausen 1981]

Stockhausen N.: Die Dilatation hochporöser Festkörper bei Wasseraufnahme und Eisbildung; Dissertation, Techn. Univ. München (1981)

[Stoffel et al. 1997]

Stoffel P., Marti P.: Modellversuche Europabrücke; IBK Report 227, Swiss Federal Institute of Technology (ETH), Zürich, Birkhäuser Verlag, Basel, Boston, Berlin (1997)

[Struble et al. 1980]

Struble L., Skalny J., Mindess S.: A review of cement-aggregate bond; Cement and Concrete Research, Vol 10 (1980) 277-286

[Thielen 1975]

Thielen G.: Deterministische und stochastische Analyse des Tragverhaltens von Stahlbetonbauteilen unter Last- und Zwangsbedingungen; Dissertation, TU-München (1975)

[Trunk et al. 1995]

Trunk B., Sadouki H., Wittmann F.H.: Size effect and stability of fracture; Proceedings of Fracture Mechanics of Concrete Structures, FRAMCOS II, ed.F.H. Wittmann, Aedificatio Publishers, Vol I (1995) 607-618

[Trunk 2000]

Trunk B.: Einfluss der Bauteilgrösse auf die Bruchenergie von Beton; Building Materials Report No. 11, Aedificatio Publishers (2000)

[van Mier 1997]

van Mier J.G.M. ; Fracture Processes of Concrete: assesment of material parameters of fracture models, CRC Press Inc., 1997, ISBN: 0-8493-9123-7 (1997)

[Vervuurt 1996]

Vervuurt A.: Interface fracture in concrete; PhD Thesis, TU Delft, The Netherlands (1996)

[Weimann 2000]

Weimann M.: Hygrische Eigenschaften von Polymerbeton im Vergleich mit präsen mineralischen Werkstoffen des Bauwesens; Dissertation ETH Zürich, ETH Nr.: 14029 (2000)

[Wesche 1981]

Wesche K.: Baustoffe für tragende Bauteile; Bau-Verlag GmbH, Wiesbaden (1981)

[Willam et al. 1996]

Willam K., Carol I.: Discrete versus smeared crack analysis; Proceedings of Fracture Mechanics of Concrete Structures, Vol. III, ed. by F.H. Wittmann, Aedificatio Publishers, Freiburg, Vol III (1996)

[Wischers et al. 1972]

Wischers G., Lusche M.: Einfluss der inneren Spannungsverteilung auf das Tragverhalten von druckbeanspruchtenm Normal- und Leichtbeton; Beton-technische Berichte 18 (1972) 137

[Wittmann 1976]

Wittmann F.H.: The Structure of Hardened Cement Paste – A Basis for better Understanding of the Materials Properties; Hydraulic Cement Pastes: theit Structure and properties, Proc. of Conference held at Taptan Hall, Univ. of Sheffield (1976) 96-117

[Wittmann 1977]

Wittmann F.H.: Grundlagen eines Modells zur Beschreibung charakteristischer Eigenschaften des Betons; Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 290, Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, München, Düsseldorf (1977) 43-101

[Wittmann 1977]

Wittmann F.H.: Grundlagen eines Modells zur Beschreibung charakteristischer Eigenschaften des Betons; Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 290 (1977)

[Wittmann 1982]

Wittmann F.H.: Modelling of Concrete behaviour; Proceedings of the Conference on Contempory European Concrete Research, Swedish Cement and Concrete Institute, Stckholm (1982) 171-189

[Wittmann 1983]

Wittmann F.H.: Structure of concrete with respect to crack formation; Fracture Mechanics of Concrete, edited by F.H. Wittmann, Amsterdam, Elsevier (1983) 43-74

[Wittmann et al. 1988]

Wittmann F.H., Rokugo K., Brühwiler E., Mihashi H.: P., Simonin, Fracture energy and strain softening of concrete as determined by means of compact tension specimens; *Mat. and Struct.*, Vol 21 (1988) 21-32

[Wittmann 1992]

Wittmann F.H.: Porosität und Feuchtigkeitsgehalt; WTA Schriftenreihe, Feuchtigkeitstransport und Dauerhaftigkeit von Beton, Heft 3 (1992) 1-22

[Wittmann 1992]

Wittmann F.H.: Fracture process zone and fracture energy; *Fracture Mechanics of Concrete Structures*, Proceedings of FRAMCOS I, ed. by Z.P. Bazant, Elsevier (1992) 391-403

[Wittmann et al. 1993]

Wittmann F.H., Sadouki H., Steiger T.: Effective Properties of Composites; *Micromechanics of Concrete and Cementitious Composites*, Proceedings of the International Conference JMX 13, ed. By C. Huet, Presse Polytechniques et Universitaires Romandes (1993) 59-82

[Wittmann 1994]

Wittmann F.H.: Relevante Werkstoffkenngrößen; WTA Schriftenreihe, Befestigte Fassadenelemente, Heft 4 (1994) 11-46

[Wittmann et al. 1994]

Wittmann F.H., Slowik V., Alvaredo A.M.: Probabilistic aspects of fracture energy of concrete; *Materials and Structures* 27 (1994) 499-504

[Wolinski et al. 1987]

Wolinski S., Hordijk D.A., Reinhardt H.W., Cornelissen : Influence of aggregate size on fracture mechanics parameters of concrete; *Int. J. Cement Composites and Light-weight Concrete*, Vol 9, No. 2 (1987) 95-103

[Young 1982]

Young J.F.: The microstructure of hardened Portland cement paste; *Creep and Shrinkage in Concrete Structures*, ed. Bazant Z.P. and Wittmann F.H., Wiley (1982)

[Zaitsev et al. 1981]

Zaitsev Y.B., Wittmann F.H.: Simulation of crack propagation; *Mater. Constr. (Paris)*, 14 (1981) 357-365

[Zaitsev 1983]

Zaitsev Y.: Crackpropagation in a composite material; *Fracture Mechanics of Concrete*, ed. F.H. Wittmann, Elsevier Science Publishers, Amsterdam, Netherlands (1983) 251-299

[Zhang et al. 1990]

Zhang M.H., Gjorv O.E.: Microstructure of the interfacial zone between lightweight aggregate and cement paste; *Cement and Concrete Research*, Vol 20 (1990) 801-808

[Ziegeldorf 1983]

Ziegeldorf S.: Phenomenological aspects of the fracture of concrete; *Fracture Mechanics of Concrete*, ed. F.H. Wittmann, Elsevier Publishers (1983)

[Zimbelmann 1985]

Zimbelmann R.: A contribution to cement-aggregat bound; Cement and Concrete Research,
Vol 15 (1985) 801-808

6 Glossar

6.1 Abkürzungen

Symbol	Beschreibung
CBM	Rissbandmodell
CSH-Gel	Gel aus Calciumsilikathydrat
EPOC	Epoxy Polymer Concrete for Precision Engineering
ESEM	Environmental Scanning Electron Microscope
ESPI	Electronic Speckle Pattern Interferometrie
FE	Finite Elemente
FCM	fiktives Rissmodell
FPZ	Bruchprozesszone – Fracture Process Zone
Granitan®	Mineralguss der Fa. Studer in Steffisburg
ITZ	Grenzfläche zwischen Zuschlag und Matrix (engl. interface oder „interfacial transition zone“)
MARC	Finite Elemente Berechnungssoftware
MDF	Macro-Defect-Free
MENTAT	Finite Elemente Pre- und Postprozessor
RH	Relative Feuchtigkeit
TC	Thermoelement zur Temperaturbestimmung

6.2 Nomenklatur

Symbol	Einheit	Beschreibung
A	%	Siebdurchgang
A_L	mm ²	Ligamentfläche
c	mm	Risslänge
C	-	Kornformfaktor
C_{eff}	mm	effektive Risslänge
c_{mod}	μm	Rissmundöffnung bei Proben aus Matrix

CMOD	mm	Rissmundöffnung bei Proben aus Beton
c_{th}	J/g [°] K	Wärmekapazität
c_{th}^n	J/ mm ³ °K	Wärmekapazität für die numerischen Simulationen
d	mm	Korndurchmesser
D	mm	Grösstkorn
$D(f)$	mm ² /d d = day	Diffusionskoeffizient in Abhängigkeit vom Feuchtegehalt
D_P	mm	Probenkörperdicke
E	N/mm ²	Elastizitätsmodul
E_A	N/mm ²	Elastizitätsmodul der Zuschläge
E_{eff}	N/mm ²	effektiver Elastizitätsmodul
E_M	N/mm ²	Elastizitätsmodul der Matrix
E_1	N/mm ²	Elastizitätsmodul der Komponente 1
E_2	N/mm ²	Elastizitätsmodul der Komponente 2
f	%	Feuchtegehalt
f_c	N/mm ²	Druckfestigkeit
$f_{ij}^I, f_{ij}^{II}, f_{ij}^{III}$	-	dimensionslose Winkelfunktionen
F	N	Kraft
F_s	N	Spaltkraft
F_V	N	Vertikalkraft
f_t	N/mm ²	Zugfestigkeit
g	-	Volumenkonzentration
g^*	-	Volumenkonzentration
G_f	N/m	spezifische Bruchenergie
h	%	relative Feuchtigkeit
h_{cbm}	mm	Breite des Rissbands
h_f	J/mm ² °K	Filmkoeffizient
h_L	mm	Ligamenthöhe
H_0	%	Anfangsfeuchtigkeit
H_{ex}	%	Umgebungsfeuchtigkeit
k	mm ² /h	Konduktivität
K^I, K^{II}, K^{III}	N/mm ^{-3/2}	Spannungsintensitätsfaktoren
K_A	N/mm ²	Kompressionsmodul der Zuschläge
K_C	N/mm ^{-3/2}	Bruchzähigkeit

K_{eff}	N/mm ²	effektiver Kompressionsmodul
K_f	N/mm ³	Abfall der Entfestigungskurve
K_M	N/mm ²	Kompressionsmodul der Matrix
l_{ch}	mm	charakteristische Länge
l_{crit}	mm	kritische Länge
l_L	mm	Ligamentlänge
L_A	-	Abplattung
L_L	-	Länglichkeit
P	Volumen-%	Porosität
Q	J	Wärmemenge
q_i	J/mm ² s	Wärmeleitungsvektor
r	µm	Porenradius
r_F	mm	Abstand der Rissfront in der Rissebene
t	s	Zeit
T	°K	Temperatur
T_0	°K	Umgebungstemperatur, Temperaturausgangswert
u, v, w	mm	Verschiebungsvektoren
U	Nm	elastische Energie
V	Volumen-%	Porenvolumen
V_A	%	Volumenprozent Zuschlag
V_M	%	Volumenprozent Matrix
w	mm	Rissöffnung
w_1, w_2	mm	Entfestigungsparameter
w_c	mm	kritische Rissöffnung
w/z	-	Wasser / Zementverhältnis
α	°	Keilwinkel
α_h	1/h	hygrischer Ausdehnungskoeffizient
α_{1h}	1/h	hygrischer Ausdehnungskoeffizient der Komponente 1
α_{2h}	1/h	hygrischer Ausdehnungskoeffizient der Komponente 2
α_{Ah}	1/h	hygrischer Ausdehnungskoeffizient der Zuschläge
α_{Mh}	1/h	hygrischer Ausdehnungskoeffizient der Matrix

α_{th}	1/°K	thermischer Ausdehnungskoeffizient
α_{1th}	1/°K	thermischer Ausdehnungskoeffizient der Komponente 1
α_{2th}	1/°K	thermischer Ausdehnungskoeffizient der Komponente 2
α_{1th}	1/°K	thermischer Ausdehnungskoeffizient der Komponente 1
α_{Ath}	1/°K	thermischer Ausdehnungskoeffizient der Zuschläge
α_{eff}	1/°K	effektiver thermischer Ausdehnungskoeffizient
α_{Mth}	1/°K	thermischer Ausdehnungskoeffizient der Matrix
γ	N/m	Oberflächenenergie
Γ	mm ²	Oberfläche
ε	-	Dehnung
ε_h	-	hygrische Dehnung
ε_{ijth}	-	thermische Dehnung
ε_{th}	-	thermische Dehnung
φ	-	Parameter der Sieblinie
η	-	Parameter der Sieblinie
κ	-	Parameter der Sieblinie
λ	nm	Laserlichtwellenlänge
λ_{th}	W/m°K	thermische Leitfähigkeit
λ_{th}^n	J/h mm °K	thermische Leitfähigkeit für die numerischen Simulationen
ν	-	Querdehnzahl
ν_1	-	Querdehnzahl der Komponente 1
ν_2	-	Querdehnzahl der Komponente 2
ν_A	-	Querdehnzahl der Zuschläge
ν_M	-	Querdehnzahl der Matrix
θ	°	Beleuchtungswinkel
ρ	g/mm ³	Dichte

ρ^n	N/mm^3	spezifisches Gewicht
σ	N/mm^2	Spannung
σ_r	N/mm^2	Radialspannung
σ_t	N/mm^2	Tangentialspannung
ζ	mm^3	Volumen

