

**INSTITUT FÜR BAUSTOFFE, MASSIVBAU UND BRANDSCHUTZ
DER TECHNISCHEN UNIVERSITÄT BRAUNSCHWEIG**

Amtliche Materialprüfanstalt für das Bauwesen

Direktoren:

Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E. h. K. Kordina

Prof. Dr.-Ing. F. S. Rostásy

**STRUKTURORIENTIERTE ANALYSE UND
MODELLBESCHREIBUNG DER THERMISCHEN
SCHÄDIGUNG VON BETON**

von

Konrad Hinrichsmeyer

Heft 74

BRAUNSCHWEIG

1987

ISSN 0178-5796

ISBN 3 - 89288 - 015 - 8



Diese Arbeit ist die vom Fachbereich für Bauingenieur- und Vermessungswesen der Technischen Universität Braunschweig genehmigte Dissertation des Verfassers.

Eingereicht am 12.6.1986

Mündliche Prüfung am 16.1.1987

Berichterstatler : Prof. Dr.-Ing. F.S. Rostásy

Berichterstatler : Prof. Dr.-Ing. habil. U. Schneider

Vorwort

Die vorliegende Arbeit entstand während meiner Tätigkeit am Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig.

Mein Dank gilt daher den Herren Professoren Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. K. Kordina und Dr.-Ing. F.S. Rostásy für die in jeder Hinsicht großzügig gewährte Möglichkeit, die Einrichtungen des von ihnen geleiteten Instituts zu nutzen.

Die Arbeit baut auf Untersuchungen auf, die im Rahmen des von der Deutschen Forschungsgemeinschaft finanzierten Sonderforschungsbereiches 148 "Brandverhalten von Bauteilen" durchgeführt wurden. An dieser Stelle sei daher der fördernden Institution gedankt.

Mein Dank gilt den Herren Professoren Dr.-Ing. F.S. Rostásy und Dr.-Ing. habil. U. Schneider für die Durchsicht der Arbeit und die Berichterstattung.

Mein besonderer Dank gilt Herrn Dr.-Ing. U. Diederichs für zahlreiche Anregungen und für die ausführliche wissenschaftliche Diskussion der Untersuchungsergebnisse.

Bei allen Mitarbeitern des Instituts möchte ich mich für die jederzeit gute Zusammenarbeit bedanken. Insbesondere danke ich Herrn H. Frese für das große Engagement bei der Durchführung der zahlreichen schwierigen Versuche sowie Herrn H.-J. Wolff und Frau S. Lisson für die gewissenhafte Erstellung von Zeichnungen und Diagrammen.

Braunschweig, im Juni 1986

Konrad Hinrichsmeyer

1. Einleitung.....	1
1.1. Allgemeines.....	1
1.2. Stand der Erkenntnisse.....	3
1.2.1. Physikalische und chemische Reaktionen bei Temperaturbeanspruchung.....	8
1.2.2. Lineare Wärmeausdehnung der Betonkom- ponenten.....	15
1.3 Problemstellung und Zielsetzung der Arbeit.....	19
2. Versuchsprogramm.....	22
3. Experimentelles.....	26
3.1. Zusammensetzung der verwendeten Proben.....	26
3.2. Probenpräparation.....	30
3.3. Eingesetzte Meßverfahren und Meßgeräte.....	34
3.3.1. Hochtemperaturdilatometer.....	34
3.3.2. Stickstoffsorption.....	37
3.3.3. Quecksilberporosimetrie.....	42
4. Versuchsergebnisse.....	47
4.1. Strukturuntersuchungen.....	47
4.1.1. Strukturuntersuchungen an Zementstein... 47	
4.1.2. Strukturuntersuchungen an Mörtel und Matrixmörtel.....	61
4.1.3. Strukturuntersuchungen an Beton.....	72
4.2. Thermische Ausdehnungen.....	76
4.2.1. Thermische Ausdehnung von Zementstein... 76	
4.2.2. Thermische Ausdehnung von Quarzzuschlag. 79	
4.2.3. Thermische Ausdehnung von Mörtel und Matrixmörtel.....	81

II

5. Theoretischer Ansatz zur Beschreibung der Riß- entstehung.....	87
5.1. Abschätzung des Rißvolumens.....	87
5.2. Bestimmung des räumlichen Rißmusters.....	95
5.3. Physikalische Betonmodelle.....	100
5.4. Abschätzung der Rißflächen anhand kubischer Strukturmodelle.....	106
5.5. Abschätzung der Rißweiten.....	113
6. Auswirkungen der Rißbildung und Matrixentfestigung auf die mechanischen Eigenschaften von Beton bei hohen Temperaturen.....	120
6.1. Spannungs-Dehnungsverhalten bei einaxialer Belastung und hohen Temperaturen.....	122
6.2. Druckfestigkeit bei zweiaxialer Belastung und hohen Temperaturen.....	129
6.3. Elastizitätsmodul von mechanisch belastet aufgeheizten Probekörpern.....	133
7. Zusammenfassung und offene Probleme.....	138
8. Literaturverzeichnis.....	143
9. Anhang.....	151

1. Einleitung

1.1. Allgemeines

Aus der Verwendung von Beton in weiten Bereichen des Wohnungs- und Industriebaus stellt sich unmittelbar die Frage nach der zuverlässigen Abschätzung seiner Tragfähigkeit in einem Brandfall. Untersuchungen über das Verhalten von Beton und Betonkonstruktionen bei hohen Temperaturen werden deshalb seit Beginn dieses Jahrhunderts durchgeführt. Im Vordergrund der Baustoffuntersuchungen steht die Bestimmung der mechanischen Kennwerte wie Festigkeit, Elastizitätsmodul, Bruchstauchung und Kriechen in Abhängigkeit von der Temperatur, die u.a. notwendige Eingangsdaten für eine theoretische Abschätzung der Feuerwiderstandsdauer der Bauteile sind. Daneben wurden die bei Temperatureinwirkung auftretenden physikalischen und chemischen Reaktionen studiert, um zu einem grundlegenden Verständnis des thermischen Verhaltens des Baustoffs zu gelangen.

Es ist bekannt, daß unter dem Einfluß erhöhter Temperaturen aus Beton Wasser ausgetrieben wird. Dadurch können Hydratationsprodukte des Zements an Festigkeit verlieren. Außerdem wird durch unterschiedliche Wärmeausdehnungen von Zuschlag und Zementstein das Gefüge des Baustoffs stark belastet und teilweise aufgelockert. Diese spezifischen Reaktionen werden nur in bestimmten Temperaturbereichen beobachtet und können den festgestellten Änderungen der mechanischen Größen phänomenologisch zugeordnet werden.

Die Kenntnis der in der Mikrostruktur ablaufenden Vorgänge und die phänomenologische Zuordnung zu Änderungen der mechanischen Größen vermittelt ein grundsätzliches Verständnis des thermischen Baustoffverhaltens. Mit Hilfe von Modellen, die den strukturellen Aufbau eines Werkstoffs idealisiert wiedergeben, kann darüberhinaus häufig ein direkter Zusammenhang zwischen physikalischen und chemischen Reaktionen und bestimmten mechanischen Phänomenen hergestellt

werden. Der Entwurf eines Strukturmodells muß sich jedoch auf den bestehenden, meist experimentell gewonnenen Kenntnisstand stützen. Die "Güte" eines Strukturmodells steht somit in enger Wechselwirkung mit dem jeweiligen Stand des Wissens. Die bisher entwickelten Strukturmodelle geben -entsprechend dem jeweiligen Wissensstand- das Verhalten von Beton nur unzureichend wieder, weil meist alle mechanischen Phänomene allein aus dem Verhalten des Bindemittels abgeleitet werden. Beton ist jedoch ein Verbundwerkstoff. Seine Eigenschaften werden daher sowohl vom Verhalten der Matrix als auch vom Verhalten des Zuschlags, in entscheidendem Maß jedoch vom Zusammenwirken der beiden Stoffe -dem Verbund- bestimmt. Das Verhalten von Beton läßt sich daher auch von einem die Heterogenität stärker berücksichtigendem Haufwerksmodell ausgehend beschreiben. Eine Beziehung zu den physikalisch-chemischen Veränderungen in den Komponenten fehlt jedoch in dem Haufwerksmodell.

Ein Ziel dieser Arbeit ist es, durch experimentelle Untersuchungen der Veränderungen der Betonstruktur infolge thermischer Belastung, die Kenntnisse über die im heterogenen Betongefüge ablaufenden Vorgänge zu erweitern, um darauf aufbauend ein Strukturmodell zu entwerfen, das die temperaturbedingten mechanischen Veränderungen detailliert beschreibt. Insbesondere sollen betonspezifische Parameter wie Zementart, Zuschlagart, W/Z-Wert und Sieblinienaufbau in das Modell eingehen, um die Abhängigkeit der mechanischen Hochtemperatureigenschaften von diesen Parametern aufzuzeigen.

1.2. Stand der Erkenntnisse

Beton ist ein hydraulisch gebundener Baustoff, der durch Mischen von Zuschlagstoffen in abgestuften Größen mit Zement und Anmachwasser hergestellt wird. Beton ist somit ein heterogener Verbundbaustoff, dessen Eigenschaften von den individuellen Eigenschaften der Komponenten, und vom Verbundaufbau zwischen den Komponenten bestimmt wird.

Die Zuschlagkörner sind i.a. Gesteine aus quarzitischen, kalzitischen oder ähnlichen Mineralien mit hoher Festigkeit und Beständigkeit. Der Zementstein üblicher Konstruktionsbetone ist meist weniger fest und beständig als die Zuschläge. Für die Eigenschaften des Normalbetons bedeutet dies, daß Art und Beschaffenheit der Zuschläge -sofern sie gewissen Mindestanforderungen entsprechen /1/- von geringerer Bedeutung sind und die Betoneigenschaften viel stärker durch die Eigenschaften der schwächeren Komponente, des Zementsteins, zusammen mit der Verbundgüte bestimmt werden.

Die Eigenschaften des hydratisierten Zementsteins, beispielsweise seine Druckfestigkeit werden maßgeblich von der Zementart und dem Verhältnis der Masse des Anmachwassers zur Zementmasse, dem Wasserzementwert (W/Z), festgelegt /1,2/. Der optimale W/Z-Wert liegt bei ungefähr 0,4, da der Zement eine Wassermenge von 25% seiner Masse chemisch und 15% physikalisch zu binden vermag. Niedrigere W/Z-Werte als 0,4 führen zu unvollständiger Hydratation der Zementkörner; bei höheren W/Z-Werten kann das überschüssige Wasser vom Zement nicht mehr gebunden werden, so daß es durch den Raum, den es zwangsläufig im Zement einnehmen muß, ein System feiner, zusammenhängender Hohlräume erzeugt, die als Kapillarporen bezeichnet werden. Das Erstarren und Erhärten des Zements beruht auf der Bildung wasserhaltiger Verbindungen, von denen in den Normzementen das Kalziumsilikat-hydrat (CSH), das Kalziumaluminathydrat (CAH) und das Kalziumhydroxid (CH) die wichtigsten sind. Träger der Festigkeit im Zementstein ist das Zementgel, das aus einem

zusammenhängenden Gerüst aus CSH und CAH besteht, in das die CH-Kristalle zusammen mit unhydratisierten Zementresten eingelagert sind. Es ist mit feinen Poren, den sog. Gelporen durchsetzt /1/. Die Kapillarporen im Zementstein haben Porenradien von ca. 10-100 nm; Gelporen sind um etwa eine Zehnerpotenz kleiner.

Werden Wasser und Zement gemischt, so entsteht Zementleim, der im Beton die Zuschlagkörner umhüllt und die Hohlräume zwischen ihnen ausfüllt. Durch Erhärten des Zementleims entsteht Zementstein, der die Zuschläge fest miteinander verbindet. Damit die Oberflächen aller Zuschlagkörner umhüllt werden können, muß eine genügende Menge Zementleim vorhanden sein. Die Gesamtoberfläche der Zuschläge, d.h. die Größe und Form der Körner sowie die Abstufung des Korngemisches, hat einen maßgeblichen Einfluß auf die mindestens notwendige Zementmenge und beeinflusst dadurch die Betoneigenschaften.

Die Gesamtoberfläche einer bestimmten Menge Zuschlags ist umso größer, je kleiner die Einzelkörner sind. Zur Erzielung einer möglichst geringen Oberfläche ist demnach ein Gemisch aus möglichst großen Körnern vorteilhaft. Andererseits sollten im Normalbeton wegen höherer Kosten, stärkeren Kriechens und der schlechteren Dauerhaftigkeit des Zementsteins die zwischen den großen Körnern entstehenden Hohlräume nicht nur mit Zementleim, sondern besser mit abgestuft kleineren Körnern und Zementleim ausgefüllt werden. Die Berücksichtigung der beiden gegenläufigen Forderungen macht die Festlegung von Sieblinienbereichen notwendig, aus denen geeignete und nicht geeignete Korngemische erkennbar sind.

Nach dem Mischen enthält jeder Frischbeton noch Hohlräume, die mit Luft gefüllt sind. Sie stören den Verbund zwischen den Komponenten und müssen so weit wie möglich durch Verdichten des Gemenges entfernt werden.

Wird Beton mit hohen Temperaturen beansprucht, so ist ab ca. 300°C ein rascher Abfall seiner einachsigen Druckfestigkeit feststellbar. Abbildung 1 veranschaulicht dieses Verhalten am Beispiel eines portlandzementgebundenen Normalbetons mit überwiegend quarzhaltigem Zuschlag /3/. Parallel mit der Entfestigung geht ein starker Abfall des Elastizitätsmoduls einher, wie Abbildung 2 zu entnehmen ist. Die Zunahme der Verformbarkeit setzt bereits bei niedrigeren Temperaturen ein als der Festigkeitsverlust. Untersuchungen von Betonen mit unterschiedlichen Zuschlagarten ergaben qualitativ ähnliche Ergebnisse. Quantitativ weichen sie jedoch so deutlich voneinander ab, daß sie durch versuchsbedingte Streuungen nicht zu erklären sind /4/. Im Gegensatz zu den Normalbetoneigenschaften bei Umgebungstemperatur, die nur wenig von der Zuschlagart abhängig sind, muß demnach bei der Veränderung der mechanischen Eigenschaften von Beton durch hohe Temperaturen auch von einem deutlichen Einfluß der mineralogischen Zusammensetzung des Zuschlags ausgegangen werden.

Zur Erklärung der Veränderungen der mechanischen Kennwerte durch Temperatureinwirkung bedarf es daher der Analyse des Temperaturverhaltens beider Beton-Einzelkomponenten und des Verbundes zwischen ihnen. Die Verbundwirkung wird entscheidend durch die thermischen Ausdehnungskoeffizienten der Komponenten beeinflusst. Untersuchungen über das thermische Verhalten von Zuschlägen und Zementsteinen sowie Meßergebnisse über das Wärmedehnungsverhalten verschiedener Zuschlagarten und von hydratisiertem Zementstein liegen in großer Anzahl vor. Sie beschränken sich jedoch oft auf die Aufheizphase oder einen eingeschränkten Temperaturbereich /1,4,5,6/.

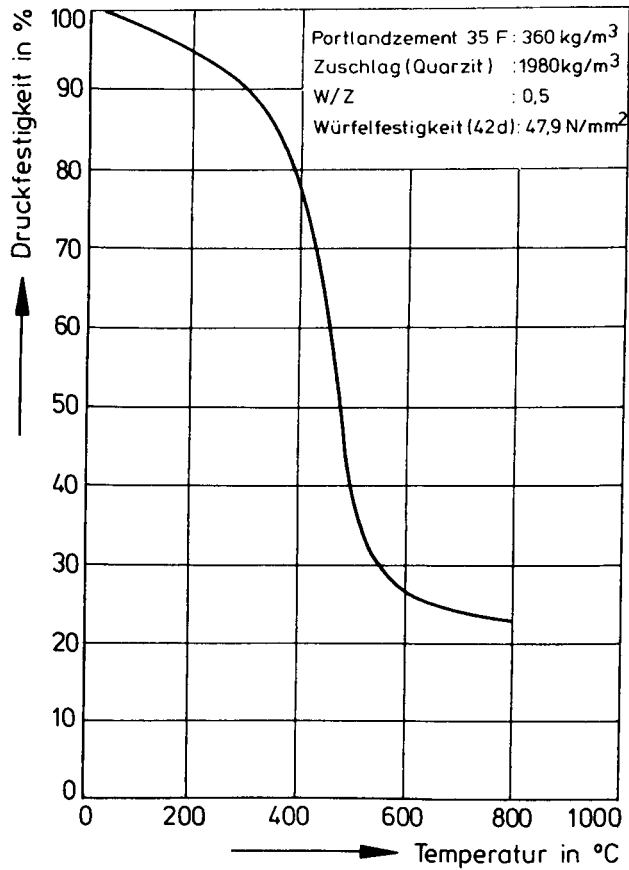


Abbildung 1: Druckfestigkeit von Normalbeton mit quarzitischem Zuschlag in Abhängigkeit von der Temperatur /4/

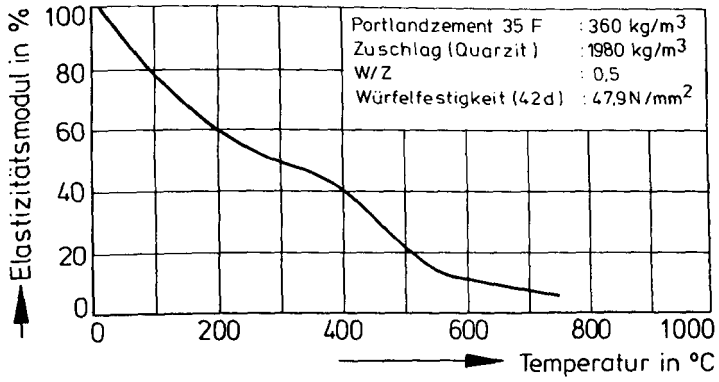


Abbildung 2: Elastizitätsmodul von Normalbeton mit quarzitischem Zuschlag in Abhängigkeit von der Temperatur /4/

1.2.1. Physikalische und chemische Reaktionen bei Temperaturbeanspruchung

Aus Übersichtsgründen sind im folgenden die wichtigsten physikochemischen Reaktionen sowie die thermischen Dehnungen verschiedener Zuschlagarten und Zementsteine zusammenfassend dargestellt. Hierbei handelt es sich im wesentlichen um Ergebnisse, die im Teilprojekt B3 des Sonderforschungsbereichs 148 ermittelt wurden /7,8/. Als Untersuchungsmethoden zum Nachweis der physikalischen und chemischen Prozesse wurden dabei die Differentialthermoanalyse (DTA) und die Thermogravimetrie eingesetzt, weil sie besonders aussagekräftige Ergebnisse liefern.

Die während einer Erwärmung in einem Stoff einsetzenden Reaktionen lassen sich mit Hilfe der Differentialthermoanalyse relativ einfach und sicher nachweisen. Bei diesem Meßverfahren werden eine Inertprobe (meist Al_2O_3) und die zu untersuchende Probe gleichzeitig in einem Ofen erhitzt und die durch Umwandlungsreaktionen zwischen den beiden Proben auftretenden Temperaturunterschiede registriert. Reaktionen, die auch mit einem Massenumsatz verbunden sind, lassen sich anhand der Gewichtsänderungen der Proben identifizieren. Das dazu eingesetzte Verfahren ist die Thermogravimetrie, bei der der Gewichtsverlust der Probe während der Aufheizung kontinuierlich registriert wird. Es ist zweckmäßig, diese beiden Verfahren miteinander zu kombinieren, um die ablaufenden Reaktionen genau charakterisieren zu können: Chemische Reaktionen und Entwässerungen, die mit dem Freiwerden von Gasen bzw. mit einem Gewichtsverlust verknüpft sind, lassen sich mit beiden Verfahren nachweisen, während physikalische Reaktionen wie Kristallstrukturumwandlungen nur bei der DTA beobachtet werden können.

Abbildung 3 zeigt Thermogramme und Gewichtsverlustkurven verschiedener, üblicher Betonzuschläge. Im untersuchten Temperaturbereich bis 1000°C findet man bei den überwiegend quarzhaltigen Zuschlägen i.w. nur zwischen 550 und 600°C

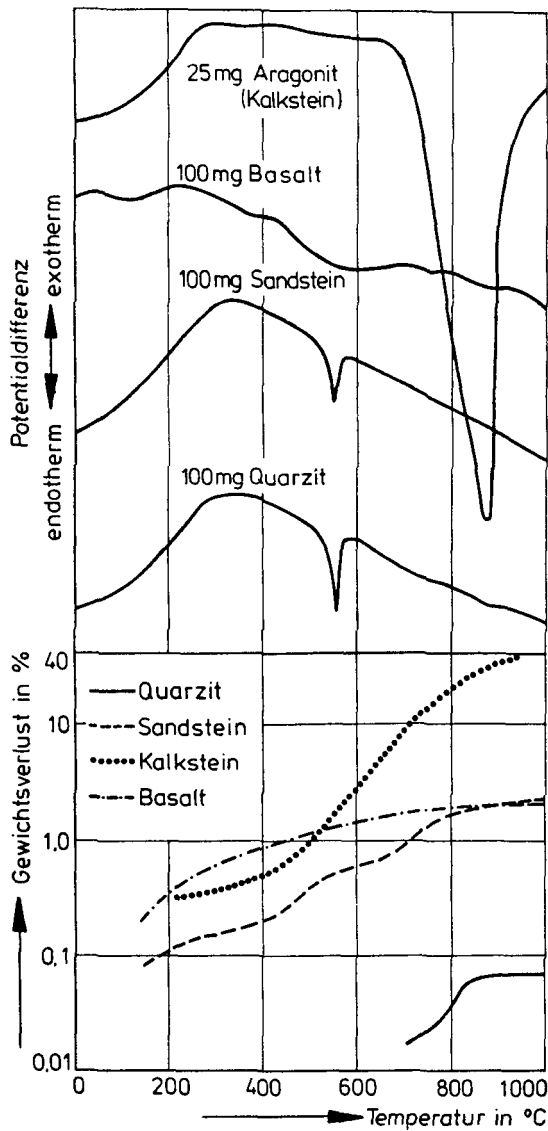


Abbildung 3: Differentialthermoanalyse und Gewichtsverluste verschiedener Betonzuschläge /7,8/

eine charakteristische Reaktion. Sie kann nach /9/ einer reversiblen α - β Kristallstrukturumwandlung des Quarzes bei 573°C zugeordnet werden. Die Gewichtsverlustkurven zeigen entsprechend auch keinen Massenumsatz an dieser Stelle an. Mit Umwandlungen des kristallinen Aufbaus eines Festkörpers gehen i.a. deutliche Volumenänderungen einher, während Festigkeit und Verformbarkeit weniger starken Veränderungen unterliegen, da sich der chemische Aufbau der Moleküle nicht ändert. Basaltzuschlag zeigt im gesamten Temperaturbereich kaum Reaktionen. Sandstein, Quarzit und Basalt weisen bis 1000°C nur geringe Gewichtsverluste von maximal 2% auf, die durch Verdampfen von Porenwasser erklärt werden können. Beim Kalkstein setzt bei ca. 650°C eine stark endotherme Reaktion ein. Sie ist mit einem ausgeprägten Massenumsatz verknüpft und kann der Dekarbonatisierung des Kalksteins zugeordnet werden, wobei das entweichende Kohlendioxidgas den Gewichtsverlust verursacht.



Mit der chemischen Zersetzung des Kalziumkarbonats treten neben starken Verformungen auch große Verringerungen der Festigkeit auf.

Aus den kombinierten DTA und TG-Untersuchungen kann abgeleitet werden, daß mit Ausnahme des Kalksteins die mechanischen Eigenschaften der im Normalbeton verwendeten Zuschläge bis 1000°C im wesentlichen erhalten bleiben. Direkte Festigkeits- und E-Moduluntersuchungen an vergleichbaren Gesteinen bei erhöhten Temperaturen stützen diese Aussagen /10/.

Im Gegensatz zu den Zuschlägen zeigen die Zementsteine mehrere ausgeprägte Reaktionen, die fast ausnahmslos mit einem Gewichtsverlust verbunden sind (vgl. Abb. 4). Die verschiedenen Zemente zeigen dabei teilweise unterschiedliche Reaktionen oder es sind gleichartige Reaktionen unterschiedlich stark ausgeprägt. Die den einzelnen Peaks

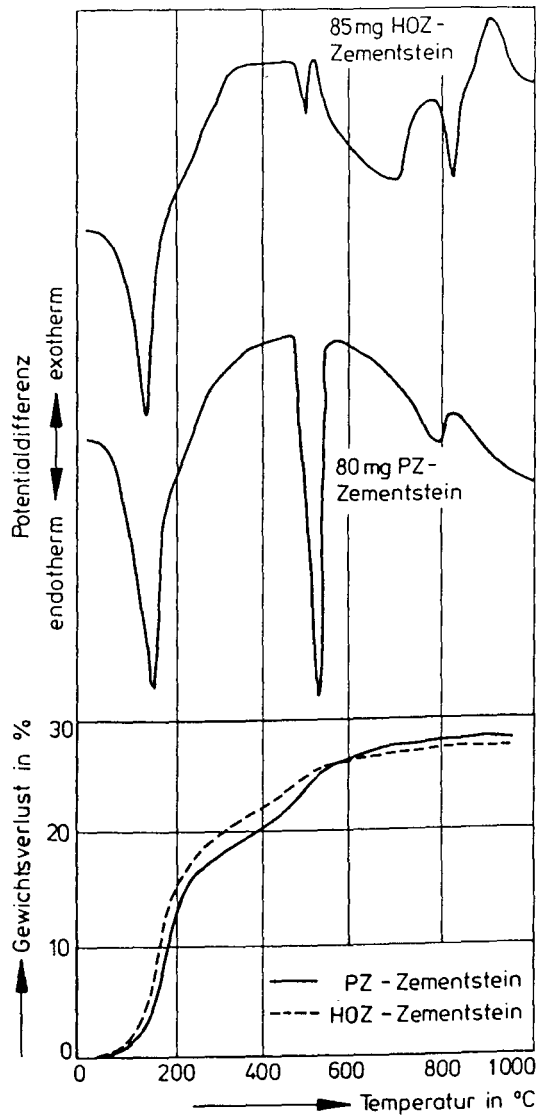


Abbildung 4: Differentialthermoanalyse und Gewichtsverluste verschiedener Zementsteine /7/

zuzuordnenden Reaktionen sind in Tabelle 1 zusammengestellt und erläutert /7/.

Die bei Temperaturerhöhung einsetzenden Vorgänge greifen ausnahmslos in die Struktur oder den chemischen Aufbau des Zementsteins ein und rufen teilweise starke Veränderungen der mechanischen Kennwerte hervor. Abbildung 5 zeigt beispielsweise die Festigkeitsentwicklung von verschiedenen reinen Zementsteinen in Abhängigkeit von der Aufheiztemperatur /6/. Es existieren im wesentlichen drei charakteristische Zonen: Eine Anstiegszone bis etwa 200°C, in der die Festigkeit mit steigender Temperatur zunimmt, und eine Abfallzone zwischen 200 und 800°C, in der die Festigkeit mit steigender Temperatur stetig abfällt. Oberhalb 800°C hat die Temperatursteigerung dann beim reinen Portlandzement einen leicht erhöhenden Einfluß auf die Festigkeit. Vergleicht man die Festigkeitsentwicklung mit den DTA- und TG-Ergebnissen, so ist kein eindeutiger Zusammenhang zwischen Wasserverlust und Festigkeitsabfall feststellbar. Im ersten Bereich nimmt die Festigkeit trotz starken Wasserverlustes zu. Als Ursache hierfür wird der teilweise Entzug von chemisch gebundenem Wasser aus CSH-Phasen angesehen /6/. Diese verändern dadurch ihre stöchiometrische Zusammensetzung sowie ihre physikalische Beschaffenheit. Beim Hochofenzement ist dieser Mechanismus aufgrund seiner anderen Phasenbeschaffenheit deutlich schwächer ausgeprägt.

Die sich an diesen Bereich anschließenden Festigkeitsverluste beruhen darauf, daß bestimmte Phasen vollständig dehydratisiert werden, so beispielsweise das Portlandit. Die Festigkeitserhöhungen oberhalb 800°C können durch keramische Reaktionen erklärt werden. Der Zementstein verliert demnach infolge definierter Zersetzungs- und Abbaureaktionen bei hohen Temperaturen seine Festigkeit.

Tabelle 1: Bedeutung der DTA-Peaks von Abbildung 4

Temperatur	Wärmetönung	Zuordnung
hydratisierter Hochofenzement		
150°C	endotherm	Kapillarwasser, CSH-Phasen 1. Stufe
500°C	endotherm	Portlandit
700°C	endotherm	CSH-Phasen und Bildung von β -C ₂ S
780°C	exotherm	Rekristallisation der glasartig erstarrten Hochofenschlacke (verschiedene Effekte)
hydratisierter Portlandzement		
150°C	endotherm	Kapillarwasser, CSH-Phasen 1. Stufe, Tobermorit-Gel
500°C	endotherm	Portlandit
750°C	endotherm	CSH-Phasen und Bildung von β -C ₂ S, Dekarbonatisierung

Läßt man den Verbund zwischen Zuschlag und Zementstein außer acht, so sind die Eigenschaften von Normalbeton bei hohen Temperaturen mit denen bei Umgebungstemperatur vergleichbar: Die Zuschlagkomponente ist deutlich stabiler als die Zementsteinkomponente, wodurch die Betoneigenschaften bei hohen Temperaturen wie bei Umgebungstemperatur mehr vom Bindemittel, d.h. in diesem Fall von den im Zementstein ablaufenden Reaktionen, bestimmt werden. Darüberhinaus erfährt aber auch der Verbund zwischen den Komponenten durch Temperatureinwirkung nicht zu vernachlässigende Schädigungen.

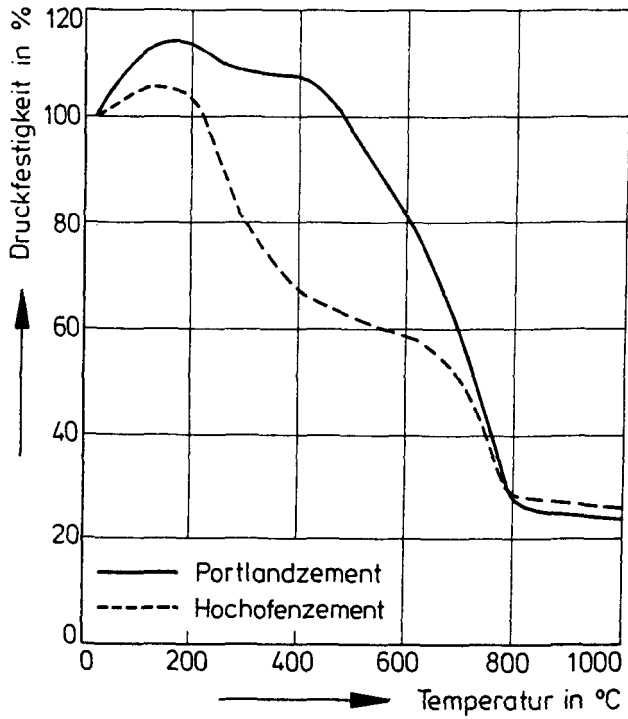


Abbildung 5: Druckfestigkeit von Zementsteinen in Abhängigkeit von der Temperatur, gemessen nach Wiedererkalten /6/

1.2.2. Lineare Wärmeausdehnung der Betonkomponenten

Zwischen der Zementsteinmatrix und den eingebetteten Zuschlägen besteht üblicherweise ein fester Verbund. Dieser Verbund kann an verschiedenen Punkten beansprucht und gelockert werden, wenn sich die Volumina der Komponenten unterschiedlich stark ändern. Das kann beispielsweise bei Veränderungen der Umgebungstemperatur eintreten, wenn die Komponenten unterschiedliche thermische Ausdehnungskoeffizienten besitzen, oder durch Schwinden des Zementsteins bei Feuchtigkeitsverlust.

Normalerweise variieren die Umgebungstemperaturen nur wenig, und die temperaturbedingten Volumenänderungen der Komponenten sind so klein, daß auftretende innere Spannungen vom Verbund aufgenommen werden können. Bei großen Temperaturerhöhungen wie im Brandfall erreichen die Ausdehnungsdifferenzen der Betonkomponenten jedoch eine Größenordnung, die nicht mehr zu vernachlässigen ist. Es kommt im Gefüge lokal zu Spannungen, die bei Überschreiten der örtlichen Verbundfestigkeiten zu Rissen und somit zur Auflockerung des Gefüges führen.

Die verschiedenen Zuschlagstoffe zeigen mit Ausnahme des Kalksteins im gesamten untersuchten Temperaturbereich eine vergleichbare thermische Ausdehnung (vgl. Abb. 6). Ein deutlicher Anstieg der thermischen Dehnung ist bei den quarzhaltigen Zuschlägen zwischen 550 und 600°C erkennbar; er korreliert mit der α - β Quarzumwandlung bei 573°C und wird von der Volumenvergrößerung der Quarzkristalle bei ihrer Umwandlung verursacht. Die thermische Ausdehnung von Basalt und Kalkstein ist deutlich geringer als die der anderen Zuschläge; beim Kalkstein reduziert sie sich sogar wieder oberhalb 800°C infolge der bereits erwähnten Dekarbonatisierung /9/.

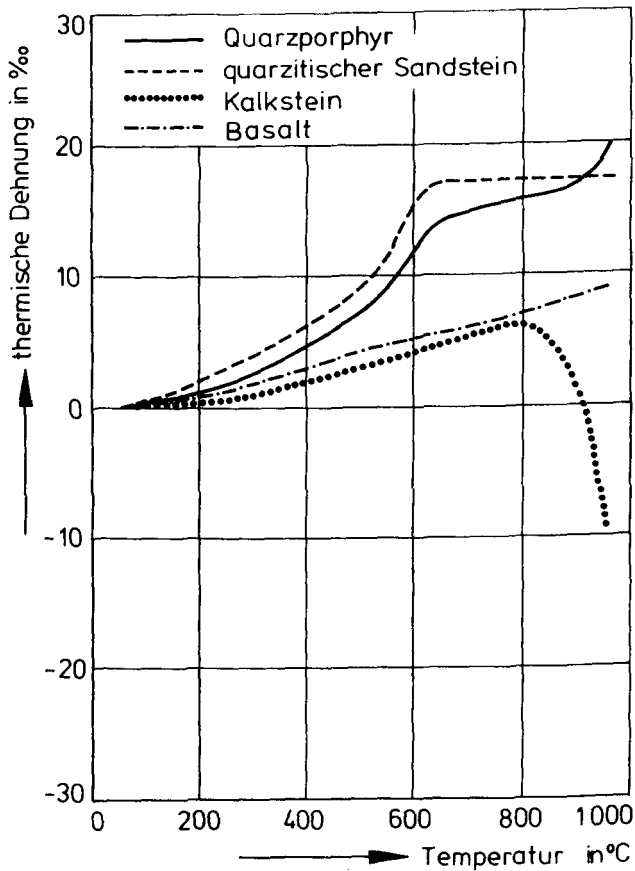


Abbildung 6: Thermische Ausdehnung verschiedener Betonzuschläge /9/

Die thermische Ausdehnung des Zementsteins verläuft nicht wie bei homogenen, kristallinen Substanzen, da Zementstein ein heterogenes System darstellt, das i.w. aus den Zementhydrationsprodukten und wassergefüllten Poren besteht (vgl. Abb. 7). Die Wärmedehnung von Zementstein ist zusammengesetzt aus der echten Festkörperdehnung der Zementhydrate, einer scheinbaren Wärmedehnung, die durch Feuchtigkeits-

umlagerungen zwischen den Poren und dem Zementgel verursacht wird, und der starken Expansion des Porenwassers, die bis zu 25 mal so groß ist wie die der Zementhydrate:

Zementhydrate: $\alpha = 9-13 \cdot 10^{-6} \text{ [K}^{-1}\text{]}$ /9/;

Wasser (20-100°C): $\alpha = 70-250 \cdot 10^{-6} \text{ [K}^{-1}\text{]}$ /11/.

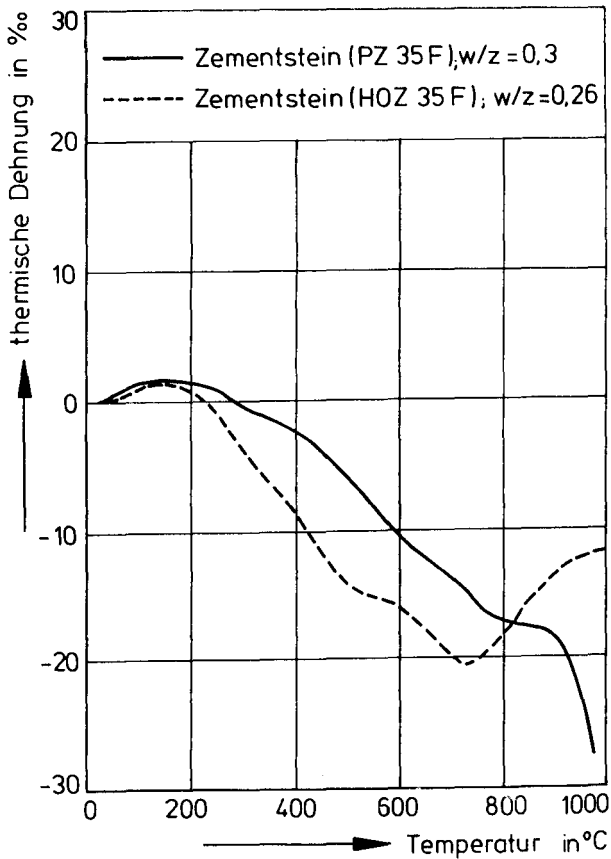


Abbildung 7: Thermische Ausdehnung verschiedener Zementsteine /6,8/

Der Zementstein dehnt sich bis etwa 150°C etwas stärker aus als die Zuschläge. Oberhalb 100°C beginnt das Porenwasser zu verdampfen. Dadurch wird –abhängig von der Probengeometrie, d.h. dem Oberfläche zu Volumenverhältnis O/V- Porenwasser ausgetrieben und die scheinbare Wärmedehnung der Probe geht stark zurück. Bei höheren Temperaturen setzt die Dehydratation der CH-Kristalle, der CSH-Phasen und anderer Verbindungen ein, wodurch das Volumen des Feststoffskeletts verkleinert wird. Diese Vorgänge verursachen sukzessive das Schwinden des Zementsteins oberhalb ca. 100°C. Die Unterschiede in der Höhe der Schwindverformungen der verschiedenen hydratisierten Zemente erklären sich aus den unterschiedlichen Zusammensetzungen. Über 700°C kann es beim Hochofenzementstein wieder zu Ausdehnungen kommen. Diese beruhen vermutlich auf der Bildung von Mehlelith und Gehlenit /6/.

Die beiden Betonkomponenten Zuschlag und Zementstein weichen im Wärmedehnungsverhalten bis etwa 150°C nur leicht voneinander ab. Oberhalb 150°C verlaufen sie aber völlig entgegengesetzt: Die Zuschläge dehnen sich dann aus, während sich der hydratisierte Zementstein verkürzt. Diese Inkompatibilität der Betonkomponenten bei Temperaturerhöhung muß zu großen lokalen Spannungen führen, wodurch Risse entstehen können, sobald die lokale Verbundfestigkeit überschritten wird. Neben den Zementsteineigenschaften muß demnach auch die Schwächung des Verbundes durch die thermische Unverträglichkeit der Komponenten das Hochtemperaturverhalten von Beton maßgeblich beeinflussen.

1.3. Problemstellung und Zielsetzung der Arbeit

Der bestimmende Faktor für die Hochtemperatureigenschaften von Beton ist das Temperaturverhalten der Betonkomponente Zementstein. Die im Zementstein bei Temperaturanstieg ablaufenden Reaktionen beeinflussen das Betonverhalten jedoch über zwei verschiedene, einander überlagernde Mechanismen: Über die Entfestigung des Bindemittels oberhalb 300°C und über die starken Schwindverformungen des Bindemittels und den daraus resultierenden Auflockerungen und Zerstörungen des Verbundes. Über den zweiten Mechanismus gehen physikalische Eigenschaften des Zuschlags in das Betonverhalten bei hohen Temperaturen ein, da die Differenzen der thermischen Dehnungen von Zuschlag und Zementstein die Höhe der Verbundbelastungen bestimmen.

Die temperaturbedingten Veränderungen der mechanischen Zementsteineigenschaften wurden an Proben aus reinem Zementstein bereits ausführlich untersucht, und ihre Abhängigkeit von physikalischen und chemischen Prozessen, sowie die Beeinflussung durch Herstellungsparameter sind recht gut bekannt /3,6,7/. Die Übertragung der am isolierten Material ermittelten Zusammenhänge auf die Verhältnisse im Beton ist jedoch nicht ohne weiteres möglich. Vor allem im Temperaturbereich um 100°C, in dem der Zementstein größere Wassermengen freisetzt, können sich Unterschiede zwischen dem Verhalten des reinen Zementsteins und dem Zementstein als Matrix im Beton ergeben. Im Beton und besonders in massigen Körpern kann das freiwerdende Wasser nur langsam durch das Porensystem zur Oberfläche gelangen, während es aus kleineren Zementsteinproben schneller entweichen wird. Es ist noch ungeklärt, wie der verzögerte Ausdampfprozeß die Struktur des Zementsteins verändert und wie die Festigkeit und der E-Modul von Beton dadurch beeinflußt werden.

Die Differenzen der thermischen Ausdehnungen der Komponenten sind als Ursache für die einsetzende Gefügeschädigung zwischenzeitlich erkannt worden. Eine eindeutige Erklärung,

in welchem Umfang, in welchen Temperaturbereichen und an welchen Punkten im Festkörper verbundschwächende Risse entstehen, fehlt jedoch noch. Ebenso wurden bis jetzt noch keine Abschätzungen bekannt, wie die Verbundbelastung durch Zuschlaggröße, Sieblinie und anteilige Zusammensetzung der Komponenten beeinflußt wird.

Neben der genauen Kenntnis der beiden Prozesse -Veränderungen der Zementsteineigenschaften und Auflockerung des Verbundes- ist ebenfalls von grundsätzlichem Interesse, mit welcher Wirkung sie sich überlagern, d.h. welcher der beiden Mechanismen in eingegrenzten Temperaturbereichen für spezifische Änderungen der mechanischen Betoneigenschaften hauptsächlich verantwortlich ist.

Eine genaue Analyse der Stoffeigenschaften muß schließlich unter Einbeziehung der Abkühlphase erfolgen, um die nach einer Temperaturbelastung festgestellten Schädigungen des Betongefüges dem Aufheiz- oder Abkühlvorgang zuschreiben zu können.

Es ergeben sich demnach die folgenden zu behandelnden Fragen:

- Werden im Temperaturbereich um 100°C die Eigenschaften des Zementsteins durch einen verzögerten Ausdampfprozeß des Wassers verändert, wenn er als Matrix im Beton vorliegt?
- Wie überlagern sich die beiden Mechanismen -Veränderungen der Zementsteineigenschaften und Auflockerung des Verbundes- in unterschiedlichen Temperaturbereichen, und wie beeinflussen sie die Betoneigenschaften?
- Welches räumliche Rißmuster entsteht; und wie hängen das Rißvolumen und die Rißbreite bei bestimmten Temperaturen von den Herstellungsparametern ab?

Die Klärung der offenen Fragen erfordert eine experimentelle und eine theoretische Bearbeitung. Im experimentellen Teil der Arbeit wird vor allem den ersten beiden Fragen nachgegangen, indem die Struktur von Zementstein und Beton nach verschiedenen Temperaturbelastungen untersucht wird. Daneben müssen Eingangsdaten für den theoretischen Teil ermittelt werden, indem die thermischen Dehnungen der Komponenten bestimmt werden.

Im theoretischen Teil der Arbeit soll der Beton durch ein Strukturmodell angenähert werden, um anhand des Modells die Ribentstehungsphänomene zu studieren. Unter Verwendung experimenteller Daten wird eine rechnerische Abschätzung der Ribweiten und des Ribvolumens vorgenommen. Die berechneten Ribweiten werden mit den Ergebnissen der Strukturuntersuchungen verglichen und ermöglichen so eine Überprüfung des Modellansatzes.

Die aus den Strukturuntersuchungen und den theoretischen Überlegungen gewonnenen Erkenntnisse werden in Hinblick auf einige bekannte Veränderungen der mechanischen Eigenschaften von Beton bei hohen Temperaturen diskutiert.

2. Versuchsprogramm

Für die Erforschung von Festkörpern werden Strukturuntersuchungen häufig eingesetzt, da die Festkörperstruktur ein wichtiges Bindeglied zwischen dem molekularen, chemischen Aufbau und den makroskopischen Eigenschaften eines Festkörpers darstellt. Veränderungen im kristallchemischen Aufbau durch physikochemische Reaktionen, die Veränderungen der makroskopischen, mechanischen Kennwerte nachsichziehen, müssen über eine veränderte Mikrostruktur des Körpers wirken, die somit als charakteristische Kenngröße angesehen werden kann.

Sehr häufig eingesetzte Verfahren zur Bestimmung von Festkörperstrukturen sind Verfahren zur Bestimmung der Festkörperporosität. Mit ihnen werden die inneren Hohlräume ausgemessen und die Festkörper durch Parameter wie spezifische Oberfläche, spezifisches Volumen und häufigste oder hydraulische Radien charakterisiert. Die Festkörperporosität stellt gewissermaßen das Negativ des Festkörperskeletts dar. Sie wird direkt durch chemische oder physikalische Reaktionen in den meist komplexen Molekülen, aber auch durch gröbere Gefügeschädigungen wie Risse beeinflusst.

Für homogene Materialien wie beispielsweise Zementstein existieren zahlreiche Ansätze, die mechanischen Eigenschaften, wie die Festigkeit, aus der Porosität abzuleiten, und deren Veränderungen bei Belastungen durch Änderungen in der Porosität zu beschreiben /1,6,9/.

Die Porosität von Beton kann nicht in gleicher Weise zur Beurteilung seiner Struktur herangezogen werden. Aufgrund des heterogenen Aufbaus von Beton wird kein eindeutiger Zusammenhang zwischen der Porosität und den mechanischen Größen zu finden sein. Durch einen Vergleich der Betonporosität mit der Porosität von reinem Zementstein, die vorher auf die Zementmenge des Betons bezogen werden muß, kann aber die Porosität der Verbundzone ermittelt werden. Ände-

rungen der Betoneigenschaften bei Belastungen können dann entweder auf die Änderungen der Zementsteinporosität oder auf die Änderungen der Verbundzonenporosität zurückgeführt werden.

Durch kombinierte Porositätsuntersuchungen an temperaturbelastetem Zementstein und Beton lassen sich somit -bei i.w. inerten, d.h. in ihrer Porosität unveränderten Zuschlägen- die beiden Mechanismen, die das Betonverhalten bei hohen Temperaturen bestimmen, getrennt voneinander verfolgen und beurteilen:

- Änderungen der Zementsteineigenschaften bei hohen Temperaturen können mit Porositätsuntersuchungen verfolgt werden, die direkt am isolierten Material vorgenommen werden.
- Änderungen der Verbundeigenschaften bei hohen Temperaturen können indirekt analysiert werden, indem die Betonporosität bei einer bestimmten Temperatur mit der entsprechenden Zementsteinporosität verglichen wird.

Eine Schädigung des Verbundes tritt vor allem durch Rißbildungen auf, deren Ursache in den unterschiedlichen thermischen Dehnungen der Komponenten liegt. Eine theoretische Abschätzung der Größe der Verbundschädigung erfordert daher die genaue Bestimmung der thermischen Ausdehnung der Komponenten während Aufheizung und Abkühlung. Das Versuchsprogramm beinhaltet daher im wesentlichen die folgenden grundlegenden Untersuchungen:

- Die Ermittlung von Strukturveränderungen nach definierten thermischen Beanspruchungen mit Verfahren zur Bestimmung der Porenstruktur.
- Die Ermittlung der Wärmeverformungen im Verlauf geschlossener Aufheiz-Abkühlzyklen mit unterschiedlichen Höchsttemperaturen.

Für die Strukturuntersuchungen wurden Quecksilberporosimetrie und Stickstoffsorption eingesetzt. Die Bestimmung der thermischen Ausdehnung erfolgte mit einem handelsüblichen Dilatometer. Die mit den verschiedenen Materialien durchgeführten Untersuchungen sind in Tabelle 2 zusammengestellt.

Tabelle 2: Übersicht über das Versuchsprogramm (bezüglich Baustoffzusammensetzung siehe Abschnitt 3.1)

Probenart	Probenbezeichnung	Hg-Porosimetrie	N ₂ -Sorption	thermische Ausdehnung
Zementstein	Z2	X	X	X
Mörtel	M3	X		X
Matrixmörtel	M3 II	X		X
	M3 III	X		X
	M3 IV	X		X
	M3 V	X		X
Beton	NB 3	X		
Quarzzuschlag	Q 1			X

Neben dem reinen Zementstein und dem Zuschlag werden hauptsächlich Mörtel mit quarzitischem Zuschlag untersucht, da bei den eingesetzten Verfahren nur kleine Probekörper verwendet werden können. Nur der relativ kleine Größtzuschlag mit im wesentlichen monomineralischer Zusammensetzung und

temperaturinert Porosität ermöglicht Ergebnisse, deren Streuungen in vertretbaren Grenzen liegen.

Die Zuschläge in Mörtel und Beton liegen in unterschiedlichen Größen vor. Es wird üblicherweise in einer Sieblinie angegeben, wie sich der Zuschlag eines Betons oder eines Mörtels mengenmäßig auf die verschiedenen Größen verteilt. Eine Sieblinie ist in eine bestimmte Anzahl von Sieblinienbereiche aufgeteilt, wodurch sich eine Unterteilung der Gesamtmenge des Zuschlags in diskrete Zuschlagfraktionen ergibt. Geht man von diesen Sieblinienbereichen aus, so steht der größten, im Beton verwendeten Zuschlagfraktion als zweite Komponente nicht nur reiner Zementstein sondern ein Matrixmörtel gegenüber, der aus Zementstein und allen kleineren Zuschlägen besteht. Auch dieser Matrixmörtel kann derart unterteilt werden: Innerhalb des Matrixmörtels kann der dort größten Zuschlagfraktion -das ist insgesamt gesehen die zweitgrößte- wiederum der Zementstein mit den entsprechenden kleineren Zuschlägen als Matrix zugeordnet werden. Diese Aufteilung des Betons kann sukzessive bis zur kleinsten Zuschlagfraktion fortgesetzt werden. Zu jeder Zuschlagfraktion der Sieblinie existiert dann ein Matrixmörtel, der jeweils aus allen kleineren Zuschlägen und Zementstein besteht. Die Matrixmörtel besitzen ein immer kleiner werdendes Größtkorn; ihre Anzahl ist gleich der Anzahl der Sieblinienbereiche. Die Matrixmörtel wurden durch Absieben der jeweils größten Zuschlagfraktion der Sieblinie hergestellt; ihre Zusammensetzungen sind in Abschnitt 3.1 tabellarisch aufgeführt. Um einen Einfluß der verschiedenen Zuschlaggrößen mit zu erfassen, wurden diese Matrixmörtel in das Versuchsprogramm mit einbezogen.

Ergänzend wurde Normalbeton mit größerem Zuschlag untersucht, um zu überprüfen, ob die mit Mörtel erzielten Ergebnisse auf Beton übertragbar sind.

3. Experimentelles

3.1. Zusammensetzung der verwendeten Proben

Als Zuschlagmaterial für die Beton- und Mörtelproben wurde Kies aus den im Raum Braunschweig gelegenen Gruben Wedtlenstedt und Sonnenberg mit einem SiO_2 -Anteil von über 85% verwendet. Eine Grobanalyse der Gesteinsanteile ergab für die Kiesfraktion von 7-15 mm etwa folgende Zusammensetzung /13/:

1. Quarzit	50 Gew.%
2. Feuerstein	25 Gew.%
3. Granit und granitähnliches Gestein	15 Gew.%
4. Sandstein, Kalkstein	10 Gew.%

Für die Korngruppen zwischen 0-7mm liegt im Mittel folgende Zusammensetzung vor:

1. Quarzit	75-85 Gew.%
2. Feuerstein, Granit	15-25 Gew.%

Der Quarzanteil zeigt zunehmende Tendenz mit geringer werdendem Korndurchmesser.

Als Zement wurde sowohl für die reinen Zementsteinproben als auch für die Beton- und Mörtelproben Portlandzement PZ 35F verwendet.

Die Beschränkung auf die oben genannten Materialien erfolgte auch deshalb, um den experimentellen Aufwand in vertretbaren Grenzen zu halten, und weil entsprechende Ergebnisse zum mechanischen Verhalten der Betone und Mörtel bereits

vorlagen. Im übrigen werden in Deutschland diese Zuschlagstoffe und auch der Zement in weitaus überwiegendem Umfang für die Betonherstellung eingesetzt.

In den folgenden Tabellen 3 bis 7 sind die Mischungszusammensetzungen und einige betontechnologische Daten der untersuchten Baustoffe zusammengestellt.

Tabelle 3: Mischungsaufbau und betontechnologische Daten des Zementsteins; Serienbezeichnung Z2

Baustoffe pro m ³ Zementstein Z2			W/Z- Wert	Roh- dichte	Würfeldruck- festigkeit (28 Tage)
Zement	Zuschlag	Wasser			
1600	-	480	0,3	2,19	83,1
kg		kg		kg/dm ³	N/mm ²

Tabelle 4: Mischungsaufbau und betontechnologische Daten des Mörtels und der zugehörigen Matrixmörtel, Serienbezeichnungen M3, M3 II bis M3 V

Baustoffe pro m ³ Mörtel M3			W/Z- Wert	Roh- dichte	Würfeldruck- festigkeit (28 Tage)
Zement	Zuschlag	Wasser			
562	1689	270	0,48	2,18	39,1
kg	kg	kg		kg/dm ³	N/mm ²

Baustoffe pro m ³ Matrixmörtel M3 II			W/Z- Wert	Roh- dichte	Würfeldruck- festigkeit (28 Tage)
Zement	Zuschlag	Wasser			
533	1493	256	0,48	2,17	47,4
kg	kg	kg		kg/dm ³	N/mm ²

Baustoffe pro m ³ Matrixmörtel M3 III			W/Z- Wert	Roh- dichte	Würfeldruck- festigkeit (28 Tage)
Zement	Zuschlag	Wasser			
601	1345	288	0,48	2,14	45,1
kg	kg	kg		kg/dm ³	N/mm ²

Baustoffe pro m ³ Matrixmörtel M3 IV			W/Z- Wert	Roh- dichte	Würfeldruck- festigkeit (28 Tage)
Zement	Zuschlag	Wasser			
776	963	373	0,48	2,18	50,3
kg	kg	kg		kg/dm ³	N/mm ²

Baustoffe pro m ³ Matrixmörtel M3 V			W/Z- Wert	Roh- dichte	Würfeldruck- festigkeit (28 Tage)
Zement	Zuschlag	Wasser			
1065	341	511	0,48	2,01	48,2
kg	kg	kg		kg/dm ³	N/mm ²

Tabelle 5: Sieblinien des Mörtelzuschlags und der Matrixmörtelzuschläge

Korngruppe Lochweite in mm	Siebdurchgang in Gew.-%				
	M3	M3 II	M3 III	M3 IV	M3 V
0/0,25	10,5	11,2	14,0	25,4	100,0
0,25/0,5	41,4	44,3	55,2	100,0	
0,5/1	75,0	80,3	100,0		
1/2	93,4	100,0			
2/4	100,0				

Tabelle 6: Mischungsaufbau und betontechnologische Daten des Betons; Serienbezeichnung NB 3

Baustoffe pro m ³ Beton			W/Z- wert	Roh- dichte	Würfeldruck- festigkeit (28 Tage)
Zement	Zuschlag	Wasser			
350	1887	175	0,5	2,39	55,0
kg	kg	kg		kg/dm ³	N/mm ²

Tabelle 7: Sieblinie des Betons

Korngruppe Lochweite in mm	Rückstand in Gew.%	Durchgang in Gew.%
0/0,25	1,2	1,2
0,25/0,5	7,8	9,0
0,5/1	16,1	25,0
1/2	9,6	34,6
2/4	14,0	48,6
4/8	22,7	71,2
8/16	24,6	95,8
16/31,5	4,2	100,0

3.2. Probenpräparation

Für die Versuche wurden zylindrische Probekörper (Durchmesser 8 cm, Länge 30 cm) und Prismen ($4 \times 4 \times 16 \text{ cm}^3$) in Stahlformen betoniert. Die Verdichtung erfolgte in allen Fällen auf einem Rütteltisch. Die Verdichtungszeit betrug jeweils 60 Sekunden. Alle Proben wurden nach dem Betonieren bis zum Entformen (nach einem Tag) feucht gehalten, anschließend bis zum Alter von 7 Tagen unter Wasser gelagert und danach in einem Klimaraum (20°C, 65% r.F.) aufbewahrt. Zu Beginn des Versuchsprogramms waren alle Proben älter als 90 Tage.

Für die Strukturuntersuchungen im Quecksilberporosimeter und die Versuche im Hochtemperaturdilatometer wurden Proben mit kleineren Abmessungen benötigt. Deshalb wurden die betonierten Körper zersägt, und aus den Probenmitten Bohrkern von 10 mm Durchmesser mittels einer Diamantbohrkrone naß ausgebohrt. Die Bohrkern wurden zur Strukturuntersuchung und zur Bestimmung der thermischen Dehnung verwendet.

Für die Untersuchungen mit der Stickstoffsorptionsmethode wurden Zementsteinprismen zerkleinert und Bruchstücke der Fraktion 3-5 mm ausgesiebt.

Für die Strukturuntersuchungen mittels Stickstoffsorption und Quecksilberporosimetrie ist es erforderlich, daß der Porenraum der zu untersuchenden Materialien zugänglich für Stickstoff bzw. Quecksilber ist. D.h., das Porensystem muß mit der Probenoberfläche in Verbindung stehen und das Wasser muß aus den Poren durch Trocknen entfernt werden. Die Verbindung des Porensystems mit der Probenoberfläche stellt bei hydratisierten Stoffen wie Zementstein kein Problem dar - Zementstein besitzt nahezu 100% offene Porosität /1/-.

Probleme ergeben sich dagegen beim Entleeren der Poren, weil bei hydraulisch gebundenen Stoffen die Porenstruktur im allgemeinen direkt vom Wassergehalt bestimmt wird. Durch das Trocknen sollte nach Möglichkeit nur das physikalisch, d.h. adsorptiv gebundene Wasser entfernt werden und kein chemisch gebundenes Wasser. Beim Zementstein überlappen sich jedoch die Bindungsenergien der beiden Bindungsformen teilweise, so daß selbst bei Anwendung schonender Trocknungsverfahren schwach chemisch gebundenes Wasser entfernt wird, während noch adsorptiv gebundenes Wasser vorliegt. Somit hängen die Meßergebnisse bzw. die beobachtete Porenstruktur bei nicht thermisch belasteten Proben empfindlich vom Trocknungsgrad und von der Trocknungsart ab. Die üblichen Trocknungsarten sowie ihre Vor- und Nachteile sind im folgenden aufgeführt:

- Trocknung bei erhöhten Temperaturen

Während einer Temperaturtrocknung kann mehr chemisch gebundenes Wasser entfernt werden im Gegensatz zur Trocknung bei normaler Temperatur. Es können bei schneller Aufheizung durch die unterschiedliche thermische Ausdehnung von Festkörper und Wasser Risse entstehen. Dagegen kann eine stärkere Nachhydratation erfolgen, wenn langsam

aufgeheizt wird.

- Gefrier Trocknung

Hierbei wird das physikalisch gebundene Wasser eingefroren und das so entstandene Eis dem Körper im Vakuum durch Sublimation entzogen. Es tritt ein ähnliches Problem wie bei der Trocknung bei erhöhten Temperaturen auf: Beim Gefrieren des Wassers tritt eine Volumendehnung auf, wodurch Risse im Festkörper entstehen können.

- D-drying

Mit D-drying wird die Trocknung bei Umgebungstemperatur über einer Kältemischung von ca. -79°C bezeichnet, die aus Trockeneis und Methanol oder Äthanol besteht. Über der Kältemischung stellt sich ein konstanter Wasserdampfpartialdruck von ca. $5 \cdot 10^{-4}$ Torr ein; auf die entsprechende Umgebungsfeuchte wird die Probe ausgetrocknet.

- Aceton-Äther-Methode (Solvent replacement)

Das Wasser in den Poren wird durch Aceton oder ähnliche Mittel verdrängt. Das Aceton wird anschließend in leicht flüchtigen Mitteln (Äther) gelöst und kann so entfernt werden. Die Proben müssen jedoch pulverisiert werden und sind dadurch beispielsweise für Quecksilberporosimetrieuntersuchungen unbrauchbar.

- Trocknung im Vakuum

Die Methode ähnelt dem D-drying, jedoch existiert kein fester Wert des Wasserdampfpartialdrucks. Der Trocknungsgrad hängt somit von der Höhe des erreichbaren Endvakuums ab.

Bei der Vorbereitung der Proben wurde auf die Anwendung erhöhter Temperaturen verzichtet und ausschließlich bei Raum-

temperatur in einem Vakuum von ca. 10^{-2} mbar getrocknet. Hierbei ist gewährleistet, daß Phasen so gut wie kaum zer-
setzt werden; das physikalisch gebundene Porenwasser aber bei ausreichend langen Pumpzeiten weitgehend entfernt wird. Wie lang die Pumpzeiten sein müssen hängt dabei stark von der Probenart, der Probendichtigkeit und der Probengröße ab.

3.3. Eingesetzte Meßverfahren und Meßgeräte

3.3.1. Hochtemperaturdilatometer

Das verwendete Hochtemperaturdilatometer ist ein handelsübliches Gerät der Fa. Linseis (vgl. Abb. 8), das die in der DIN 51045 geforderten Genauigkeiten bei der Bestimmung des linearen Wärmeausdehnungskoeffizienten erfüllt. In das Dilatometer wird der Prüfkörper so eingebaut, daß ein Ende sich senkrecht zur Meßrichtung abstützt. Ein Abtaststempel gleichen Materials wie die Probenaufnahme (Quarzglas) drückt mit einstellbarer Federkraft gegen das andere Ende der Probe und überträgt jede Längenänderung auf ein induktives Wegaufnehmersystem. Für die Temperaturmessung ist ein PtRh-Pt 10%-Thermoelement in der Mitte des Rohrofens montiert.

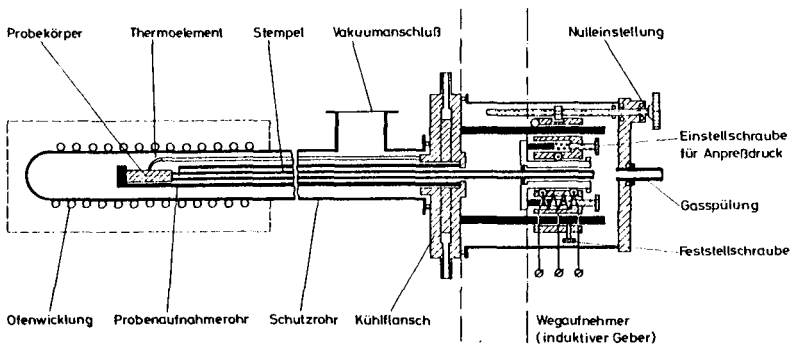


Abbildung 8: Aufbau des Hochtemperaturdilatometers

Im Dilatometer haben die Probenaufnahme und der Abtaststempel konstruktionsbedingt unterschiedliche Längen. Dadurch und durch leicht unterschiedliche Erwärmungen der außen liegenden Probenaufnahmen und des innen angeordneten Abtaststempels entsteht ein systematischer Meßfehler, der

die Aufnahme einer Gerätekorrekturkurve erforderlich macht. Die Korrekturkurve wurde mit einem Herasil-Quarzglaskörper, der eine genau bekannte, reproduzierbare Längenausdehnung besitzt, bestimmt und zur Korrektur aller Dilatometermessungen verwendet.

Zur Bestimmung der thermischen Ausdehnung wurden die entsprechenden Proben mit 1 K/min bis auf bestimmte Maximaltemperaturen aufgeheizt, etwa 2 Stunden lang auf dieser Temperatur gehalten und geregelt mit 1 K/min abgekühlt, solange es möglich war. Da der Ofen nicht gekühlt werden konnte, gehen alle geregelten Abkühlkurven ab ca. 100°C in eine natürliche Abkühlkurve über. Abbildung 9 zeigt schematisch den Temperaturverlauf.

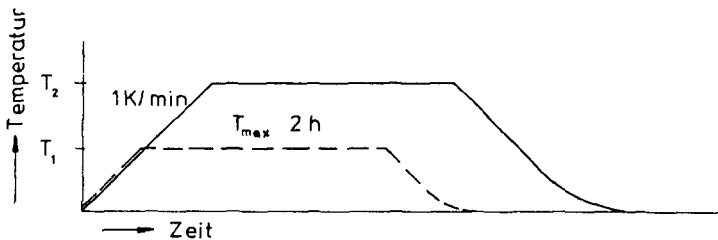


Abbildung 9: Temperaturverlauf bei den Messungen im Hochtemperaturdilatometer

In der folgenden Tabelle sind die untersuchten Höchsttemperaturen nach den Probenserien aufgeschlüsselt zusammengestellt:

Tabelle 8: Höchsttemperaturen bei den Messungen im Dilatometer

Probenbezeichnung	Höchsttemperaturen
Z2	200,400,600,800 °C
Q1	200,400,600,800 °C
M3	200,400,600,800 °C
M3 II	200,400,600,800 °C
M3 III	200,400,600,800 °C
M3 IV	200,400,600,800 °C
M3 V	200,400,600,800 °C

3.3.2. Stickstoffsorption

Aus dem Verlauf von Sorptionsisothermen lassen sich Strukturgrößen von Stoffen wie beispielsweise die spezifische Oberfläche bestimmen. Adsorption bedeutet, daß Moleküle an der Oberfläche von Festkörpern angelagert werden. Die Adsorption kann physikalischer oder chemischer Natur sein, üblicherweise treten beide Bindungsformen gleichzeitig, aber mit unterschiedlicher Intensität auf. Physikalische Adsorption tritt infolge hoher Attraktionskräfte nichtabgesättigter Valenzen an den Oberflächen von Festkörpern immer auf. Bei porösen Festkörpern ist dieses Phänomen aufgrund der großen inneren Oberfläche besonders deutlich ausgeprägt.

Bei einem Adsorptionsvorgang stellt sich nach einer gewissen Zeit ein Gleichgewichtszustand zwischen der angelagerten und der ungebundenen Gasmenge ein. Die adsorbierte Gasmenge ist dann eine Funktion der Temperatur, des Drucks des ungebundenen Gases und der Eigenschaften von Adsorbens und Adsorptiv. Wenn Temperatur und Druck konstant sind, erhält man eine Beziehung zwischen Adsorbens- und Adsorptiveigenschaften. Durch Aufnahme einer physikalischen Gassorptionsisotherme, d.h. durch Bestimmungen der funktionellen Abhängigkeit der adsorbierten Gasmenge vom Druck bei konstanter Temperatur, können -unter Verwendung bestimmter Theorien- die spezifische Oberfläche und das Porenvolumen eines Festkörpers aus dem Funktionsverlauf bestimmt werden.

Als Adsorptive können bei dem Sorptionsverfahren die verschiedensten Gase zum Einsatz kommen. Es ergeben sich zwar nur mit Einschränkung absolute Stoffgrößen der untersuchten Materialien; die Ergebnisse sind jedoch für Relativmessungen sehr gut verwendbar. Bei der Untersuchung erhärteter Zementpasten wurden bislang vorwiegend die Adsorptive Wasserdampf und Stickstoff eingesetzt. Bei den vorliegenden Versuchen mit aufgeheizten Proben würde Wasserdampf aber zu Rehydratationen und damit zu unerwünschten Veränderungen

der Struktur während des Meßvorganges führen, so daß als Adsorptiv nur Stickstoff verwendet werden konnte.

Während des Stickstoff-Adsorptionsvorganges werden innere und äußere Oberflächen einer Festkörperprobe mit N_2 -Molekülen bedeckt. Die Adsorptionschicht an den Porenwänden, im Inneren des Festkörpers, unterscheidet sich dabei von derjenigen auf einer Oberfläche durch die Krümmung der Grenzfläche von Adsorpt und Gas. Dies führt bei zunehmendem Druck und damit steigender Adsorptionsschichtdicke zu einem labilen Gleichgewicht. Es wird ein kritischer Punkt erreicht, an dem der Adsorptmeniskus instabil wird und die Poren sich schlagartig ganz mit flüssigem Adsorpt füllen: Es tritt "Kapillarkondensation" auf. Diese Phänomene werden zur Charakterisierung der Mikrostruktur ausgenutzt.

Nach der Theorie von Brunauer, Emmett und Teller /14/ läßt sich im Bereich des unteren Drittels der Sorptionsisothermen ($p/p_0 = 0,1 - 0,3$; $p_0 =$ Sättigungsdampfdruck) aus der sorptierten Stickstoffmenge die sogenannte BET-Oberfläche berechnen. Bei nicht mikroporösen Stoffen gibt sie die spezifische Oberfläche an. In der BET-Theorie wird das untere Drittel der Isothermen durch eine lineare Funktion beschrieben, die BET-Gerade:

$$\frac{p}{(p - p_0) V_{Ads}} = m \frac{p}{p_0} + b \quad (1)$$

m = Steigung der Geraden

b = Achsenabschnitt der Geraden

V_{Ads} = adsorbierte Sorbatmenge in cm^3

p = Druck in Torr

p_0 = Sättigungsdampfdruck in Torr

Aus den Konstanten m und b läßt sich die spezifische Oberfläche der Poren bestimmen /14/.

$$S = V_m \frac{N_L \cdot A}{g} \quad (2)$$

$$V_m = \frac{1}{m + b} \quad (3)$$

V_m = Volumen der adsorptierten, monomolekularen Schicht in m^3

S = spezifische Oberfläche in m^2/g

N_L = Loschmidtsche Zahl in m^{-3}

A = Fläche, die ein N_2 -Molekül bedeckt, in m^2

g = Probengewicht in g

Unter Ausnutzung des Phänomens der Kapillarkondensation kann das Porenvolumen berechnet werden. Dafür wird mit Annahmen für die geometrische Form der Adsorpt/Gas-Grenzflächenkrümmung und somit der geometrischen Form der Poren, eine Funktion abgeleitet, die den relativen Druck des Adsorptivs mit einem Porenradius verknüpft. Unter der Annahme zylindrischer Porenform gilt die Kelvingleichung /15,16/:

$$\ln \frac{p}{p_0} = \frac{2V_A \cdot \gamma}{r_k R_0 T} \cos \varphi \quad (4)$$

Der Porenradius muß jedoch zuvor noch mit einer Korrekturfunktion wegen der Adsorptbedeckung jeweils größerer Poren korrigiert werden (Halsey Funktion /17/):

$$t_k = \frac{0,5896}{\sqrt[3]{\ln \frac{p}{p_0}}} \cdot 10^{-9} \quad (5) \quad r = r_k + t_k \quad (6)$$

V_A = molares Volumen des Adsorpts in m^3/mol
($V_A(N_2) = 34,7 \text{ cm}^3/mol$)

p = Gleichgewichtsdruck in Torr
 p_0 = Sättigungsdampfdruck in Torr
 γ = Oberflächenspannung des Adsorpts in N/m
($\gamma(N_2) = 8,72 \cdot 10^{-3}$ N/m)
 ψ = Kontaktwinkel in Grad
 r_k = unkorrigierter Kapillarradius in m
 t_k = Korrekturwert in m
 r = Porenradius in m
 R_0 = universelle Gaskonstante in J/mol·K
($R_0 = 8,3144$ J/mol K)
 T = Temperatur in K, $T(N_2 \text{ fl.}) = 77,3$ K)

Kapillarkondensation tritt erst bei relativen Drücken über 0,4 auf. Aus dem oberen Bereich der Gassorptionsisothermen ($p/p_0 = 0,4 - 0,99$) läßt sich mittels Gleichung (4-6) aus dem relativen Druck der Porenradius bestimmen. Das zugehörige Porenvolumen kann aus der kapillarkondensierten Gasmenge V_{Ads} berechnet werden, indem diese in das flüssige Volumen umgerechnet wird. Eine grundlegende Übersicht über die Sorptionsverfahren gibt /18/.

Zur Durchführung der Versuche wurde ein Gerät der Fa. Carlo Erba Instruments, Typ Sorptomatik 1800 verwendet. Es arbeitet nach dem volumetrischen Prinzip, d.h. das Volumen der von einer Probe adsorbierten Gasmenge wird bestimmt und in Abhängigkeit vom Gasdruck registriert. Der erfaßbare Porenradienbereich beträgt 2-30 nm.

Die Temperaturbelastung vor den Stickstoffsorptionsuntersuchungen erfolgte wie auf der Abbildung 10 dargestellt. Die Aufheizgeschwindigkeit betrug 5 K/min. Nach Erreichen der jeweiligen maximalen Temperatur wurden die Proben 2 Stunden lang auf dieser Temperatur gehalten und anschließend ungerregelt abgekühlt. Die Abkühlgeschwindigkeit wird dann durch das "natürliche" Abkühlverhalten des Ofens bestimmt. Bis zum Versuchsbeginn wurden alle Proben mindestens 7 Tage lang in einem Vakuum von ca. 10^{-2} mbar gelagert.

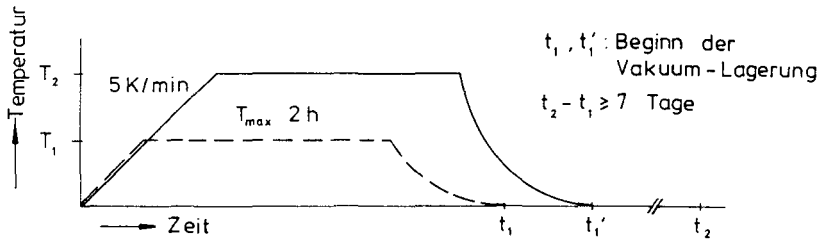


Abbildung 10: Temperaturverlauf bei den thermischen Belastungen der Proben für die Strukturuntersuchungen

Im einzelnen wurden die folgenden Versuche durchgeführt:

Tabelle 9: Belastungstemperaturen der Proben für die Sorptionsuntersuchungen

Probenbezeichnung	Höchsttemperaturen
Z2	RT, 50, 150, 250, 350, 450 °C

3.3.3. Quecksilberporosimetrie

In den Poren von Festkörpern wirkt aufgrund von Grenzflächeneffekten auf jeden Flüssigkeitsmeniskus ein "Kapillardruck", dessen Vorzeichen vom Vorzeichen der Grenzflächenspannung zwischen der Flüssigkeit und dem Festkörper bestimmt wird. Entsprechend ergibt sich die Unterteilung in "benetzende" und "nichtbenetzende" Flüssigkeiten. Die Höhe des Kapillardrucks wird durch den Wert der Grenzflächenspannung und die geometrische Form des Flüssigkeitsmeniskus in den Poren festgelegt. Der entsprechende Zusammenhang wird von der Laplace-Gleichung wiedergegeben /19/.

$$\Delta p = \sigma \left(\frac{1}{\varrho_1} + \frac{1}{\varrho_2} \right) \quad (7)$$

p = Kapillardruck

σ = Grenzflächen bzw. Oberflächenspannung

ϱ_1, ϱ_2 = Hauptkrümmungsradius des Flüssigkeitsmeniskus in den Poren

Setzt man für die Poren eine einheitliche geometrische Form voraus, so können die Krümmungsradien ϱ_1, ϱ_2 des Flüssigkeitsmeniskus aus Gleichung (7) eliminiert werden. Sie werden mit Hilfe geometrischer Beziehungen durch die Abmessungen der Poren und den Kontaktwinkel zwischen Flüssigkeit und Festkörper ersetzt. Unter der Annahme kreiszylindrischer Porenform erhält man aus (7) das Kapillargesetz:

$$\Delta p = \frac{2 \sigma \cdot \cos \vartheta}{R} \quad (8)$$

R = Porenradius

ϑ = Kontaktwinkel

p = Kapillardruck

σ = Oberflächenspannung

Ein anderes, vom Kreiszyylinder abweichendes Modell der Porenform gibt die Verhältnisse in thermisch geschädigten Betonen teilweise besser wieder: Ein Porenzyylinder mit länglich elliptischem Querschnitt, der der geometrischen Form von Rissen eher entspricht. Es gilt dann anstelle Gleichung (7) die folgende Abhängigkeit:

$$\Delta p = \sigma \cdot \cos \vartheta \left(\frac{1}{r_1} + \frac{1}{r_2} \right) \quad (9)$$

Durch Grenzübergang $r_2 \rightarrow \infty$ läßt sich daraus eine Beziehung für ausgedehnte, ebene Risse der Rißweite d ableiten.

$$\Delta p = \frac{2 \sigma \cdot \cos \vartheta}{d} \quad (10) \qquad d = 2 r_1 \quad (11)$$

- r_1 = kleine Halbachse der Ellipse
- r_2 = große Halbachse der Ellipse
- d = "Rißweite"
- ϑ = Kontaktwinkel
- p = Kapillardruck
- σ = Oberflächenspannung

Quecksilber ist eine nichtbenetzende Flüssigkeit und dringt demnach ohne äußeren Druck nicht in die Poren und Risse von Festkörpern ein. Wendet man jedoch einen Druck auf, so werden immer genau diejenigen Poren oder Risse mit Quecksilber gefüllt, für die nach Gleichung (8) bzw. (10) der Kapillardruck durch den äußeren Druck überwunden wird (vgl. Abb. 11). Quecksilber bildet mit Beton einen Kontaktwinkel, der von vielen Faktoren abhängig ist (Belastungstemperatur, Zusammensetzung, Zement-, Zuschlagart etc.). Für die vorliegenden Untersuchungen mußte daher vereinfachend ein fester Kontaktwinkel angenommen werden. Mit $\vartheta = 141,3^\circ$ und $\sigma = 0,48$ N/m wird aus Gleichung (8) bzw. (10):

$$R = d = \frac{7,5}{p} \quad (12)$$

d = Rißweite in μm

R = Porenradius in μm

p = Druck in bar

Aus Gleichung (11) ist zu entnehmen, daß die aus dem Druckwert berechnete Größe entweder als Radius kreiszylindrischer Poren oder Breite von Rissen interpretiert werden kann, da das Eindringen des Quecksilbermeniskus in eine zylindrisch angenommene Pore vom engsten Querschnitt der Zylinderdeckfläche bestimmt wird. Eine grundsätzliche Übersicht über das Verfahren der Quecksilberporosimetrie gibt /20/.

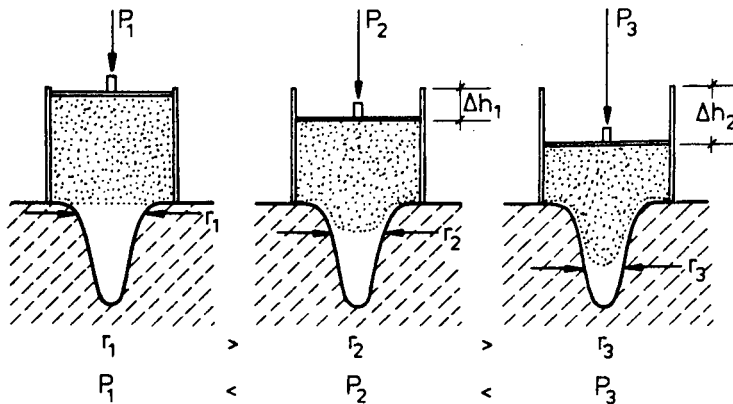


Abbildung 11: Prinzip der Quecksilberporosimetrie

Für die Untersuchungen wurden zwei Geräte eingesetzt, die in verschiedenen Druckbereichen arbeiten: Ein Hochdruckporosimeter der Firma Carlo Erba Instruments mit einem Druckbereich von 1 bar bis 2000 bar und ein Niederdruckporosimeter eigener Herstellung mit einem Druckbereich von 150 mbar Absolutdruck bis 7 bar. Der Aufbau der beiden Geräte ist in /21/ ausführlich beschrieben. Der mit beiden Geräten meßtechnisch erfaßbare Porenradienbereich beträgt etwa 4 nm bis 50 μm .

Sowohl das Stickstoffsorptionsverfahren als auch die Quecksilberporosimetrie liefern als Meßkurven integrale Porenradienverteilungen. Neben der integralen wird jedoch auch die differentielle Porenradienverteilung, die die Häufigkeitsverteilung der Porenradien angibt, benötigt. Die integrale, direkt aus den Meßwerten bestimmte Kurve wird daher numerisch differenziert. Bei dem angewendeten Verfahren (vgl. Anhang) wird die integrale Kurve durch überlappende Ausgleichsfunktionen approximiert. Exaktes Differenzieren aller Ausgleichsfunktionen in den zugehörigen, vorgegebenen Intervallen ergibt die gesuchte Verteilung. Für eine verzerrungsfreie Darstellung wird entsprechend der logarithmischen Auftragung der Abzisse logarithmisch differenziert und $dV/d \lg R$ über $\lg R$ aufgetragen. Die Fläche unterhalb eines bestimmten Kurvenabschnitts entspricht hierbei direkt dem Porenvolumen des jeweiligen Porenradienintervalls, wodurch sich eine übersichtliche und aussagekräftige Darstellung der Meßwerte ergibt.

Der Umfang der Quecksilberporosimetrieuntersuchungen ist in der folgenden Tabelle 10 zusammengestellt. Die Temperaturbelastungen der Proben wurden genau wie bei den Stickstoffsorptionsuntersuchungen durchgeführt (vgl. Abb. 10).

Tabelle 10: Belastungstemperaturen der Proben vor den Quecksilberporositätsmessungen

Probenbezeichnung	Höchsttemperaturen
Z2	RT, 50, 80, 150, 250, 350, 450, 550, 650, 750, 850, 950 °C
M3	RT, 150, 250, 350, 450, 550, 650, 750, 850, 950 °C
NB 3	RT, 150, 250, 350, 450, 550, 650, 750, 850, 950 °C
M3 II	200, 400, 600, 800 °C
M3 III	200, 400, 600, 800 °C
M3 IV	200, 400, 600, 800 °C
M3 V	200, 400, 600, 800 °C

4. Versuchsergebnisse

4.1. Strukturuntersuchungen

4.1.1. Strukturuntersuchungen an Zementstein

Die Strukturuntersuchungen an temperaturbelastetem Zementstein wurden durchgeführt, um die Temperaturbereiche zu ermitteln, in denen der Zementstein solche Veränderungen erfährt, die die Betoneigenschaften nachhaltig beeinflussen. Daneben werden die Strukturdaten des Zementsteins in Abhängigkeit von der Temperatur für den Vergleich mit den Messungen an Mörtel und Beton benötigt. Veränderungen der Betonstruktur, die durch die Verbundzone hervorgerufen werden, können so isoliert werden.

In der Zementsteinphase des Betons laufen beim Erhitzen schon nach geringer Temperaturerhöhung komplexe Entwässerungsreaktionen ab. Dabei wird das Wasser in Abhängigkeit von seiner Bindungsenergie bei unterschiedlichen Temperaturen freigesetzt. Stark vereinfachend gilt, daß im unteren Temperaturbereich das physikalisch, adsorptiv in den Poren gebundene Wasser, anschließend, bei höheren Temperaturen, das chemisch in Hydratphasen gebundene Wasser entweicht. Jedoch überlappen sich beim Zementstein die Bindungsenergien des adsorptiv und die des in Hydraten gebundenen Wassers teilweise, so daß u.U. einige Hydratphasen des Zementgels schon zerfallen, während noch adsorptiv gebundenes Wasser vorliegt.

Da diese Vorgänge auch in die Gelstruktur des Zementsteins eingreifen, wurde für die Untersuchungen neben der Quecksilberporosimetrie vor allem die Stickstoffsorption eingesetzt, die den Bereich der Gelporen mit erfaßt.

Die Ergebnisse der Messungen sind auf den folgenden Abbildungen und Tabellen dargestellt. Abbildung 12 zeigt differentielle Porenradienverteilungen, die aus dem Desorptions-

ast der Stickstoffsorptionsisothermen ermittelt wurden.

Man erkennt bei der am unteren Bildrand dargestellten Verteilungskurve der thermisch unbeanspruchten Probe einen deutlichen Peak bei ca. 2 nm sowie einen weniger ausgeprägten, jedoch ein größeres Porenvolumen (Fläche unter der Kurve) anzeigenden Peak bei ca. 20 nm.

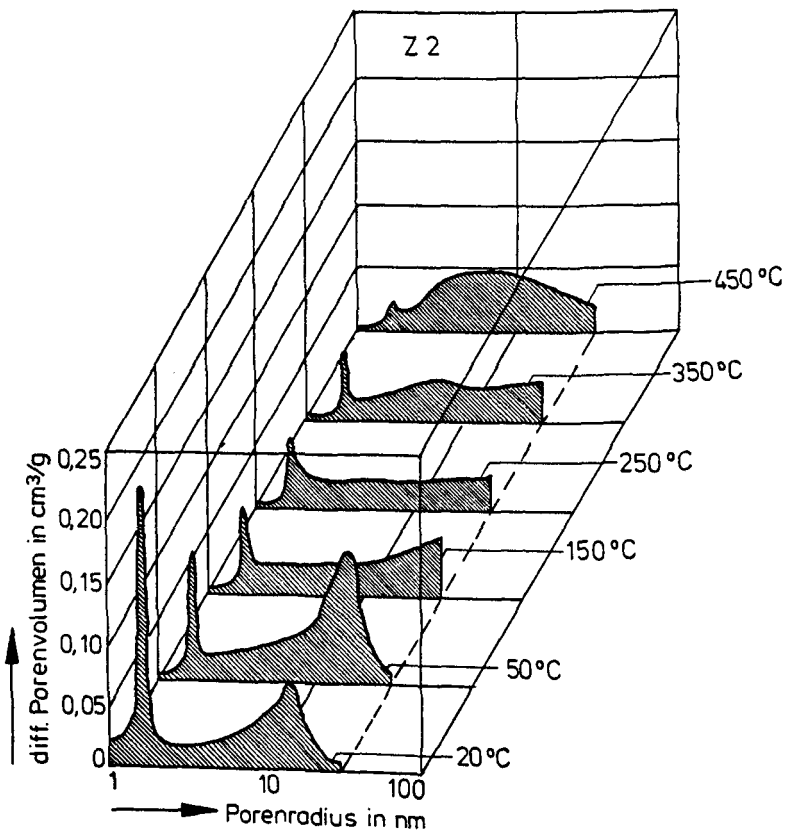


Abbildung 12: Porenradienverteilungen von thermisch beanspruchtem Portlandzementstein (W/Z=0,3); ermittelt mit Sorptionsmessungen (Porenvolumen auf das Trockengewicht der Probe bezogen)

Unter Zugrundelegen der vereinfachenden Einteilung der Zementsteinporosität in Kapillar- und Gelporen kann der Peak bei kleineren Porenradien der Gelporosität zugeordnet werden und das Maximum bei größeren Radien der Kapillarporosität /22/. Die Kapillarporosität kann bei dem niedrigen W/Z-Wert von 0,3 durch unvollständige Hydratation entstehen.

Im Bereich von 2 nm wurde auch von anderen Autoren bei Stickstoffsorptionsmessungen ein Maximum in den Verteilungsfunktionen ermittelt /22,23,24,25,26/. Das Maximum wird jedoch von einigen Autoren als nicht repräsentativ für die Gelstruktur angesehen, weil es in dem Bereich der Sorptionsisothermen auftritt, in dem sich die Hystereseschleife verfahrensbedingt wieder schließt /23,26/. Dadurch wird im Desorptionsast ein Anstieg in der Kurvensteigung hervorgerufen, der von solchen, die durch Porensysteme in der Probe erzeugt werden, nicht zu trennen ist. Durch grundsätzlich andere Verfahren wurden jedoch ähnliche Porenradienverteilungen (Maxima ebenfalls im Nanometerbereich) gefunden und der Gelporosität zugeordnet /27/. Es kann daher davon ausgegangen werden, daß das durch Stickstoffsorption bestimmte 2 nm - Maximum zum Nachweis von Gelstrukturveränderungen herangezogen werden kann, obwohl es möglicherweise die Gelstruktur nur unvollkommen wiedergibt.

Wird der Zementstein Temperaturbeanspruchungen unterschiedlicher Höhe unterzogen, so stellen sich die folgenden Veränderungen ein: Die spezifische Oberfläche nimmt schon bei einer Aufheiztemperatur von 50°C auf weniger als ein Drittel des Wertes bei Raumtemperatur ab (vgl. Tab. 11). Parallel dazu verkleinert sich der Gelporenpeak bei 2 nm, während sich der Kapillarporenpeak bei 20 nm stark vergrößert und aus dem Meßbereich des Sorptionsverfahrens auswandert.

Aus den Ergebnissen der Quecksilberporositätsmessungen (vgl. Abb. 13) geht hervor, daß sich der häufigste Kapillarporenradius nach Aufheizung auf ca. 150°C bis auf etwa

60 nm vergrößert hat. Nach Erhöhen der maximalen Aufheiztemperaturen bis auf ca. 450°C verändern sich Porenvolumen und häufigster Kapillarporenradius nur noch wenig. Der Zementstein besitzt also im Temperaturbereich von 150°C bis 450°C eine recht stabile Struktur. Erst oberhalb 450°C tritt eine weitere Strukturveränderung auf. Es entsteht im Porenradienbereich von ca. 10 nm neuer Porenraum, der in der 450°C-Kurve durch die kreuzweise schraffierte Fläche

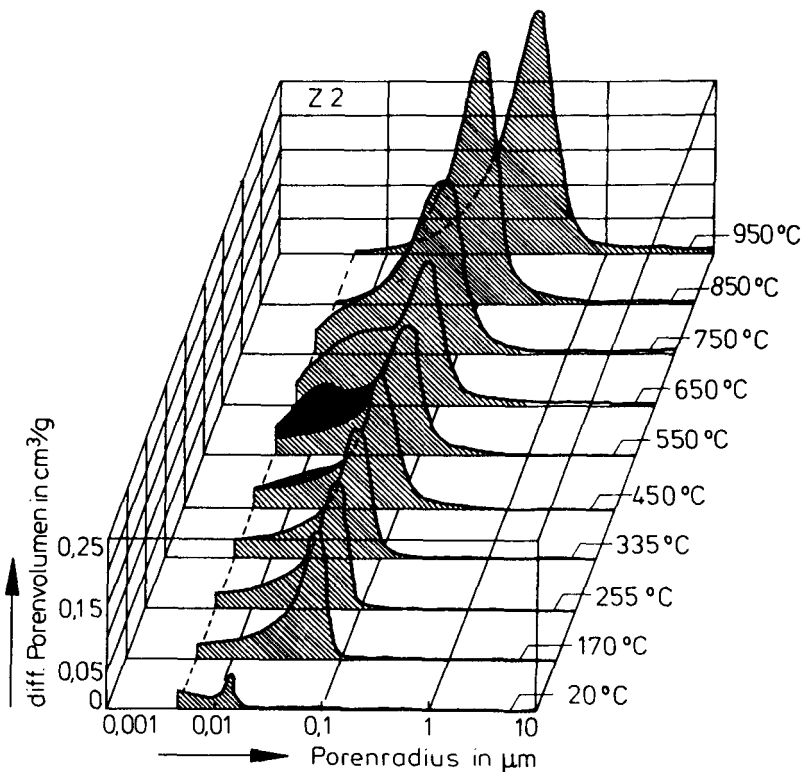


Abbildung 13: Porenradienverteilungen von thermisch beanspruchtem Portlandzementstein ($W/Z=0,3$); ermittelt mit Quecksilberporosimetrie (Porenvolumen auf das Probentrockengewicht bezogen)

kennlich gemacht ist (vgl. Abb. 13). Durch Vergleich mit den DTA-Messungen kann die Entstehung dieser Porosität der Zersetzung des Portlandits zugeordnet werden.

Bis zu Aufheiztemperaturen von 550°C setzt sich die Dehydratationsreaktion noch weiter fort, wodurch eine weitere Vergrößerung des entsprechenden Maximums in den Porenradienverteilungen verursacht wird. Danach ist die Zersetzung des Portlandits i.w. abgeschlossen. Die 550°C und 650°C Kurven unterscheiden sich daher nur wenig.

Bei Beanspruchungstemperaturen über 650°C beginnt ein Zerfall stabiler CSH-Phasen. Dementsprechend zeigt das Hauptmaximum der Porenradienverteilung ein kontinuierlich mit der Temperatur anwachsendes Porenvolumen und ab ca. 750°C auch eine deutliche Verschiebung des häufigsten Porenradius zu größeren Radien hin.

Die Strukturveränderungen lassen sich durch die spezifischen Porenvolumina und spezifischen Oberflächen charakterisieren (vgl. Tab. 11). Die gemessenen Werte liegen dabei in guter Übereinstimmung mit denen anderer Autoren (siehe z.B. /7/). Jedoch ist zu beachten, daß die Werte auf den Meßbereich des jeweiligen Verfahrens beschränkt sind. Sie sind somit nicht repräsentativ für auftretende Veränderungen, die den Meßbereich eines Verfahrens überschreiten. Das gilt beispielsweise für das mit der Stickstoffsorption gemessene spezifische Porenvolumen, in dem der Teil der sich stark vergrößerten Kapillarporosität nicht erfaßt wird, der außerhalb des Meßbereichs liegt.

Tabelle 11: Spezifisches Porenvolumen und spezifische Oberfläche von thermisch belastetem Portlandzementstein (W/Z=0,3); bezogen auf das Probentrockengewicht)

Temperatur	N ₂ -Sorption (Bereich:1nm - 30nm)		Hg- Porosimetrie (Bereich:4nm- 7,5 µm)	
	BET-Oberfläche	spezifisches Porenvol.	spezifische Oberfläche	spezifisches Porenvol.
°C	m ² /g	cm ³ /kg	m ² /g	cm ³ /kg
20	24,7	67,2	5,5	22,4
50	7,1	57,1	4,7	23,1
80			6,1	50,1
125			7,3	81,8
150	7,7	39,6		
170			7,0	89,7
210			8,5	98,5
250	7,3	51,7	9,0	104,8
305			8,1	102,5
350	7,2	54,8	10,6	122,4
400			8,9	113,3
450	8,6	55,5	10,4	128,1
500			14,0	149,8
550			16,8	180,0
600			15,0	177,3
650			15,6	188,5
700			16,3	204,9
750			15,6	222,9
800			12,4	230,8
850			8,7	238,4
900			5,5	242,1
950			3,8	228,4

Die festgestellten Strukturveränderungen des Zementsteins werden durch einen Wasserverlust verursacht (vgl. Abschnitt 1.2.1.). Dabei lassen sich verschiedene Bereiche unterscheiden. In drei Bereichen treten gravierende Strukturveränderungen auf, die eine besonders starke Beeinflussung der mechanischen Eigenschaften nachsichziehen.

Bereich 1: Umgebungstemperatur bis ca. 150°C

In diesem Bereich laufen erste Entwässerungsreaktionen des anfänglich noch sehr feuchten Zementsteins ab. Die beim Austrocknen in der Zementsteinmikrostruktur ablaufenden Mechanismen wurden im Raumtemperaturbereich schon in großem Umfang untersucht.

Wittmann /24/ faßte verschiedene Arbeiten, u.a. die von Powers /22/ und Feldmann und Sereda /28,29/ zusammen und führte Schwindverformungen und andere charakteristische Veränderungen, die an Zementstein beim Austrocknen festgestellt wurden, auf folgende Mechanismen zurück: Eine reversible Änderung des Spaltdrucks der Wassermoleküle zwischen angrenzenden Gelteilchen und eine Änderung der Oberflächenspannung der Gelteilchen.

Beginnt feuchter Zementstein auszutrocknen, so wird neben physikalisch gebundenem Kapillarwasser zunehmend Zwischenschichtwasser des Zementgels freigesetzt. Dadurch verringert sich zunächst der Spaltdruck des Wassers zwischen den Teilchen; später, sobald Gelteilchen frei von Wasser werden, nimmt ihre Oberflächenspannung stark zu. Beide Effekte führen zu einem Komprimieren des Gelgerüsts und einer starken Abnahme des Porenvolumens des Gels, wodurch nach /30/ Volumenveränderungen wie die Schwindverformungen des Zementsteins erklärt werden können. Diese Vorgänge sind i.w. abgeschlossen, wenn der Zementstein mit einer relativen Luftfeuchtigkeit von 0,55% im Gleichgewicht ist; stärkeres Trocknen wie beim häufig angewendeten Verfahren des D-dryings (rel. Feuchte $3,2 \cdot 10^{-3}\%$) ruft nach /24/ bereits

irreversible Änderungen des Gels hervor.

Wenn Zementstein bei erhöhten Temperaturen austrocknet, treten zusätzliche Effekte auf. So wurden bei den mit 50 bzw. 80°C belasteten Proben Strukturveränderungen, vor allem eine Zunahme des Kapillarporenvolumens, festgestellt, die bei den vakuumgetrockneten Raumtemperaturproben nicht beobachtet werden konnten (vgl. Abb. 12). Die Strukturveränderungen können nicht durch ein stärkeres Trocknen verursacht worden sein, da bei den Temperaturbelastungen keine niedrigeren relativen Feuchten aufgetreten sind als bei der Vakuumtrocknung^{*)}. Sie müssen somit auf die erhöhten Temperaturen zurückgeführt werden.

*) Anmerkung:

Die Änderung des relativen Wasserdampfdrucks durch Temperaturänderungen kann nach /15/ durch folgende Gleichung abgeschätzt werden:

$$\left(\frac{p}{p_0}\right)_2 = \left(\frac{p}{p_0}\right)_1 \frac{1 + \alpha \cdot \Delta T}{e^{\frac{4617 \cdot \Delta T}{\bar{T}^2}}} \quad (13)$$

p = Druck

p_0 = Sättigungsdampfdruck

α = linearer Wärmeausdehnungskoeffizient

$T = T_2 - T_1$ = Temperaturdifferenz in Kelvin

$\bar{T} = \frac{T_1 + T_2}{2}$ = Temperaturmittelwert in Kelvin

Setzt man voraus, daß der Wasserdampfgehalt im Verlauf der Temperaturerhöhung nicht verändert wird (z. B. durch Wasser aus der Probe) und nimmt die relative Luftfeuchte bei Raumtemperatur (ca. 20°C) mit 50% an, so ergeben sich für erhöhte Temperaturen von 50° und 80 °C etwa folgende Werte für die relativen Feuchten: 12% bei 50°C und 3,5% bei 80°C. Sie liegen damit höher als die relative Feuchte bei der Vakuumtrocknung (20°C, Enddruck ca. 10^{-2} Torr, $p/p_0 = 0,001$).

Eine Veränderung der Zementsteinstruktur bei erhöhten Temperaturen ist aus dem Verlauf von Wassersorptionsisothermen, die bei Temperaturen oberhalb Raumtemperatur aufgenommen wurden, ebenfalls erkennbar.

Derartige Isothermen wurden z.B. bei $T = 20; 45; 57,5$ und 70°C für Zementsteine mit den W/Z -Werten $0,4; 0,45; 0,5$ und $0,55$ von /31/ aufgenommen. Stellt man diese Meßergebnisse als Isopsychre dar, so werden die Strukturveränderungen des Sorbens besonders deutlich /15/. Abbildung 14 zeigt die Isopsychren eines Zementsteins, $W/Z=0,4$, für die relativen Dampfdrücke $p/p_0 = 0,35; 0,55; 0,75$ und $0,97$. Gleichzeitig ist die temperaturbedingte Veränderung des Ausgangswassergehaltes der 20°C -Probe, wie sie sich streng aus der Temperaturabhängigkeit der Kelvingleichung ergeben würde, für die gleichen relativen Feuchten eingetragen. Die Temperaturabhängigkeit der Oberflächenspannung des Wassers wurde bei der Berechnung berücksichtigt /32/.

Das Abweichen der gemessenen Kurven von den berechneten zeigt, daß der Zementstein überproportional an Wasser verliert. Das bedeutet, daß nicht nur adsorptiv gebundenes Wasser freigesetzt wird, wie es durch die Temperaturabhängigkeit der Kelvingleichung beschrieben wird. Vermutlich zerfallen unter 100°C bereits schwach gebundene Hydratphasen oder es treten Umstrukturierungen der CSH-Phasen auf, die mit einem deutlichen Wasserverlust verbunden sind. In /6/ wird in diesem Zusammenhang angegeben, daß sich bis 150°C bereits CSH-Phasen zersetzen und das Ettringit abgebaut wird.

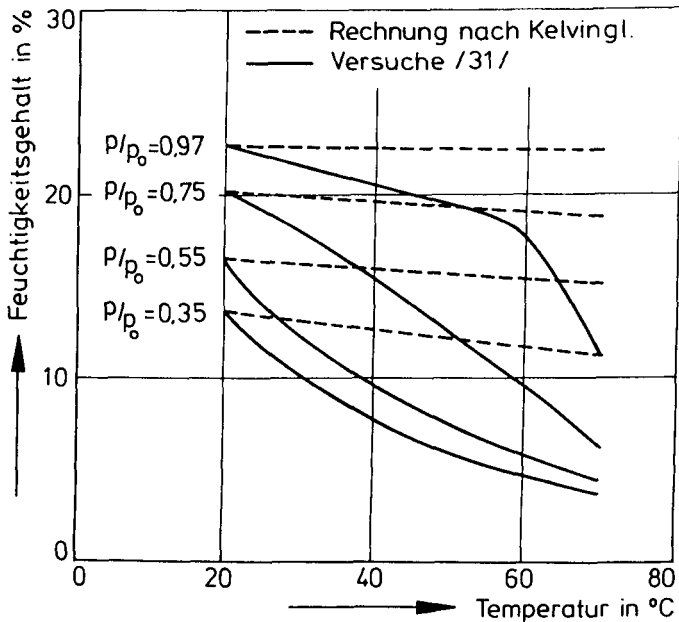


Abbildung 14: Isopsychren von Portlandzementstein ($W/Z=0,4$) bei unterschiedlichen relativen Feuchten /31/ (Feuchtigkeitsgehalt auf die bei 105°C verdampfbare Wassermenge bezogen)

Die Auswirkungen der Strukturveränderungen auf mechanische Eigenschaften des Zementsteins lassen sich dann wie folgt erklären: Das Festkörperskelett des Zementgels wird durch den Verlust des Zwischenschichtwassers dichter und härter /6/; es ändert seine stöchiometrische Zusammensetzung und physikalische Beschaffenheit durch Entzug eines Teils des chemisch gebundenen Wassers. Daher werden trotz eines sich vergrößernden Porenraumes ebenso hohe oder sogar höhere Festigkeiten des Zementsteins nach der Umwandlung möglich. Direkte Festigkeitsuntersuchungen an Portlandzementsteinen, die nach Wiederabkühlen durchgeführt wurden /6/, zeigen

nach Temperaturbelastungen zwischen 50 und 400°C deutlich höhere Festigkeiten als im Ausgangszustand.

Deutlich stärkere Porenvolumenvergrößerungen im Verlauf von Temperaturbeanspruchungen werden beobachtet, wenn erhöhte Temperaturen und hohe Feuchtigkeiten gleichzeitig einwirken /33,34,35,36/. Unter solchen hydrothermalen Bedingungen können sich auch Phasen der Zementsteinhydratationsprodukte bilden, wie sie bei der Dampfbehandlung von Zementstein oder Klinkerphasen beobachtet werden /33,37/. Sie bestehen z.T. aus relativ großen Kristallen, die kaum miteinander verwachsen sind und wenig Berührungspunkte aufweisen. Die Porenstrukturen sind entsprechend vergrößert. Es werden Hauptmaxima bei Porenradien über 100 nm festgestellt, und die Festigkeiten von derart umstrukturierten Zementsteinen sind deutlich vermindert /33/.

Im Temperaturbereich bis ca. 150°C werden die Struktur des Zementsteins und seine mechanischen Eigenschaften nicht nur von der Temperaturhöhe, sondern auch davon beeinflusst, ob und wie schnell das freiwerdende Wasser aus der Probe entweichen kann. Die Probenform, d.h. das Verhältnis Oberfläche zu Volumen (O/V) sowie die Probendichtigkeit sind dabei die entscheidenden Faktoren, weil das Wasser aus dem Probeninneren nur über das enge Porensystem zur Oberfläche gelangen kann.

Wird eine Probe aufgeheizt und entweicht das freiwerdende Wasser nur langsam, so kann sich durch die Temperaturerhöhung ein neues thermodynamisches Gleichgewicht zwischen dem Porenwasser und dem Zwischenschichtwasser im Gel einstellen, bei dem Wasser aus den Poren in das Gel eingebaut wird. Dieser Zustand ist jedoch instabil, denn sobald Wasser aus der Probe austreten kann, wird entsprechend dem neuen Gleichgewichtszustand das Gel wieder entwässert. Ein ähnlicher metastabiler Zustand wurde von /38/ beobachtet, der, in Zusammenhang mit der Bestimmung der thermischen Ausdehnung, Zementsteinproben sehr schnell aufheizte und

das Einschwingen in ein Gleichgewicht verfolgte.

Beim Durchlaufen solcher metastabilen Zustände kann der Zementstein gravierend an Festigkeit verlieren; denn theoretischen Überlegungen von /24/ zufolge existieren zwischen den Gelpartikeln des Zementsteins zwei Arten von Kontaktstellen: Primäre, die fast unabhängig von der Menge des Zwischenschichtwassers sind, sowie sekundäre, die durch Zunahme des Zwischenschichtwassers gelöst werden können. Parallel zur scheinbaren Wärmeausdehnung können daher im metastabilen Zustand sekundäre Kontaktstellen des Zementgels gelöst werden, wodurch der Zementstein an Festigkeit verliert. Dieser Effekt kann durch die gegenüber Zement 7-25 mal größere thermische Ausdehnung des Wassers noch verstärkt werden.

Nach der Abgabe des freiwerdenden Wassers an die Umgebung geht die scheinbare Wärmeausdehnung zurück, Wasser wird aus dem Gel in die Poren abgegeben und die sekundären Kontaktstellen tragen wieder mit zur Festigkeit bei. Durch diese Mechanismen und durch den Druckanstieg beim Verdampfen des Wassers kann das in diesem Temperaturbereich mehrfach festgestellte Phänomen des Festigkeitsloches von Beton und Mörtel erklärt werden /4,39/.

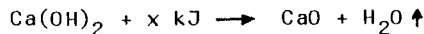
Es existiert somit ein von der Temperatur, der Aufheizzeit, der Probenform- und Dichtigkeit abhängiger Übergangsbereich beim Aufheizen von Zementstein, der erst nach ausreichender Abgabe des Wassers überschritten wird. Die Eingrenzung des Bereichs 1 auf 20 bis ca. 150°C ist also auf eine bestimmte Probengeometrie und Temperaturbelastung bezogen. Bei größeren Probenabmessungen oder Aufheizgeschwindigkeiten kann das Bereichsende zu höheren Temperaturen verschoben sein.

Bereich 2: 150°C bis 450°C

Nach Überschreiten des ersten Bereichs zeigt der Zementstein bis ca. 450°C eine nahezu stabile Struktur.

Bereich 3: 450°C bis 550°C

Zwischen 450°C und 550°C wird im Bereich von 10 nm neuer Porenraum gebildet, der als Nebenmaximum der Kapillarporosität in den Diagrammen erscheint. Ursache dafür ist die Dehydratisierung des Kalziumhydroxides. Es spaltet sich entsprechend der Reaktionsgleichung



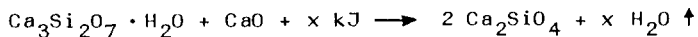
in Kalziumoxid und Wasser auf. Das im Zementstein zurückbleibende CaO ist hochporös und nimmt weniger Raum ein als die vorher vorhandenen Portlanditkristalle /1/. Nach /1/ bildet das Portlandit im Portlandzementstein etwa 20% des Feststoffskeletts. Der Zerfall dieser Verbindung hat deutliche Auswirkungen auf die Zementsteinfestigkeit, die nach den Untersuchungen von /6/ ab ca. 450°C steil abzufallen beginnt.

Bereich 4: 550°C bis 650°C

Oberhalb 550°C ist die Zersetzung des Portlandits i.w. abgeschlossen. Dadurch zeigen sich in diesem Bereich kaum noch Veränderungen der Porenstruktur.

Bereich 5: > 650°C

Bei Beanspruchungstemperaturen von über 650°C beginnt das Kapillarporenvolumen anzuwachsen und ab ca. 750°C setzt eine deutliche Verschiebung des häufigsten Porenradius zu größeren Radien ein. Diese gravierenden Strukturveränderungen werden durch den Abbau stabiler CSH-Phasen verursacht. Sie wandeln sich unter Beteiligung des in Bereich 3 gebildeten Kalziumoxid in $\beta\text{-C}_2\text{S}$ um, entsprechend der Reaktionsgleichung /3/:



Die CSH-Phasen sind die Hauptträger der Zementsteinfestigkeit. Durch die Umwandlung dieser elementaren Bestandteile des Zementsteinfestkörperskeletts wird ein weiterer Steilabfall der Festigkeit verursacht /6/, wobei die Festigkeit bis auf etwa 15% der Ausgangsfestigkeit abfallen kann.

Zusammenfassend kann festgestellt werden, daß Portlandzementstein schon durch geringe Temperaturbeanspruchungen eine deutliche Verringerung der Gelporosität erfährt, während gleichzeitig die Kapillarporosität hinsichtlich Volumen und häufigstem Radius vergrößert wird. Diese Strukturumwandlung wird durch den Verlust des physikalisch gebundenen, des Zwischenschichtwassers und den Abbau schwach gebundener Hydratphasen verursacht. Mit dem Umwandlungsprozeß gehen keine Festigkeitseinbußen einher, sofern das verdampfende Wasser ungehindert aus der Probe austreten kann: Nach diesem Austrocknen erreicht der Zementstein wieder eine stabile Struktur. Teilweise werden nach dem Austrocknen sogar Festigkeitserhöhungen festgestellt.

Im Inneren von massigen Betonkörpern können sich durch die Dichtigkeit des Betons im Laufe einer Temperaturbeanspruchung hydrothermale Zustände einstellen. Die Zementsteinstruktur wird sich dann in grundsätzlich anderer Art und Weise verändern, und die Festigkeit des Zementsteins wird nicht nur von der Temperaturhöhe, sondern auch von der Temperatureinwirkungszeit und den vorliegenden Randbedingungen für den Wassertransport (Probendichtigkeit, Probenform, O/V) bestimmt. Sie kann übergangsweise sogar kleiner werden als bei Raumtemperatur.

Nach Durchlaufen des Übergangsbereichs verändert sich die Struktur des Zementsteins bis zu einer Temperaturhöhe von etwa 450°C kaum noch. Ab 450°C setzen dann Festigkeitsverluste durch den Zerfall des Kalziumhydroxids ein, die sich ab 650°-700°C durch Zersetzen der CSH-Phasen verstärken und die Zementsteinfestigkeit auf ca. 15% des Ausgangswertes abfallen lassen.

4.1.2. Strukturuntersuchungen an Mörtel und Matrixmörtel

Bei der Porenstruktur von Mörtel lassen sich drei verschiedene Komponenten unterscheiden:

- Porosität des Zementsteins
- Porosität der Verbund- oder Kontaktzone zwischen Zuschlag und Zementstein
- Porosität der Zuschläge

Die Porosität der Zuschläge kann nach unseren Erfahrungen bei überwiegend quarzhaltigen Sanden gegenüber den anderen Komponenten vernachlässigt werden /40/. Sie erfährt auch durch Einwirkung von erhöhten Temperaturen keine nennenswerte Vergrößerung.

Die Porenstruktur der Verbundzone läßt sich daher bei Kenntnis der Zementsteinporenstruktur aus der Porenstruktur des Mörtels separieren. Bei Temperatureinwirkung treten aufgrund der thermischen Inkompatibilität von Zementstein und Zuschlägen im Zementstein vermehrt Risse auf, sog. Matrixrisse. Gleichzeitig kann der Verbund zwischen Zuschlag und Zementstein durch Risse längs der Kontaktzone, sog. Haftrisse, geschädigt werden. Beides führt zu einer Erhöhung der Verbundporosität.

Aus diesen Gründen unterscheiden sich die differentiellen Porenradienverteilungen der thermisch beanspruchten Mörtelproben von denen des reinen Zementsteins (vgl. Abb. 15). Beim Mörtel treten -abweichend vom reinen Zementstein- mehrere Maxima in den Verteilungsfunktionen auf, außerdem ist auch Porosität bei Porenradien über 0,1 μm feststellbar. In den Darstellungen der Verteilungen sind zwei unterschiedliche, einander durchdringende Porensysteme durch unterschiedliche Schraffuren kenntlich gemacht. Sie lassen sich den folgenden Materialstrukturen zuordnen:

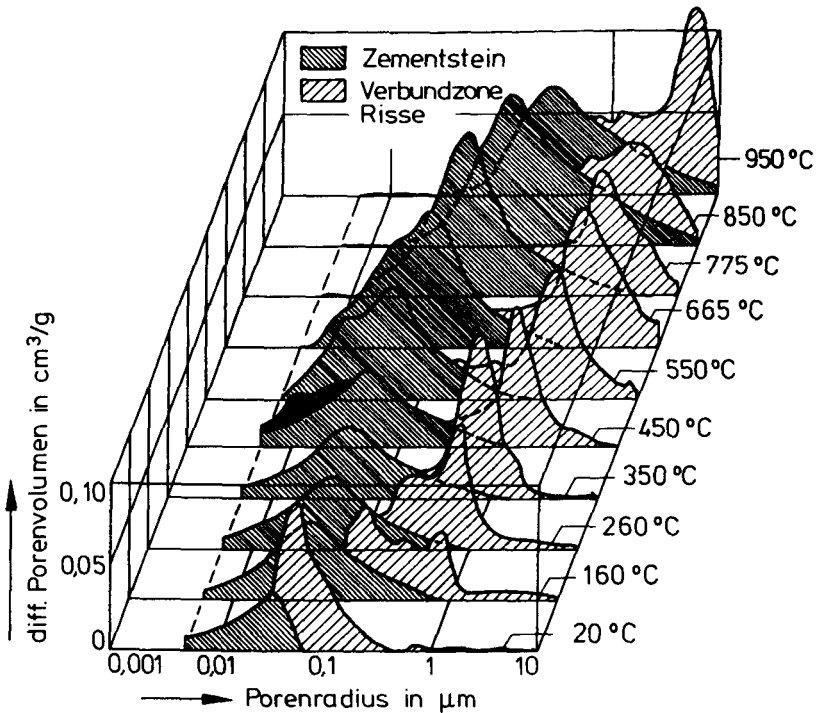


Abbildung 15: Porenradienverteilungen von thermisch beanspruchtem Mörtel ($W/Z=0,48$) (Porenvolumen auf das Trockengewicht der Proben bezogen)

Das erste, bei kleineren Radien vorliegende Porensystem kann nach Vergleich mit den Messungen am Zementstein (vgl. Abb. 13) der Zementsteinmatrix des Mörtels zugeordnet werden. Die verbleibende, in den Abbildungen etwas heller abgesetzte, Porosität ist demnach durch das Hinzufügen des Zuschlags entstanden. Sie gibt die Porosität der Verbundzone einschließlich Schwindrissen wieder. Die Wasserzementwerte der Zementstein- und der Mörtelproben stimmten zwar nicht überein (Zementstein Z2: $W/Z=0,3$; Mörtel M3:

W/Z=0,48), trotzdem ist ein qualitativer Vergleich der in etwa bei gleichen Porenradien auftretenden Maxima möglich. Der höhere W/Z-Wert des Mörtels zeigt sich aber darin, daß das Porenmaximum der Zementsteinmatrix breiter ist als das Porenmaximum der analog temperaturbelasteten Zementsteine (vgl. Abb. 13).

Die beiden Porensysteme sind im niedrigen Temperaturbereich bis etwa 150°C nur schwer voneinander zu trennen, da dort eine Überlagerung im gleichen Porenradienbereich auftritt (vgl. Abb. 15). Ihre Veränderungen durch Temperaturbeanspruchungen können daher nicht unabhängig voneinander verfolgt werden. Bei höheren Temperaturen ist dies leichter möglich, da die Hauptmaxima dann in verschiedenen Porenradienbereichen liegen.

Die Porenstruktur der Zementsteinmatrix (dunkler Bereich) zeigt nahezu die gleiche Temperaturabhängigkeit wie die Porosität des reinen Zementsteins (vgl. Abb. 13). Sie verändert sich zwischen 150 und 450°C nur wenig. Zwischen 450°C und 550°C nimmt das Porenvolumen (vgl. auch Tab. 12) im Bereich von 10 nm durch die Portlandzersetzung zu, und ab ca. 650°C verursacht der Zerfall von CSH-Phasen deutliche Porenvolumenvergrößerungen und eine Verschiebung des häufigsten Radius zu größeren Werten hin.

Durch die nahezu identischen Strukturveränderungen des reinen Zementsteins und des dunkel gekennzeichneten Porenradienbereichs (vgl. Abb. 15) wird die Zuordnung dieses Porenbereichs zur Zementsteinmatrix des Mörtels eindeutig bestätigt. Geringe Unterschiede im Porenvolumen zwischen dem reinen Zementstein und der Zementsteinmatrix des Mörtels erklären sich durch die unterschiedlichen W/Z-Werte und durch mögliche geringe Streuungen im Zementgehalt der kleinen Mörtelproben.

Die in Abbildung 15 durch helle Flächen kenntlich gemachte, der Kontaktzone und Schwindrissen zugeordnete Porenstruktur

verändert sich kontinuierlich mit der Belastungstemperatur. Porenvolumen und häufigster Porenradius vergrößern sich stetig. Die Vergrößerung dieser Porenstruktur bei anstei-

Tabelle 12: Spezifisches Porenvolumen und spezifische Oberfläche von thermisch belastetem Mörtel (bezogen auf das Trockengewicht)

Temperatur	spezifische Oberfläche	spezifisches Porenvolumen
°C	m ² /g	cm ³ /kg
20	4,2	63,3
50	3,8	66,1
85	4,3	74,1
130	3,3	69,4
155	3,7	81,8
160	3,8	82,8
200	3,7	79,9
260	3,4	84,2
300	4,3	86,6
355	3,7	91,7
400	6,1	91,2
450	5,5	99,9
500	4,9	106,8
550	3,1	115,1
600	4,7	118,0
650	3,7	136,9
700	3,2	132,4
755	1,6	133,0
810	1,5	130,2
850	0,9	138,0
900	1,1	132,7
950	0,5	132,4

gender Temperatur kann ausschließlich durch Haft- und Matrixrisse verursacht werden, die durch die Inkompatibilität der Komponenten Zementstein und Zuschlag entstehen. Ein ähnlicher Vorgang tritt bei Beton beispielsweise auch bei Temperaturerniedrigungen bis zur Temperatur des flüssigen Stickstoffs (77,3 K) auf und wurde durch Strukturuntersuchungen nachgewiesen /41/. Der häufigste Radius -d.b. ein Maximum in der Porenradienverteilung- der entsprechenden Porenstruktur (hell abgesetzt in Abb. 15) kann somit unter Verwendung der Gleichung (12) als "häufigste Rißweite" interpretiert werden, die der jeweiligen Belastungstemperatur zugeordnet werden muß. Temperaturbeanspruchungen führen im Mörtel zur Bildung von Rissen, wobei Rißvolumen und Rißweite eindeutig mit der Temperaturhöhe verknüpft sind. Der Zusammenhang ist in Abbildung 16 dargestellt, in der die "häufigste Rißweite" in Abhängigkeit von der Temperatur aufgetragen ist.

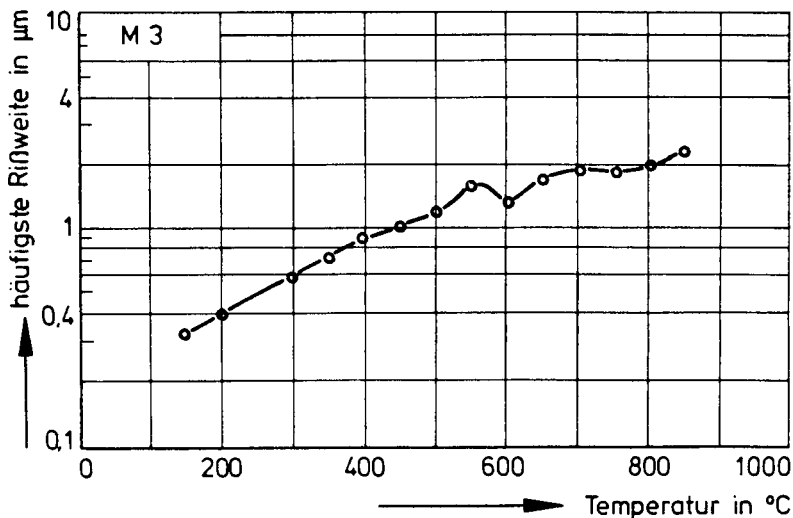


Abbildung 16: Häufigste Rißweite in thermisch beanspruchtem Mörtel als Funktion der Temperatur

Strukturuntersuchungen an Matrixmörteln wurden bei den Temperaturen 200, 400, 600 und 800°C durchgeführt, um stichprobenartig den Einfluß der Korngröße auf die Rib-entstehung zu studieren. Die Ergebnisse sind als differentielle Porenradienverteilungen in den Abbildungen 17-20 dargestellt.

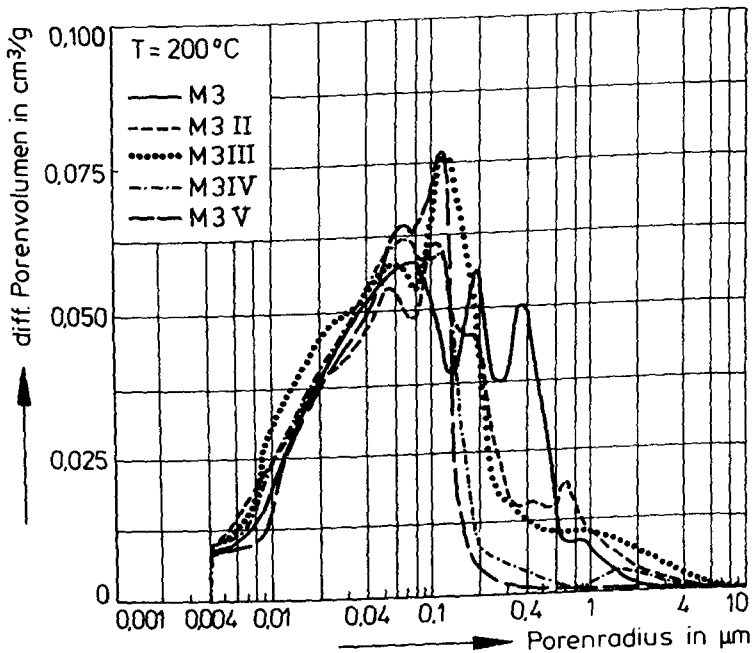


Abbildung 17: Porenradienverteilungen von thermisch beanspruchten Matrixmörteln (200°C), bezogen auf den jeweiligen Volumenanteil im Mörtel

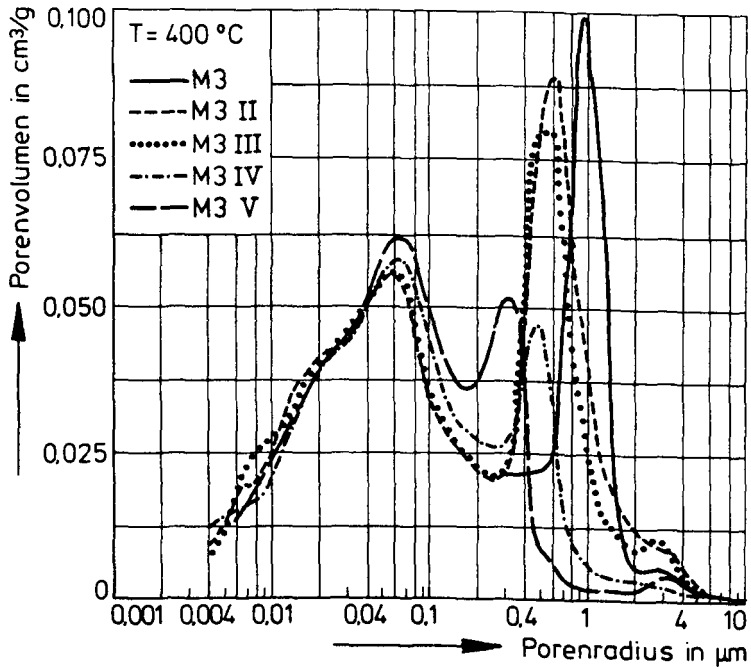


Abbildung 18: Porenradienverteilungen von thermisch beanspruchten Matrixmörteln (400°C), bezogen auf den jeweiligen Volumenanteil im Mörtel

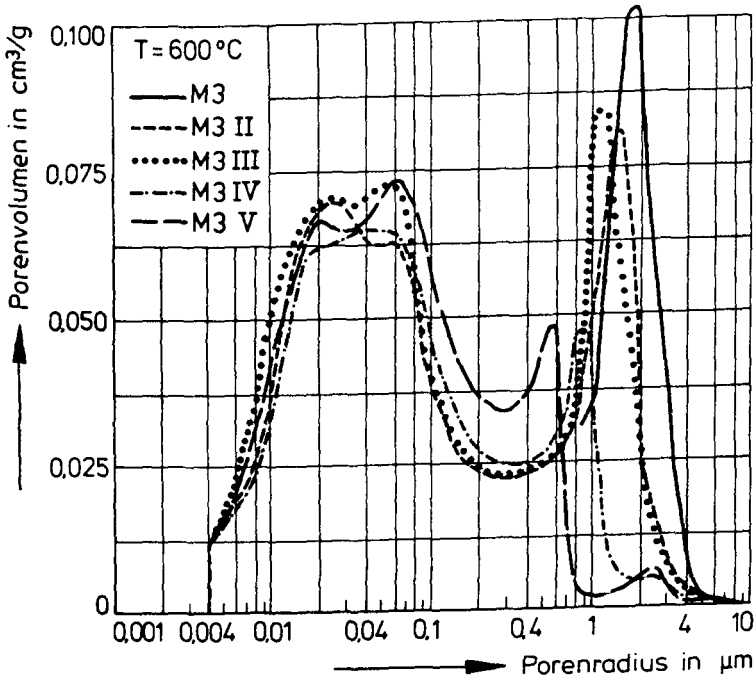


Abbildung 19: Porenradienverteilungen von thermisch beanspruchten Matrixmörteln (600°C), bezogen auf den jeweiligen Volumenanteil im Mörtel

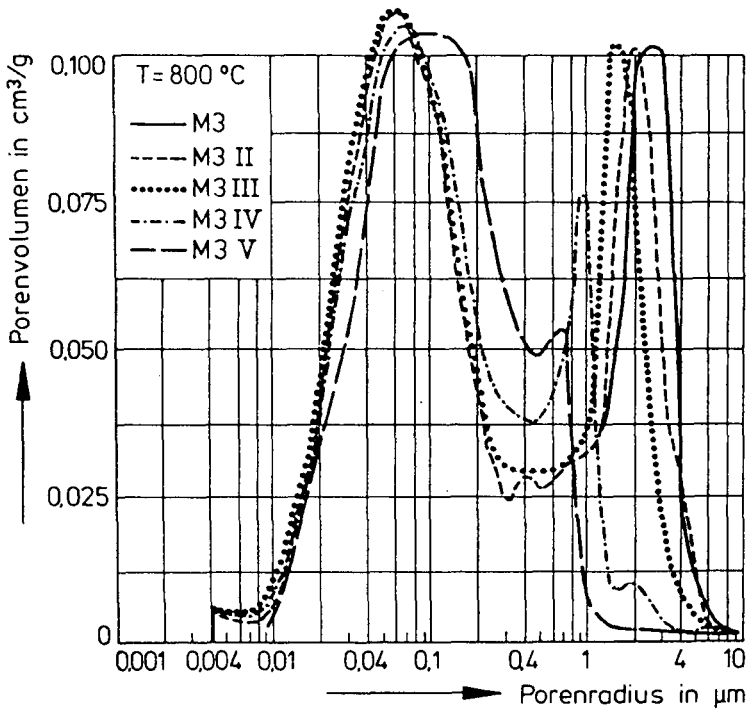


Abbildung 20: Porenradienverteilungen von thermisch beanspruchten Matrixmörteln (800°C), bezogen auf den jeweiligen Volumenanteil im Mörtel

Die Porenvolumina sind auf das jeweilige Probentrockengewicht bezogen. Bei einem Vergleich der spezifischen Porenvolumina der Matrixmörtel und des Mörtels untereinander muß berücksichtigt werden, daß in den Proben mit ansteigender Zuschlaggröße auch ein höherer Zuschlaganteil vorliegt. Die Porosität, die i.w. vom Zementstein und Rissen herrührt, ist daher in den Proben mit geringem Zuschlaganteil spezifisch höher. Um dies auszugleichen wurden die differentiellen Porenradienverteilungen der Matrixmörtel auf den Gewichtsanteil bezogen, den der jeweilige Matrixmörtel im Mörtel M3 einnimmt. Das entspricht dem Vorgehen, die jeweils in den Matrixmörteln nicht verwendeten Zuschlaganteile im Bezugsgewicht zu berücksichtigen. Am Beispiel des Matrixmörtels M3 V soll dies erläutert werden: Der Matrixmörtel M3 V enthält nur Zuschläge der Fraktion 0/0,25. Sein Gewichtsanteil im Mörtel M3 beträgt somit ungefähr 40% (vgl. Sieblinie und Mischungszusammensetzung). Die differentielle Porenradienverteilung der Probe M3 V muß daher um den Faktor 0,4 reduziert werden, um mit der Kurve des Mörtels M3 verglichen werden zu können. In den verschiedenen Porenradienverteilungen unterscheiden sich bei gleichen Belastungstemperaturen die Maxima, die der Zementsteinmatrix zuzuordnen sind, nur wenig, weil dann rechnerisch in allen Matrixmörteln die gleiche Menge Zementstein vorhanden ist.

Deutliche Unterschiede zwischen den einzelnen Matrixmörteln bestehen dagegen im Bereich des zweiten Maximums (bei größeren Radien), das die Ribbildung nach Temperaturbeanspruchungen wiedergibt. Der Matrixmörtel M3 V mit den kleinsten Zuschlägen und dem kleinsten Zuschlaganteil weist auch das kleinste Maximum in diesem Bereich auf. Bei den Matrixmörteln mit größeren Zuschlägen und Zuschlaganteilen (M3 IV.. ..M3 II) verändert sich das Maximum. Es verlagert sich zu größeren Radien und weitet sich auf. Das Ribvolumen und die häufigste Ribweite steigen demnach mit der Zuschlaggröße und dem Zuschlaganteil an. Liegen unterschiedliche Korngrößen und Kornanteile vor, so tritt eine "Verschmierung" der häufigsten Ribweite auf.

Die Zunahme des Rißvolumens kann auf den höheren Zuschlaganteil zurückgeführt werden, weil die Differenz in der thermischen Ausdehnung der Komponenten anwächst. Die Verschiebung des häufigsten Radius muß dagegen mit der Korngröße in Zusammenhang stehen. Mit steigender Korngröße entstehen bei einer bestimmten Temperatur Risse mit größeren Rißweiten.

Bei höheren Temperaturen vergrößert sich bei allen Proben die Porosität der Zementsteinmatrix infolge der eingangs diskutierten Dehydratationsreaktionen. Die häufigsten Rißweiten verschieben sich mit ansteigender Temperatur zu größeren Werten. Jedoch bleiben die Unterschiede zwischen den Rißweiten der Matrixmörtel bestehen. Zum Teil werden sie bei höheren Temperaturen sogar noch deutlicher. In der Abbildung 21 ist die Abhängigkeit der häufigsten Rißweite von der Temperatur für alle Matrixmörtel, sowie für Kontrollproben des Mörtels M3 dargestellt.

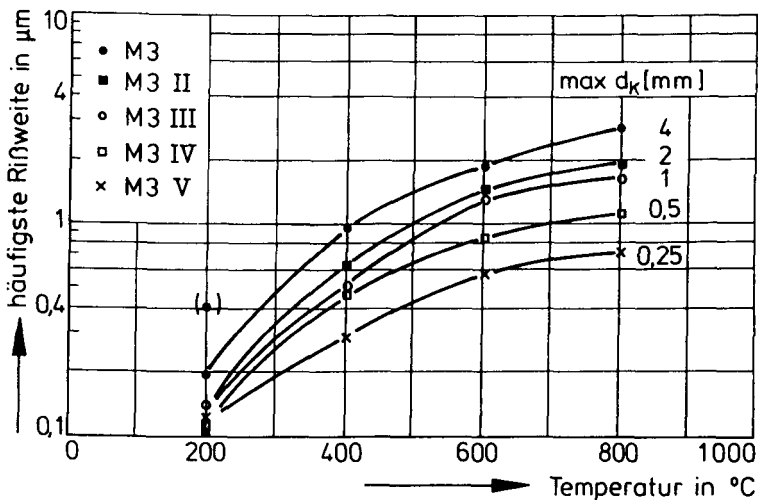


Abbildung 21: Häufigste Rißweite in den Matrixmörteln nach Wiedererkalten als Funktion der Temperatur

4.1.3. Strukturuntersuchungen an Beton

Differentielle Porenradienverteilungen von thermisch beanspruchten Betonproben, die ebenfalls mittels Quecksilberporosimetrie ermittelt wurden, sind in Abbildung 22 dargestellt. Tabelle 13 gibt eine Übersicht über das spezifische Porenvolumen und die spezifische Oberfläche in Abhängigkeit von der Temperatur.

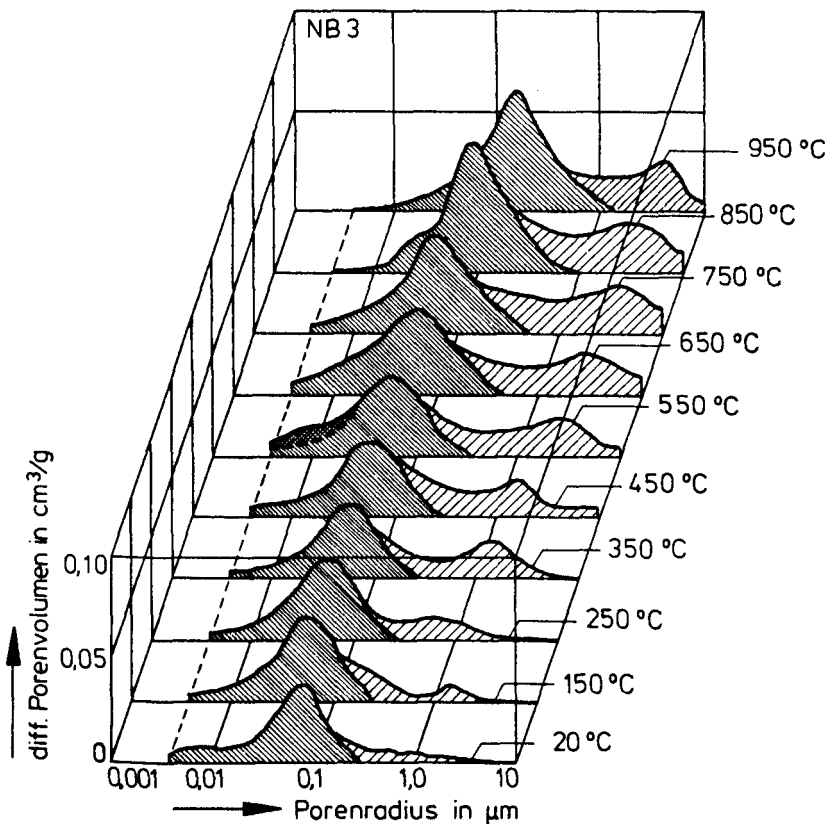


Abbildung 22: Porenradienverteilungen von thermisch beanspruchtem Normalbeton (Porenvolumen auf das Trockengewicht der Proben bezogen)

Die Ergebnisse der Betonuntersuchungen unterscheiden sich nur wenig von denen der Mörteluntersuchungen. Die zwei verschiedenen, nebeneinander vorliegenden Porensysteme von Zementsteinmatrix und Kontaktzone einschließlich Rissen liegen wie beim Mörtel vor und sind in den Zeichnungen entsprechend gekennzeichnet. Die Höhe der Peaks ist aber deutlich niedriger als beim Mörtel (vgl. Abb. 15). Dies beruht auf dem im Vergleich zum Mörtel kleineren Zementsteinanteil in den Betonproben (Gewichtsbezug des spezifischen Porenvolumens). Die Folgerungen aus den Ergebnissen der Mörteluntersuchungen können demnach im wesentlichen auf den Beton übertragen werden, jedoch ergeben sich quantitativ einige Unterschiede.

Tabelle 13: Spezifisches Porenvolumen und spezifische Oberfläche von thermisch belastetem Normalbeton (bezogen auf das Trockengewicht)

Temperatur	spezifische Oberfläche	spezifisches Porenvolumen
°C	m ² /g	cm ³ /kg
20	1,6	23,5
105	1,4	31,6
150	2,0	42,1
250	2,0	43,6
350	1,8	52,9
450	2,4	57,5
550	3,1	61,8
650	3,3	74,8
750	2,8	79,7
850	1,5	75,9
950	1,5	86,8

Bei Temperaturerhöhung verhält sich das der Zementsteinmatrix zugeordnete Porensystem im wesentlichen so wie beim Mörtel. Unterschiede im Porenvolumen können dadurch erklärt werden, daß die W/Z-Werte von Beton und Mörtelproben nicht übereinstimmen und der Beton einen kleineren Zementgehalt besitzt. Das andere, der Kontaktzone und Rissen zugeordnete Porensystem (hell abgesetzt), vergrößert sich weniger stark als beim Mörtel. Die Maxima liegen bei jeder Temperaturstufe bei etwas höheren Radien. Im Beton entstehen zwar weniger Risse, jedoch sind die Rißweiten im gesamten Temperaturbereich etwas größer als beim Mörtel (vgl. Abb. 23).

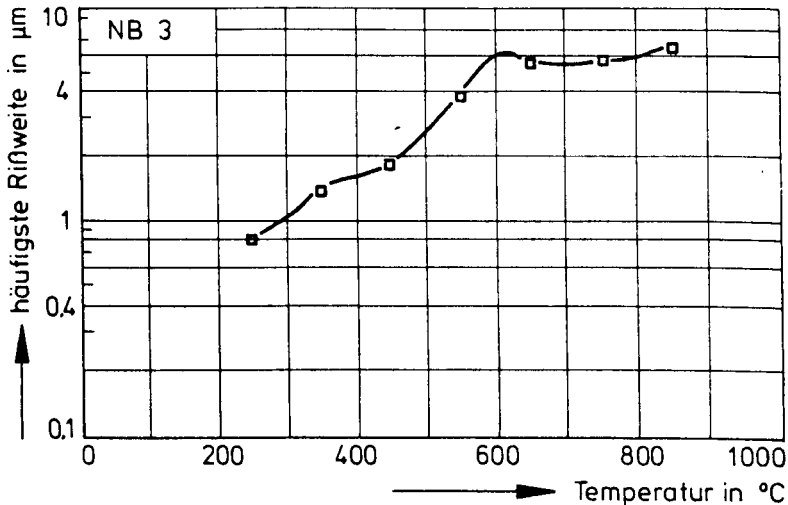


Abbildung 23: Häufigste Rißweite in Normalbeton als Funktion der Temperatur

Zusammenfassend läßt sich feststellen, daß sich mit Hilfe der Strukturuntersuchungen an Zementstein, Mörtel und Beton die Verbundschädigung durch Risse von den Schädigungen der Komponenten isolieren und beurteilen läßt.

Schon ab ca. 100°C tritt eine verbundschädigende Ribbildung ein. Ribvolumen und Ribweite nehmen kontinuierlich, aber nicht linear mit der Höhe der Temperaturbeanspruchung zu. Eine bestimmte Ribweite kann eindeutig einer bestimmten Temperaturhöhe zugeordnet werden. Es ergeben sich jedoch Unterschiede in der Ribweite von Mörtel und Beton, die auf das unterschiedliche Größtkorn zurückzuführen sind.

Für das Temperaturverhalten von Normalbeton folgt daraus, daß neben der auf bestimmte Temperaturstufen begrenzten Schädigung der Betonkomponente Zementstein eine kontinuierlichere Verbundschädigung auftritt. Beide Mechanismen bestimmen einander überlagernd das Festigkeits- und Verformungsverhalten von Beton während der Aufheizung. Die Unterschiede zwischen Mörtel und Beton sind dabei nur quantitativer Art.

4.2. Thermische Ausdehnungen

Für die Beurteilung der in Mörtel bei Temperaturerhöhung auftretenden Gefügespannungen ist die genaue Kenntnis der thermischen Ausdehnungskoeffizienten der einzelnen Komponenten notwendig. Dabei muß der Einfluß, der durch die stark unterschiedlichen, abgestuften Größen der Zuschläge hervorgerufen wird, mit berücksichtigt werden.

Daher wurden die thermischen Ausdehnungen des Zuschlags, des Zementsteins und des Mörtels, aber auch die der verschiedenen Matrixmörtel in mehreren Aufheiz-Abkühlzyklen gemessen. Die dabei durchlaufenen Höchsttemperaturen wurden stufenweise bis auf 800°C erhöht. Die so erhaltenen Daten werden im theoretischen Teil der Arbeit verwendet.

4.2.1. Thermische Ausdehnung von Zementstein

Die thermische Ausdehnung von Zementstein während der Aufheizung bis 800°C, sowie während der Abkühlung von verschiedenen Höchsttemperaturen aus, ist in der Abbildung 24 dargestellt. Bei der Ermittlung der Aufheizkurve wurden bis zu den entsprechenden Endtemperaturen auch die Aufheizkurven der Messungen mit niedrigeren Höchsttemperaturen verwendet.

Die Zementsteinproben zeigen zu Beginn der Aufheizung bis etwa 150°C eine Ausdehnung. Bei höheren Temperaturen setzt dann aber ein starkes Schwinden ein, wobei sich der Probekörper, abhängig von der Höchsttemperatur, um bis zu 40% verkürzt.

Die Abkühlkurven von allen eingestellten Höchsttemperaturen aus bilden eine Schar von nahezu parallelen Geraden. Es liegt nahe, die daraus berechnete Verformung der echten Festkörperdehnung der Hydratationsprodukte zuzuordnen, weil die Abkühlvorgänge bei den trockenen Proben i.w. ohne Wasserverlust oder -aufnahme ablaufen. Die Steigungen dieser

Geraden liegen in guter Übereinstimmung mit der für trockenen und wassergesättigten Zementstein ermittelten Wärmedehnzahl ($\alpha = 1,1 \cdot 10^{-5} \text{ K}^{-1} / 1/$) und den Werten die in /5/ als "wahre" Wärmedehnung angegeben werden.

Die Bestimmung einer nur temperaturabhängigen Verformung von Zementstein unterliegt im unteren Temperaturbereich gewissen Schwierigkeiten, da die Parameter Zeit, Probengeometrie (O/V) und Probendichtigkeit variieren können.

Die hier bestimmten thermischen Ausdehnungen des Zementsteins wurden unter Konstanthalten der Aufheizgeschwindigkeit (1 K/min) und Haltezeit nach Erreichen der Höchsttemperatur (2 Stunden) ermittelt. Ebenso wurde eine einheitliche Probengeometrie verwendet.

Bei der Übertragung der Ergebnisse auf den Zementstein, wie er als Matrix in Mörtel oder Beton vorliegt, müssen die veränderten Randbedingungen jedoch beachtet werden: Die relativ kleinen Abmessungen der Zementsteinteilchen, die in Mörtel oder Beton die Zwischenräume zwischen den Zuschlägen füllen, besitzen zunächst ein günstigeres O/V-Verhältnis als die zur Messung verwendeten Bohrkerne, jedoch muß das ausdampfende Wasser über Diffusionsprozesse zur Probenoberfläche gelangen. Im unteren Temperaturbereich erhält man daher einen Bereich, in dem die Verformung der Zementsteinmatrix des Mörtels auch von der Probenform und Probendichtigkeit abhängt. Die thermische Verformung der Zementsteinmatrix bei Aufheizung auf unterschiedliche Höchsttemperaturen oberhalb 200°C kann demnach aus der Abbildung 24 entnommen werden. Im unteren Temperaturbereich muß dagegen mit großen Abweichungen vom dargestellten Kurvenverlauf gerechnet werden, wenn für den Zementstein völlig andere Ausdampfbedingungen vorliegen.

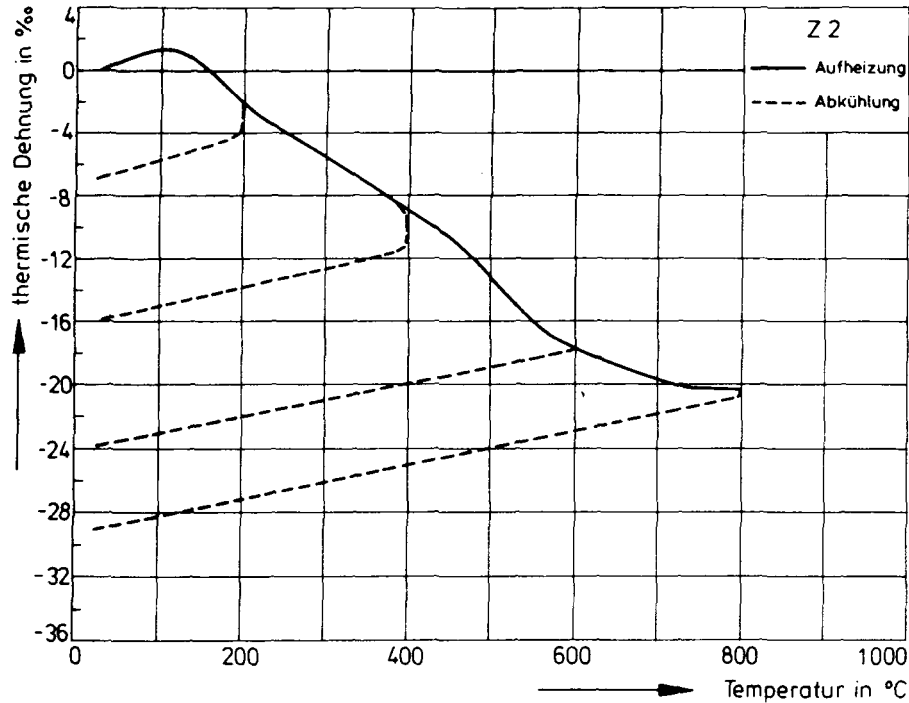


Abbildung 24: Thermische Ausdehnung von Zementstein (Z2) mit Abkühlung von 200, 400, 600 und 800°C aus

4.2.2 Thermische Ausdehnung von Quarzzuschlag

Die Bestimmung einer einheitlichen thermischen Ausdehnung von Zuschlagmaterial ist mit großen Schwierigkeiten behaftet, da der Zuschlag eine Mischung verschiedener Gesteinsarten darstellt, die u.U. ein deutlich voneinander abweichendes Ausdehnungsverhalten aufweisen können. Viele Untersuchungen der thermischen Ausdehnung von Betonzuschlag im Temperaturbereich bis 100°C wurden daher mit Dilatometern zur Bestimmung der kubischen Wärmedehnzahl von Festkörpern durchgeführt /5/, mit denen ein mittlerer Ausdehnungskoeffizient von statistisch zusammengesetzten Zuschlaggemischen direkt ermittelt werden kann. Für deutlich höhere Temperaturen als ca. 100°C kann ein derartiges Dilatometer aufgrund seines Funktionsprinzips nicht mehr verwendet werden. Daher wurden die linearen thermischen Ausdehnungen mit dem Hochtemperaturdilatometer gemessen, wobei entsprechend der Zusammensetzungen des Zuschlags nur der Quarz als Hauptbestandteil des Mörtelzuschlags untersucht wurde.

Da sich Abweichungen aufgrund von Anisotropien in der thermischen Ausdehnung des Quarz ergeben können, wurde die Ausdehnungskurve als Mittelwert aus mehreren Messungen berechnet, bei denen der Probekörper jeweils neu, in eine andere Richtung gedreht, eingebaut worden war. Die Ergebnisse der Messungen sind auf der Abbildung 25 dargestellt.

Im gesamten Temperaturbereich dehnt sich der Quarz aus. Zwischen 550 und 650°C nimmt die Dehnung durch die Umwandlung der Quarzkristalle stark zu. Zwischen 650 und 850°C bleibt sie dann nahezu konstant. Die Abkühlkurven weichen bis zur Höchsttemperatur von 400°C nur wenig von der Aufheizkurve ab. Das bedeutet, daß die thermische Ausdehnung reversibel ist. Bei Aufheizen auf über 600°C verlaufen die Abkühlkurven etwas oberhalb der Aufheizkurve. Demnach verbleibt eine kleine Restdehnung der Probe, obwohl die Umwandlung der Quarzkristalle bei 573°C reversibel ist.

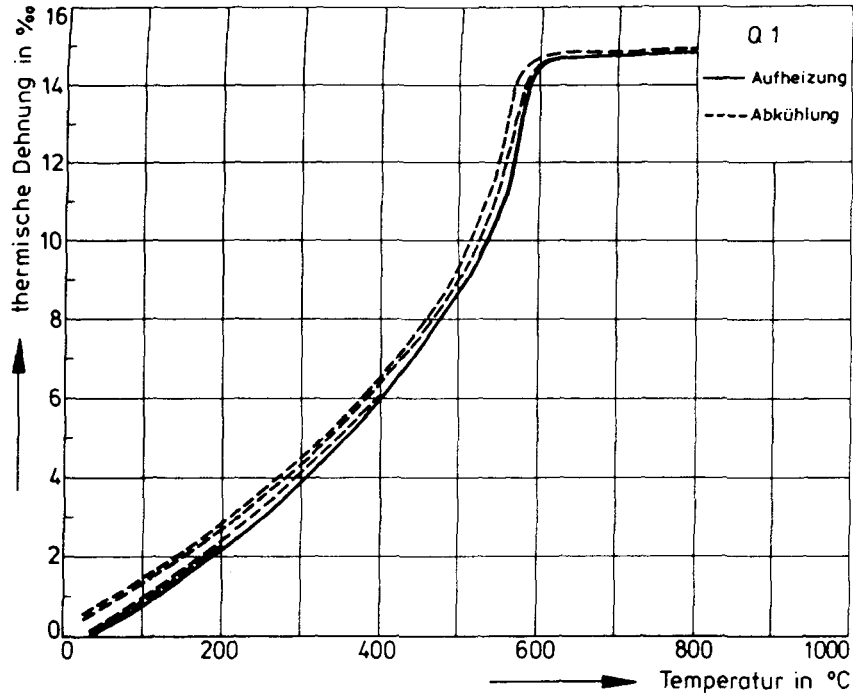


Abbildung 25: Thermische Dehnung von Quarzzuschlag (Q1) mit Abkühlung von 200, 400, 600 und 800°C aus

4.2.3. Thermische Ausdehnung von Mörtel und Matrixmörtel

Die Bestimmung der temperaturabhängigen Verformung des Mörtels und der Matrixmörtel unterliegt im unteren Temperaturbereich den gleichen Schwierigkeiten wie beim Zementstein. Die Messungen wurden daher in gleicher Weise wie mit dem Zementstein durchgeführt: Unter Konstanthalten der Aufheizgeschwindigkeit (1 K/min) und Haltezeit nach Erreichen der Höchsttemperatur (2 Stunden), und Verwenden einer einheitlichen Probenabmessung. Bei geänderten Bedingungen für das Ausdampfen des Wassers aus der Zementsteinmatrix können sich im unteren Temperaturbereich aber wieder Abweichungen von der gemessenen Verformungskurve ergeben.

Die thermischen Ausdehnungen des Mörtels und der Matrixmörtel liegen entsprechend der Zuschlaganteile gestaffelt zwischen den Verformungskurven des Zuschlags und der von reinem Zementstein (vgl. Abb. 26-30). Mit abnehmendem Zuschlaganteil tritt das Schwinden der Zementsteinkomponente mehr und mehr in den Vordergrund. Der Matrixmörtel M3 V zeigt daher oberhalb von 200°C nur noch Schwindverformungen. Bei dem Matrixmörtel M3 IV kompensieren sich die Verformungen des Zuschlag- und Zementsteinanteils nahezu, so daß die Probe im gesamten Temperaturbereich nur geringe Verformungen aufweist. Die thermischen Dehnungen der Proben M3 III und M3 II unterscheiden sich wenig von der des Mörtels.

Die Abkühlkurven weichen nach allen Temperaturbelastungen deutlich von den Aufheizkurven ab. Durch das Schwinden der Zementsteinkomponente ergeben sich bleibende Verkürzungen der Proben, die bei den Matrixmörteln mit kleinerem Zuschlaganteil größer werden.

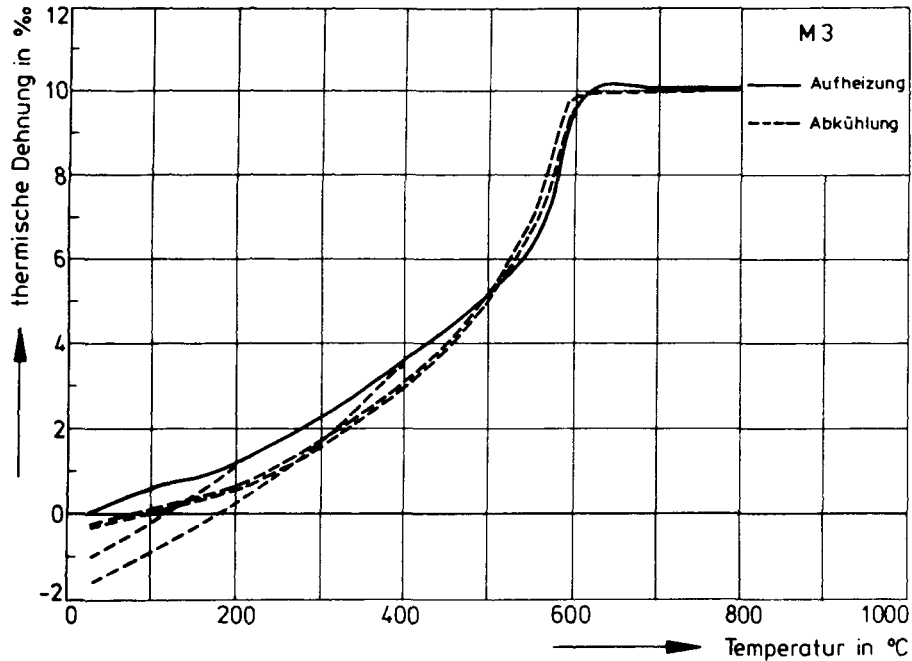


Abbildung 26: Thermische Dehnung von Mörtel (M3) mit Abkühlung von 200, 400, 600 und 800°C aus

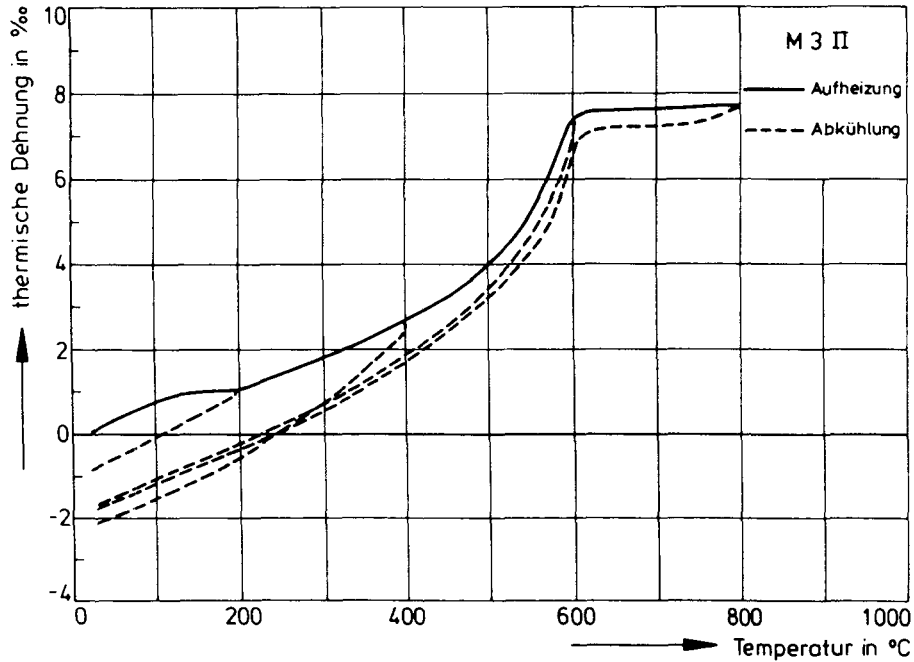


Abbildung 27: Thermische Dehnung von Matrixmörtel (M3 II) mit Abkühlung von 200, 400, 600 und 800°C aus

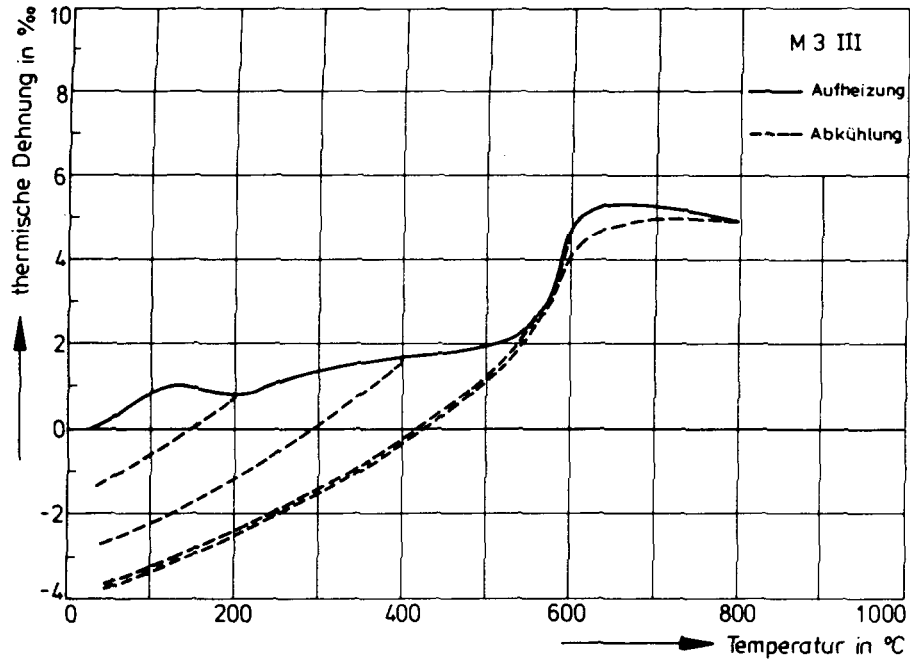


Abbildung 28: Thermische Dehnung von Matrixmörtel (M3 III) mit Abkühlung von 200, 400, 600 und 800°C aus

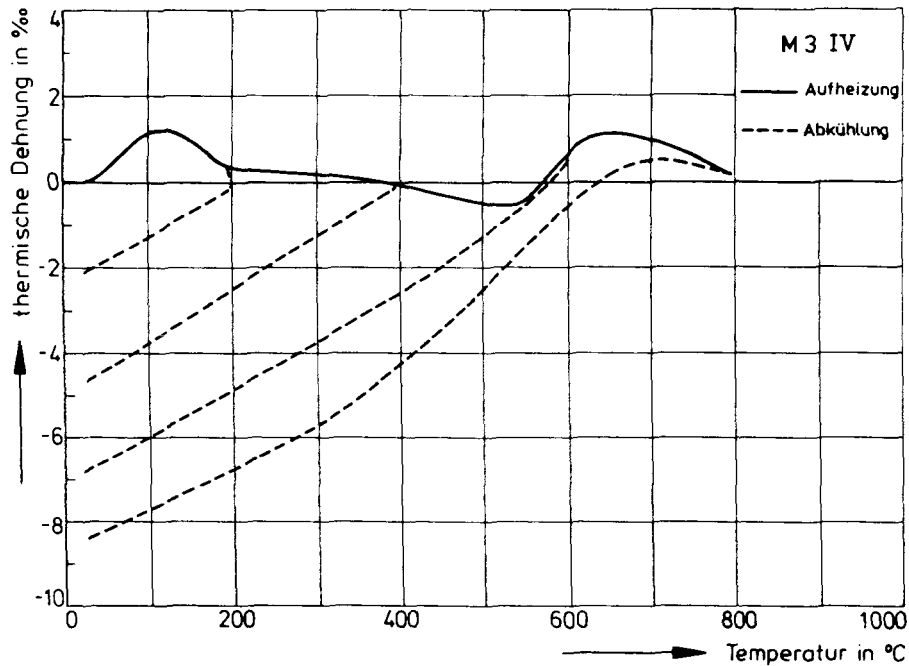


Abbildung 29: Thermische Dehnung von Matrixmörtel (M3 IV) mit Abkühlung von 200, 400, 600 und 800°C aus

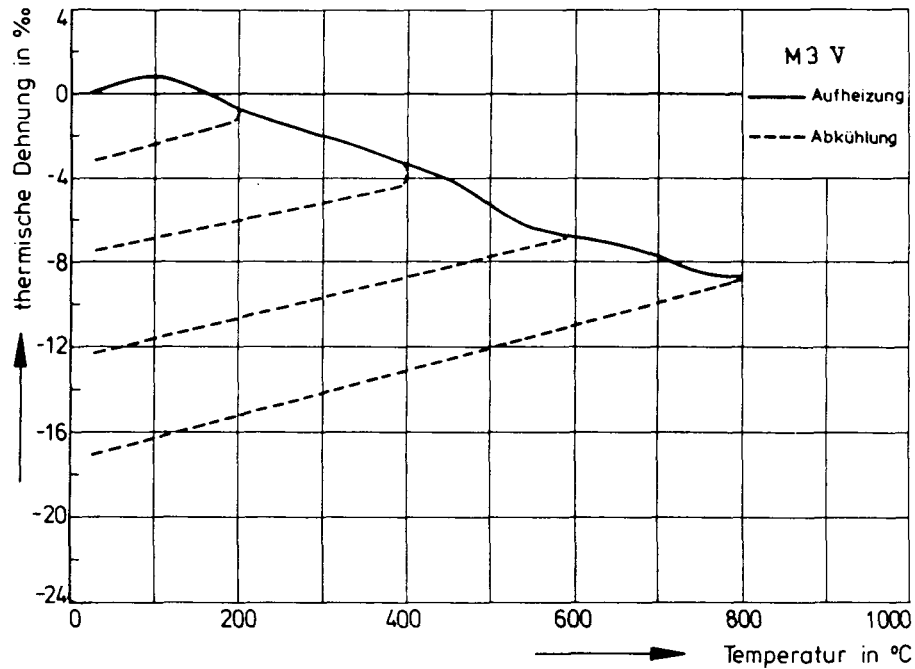


Abbildung 30: Thermische Dehnung von Matrixmörtel (M3 V) mit Abkühlung von 200, 400, 600 und 800°C aus

5. Theoretischer Ansatz zur Beschreibung der Ribentstehung

5.1. Abschätzung des Ribvolumens

Aus den Strukturuntersuchungen konnte gefolgert werden, daß sich in thermisch belastetem Beton in erheblichem Umfang Risse ausbilden, die das Festigkeitsverhalten und die Verformungsreaktion auf mechanische Beanspruchungen wesentlich mitbestimmen. Die Beeinflussung der Ribentstehung durch spezifische betontechnologische Parameter wie Zementgehalt, Zuschlag, W/Z-Wert und Sieblinie ist nicht bekannt. Erste Hinweise auf derartige Abhängigkeiten erhält man aus den Wärmedehnungen der jeweiligen verwendeten Komponenten und des aus ihnen aufgebauten Körpers: Je größer Unterschiede zwischen den Komponentendehnungen werden, in desto höherem Maß entstehen bei einer Aufheizung lokale Spannungen im Verbundkörper, die zu Ribbildungen führen können.

Weitere Informationen ergeben sich aus der Form der mathematischen Beziehung, in der die Wärmedehnzahlen der Komponenten zusammengesetzt werden müssen, um die Wärmedehnung des aus ihnen gebildeten Körpers richtig wiederzugeben. Sie läßt Rückschlüsse auf das Ausmaß der Ribentstehung zu.

Bisherige Ansätze für derartige mathematische Beziehungen hatten zum Ziel, die Wärmedehnung des Verbundmaterials in einem bestimmten Temperaturbereich aus den Dehnungen der Komponenten und ihren Mengenanteilen herzuleiten. So kann in einfachster Form, bei freier Ausdehnung von Zuschlag und Zementstein, die Wärmedehnzahl von Beton wie folgt bestimmt werden /5/:

$$\alpha_b \cdot V_b = \alpha_g \cdot V_g + \alpha_z \cdot V_z \quad (14)$$

α_b ; V_b = Ausdehnungskoeffizient, Volumen des Betons
 α_g ; V_g = Ausdehnungskoeffizient, Volumen des Zuschlags
 α_z ; V_z = Ausdehnungskoeffizient, Volumen des Zementsteins

Dieser Gleichung liegt die Vorstellung zugrunde, daß die Komponenten seriell zueinander angeordnet sind. Die thermische Ausdehnung des Verbundkörpers ergibt sich dabei als gewichteter Mittelwert der Komponentendehnungen.

Im allgemeinen ist jedoch die Voraussetzung freier Ausdehnung der Komponenten nicht gegeben, da der Zementstein im Temperaturbereich bis 100°C in seiner freien Ausdehnung behindert ist. Es stellt sich daher ein kleinerer Wert der thermischen Ausdehnung ein. Die Ursache für die Dehnungsbehinderung liegt in der größeren Wärmedehnzahl sowie im kleineren E-Modul des Zementsteins im Vergleich zu den meisten Zuschlagwerkstoffen. Dougill /42/ versuchte dieses und andere Phänomene zu berücksichtigen, indem er folgenden Zusammenhang vorschlug:

$$\alpha_b \cdot V_b = \frac{\alpha_g \cdot V_g + \alpha_z \cdot V_z}{2} + \frac{E_g \cdot V_g \cdot V_b \cdot \alpha_g + E_z \cdot V_z \cdot V_b \cdot \alpha_z}{2(E_g \cdot V_g + E_z \cdot V_z)} \quad (15)$$

E_g = Elastizitätsmodul des Zuschlags

E_z = Elastizitätsmodul des Zementsteins

Diese Gleichung stellt den Mittelwert von thermischen Dehnungen dar, die aus zwei Betonmodellen abgeleitet werden. Der erste Term entspricht einer seriellen und der zweite Term einer parallelen Anordnung der Komponenten.

Ein anderer Ansatz, der von Dettling /9/ und Dougill /42/ angegeben wurde, berücksichtigt die verhinderte Dehnung des Zementsteins, indem der Dehnungsverlauf des Zementsteins in Abhängigkeit des Zuschlaganteils durch eine Parabel angenähert wird:

$$\alpha_b = \alpha_g + (\alpha_z - \alpha_g) \left(1 - \frac{V_g}{V_b}\right)^n \quad (16)$$

Hierbei ist n eine Konstante, die von den elastischen Eigenschaften des Zementsteins und Zuschlags abhängt. Dettling ermittelt beispielsweise die Wärmeausdehnung vieler Betonzusammensetzungen unter Benutzung eines mittleren Wertes von $n = 1,5$.

Die beispielhaft aufgeführten Ansätze zur Beschreibung des Wärmedehnverhaltens von Beton durch die Wärmedehnung seiner Komponenten sind i.w. auf den Temperaturbereich bis 150°C abgestimmt, in dem sowohl der Zuschlag als auch der Zementstein Ausdehnungen zeigen und die Differenzen zwischen den Wärmedehnungen noch nicht groß werden. Daneben können in diesem Bereich thermische Spannungen durch Feuchtigkeitskriechen des Zementsteins abgebaut werden, mit der Folge, daß nur relativ wenige und kleine Risse im Verbundkörper entstehen.

Im sich anschließenden Temperaturbereich kehrt sich die anfängliche Ausdehnung des Zementsteins um. Ein starkes Schwinden setzt in Verbindung mit einem Feuchtigkeitsverlust ein. Die nun schnell größer werdende Differenz zwischen den Wärmedehnungen der Einzelkomponenten führt zu immer größer werdenden lokalen Spannungen. Sie können nicht abgebaut werden, weil der Zementstein bereits trocken ist, und es entstehen Risse im Beton.

In den bisherigen Ansätzen zur Beschreibung der Wärmedehnung von Beton wird ein Rißvolumen nicht berücksichtigt. In dem folgenden, eigenen Ansatz wird die Betonwärmedehnung als einfache, gewichtete Summe aus den Komponentenwärmedehnungen und einem Rißvolumen ausgedrückt. Bei Kenntnis der Wärmedehnungen von Beton und der seiner Komponenten kann dieser Zusammenhang dazu verwendet werden, ein temperaturabhängiges Rißvolumen abzuschätzen. Es wird dabei vereinfachend vorausgesetzt, daß keine Dehnungsbehinderung des Zementsteins vorliegt. Diese Vereinfachung führt im Temperaturbereich bis 150°C zu Fehlern. Sie ist aber bei höheren Temperaturen, sobald der Zementstein zu schwinden beginnt,

gerechtfertigt. Es ergibt sich der folgende Zusammenhang:

Umgebungstemperatur:

$$V_b = V_g + V_z \longrightarrow 1 = \frac{V_g}{V_b} + \frac{V_z}{V_b} \doteq a + b \quad (17)$$

Erhöhte Temperaturen:

$$V_{b,T} = V_{g,T} + V_{z,T} + V_{r,T}^* \quad (18)$$

$$\text{mit } V_{i,T} = V_i + \Delta V_i(T) = V_i (1 + \epsilon_{i,v} \cdot 10^{-3}) \quad (19)$$

$$i = b, g, z$$

$$V_{r,T} = \epsilon_{b,v}(T) - a \cdot \epsilon_{g,v}(T) - b \cdot \epsilon_{z,v}(T) \quad (20)$$

$V_b, \epsilon_{b,v}$ = Volumen, thermische Volumendehnung des Betons in %

$V_g, \epsilon_{g,v}$ = Volumen, thermische Volumendehnung des Zuschlags in %

$V_z, \epsilon_{z,v}$ = Volumen, thermische Volumendehnung des Zementsteins in %

$V_{r,T}$ = spezifisches Rißvolumen bei der Temperatur T

$V_{r,T}^*$ = Rißvolumen bei der Temperatur T

$V_{b,T}$ = Volumen des Betons bei der Temperatur T

$V_{g,T}$ = Volumen des Zuschlags bei der Temperatur T

$V_{z,T}$ = Volumen des Zementsteins bei der Temperatur T

a = Volumenanteil des Zuschlags bei Umgebungstemperatur

b = Volumenanteil des Zementsteins bei Umgebungstemperatur

Der Term $V_{r,T}$ kann somit bei Kenntnis der Betondehnung und der anteilmäßigen Komponentendehnungen für bestimmte Temperaturstufen berechnet werden. Er stellt ein integrales Summenrißvolumen dar, das durch die Inkompatibilität der Komponenten bei Temperaturerhöhung entsteht.

Über die Rißverteilung im Betonkörper und die Rißweiten gewinnt man eine detaillierte Aussage jedoch erst durch Berücksichtigen der Größenabstufung des Zuschlags. Dazu ist das heterogene Gefüge des Betons wirklichkeitsgetreuer anzunähern. Das bedeutet, daß eine Unterteilung des Betons in Einzelstrukturen notwendig wird, in der einer jeweils grösseren Zuschlagfraktion die Mörtelmatrix aus allen kleineren Zuschlägen und dem Zementstein zugeordnet wird. Die sukzessive Unterteilung in Zuschlag und Matrixkomponenten wurde hier für den Mörtel M3 entsprechend den Kornfraktionen der Sieblinie vorgenommen; Abbildung 31 verdeutlicht die Zusammenhänge:

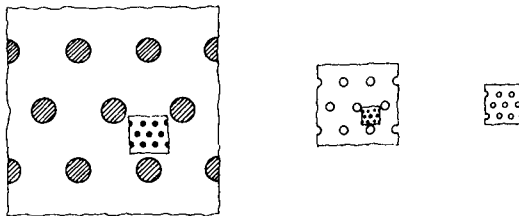


Abbildung 31: Sukzessive Unterteilung des Mörtels in Zuschlag und Matrixkomponenten

Von der Sieblinie des Mörtels ausgehend (vgl. Tab. 14), läßt sich dann innerhalb der vorgenommenen Strukturein-

teilung für jedes Zweikomponentensystem Zuschlag/Matrixmörtel eine Gleichung entsprechend der Gleichung (20) ableiten. Es ergibt sich für den Gesamtkörper das folgende Gleichungssystem:

Tabelle 14: Sieblinie und zugeordnete Bezeichnungen des Mörtels M3

Bereich	I	II	III	IV	V
Lochweite in mm	0-0,25	0,25-0,5	0,5-1	1-2	2-4
Therm. Volumendehnung	$\epsilon_{I,v}$	$\epsilon_{II,v}$	$\epsilon_{III,v}$	$\epsilon_{IV,v}$	$\epsilon_{V,v}$
Volumen	V_I	V_{II}	V_{III}	V_{IV}	V_V

Umgebungstemperatur:

$$\text{Matrix I} : V_{MI} = V_I + V_z \quad (21)$$

$$\text{Matrix II} : V_{MII} = V_{II} + V_I + V_z \quad (21.1)$$

$$\text{Matrix n} : V_{Mn} = \sum_{i=0}^n V_i ; V_0 = V_z \quad (21.2)$$

$$1 = \frac{V_i}{V_{Mi}} + \frac{V_{Mi-1}}{V_{Mi}} = a_i + b_i \quad (22)$$

Erhöhte Temperaturen:

$$\text{Matrix I} : V_{Mi,T} = V_{I,T} + V_{z,T} + V_{ri,T}^* \quad (23)$$

$$\text{Matrix II} : V_{Mo,T} = V_{u,T} + V_{Mi,T} + V_{ri,T}^* \quad (23.1)$$

$$\text{Matrix n} : V_{Mo,T} = V_{n,T} + V_{Mo-1,T} + V_{ri,T}^* \quad V_{Mo,T} = V_{z,T} \quad (23.2)$$

$$\text{mit } V_{j,T} = V_j (1 + \epsilon_{j,v} \cdot 10^{-3}) \quad (24)$$

$$j = Mi, Mi-1, i, ri; \quad i = I \dots n$$

$$V_{ri,T} = \epsilon_{Mi,v}(T) - a_i \cdot \epsilon_{g,v}(T) - b_i \cdot \epsilon_{Mi-1,v}(T) \quad (25)$$

Man erhält in Abhängigkeit vom Volumenverhältnis und den thermischen Dehnungen des jeweiligen Zuschlag/Matrixmörtel-paars Rißvolumina, die den bestimmten Kornfraktionen der Sieblinie zugeordnet sind. Für die so hergeleiteten Rißvolumina $V_{ri,T}$ muß gelten, daß ihre Summe gleich dem integralen, grob abgeschätzten Rißvolumen $V_{r,T}$ aus Gleichung (20) ist:

$$\sum_{i=I}^n V_{ri,T} = V_{r,T} \quad (26)$$

Aus dem dargelegten Ansatz läßt sich ableiten, daß in einem Zuschlag/Matrixmörtelsystem immer dann Risse entstehen, wenn die Summe der anteiligen Komponentendehnungen von der Dehnung des von ihnen gebildeten Körpers abweicht. Die entstehenden Rißvolumina können -bei Kenntnis der entsprechenden thermischen Ausdehnungen- für die verschiedenen Zu-

schlag/Matrixmörtelsysteme in Abhängigkeit von der Temperatur berechnet werden. Über das entstehende Rißmuster, d.h. die räumliche Anordnung der Risse ist so jedoch noch keine Aussage gewonnen worden.

5.2. Bestimmung des räumlichen Rißmusters

Zur Beschreibung der räumlichen Orientierung, Anordnung und Ausdehnung der Risse im Mörtel ist zu analysieren, in welchen Bereichen zwischen Zuschlägen und Matrix Risse entstehen können. Ziegeldorf et al. /5/ ermittelten solche Bereiche, indem sie mit Hilfe der Finiten-Elemente-Methode für einen Modellbeton eine Spannungsanalyse seines Mörtel-Grobzuschlagsystems durchführten. Sie bestimmten so die Punkte im Zweikomponentenverbund, an denen Risse durch Zugspannungen entstehen können. Unter der Voraussetzung, daß sich bei ansteigender Temperatur die Matrix stärker dehnt als der Zuschlag, erhielten sie die folgende Spannungsverteilung zwischen den Zuschlagkörnern (vgl. Abb. 32):

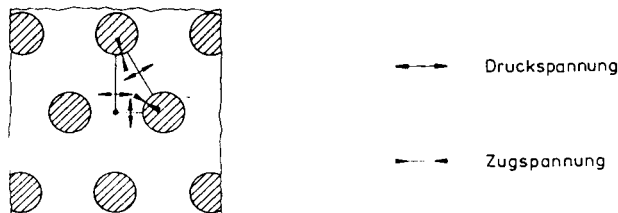


Abbildung 32: Spannungsverteilung in einem Modellbeton bei Aufheizung bis etwa 150°C /5/

Senkrecht zu den Zuschlagoberflächen entstehen Zugspannungen, tangential dazu Druckspannungen. In der Matrix überwiegen im übrigen die Druckspannungen. Diese Spannungsverhältnisse können sich umkehren, wenn sich die Temperatur erniedrigt oder sich das Verhältnis der Wärmedehnungen der Komponenten umkehrt. Dann entstehen an den Punkten, an denen Zugspannungen eingetragen sind, Druckspannungen und umgekehrt; in der Matrix überwiegen nun die Zugspannungen.

Die Abhängigkeit des Vorzeichens der sich einstellenden Eigenspannungen von den oben genannten Parametern kann durch die folgende Gleichung beschrieben werden:

$$\{[\epsilon_g(T_2) - \epsilon_g(T_1)] - [\epsilon_m(T_2) - \epsilon_m(T_1)]\} \doteq K \quad (27)$$

$$\epsilon_g = [l_g(T) - l_g(20^\circ\text{C})] \cdot \frac{1000}{l_g(20^\circ\text{C})} \quad \text{thermische Dehnung des Zuschlags}$$

$$\epsilon_m = [l_m(T) - l_m(20^\circ\text{C})] \cdot \frac{1000}{l_m(20^\circ\text{C})} \quad \text{thermische Dehnung der Matrix}$$

T_1 = Anfangstemperatur

T_2 = Endtemperatur

(Für die Herleitung der Gleichung siehe Anhang)

Ist $K < 0$, so stellen sich die Spannungsvorzeichen entsprechend Abbildung 32 ein; kehrt sich das Vorzeichen von K um, so kehren sich die Vorzeichen aller in Abbildung 32 eingetragenen Spannungen ebenfalls um. Zeichnet man in die Gebiete in Abbildung 32, in denen Zugspannungen auftreten, Risse ein, so erhält man, abhängig vom Vorzeichen von K , stark vereinfacht die folgenden beiden Rißmuster (vgl. Abb. 33a,b):

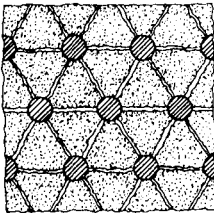


Abbildung 33a) Rißmuster
für $K > 0$

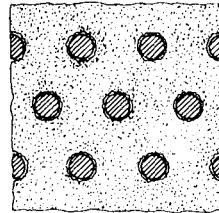


Abbildung 33b) Rißmuster
für $K < 0$

Während eines Aufheiz-Abkühlzyklus zwischen Umgebungstemperatur und 850°C können sich demnach in einem Betonkörper, abhängig vom Verhältnis der thermischen Dehnungen der Einzelkomponenten und dem Vorzeichen der zeitlichen Ableitung der Temperatur, an unterschiedlichen Punkten im Körper Risse bilden. In Tabelle 15 sind diese Zusammenhänge zusammenfassend dargestellt:

Tabelle 15: Ribentstehungsbereiche und deren Zuordnung zu verschiedenen Ribmustern

Bereich	Temperatur	Längen- änderung	K	Rißmuster
I	20°C -150°C*) (Aufheizung)	$\Delta \epsilon_g ; \Delta \epsilon_m > 0$ $ \Delta \epsilon_g < \Delta \epsilon_m $	< 0	Haftrisse
II	150°C*)-850°C (Aufheizung)	$\Delta \epsilon_g > 0$ $\Delta \epsilon_m < 0$	>> 0	Matrixrisse
III	850°C-20°C (Abkühlung)	$\Delta \epsilon_g ; \Delta \epsilon_m < 0$ $ \Delta \epsilon_g > \Delta \epsilon_m $	< 0	Haftrisse

*) Ist kein fester Temperaturwert; sondern wegen der scheinbaren Wärmedehnung abhängig von den Parametern, die das Ausdampfen des Wassers aus der Probe beeinflussen.

Es lassen sich drei Bereiche unterscheiden: In den Bereichen I und III können Risse vornehmlich tangential zu den Zuschlagoberflächen entstehen, sog. Haftrisse. Die Beanspruchungen des Gefüges sind aber aufgrund der kleinen Differenzen in den Wärmeausdehnungen noch relativ gering, zudem ist der Zementstein im Bereich I noch feucht, so daß

Eigenspannungen durch Kriechen abgebaut werden können. Die zu erwartenden Gefügeschädigungen werden daher klein sein. Im Bereich II können sich vornehmlich Risse orthogonal zu den Zuschlagoberflächen, durch die Martix hindurch bilden. Hier treten die größten Differenzen zwischen den Wärme-
dehnungen der Komponenten auf, und die Beanspruchungen des Gefüges steigen erheblich an.

Dieser Sachverhalt kann durch Schallemissionsanalysen nachgewiesen werden. Bei der Schallemissionsanalyse werden Schallwellen aus einer Probe registriert und ausgewertet, die im Verlauf einer mechanischen oder thermischen Belastung entstehen. Die registrierten Schallimpulse, zusammenfassend als Schallemissionsaktivität bezeichnet, stehen in direkter Beziehung zur Rißbildung /43/. Versuche, die an Normalbeton während Aufheizung und Abkühlung vorgenommen wurden, zeigten, daß Schallemissionsaktivität bei etwa 70°C einsetzt, aber erst ab ca. 150°C nennenswerte Größenordnungen erreicht /44,45/. Die höchsten Werte traten zwischen 550°C und 650°C auf. Da derartige Messungen simultan zur Belastung durchgeführt werden, kann direkt gefolgert werden, daß die meisten Risse in dem Bereich entstehen, in dem der Zuschlag sich besonders stark vergrößert und die Differenzen im Wärmeausdehnungsverhalten der Komponenten maximal werden.

Wenn man die ebenen Rißmuster aus den Abbildungen 33a,b) ins Räumliche überträgt, werden die Rißflächen erkennbar. Sie liegen, ausgehend von Abbildung 33a), so, daß Zuschlagkörner die Eckpunkte bilden bzw. sind sie, ausgehend von Abbildung 33b), um die Zuschlagoberflächen herum angeordnet. Wenn die Größe dieser Rißflächen abgeschätzt werden kann, ist es möglich, unter Verwendung des in Abschnitt 5.1 berechneten, temperaturabhängigen Rißvolumens, für alle Belastungstemperaturen eine Rißweite abzuschätzen. Sie kann mit den Ergebnissen der Strukturuntersuchungen an Mörtel - speziell mit den dort bestimmten Rißweiten- verglichen werden, wodurch sich der theoretische Ansatz überprüfen läßt.

Es gilt:

$$W(T) = \frac{V_{r,T}}{S_r} \quad (28)$$

$W(T)$ = Temperaturabhängige Rißweite

$V_{r,T}$ = Temperaturabhängiges Rißvolumen aus Gleichung (20)

S_r = Gesamtoberfläche der entstehenden Risse

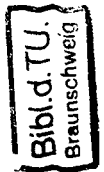
Um die Gesamtgröße der möglichen Rißflächen abzuschätzen, sind jedoch gewisse Annahmen über die räumliche Anordnung der Zuschlagkörner zueinander notwendig, die man u.a. aus einem Strukturmodell für Beton gewinnen kann.

5.3. Physikalische Betonmodelle

Strukturmodelle von Beton werden schon seit langem dazu eingesetzt, mechanische und physikalische Eigenschaften des Betons, wie E-Modul, Festigkeit, Wärmeleitfähigkeit u.a. aus den Eigenschaften der Stoffkomponenten abzuleiten. Es existieren verschiedene Arten von Strukturmodellen, so die Mehrphasenmodelle, die Verbundmodelle und die Gitterrostmodelle.

Zu den Mehrphasenmodellen gehören neben der Einsteingleichung für Zweiphasensuspensionen /46/ die serielle oder parallele Kombination der maßgebenden Komponenten, die zur Berechnung der Wärmedehnungen vorgenommen worden ist. Solche Modelle eignen sich zu E-Modulberechnungen von Beton /47,48,49/. Ein zusätzlicher Aspekt wird bei den Verbundmodellen berücksichtigt, indem neben den Eigenschaften der Komponenten der Verbundaufbau im Modell Berücksichtigung findet.

Eine dritte Gruppe von Betonmodellen, die Gitterrostmodelle, stützen sich auf eine mehr strukturorientierte Betrachtung eines Zweiphasensystems. Sie berücksichtigen bei Beton in besonderem Maße die räumliche Anordnung der steifen Zuschlagphase und sind daher für das vorliegende Problem am geeignetsten.



Einige Gitterrostmodelle idealisieren die Betonstruktur in der Form, daß sie den Zuschlägen kugelförmige Gestalt zuordnen. Sie werden in räumlich periodischer Folge angeordnet, wodurch sich eine Analogie zu den Kristallstrukturen der Festkörper ergibt, die zusammenfassend als Bravais-Gitter bezeichnet werden /50,51/. Von verschiedenen Autoren wurden dem Beton dabei unterschiedliche Raumstrukturen zugeordnet. So ordnete Reinius /52/ die Zuschlagkörner in kubisch raumzentrierter Form an (bcc). Anson /53/ verwendete einen regulären Oktaeder. Aber auch einfach kubische (sc) oder kubisch flächenzentrierte (fcc) Modelle werden

diskutiert.

Eine zusammenfassende Darstellung der Gitterrostmodelle gibt Kupfer /54/. Er untersuchte sie unter dem Gesichtspunkt der aus ihnen ableitbaren Querdehnzahl. Eine allgemeine Auflistung verschiedener Strukturmodelle ist bei Eibl und Iványi /55/ zu finden.

Die Beschreibung des Betons durch unterschiedliche und teilweise sogar gegensätzliche Strukturmodelle erklärt sich aus der real regellosen, statistischen Verteilung der Zuschlagkörner, die eine gewisse Willkür in der Wahl der idealisierenden räumlichen Anordnung zuläßt. Die Brauchbarkeit einer zunächst ad hoc angenommenen Struktureinteilung erweist sich erst dadurch, daß theoretisch anhand dieses Modells errechnete Werte mit den im Versuch ermittelten Werten in Einklang stehen.

Im Gegensatz dazu kann in kristallinen Festkörpern die räumliche Struktur der Moleküle oder Atome auf gleichmäßige, zwischen ihnen bestehende Bindungskräfte zurückgeführt werden. Sie bewirken aufgrund des Prinzips der Energieminimierung die regelmäßige Anordnung der Moleküle oder Atome in einer bestimmten Kristallstruktur. Allerdings ist die Stärke und Richtung der Bindungen von der jeweiligen chemischen Natur der Moleküle oder Atome abhängig und variiert stark. Atome, die nur schwach gerichtete Bindungen zueinander aufweisen, kristallisieren oft in kubischen Kristallstrukturen. Hier wird die Struktur mehr von einem Volumeneffekt bestimmt. Kubische Kristallstrukturen werden häufig bei Metallen gefunden, da die metallische Bindung schwach und kaum gerichtet ist /50/.

Für Beton, in dem keine gerichteten Bindungen zwischen den Zuschlägen vorliegen, sondern nur ein vorgegebenes Verhältnis von Zuschlagvolumen zu Matrixvolumen besteht, erscheint daher die Beschreibung durch ein kubisches Strukturmodell am geeignetesten. Die Entscheidung, welche der drei mögli-

chen kubischen Strukturen, einfach kubisch (sc), kubisch raumzentriert (bcc) oder kubisch flächenzentriert (fcc) einen bestimmten Beton dabei am günstigsten beschreibt, ergibt sich aus dem Mischungsaufbau. Dabei wird das Verhältnis des Zuschlagvolumens zum Gesamtvolumen in Analogie zur sogenannten Packungsdichte der Kristallographie gesetzt, die den Grad der Raumerfüllung von Molekülen eines Kristallgitters angibt. Die Packungsdichten p berechnen sich aus dem Verhältnis des Volumens der Atome/Moleküle zum Gesamtvolumen einer Einheitszelle. Sie betragen für die oben aufgeführten kubischen Strukturen /51/:

$$\text{sc} : p = \frac{\pi}{6} = 0,52$$

$$\text{bcc} : p = \frac{\sqrt{3}\pi}{8} = 0,68$$

$$\text{fcc} : p = \frac{\sqrt{2}\pi}{6} = 0,74$$

Die zur Packungsdichte inverse Größe ist die sogenannte Hohlraumziffer e , die in Kugelpackungen als Verhältnis des Hohlraums zum Gesamtvolumen definiert ist. Es gilt:

$$p + e = 1 \quad (29)$$

Kezdi /56/ gibt einen Zusammenhang an, der den Orientierungswinkel δ zwischen gleichförmigen Kugeln, die ein Parallelepipeden formen, mit der Hohlraumziffer e verknüpft:

$$e = 1 - \pi \{ 6(1 - \cos \delta) \sqrt{1 + 2 \cos \delta} \}^{-1} \quad (30)$$

e = Hohlraumziffer

δ = Neigungswinkel der Achsen des Parallelepipeds

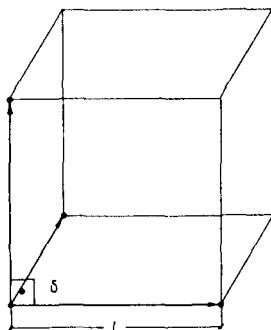
In den kubischen Kristallsystemen entspricht dieser Orientierungswinkel dem Neigungswinkel der Achsen, die die kleinste, reduzierte Elementarzelle aufspannen.

Die reduzierte oder auch primitive Elementarzelle ist dabei so definiert, daß sie nur ein Element (Molekül oder Atom) pro Zelle aufweist /50/.

In den folgenden Abbildungen 34a)–34c) sind die drei kubischen Gitter dargestellt. Die reduzierten bzw. primitiven Elementarzellen, die die kürzesten Achsen aufweisen, sind eingezeichnet (l: Kantenlänge der kubischen Elementarzelle; c: Kantenlänge der reduzierten Elementarzelle; δ : Neigungswinkel der Achsen in der reduzierten Elementarzelle):

Einfach kubisch (sc):

Die reduzierte Elementarzelle entspricht dem Würfel. Der Neigungswinkel zwischen den Achsen beträgt 90° .



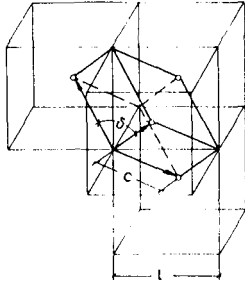
$$\delta = 90^\circ$$
$$c = l$$

Abbildung 34a): Einfach kubisches Gitter

Kubisch raumzentriert (bcc):

Die reduzierte Elementarzelle mit den kürzesten Achsen wird konstruiert, indem die Verbindungslinien

entsprechend dem kleinsten Punktabstand gewählt werden. Im kubisch raumzentrierten Gitter sind das die Raumdiagonalen.



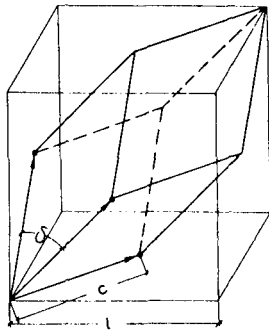
$$\delta = 109,47^\circ$$

$$c = \frac{\sqrt{3}}{2} l$$

Abbildung 34b): Kubisch raumzentriertes Gitter mit primitiver Elementarzelle

Kubisch flächenzentriert (fcc):

Die Achsen der kleinsten reduzierten Elementarzelle verlaufen in Richtung der Flächendiagonalen und verbinden die Eckpunkte mit den Flächenpunkten:



$$\delta = 60^\circ$$

$$c = \frac{\sqrt{2}}{2} l$$

Abbildung 34c): Kubisch flächenzentriertes Gitter mit primitiver Elementarzelle

Setzt man die Neigungswinkel der Achsen in Gleichung (30) ein, so erhält man gerade die den Packungsdichten der Kri-

stalle entsprechenden Hohlraumziffern (sc: 0,48; bcc: 0,32; fcc: 0,26; vgl. auch Gleichung (29)).

Unter Zugrundelegen des Mischungsaufbaus, läßt sich für verschiedene Betone eine günstigste Struktur finden. Für Normalbeton mit einem Zementgehalt von ca. 350 kg/m^3 und einem W/Z-Wert von 0,5 beträgt der Volumenanteil der hydratisierten Zementsteinmatrix am Gesamtvolumen etwa 26%; bei einem Beton mit einem Zementgehalt von ca. 450 kg/m^3 und einem W/Z-Wert von 0,5 liegt er bei etwa 34%. Setzt man das Matrixvolumen in Analogie zur Hohlraumziffer, so erkennt man, daß die kubisch raumzentrierte und kubisch flächenzentrierte Anordnung der Zuschläge geeignete Strukturmodelle für diese Betone darstellen.

Bei Zementgehalten zwischen diesen Werten würde sich demnach eine Mischstruktur zwischen diesen beiden elementaren Strukturen ergeben. Sie kann jedoch nach Übergang zur reduzierten Elementarzelle durch den Neigungswinkel δ zwischen den Achsen exakt charakterisiert werden. Dieser kann unter Verwendung von Gleichung (30) aus dem Zementsteinanteil berechnet werden.

Die Oberflächen der reduzierten Elementarzellen bilden in den Strukturen die am dichtesten mit Zuschlägen besetzten Flächen. Aus einer Analogiebetrachtung zu den Gleitflächen in der Kristallographie kann man ableiten, daß sie den Reißflächen des Bereichs II entsprechen. Sie können im folgenden abgeschätzt werden.

5.4. Abschätzung der Rißflächen anhand kubischer Strukturmodelle

Bei der idealisierten Annäherung der Betonstruktur durch eine bestimmte, periodische Gitteranordnung der Zuschläge wurden die verschiedenen Größen der Zuschläge noch nicht berücksichtigt. In jeder Betonstruktur werden die Gitterpunkte mit unterschiedlich großen Zuschlägen besetzt sein, wie es am Beispiel des kubisch flächenzentrierten Gittertyps für vier verschieden große Zuschlagarten in der folgenden Skizze idealisiert dargestellt ist.

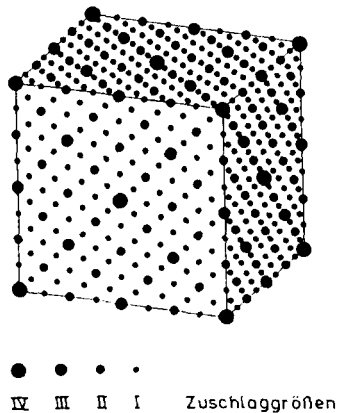


Abbildung 35: Betonstruktur mit unterschiedlichen Zuschlaggrößen

Diese Verschachtelung der Zuschläge verschiedener Größe ineinander, in der jeder Zuschlagfraktion die gleiche Struktur zugeordnet wird, beinhaltet eine "künstliche Sieblinie", die sich aus der Koordinationszahl der Körner in der jeweiligen Struktur und dem Volumen der Körner einer bestimmten Korngruppe bestimmen läßt. Sie ist in Abbildung 36 zusammen mit den Grenzsieblinien nach DIN 1045 dargestellt. Man erkennt, daß die "künstliche Sieblinie" im noch brauch-

baren Bereich liegt, jedoch in der Regel nicht mit den üblicherweise vorhandenen Sieblinien übereinstimmen wird. Die Strukturordnung gibt somit die Sieblinie eines bestimmten Betons zwar annähernd, aber nicht exakt wieder.

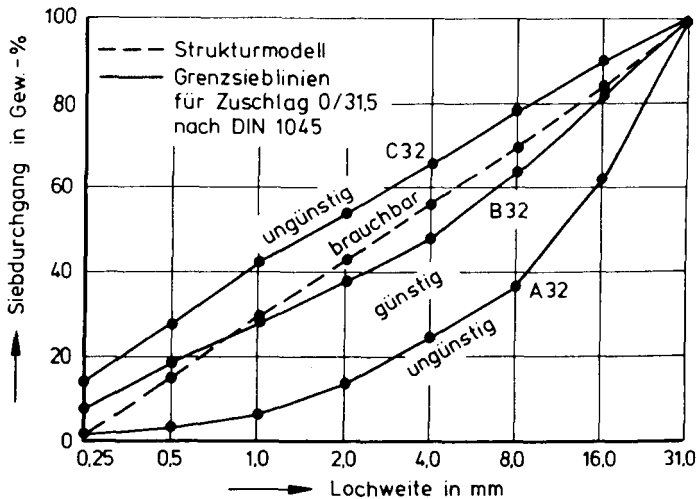


Abbildung 36: Sieblinie nach dem Strukturmodell im Vergleich mit den Grenzsieblinien nach DIN 1045

Folgt man nun dieser Aufteilung der Betonstruktur, so erkennt man, daß die Zuschläge einer bestimmten Größe, die jeweils eine Überstruktur desselben Gittertyps bilden, sich wegen des großen Matrixvolumens gegenseitig nicht berühren. Durch Bestimmen einer geeigneten Struktur, und unter Zugrundelegen des Sieblinienaufbaus, läßt sich für jede Kornfraktion ein Abstand der Körner errechnen, wobei die Geometrie der "reduzierten Elementarzelle" für alle Kornfraktionen gleich ist. Dafür muß zunächst aus dem Volumenanteil der Zementsteinmatrix eine Struktur bestimmt werden, danach müssen aus dem Sieblinienaufbau die Verhältnisse von Zu-

schlag- zu Matrixvolumen ausgerechnet werden:

Tabelle 16: Sieblinie und zugeordnete Bezeichnungen

Bereich	I	II	III	IV	i	n
Lochweite in mm	0-0,25 *)	0,25-0,5	0,5-1	1-2	i	n
Zuschlag- volumen	V_I	V_{II}	V_{III}	V_{IV}	V_i	V_n
mittlerer Kornradius	R_I	R_{II}	R_{III}	R_{IV}	R_i	R_n
Anzahl der Körner	A_I	A_{II}	A_{III}	A_{IV}	A_i	A_n

*) R_{min} wurde gleich 0,005 mm gesetzt

i = i-te Zuschlagkornfraktion

A_i = Anzahl der Körner der Fraktion i in einem Einheitsvolumen

R_i = mittlerer Radius der Körner der Fraktion i

V_i = Gesamtvolumen der Körner der Fraktion i im Einheitsvolumen

V_{Mi} = Volumen der zugeordneten Matrix

$$R_i = \sqrt{R_{max} \cdot R_{min}} \quad \text{nach /57/} \quad (31)$$

R_{max} = Größter Radius der Körner einer Fraktion

R_{min} = Kleinster Radius der Körner einer Fraktion

Aus dem Gesamtvolumen der Zuschläge einer Korngruppe, das mit der Sieblinie gegeben ist, läßt sich die Anzahl der Körner dieser Gruppe in einem gegebenen Einheitsvolumen abschätzen. Dazu wird die Form des Zuschlags zu einer Kugel idealisiert, so daß gilt:

$$A_i = \frac{V_i}{\frac{4}{3} \pi R_i^3} \quad (32)$$

Den Körnern der i -ten Zuschlagfraktion wird die Summe der Volumina aller kleineren Körner; Fraktionen $j = 0 \dots i-1$, und der Zementsteinmatrix als Matrix zugeordnet (vgl. Abschnitt 5.3):

$$V_{Mi} = \sum_{j=0}^{i-1} V_j \quad ; \quad V_o = V_z \quad (33)$$

Aus der Anzahl A_i der Zuschlagkörner und dem Gesamtvolumen der zugeordneten Matrix V_{Mi} kann der Teil des Matrixvolumens berechnet werden, der einem Zuschlagkorn zugerechnet werden muß.

$$V_{Mi}^E = \frac{V_{Mi}}{A_i} = \frac{\sum_{j=0}^{i-1} V_j}{A_i} \quad (34)$$

Das Zuschlagkorn und sein zugehöriger Matrixanteil bilden dann eine primitive Betonelementarzelle der jeweiligen Zuschlagfraktion mit dem Volumen V_i^{EZ} :

$$V_i^{EZ} = V_{Mi}^E + \frac{4}{3} \pi R_i^3 \quad (35)$$

Einsetzen von (32) und (34) in (35) ergibt:

$$V_i^{EZ} = \frac{4}{3} \pi R_i^3 \left(\frac{\sum_{j=0}^{i-1} V_j}{V_i} + 1 \right) \quad (36)$$

In den kubischen Gitteranordnungen hat die primitive Elementarzelle die Form eines Parallelepipeds, dessen begrenzende Flächen Rhomben mit gleicher Kantenlänge sind,

die um den gleichen Winkel geneigt sind. Für das Volumen eines solchen Parallelepipeds gilt /58/:

$$V_{PE} = c^3 \cdot \sin \delta \cdot \sqrt{1 - \frac{\cos^2 \delta}{\cos^2 \frac{\delta}{2}}} \approx c^3 \cdot \sin^3 \delta \quad (37)$$

für $60^\circ < \delta < 150^\circ$

c : Kantenlänge

δ : Neigungswinkel der Achsen zueinander

Durch Gleichsetzen von V_i^{EZ} und V_{PE} (Gleichungen (36) und (37)) gewinnt man eine Beziehung, die angibt, in welchen Abständen die ungefähr gleich großen Körner einer Kornfraktion i vorliegen. Dabei sind die Gitterplätze in den Unterstrukturen teilweise mit größeren Teilchen besetzt. Jedoch ist die Anzahl der größeren Körner um mehr als eine Zehnerpotenz kleiner, so daß sie vernachlässigt werden kann.

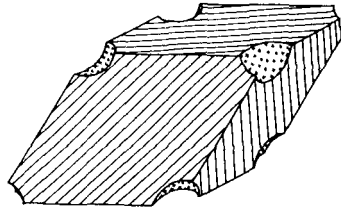
$$c_i = \sqrt[3]{\frac{V_i^{EZ}}{\sin^3 \delta}} \quad (38)$$

$$c_i = \sqrt[3]{\frac{4 \pi R_j^3}{3 \sin^3 \delta} \left(\frac{\sum_{j=0}^{i-1} V_j}{V_i} + 1 \right)} \quad (39)$$

Der Winkel δ entspricht dem Orientierungswinkel aus Gleichung (30) und kann daher aus dem Zementgehalt und dem W/Z-Wert des Betons bestimmt werden.

Die Oberflächen des Parallelepipeds sind am dichtesten mit Zuschlägen besetzt und entsprechen den Reißflächen des Bereichs II (vgl. Abschnitt 5.2). Die Kontaktflächen, die die Zuschlagkörner mit der Matrix bilden, entsprechen den Reiß-

flächen der Bereiche I und III. In der folgenden Abbildung sind die beiden qualitativ unterschiedlichen Flächen in ein Parallelepiped eingezeichnet:





- a)  Rißflächen im Bereich II (-150°C-850°C)
- b)  Rißflächen im Bereich I und III (20°C --150°C)
(850°C - 20°C)

Abbildung 37: Rißflächen in einer Betonelementarzelle

Sie können mit Hilfe der abgeleiteten Beziehungen abgeschätzt werden:

a) Flächen zwischen den Körnern:

Für die Seitenfläche eines Rhombus gilt /58/:

$$F = c^2 \cdot \sin \delta \quad (40)$$

Eine Seitenfläche des Körpers aus Abbildung 36 entspricht der Rautenfläche, vermindert um eine Kreisfläche mit dem Radius R_1 .

$$S_{ai}^* = 6 (c_i^2 \cdot \sin \delta - R_i^2) \quad (41)$$

b) Kontaktflächen zu den Körnern:

Sie entsprechen den Kugeloberflächen.

$$S_{bi}^* = 4 \pi R_i^2 \quad (42)$$

Die Gesamtflächen in einem Einheitsvolumen ergeben sich durch Multiplikation mit der Anzahl der Körner A_i .

Einsetzen von (32) und (39) in (41) und (42) ergibt:

$$S_{ai} = 6 A_i (c_i^2 \cdot \sin \delta - \pi R_i^2) \quad (43)$$

$$S_{bi} = 4 \cdot A_i \cdot \pi \cdot R_i^2 \quad (44)$$

$$S_{ai} = \frac{9 V_i}{2 \pi R_i} \left\{ \frac{1}{\sin \delta} \left[\frac{4}{3} \pi \left(1 + \frac{\sum_{j=0}^{i-1} V_j}{V_i} \right) \right]^{\frac{2}{3}} - \pi \right\} \quad (45)$$

$$S_{bi} = 3 \frac{V_i}{R_i} \quad (46)$$

5.5. Abschätzung der Rißweiten

In Abschnitt 5.1. wurde aus den thermischen Ausdehnungen für jede Korngrößenfraktion ein Rißvolumen in Abhängigkeit von der Temperatur berechnet. Dividiert man diese Rißvolumina, die bestimmten Bereichen zugeordnet sind, durch die entsprechenden Flächen aus Gleichung (45) und (46), so kann eine temperaturabhängige Rißweitenverteilung bestimmt werden. Es ergeben sich, unter Vernachlässigung des Bereich I, die folgenden beiden Beziehungen:

a) Bereich II (Aufheizung oberhalb ca. 150°C)

$$W_i^{Auf}(T) = \frac{V_{ri}^{Auf}(T)}{\frac{1}{2} S_{ai}} \quad (47)$$

(Der Faktor 1/2 ist notwendig, da ein Matrixriß -Flächen S_{ai} von zwei Oberflächen begrenzt wird)

b) Bereich III (Abkühlung von der Höchsttemperatur aus)

$$W_i^{Ab}(T) = \frac{V_{ri}^{Ab}(T)}{S_{bi}} \quad (48)$$

Der Faktor $\sin \delta$, der die Variation innerhalb der kubischen Strukturen angibt, kann für den Winkelbereich $120^\circ > \delta > 60^\circ$ gleich 1 gesetzt werden. Dadurch ergeben sich näherungsweise für alle kubischen Strukturen die folgenden Gleichungen:

Bereich II :

$$W_i^{Auf}(T) = \frac{4 [\epsilon_{Mi,v}(T) - a_i \epsilon_{g,v}(T) - b_i \cdot \epsilon_{Mi-1,v}(T)] \cdot V_b \cdot 10^{-3}}{9 \frac{V_i}{\pi R_i} \left\{ \left[\frac{4}{3} \pi \left(1 + \frac{\sum_{j=0}^{i-1} V_j}{V_i} \right) \right]^{\frac{2}{3}} - \pi \right\}} \quad (49)$$

Bereich III :

$$W_i^{Ab}(T) = \left[\frac{\epsilon_{Mi,v}^{Restd.}(T) - \epsilon_{Mi,v}(T) - a_i [\epsilon_{g,v}^{Restd.}(T) - \epsilon_{g,v}(T)]}{3 \frac{V_i}{R_i}} - \frac{b_i [\epsilon_{Mi-1,v}^{Restd.}(T) - \epsilon_{Mi-1,v}(T)]}{3 \frac{V_i}{R_i}} \right] V \cdot 10^{-3} \quad (50)$$

$W_i^{Auf}(T)$ = Rißweite bei Aufheizung für die Kornfraktion i

$W_i^{Ab}(T)$ = Rißweite bei Abkühlung für die Kornfraktion i

$\epsilon_{Mi,v}(T)$ = thermische Dehnung der Matrixmörtel

$\epsilon_{g,v}(T)$ = thermische Dehnung des Zuschlags

$\epsilon_{Mi,v}^{Restd.}(T)$ = Restdehnung der Matrixmörtel

$\epsilon_{g,v}^{Restd.}(T)$ = Restdehnung des Zuschlags

$V_{i,j}$ = Volumen der jeweiligen Zuschlagfraktion

V_b = Beton- bzw. Mörtelvolumen

a_i = jeweiliger Volumenanteil des Zuschlags

b_i = jeweiliger Volumenanteil der Matrix

R_i = Radius der jeweiligen Zuschlagfraktion

Für die gleichen Mörtelproben, an denen Strukturuntersuchungen vorgenommen wurden (vgl. Abschnitt 4.1.), wurden die Rißweiten in Abhängigkeit von der Temperatur berechnet. Dazu wurden die linearen Wärmeausdehnungskoeffizienten, die in Abschnitt 4.2. dargestellt sind, sowie die Werte der Sieblinie in die Gleichungen (49) und (50) eingesetzt. Vereinfachend wurde Isotropie der Wärmeausdehnung der Zuschläge und Matrixteilchen vorausgesetzt, so daß

$$\epsilon_v \approx \epsilon_x + \epsilon_y + \epsilon_z = 3 \epsilon_x \quad \text{nach /59/} \quad (51)$$

gesetzt werden kann. Einsetzen dieser Werte und der Werte des Mischungsaufbaus (Sieblinie, Zementgehalt etc.) in die Gleichungen (49) und (50) ergibt die Rißweite für den Aufheiz- bzw. Abkühlzweig. Die Ergebnisse sind in Tabelle 17 dargestellt; zusätzlich sind die für den Aufheizzweig berechneten Rißweiten in Abbildung 38 in Abhängigkeit von der Temperatur aufgetragen.

Die berechneten Rißweiten können mit den experimentell bestimmten "häufigsten Rißweiten" des Mörtels und der Matrixmörtel verglichen werden (vgl. Abb. 21). Die berechneten und die gemessenen Rißweiten zeigen ähnliche Temperaturabhängigkeiten. Die berechneten Rißweiten bilden jedoch ein Band, das insgesamt oberhalb der gemessenen Rißweiten verläuft. Eine Ursache für die Abweichungen kann darin zu suchen sein, daß die aus dem Modellansatz abgeleitete Sieblinie (vgl. Abb. 39) nicht exakt die tatsächliche Sieblinie des Mörtels wiedergibt. Dadurch wird die Bestimmung der Rißflächen und somit die der Rißweiten ebenfalls nicht ganz exakt. Die Abweichung der Sieblinien voneinander ist im Bereich großer Zuschläge am größten. Dies deckt sich mit dem Ergebnis, daß die Unterschiede zwischen den berechneten und den gemessenen Rißweiten ebenfalls bei der größten Kornfraktion am größten sind.

Tabelle 17: Zusammenstellung der berechneten Ribvolumina und Ribweiten für Aufheizung und Abkühlung

Temperatur	200	250	300	350	400	450	500	550	600	650	700	750	800	°C
Aufheizung														
$\epsilon(Q1)$	2,1	2,9	3,9	4,9	6,0	7,2	8,6	10,5	14,5	14,7	14,8	14,8	14,8	%
$\epsilon(M3)$	1,2	1,7	2,3	2,9	3,6	4,4	5,2	6,3	9,5	10,2	10,1	10,1	10,1	%
$\epsilon(M3II)$	1,1	1,4	1,8	2,2	2,7	3,2	3,9	5,1	7,4	7,6	7,6	7,7	7,7	%
$\epsilon(M3III)$	0,8	1,1	1,4	1,6	1,7	1,8	2,0	2,4	4,8	5,3	5,3	5,2	4,9	%
$\epsilon(M3IV)$	0,3	0,2	0,2	0,1	0	-0,3	-0,4	-0,5	0,6	1,1	1,0	0,6	0,2	%
$\epsilon(M3V)$	-0,8	-1,4	-2,0	-2,6	-3,4	-4,1	-5,3	-6,4	-6,8	-7,2	-7,7	-8,5	-8,7	%
$\epsilon(Z2)$	-2,1	-3,7	-5,3	-7,2	-8,8	-10,5	-13,1	-16,0	-17,9	-18,7	-19,7	-20,3	-20,4	%
$V_{rI,T}^{Auf}$	0,18	0,72	1,25	1,78	2,30	3,12	3,34	2,95	5,45	6,95	6,64	6,35	6,35	dm ³ /m ³
$W_{rI,T}$	0,52	2,1	3,6	5,2	6,7	9,0	9,7	8,6	15,8	20,1	19,2	18,4	18,4	µm
$V_{rII,T}^{Auf}$	0,41	0,24	0,31	0,71	1,39	2,17	3,32	4,98	4,14	3,38	3,34	4,00	4,60	dm ³ /m ³
$W_{rII,T}$	0,56	0,32	0,41	0,96	1,9	2,9	4,4	6,7	5,5	4,5	4,5	5,4	6,2	µm
$V_{rIII,T}^{Auf}$	0,18	0,50	0,64	0,52	0,36	0,38	0,03	0,10	1,49	1,69	1,82	2,19	2,31	dm ³ /m ³
$W_{rIII,T}$	0,15	0,43	0,55	0,44	0,31	0,32	/	/	1,3	1,4	1,6	1,9	2,0	µm
$V_{rIV,T}^{Auf}$	0,29	0,50	0,73	0,71	0,92	0,56	1,12	1,25	1,51	2,86	3,26	3,55	3,05	dm ³ /m ³
$W_{rIV,T}$	0,19	0,34	0,49	0,47	0,61	0,37	0,74	0,83	1,0	1,9	2,2	2,4	2,0	µm
$V_{rV,T}^{Auf}$	0,88	1,73	2,54	3,68	4,20	4,94	6,00	7,43	8,24	8,57	9,01	8,63	8,47	dm ³ /m ³
$W_{rV,T}$	0,09	0,18	0,27	0,39	0,45	0,52	0,64	0,79	0,87	0,91	0,96	0,91	0,90	µm
Abkühlung														
$\epsilon(Q1)$	0				0				0,5				0,5	%
$\epsilon(M3)$	-0,9				-1,4				-0,3				-0,3	%
$\epsilon(M3II)$	-0,8				-2,1				-1,8				-1,8	%
$\epsilon(M3III)$	-1,4				-2,8				-3,8				-3,8	%
$\epsilon(M3IV)$	-2,1				-4,6				-6,8				-8,4	%
$\epsilon(M3V)$	-3,1				-7,5				-12,1				-17,0	%
$\epsilon(Z2)$	-6,8				-15,9				-23,9				-29,1	%
$V_{rI,T}^{Ab}$	-0,72				-0,46				-1,52				-2,12	dm ³ /m ³
$W_{rI,T}$	/				/				/				/	µm
$V_{rII,T}^{Ab}$	0,83				-0,35				-0,01				-0,37	dm ³ /m ³
$W_{rII,T}$	(1,6)				/				/				/	µm
$V_{rIII,T}^{Ab}$	0,22				1,18				1,54				3,52	dm ³ /m ³
$W_{rIII,T}$	0,12				0,65				0,84				1,9	µm
$V_{rIV,T}^{Ab}$	-0,08				0,43				0,60				2,70	dm ³ /m ³
$W_{rIV,T}$	/				0,13				0,18				0,83	µm
$V_{rV,T}^{Ab}$	1,62				3,48				2,49				1,39	dm ³ /m ³
$W_{rV,T}$	0,42				0,52				0,37				0,21	µm

/ = nicht bestimmbar, da Ribvolumen negativ

I = Mörtel M3

II = Matrixmörtel M3 II

III = Matrixmörtel M3 III

IV = Matrixmörtel M3 IV

V = Matrixmörtel M3 V

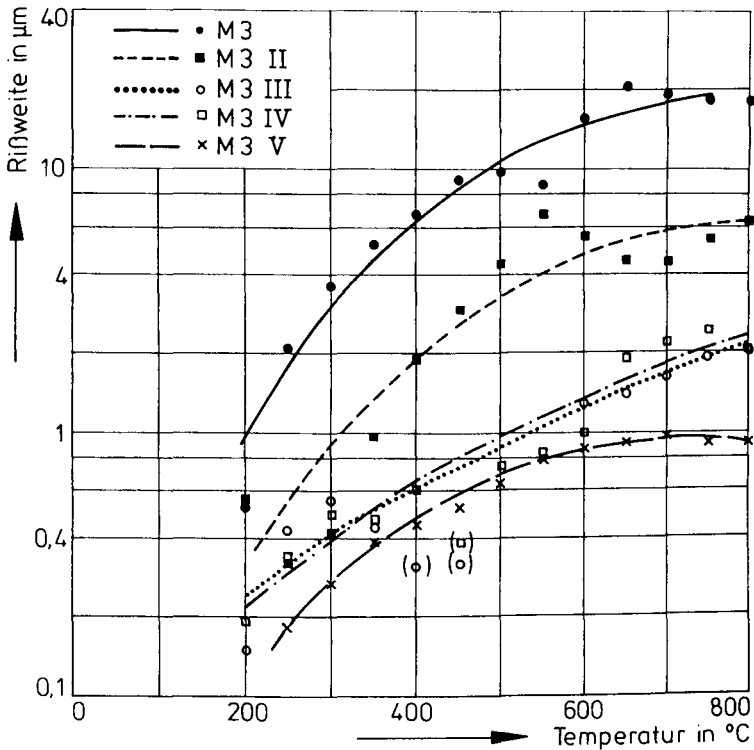


Abbildung 38: Für den Aufheizweig berechnete Rißweiten in Mörtel und Matrixmörtel in Abhängigkeit von der Temperatur

Eine weitere Ursache für die Unterschiede kann jedoch auch darin begründet sein, daß die Strukturuntersuchungen nicht bei Versuchstemperatur durchgeführt werden konnten, sondern nur an wiedererkalteten Proben. Die gemessenen Rißweiten repräsentieren daher sowohl Risse, die im Verlauf der Aufheizung, als auch Risse, die im Verlauf der Abkühlung entstanden sind.

Es ist möglich, daß sich beim Abkühlen der Proben ein Teil

der vorher entstandenen Risse wieder schließt bzw. sich Rißweiten wieder verkleinern, weil noch Bindungen zwischen den Zuschlägen und der Matrix bestehen. Zusammen mit einem Verzahnungseffekt in den real nicht glatten Rißflächen wird dadurch die Kontraktion des Verbundkörpers bei Abkühlung erst ermöglicht. Diese Vermutung wird besonders dadurch gestützt, daß die für größere Zuschlagfraktionen aus dem Abkühlzweig berechneten Rißvolumina negativ werden (vgl. Tabelle 17).

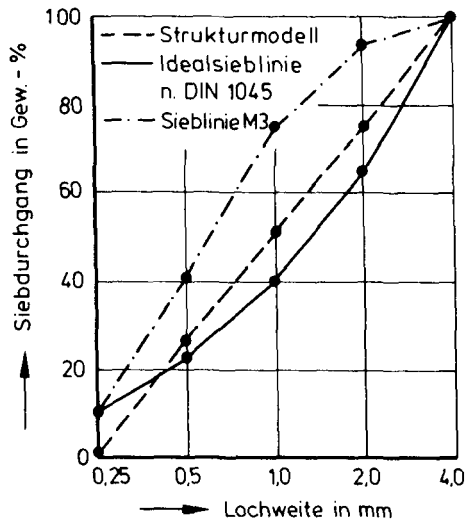


Abbildung 39: Sieblinie des Mörtels M3 im Vergleich zu der "künstlichen Sieblinie" des Strukturmodells

Dies kann nämlich nur so interpretiert werden, daß bei Aufheizung entstandener Hohlraum beim Abkühlen wieder verschlossen wird.

Die Berechnungen (vgl. Abb. 38) zeigen in Übereinstimmung mit den Ergebnissen der Strukturuntersuchungen an Matrixmörteln (vgl. Abbn. 17-20) auch deutlich, daß durch das Vorhandensein verschiedener Zuschlaggrößen unterschiedliche Rißweiten bei ein und derselben Temperatur auftreten. Zu-

nehmende Korngrößen führen zu größeren Rißweiten. Die Strukturuntersuchungen an Beton mit 16 mm Größtkorn zeigen das gleiche Ergebnis (vgl. Abb. 23).

Berücksichtigt man die starken Vereinfachungen bei der idealisierten Annäherung des Mörtels durch das entwickelte Strukturmodell, so zeigt der Vergleich der Berechnungen mit den Versuchsergebnissen, daß die Rißenstehung und das räumliche Rißmuster hinreichend genau mit dem einfachen Strukturmodell beschrieben werden. Das Modell erlaubt sogar die Rißweiten in Abhängigkeit von der Temperatur in realistischer Größenordnung abzuschätzen.

6. Auswirkungen der Ribbildung und Matrixentfestigung auf die mechanischen Eigenschaften von Beton bei hohen Temperaturen

Die strukturanalytischen Untersuchungen an Beton und Zementstein haben ergeben, daß der Verbundwerkstoff Beton seine Festigkeits- und Verformungseigenschaften bei Temperaturerhöhung ändert, weil eine Gefügeschädigung durch Ribbildung auftritt, die durch die unterschiedlichen Wärmedehnungen der Komponenten verursacht wird, und weil in der Zementsteinkomponente Dehydratationsreaktionen einsetzen. Im Verlauf der Aufheizung bilden sich in der Matrix Ribflächen zwischen den Zuschlägen, die längs der am dichtesten mit Zuschlägen besetzten Linien verlaufen. Es entstehen so zwischen den Zuschlägen vergleichbarer Größe Matrixteile, die von den Nachbarpartikeln durch Ribflächen getrennt sind, jedoch noch eine haftende Verbindung zu den Zuschlägen besitzen. Dieses besondere Ribmuster, das sich so ausbildet, daß die Zuschläge an den Matrixteilen haften bleiben, führt dazu, daß die Festigkeit eines temperaturbeanspruchten Normalbetons wie bei Raumtemperatur auch wesentlich von der Festigkeit der Matrix bestimmt wird.

Mit steigender Temperatur nehmen Ribvolumen und die Ribweiten zwischen den Matrixteilen zu. Dies beeinflußt in geringem Maß auch die Kontaktflächen der Matrixteile zu den Zuschlägen und verursacht den leichten Festigkeitsabfall im Temperaturbereich bis etwa 450°C. Als Ursache für die ab ca. 450°C steil abfallende Betonfestigkeit ist jedoch der Festigkeitsverlust des Zementsteins durch die Dehydratationsreaktionen anzusehen. Diese Annahme wird durch Untersuchungen an Normalbeton gestützt, der mit einem anderen, portlanditfreien Bindemittel (sog. F-Zement) hergestellt wurde. Entsprechende Betonproben zeigten bei gleichartigen Ribverteilungen wie portlandzementgebundene Betone deutlich geringere Festigkeitsverluste bei hohen Temperaturen. Insbesondere fehlte bei ihnen der steile Festigkeitsabfall im Bereich von 450°C, in dem bei den portlandzementgebundenen

Betonen das Portlandit zersetzt wird /60/.

Die Risse im temperaturbeanspruchten Normalbeton beeinflussen jedoch die Verformbarkeit durch eine mechanische Last in stärkerem Maß als die Festigkeit. Das Verschließen der Risse im Verlauf einer Belastung äußert sich in Hystereseerscheinungen, nichtlinearen Spannungs-Dehnungslinien und bleibenden Verformungen bei Druckversuchen an temperaturbelasteten Betonproben sowie im starken Abfall des E-Moduls mit der Temperatur.

Zur Beschreibung der Festigkeits- und Verformungseigenschaften von Beton in Abhängigkeit von der Temperatur wurde von Weiß /61/ ein rheologisches Modell entwickelt. In diesem Modell wird der Beton durch ein Haufwerk angenähert. Die mechanischen Kennwerte werden aus der verbleibenden Restfestigkeit des Haufwerks abgeleitet, die i.w. auf der Haftreibung zwischen den Haufwerkselementen beruht. Bei der Anwendung des Modells konnten die notwendigen Eingangsparameter aufgrund fehlender experimenteller Daten bisher nur abgeschätzt werden.

Das in dieser Arbeit entwickelte Strukturmodell liefert Informationen über die Anordnung der Haufwerkselemente zueinander, über die Beschaffenheit ihrer Kontaktflächen, über den Neigungswinkel zur anliegenden Belastung und über die Rißweiten, die die Abstände zwischen den Elementen bestimmen. D.h., unter Zugrundelegung des Strukturmodells erhält man aus bestimmten Messungen alle notwendigen Eingangsdaten für die Berechnungen mit dem Haufwerksmodell. Vor der Durchführung einer haufwerkstheoretischen Berechnung unter Ausnutzung der neuen Erkenntnisse müßte jedoch der grundlegende Aufbau des Haufwerksmodells völlig neu überarbeitet werden. Dies würde den Rahmen der vorliegenden Arbeit übersteigen. Im folgenden werden daher anhand willkürlich herausgegriffener Beispiele die haufwerkstheoretisch bedingten Materialeigenschaften unter Zugrundelegung der neuen Erkenntnisse qualitativ diskutiert.

6.1. Spannungs-Dehnungsverhalten bei einaxialer Belastung und hohen Temperaturen

Auf der Basis des haufwerkstheoretischen Modells lassen sich Spannungs-Dehnungsbeziehungen berechnen /61/. Die Festigkeit wird dabei i.w. von den Haftfestigkeiten der Haufwerkselemente festgelegt. Die häufigste Rißweite in Beton bestimmt den häufigsten Abstand der Haufwerkselemente zueinander und beeinflußt dadurch in entscheidendem Maß die Haftreibung zwischen ihnen. Die Haftfestigkeit der Haufwerkselemente wird somit durch die Rißweite und die in den Kontaktflächen wirkenden Anziehungskräfte festgelegt.

Nach der Theorie der van der Waals-Kräfte sind die Kräfte in Kontaktflächen bei Abständen von mehr als $0,1 \mu\text{m}$ der vierten Potenz des Abstandes umgekehrt proportional /61/. Durch die Zunahme der Rißweite mit der Beanspruchungstemperatur wird die Haftfestigkeit zwischen den Betonhaufwerkselementen daher gleich um ein Vielfaches gemindert.

Da keine experimentellen Kenntnisse über die Rißweiten in thermisch geschädigtem Beton vorlagen, verwendete Weiß /61/ in seinen Berechnungen für einen auf 650°C aufgeheizten Beton eine geschätzte bezogene Anziehungskraft von 10^{-8} kp/cm^2 , die einem Abstand der Haftflächen von etwa $0,5 \mu\text{m}$ entspricht. Bei der Anwendung des haufwerkstheoretischen Ansatzes auch auf den bei Raumtemperatur noch ungeschädigten Beton setzte er dagegen für die Anziehungskräfte zwischen den "Rißflächen" die Haftfestigkeit von Zuschlag und Zementstein ein. Zwischen diesen beiden extremen Werten interpolierte er eine Kurve für die temperaturabhängige Haftfestigkeit der Rißflächen so, daß sich eine gute Übereinstimmung der Festigkeiten bei den Zwischentemperaturen (450°C ; 550°C) mit experimentellen Werten ergab. Die entsprechenden Werte sind in der Tabelle 18 dargestellt.

Mit den in der vorliegenden Arbeit ermittelten Rißweiten (Normalbeton NB 3 vgl. Abb. 23) und unter Verwendung der

Zementsteindruckfestigkeiten nach /6/, lassen sich die Haftfestigkeiten der Rißflächen in Abhängigkeit von der Temperatur exakt bestimmen. Sie wurden mit den gleichen Parameterwerten für den Haftreibungskoeffizienten und den Neigungswinkel der Flächen, wie sie Weiß /61/ verwendete, berechnet und auch in Tabelle 18 aufgetragen.

Tabelle 18: Rißweite und zugeordnete Haftkraft zwischen Betonhaufwerkselementen

Temperatur	Rißweite	Kraft	Kraft nach Weiß /61/
°C	µm	kp/cm ²	kp/cm ²
250	0,8	$3,2 \cdot 10^{-12}$	$1,0 \cdot 10^{-2}$
350	1,4	$1,6 \cdot 10^{-13}$	$5,6 \cdot 10^{-3}$
450	1,9	$6,1 \cdot 10^{-15}$	$1,8 \cdot 10^{-3}$
550	4,0	$1,5 \cdot 10^{-15}$	$1,8 \cdot 10^{-4}$
650	5,2	$4,6 \cdot 10^{-15}$	$1,0 \cdot 10^{-8}$
750	5,8	$2,0 \cdot 10^{-16}$	$2,4 \cdot 10^{-9}$

Man erkennt, daß die Werte sich um mehrere Zehnerpotenzen unterscheiden. Die Ursache liegt in der von Weiß /61/ mit 0,5 µm deutlich zu niedrig angesetzten Rißweite in stark thermisch geschädigtem Beton. Da die Spannungs-Dehnungslinien mit der von Weiß angegebenen Kurve jedoch gut angenähert werden können, ergibt sich, daß die Wahl anderer Parameter in der haufwerkstheoretischen Berechnung dies kompensiert haben muß. Eventuell wird aber auch die Druck-

festigkeit von Beton bei hohen Temperaturen nicht nur durch die van-der-Waals-Kräfte in den Ribflächen bestimmt, sondern auch von der Matrixfestigkeit bzw. der Haftfestigkeit von Zuschlag und Zementstein. Dies deckt sich mit dem Ergebnis der Analyse der Ribentstehung, nach der sich das Ribmuster so ausprägt, daß nach der Aufheizung noch haftende Verbindungen zwischen den Matrixteilen und den Zuschlägen bestehen und eine Verzahnung der Zuschläge und Matrixteilchen vorliegt. Berücksichtigt man aber einen "Verzahnungskoeffizienten" in dem Haufwerksmodell, so wirkt sich eine zu große Ribweite nicht in dem gleichen Maße aus. Zusätzlich ist zu beachten, daß durch mechanische Belastungen Ribflächen einander angenähert werden und sich ihre Haftkräfte erhöhen können.

Durch Zusammenfassen der Erkenntnisse aus dem Strukturmodell und dem Haufwerksmodell ergibt sich daher das folgende Bild für die Festigkeit und Verformung von thermisch geschädigtem Beton:

Durch die Form des sich ausprägenden räumlichen Ribmusters bildet ein temperaturbelasteter Betonkörper ein Haufwerk, in dem die Haufwerkselemente -Zuschläge und Matrixteilchen teilweise miteinander verzahnt sind (vgl. Abb. 33). Bei mechanischen Beanspruchungen werden die Kräfte hauptsächlich über die Kontaktflächen der miteinander verzahnten Haufwerkselemente, die den Kontaktflächen S_{bi} zwischen Matrix und Zuschlag entsprechen, übertragen. Die Ribflächen S_{ai} beeinflussen die Festigkeit zunächst nur wenig. Erst wenn im Verlauf der mechanischen Beanspruchung Haftverbindungen S_{bi} zerstört werden, wird der Betonkörper zu einem unverzahnten Haufwerk, in dem auch die Flächen S_{ai} durch ihre Haftkräfte wirksam werden.

Bis etwa 450°C ist die Haftfestigkeit in den Flächen S_{bi} bedeutend höher als die Haftfestigkeit in den Ribflächen S_{ai} . Dadurch wird die Festigkeit des Betons in diesem Temperaturbereich von der Haftfestigkeit zwischen Zuschlag

und Matrix bestimmt.

Oberhalb 450°C verliert der Zementstein durch Dehydratationen stark an Festigkeit ($\text{CaOH}_2 \rightarrow \text{CaO}$; $\text{CSH} \rightarrow \beta\text{-C}_2\text{S}$) und die Haftverbindung zwischen Matrix und Zuschlägen wird stark verringert. Dadurch setzen starke Festigkeitsverluste des Betons ein. Gleichzeitig wird die Festigkeit von der Haftfestigkeit in den Flächen S_{ai} mehr und mehr mitbestimmt, weil die Haftfestigkeiten in den Flächen S_{ai} und S_{bi} sich immer mehr annähern.

Die Festigkeit von temperaturbelastetem Normalbeton beruht demnach auf beiden Kräften, zunächst auf der Haftfestigkeit der Kontaktflächen S_{bi} , später, im Verlauf einer mechanischen Belastung, erfolgt eine teilweise Aktivierung der Flächen S_{ai} . Bei geringen Temperaturbeanspruchungen ist die Haftfestigkeit in den Flächen S_{bi} dominierend; bei höheren Temperaturen sinkt diese Festigkeit ab, und die Haftfestigkeit in den Flächen S_{ai} wird zunehmend wirksam.

Für die im Verlauf einer mechanischen Belastung auftretenden Verformungen ergibt sich eine andere Abhängigkeit von der Rißentstehung. Die Verformungen nehmen bei niedrig temperaturbelastetem Beton schon deutlich zu. In dem Haufwerksansatz von Weiß /61/ werden die Verformungen ermittelt, indem die sich theoretisch ergebende Bruchdehnung an experimentell ermittelte Bruchdehnungen angepaßt wird. Daher ergibt sich keine direkte Beziehung zwischen den Rißbreiten und den berechneten Verformungen, so daß anhand des haufwerkstheoretischen Modells keine Rückschlüsse auf die Beeinflussung der Verformung durch die Rißbildung möglich sind.

Der Einfluß der thermisch bedingten Rißweiten auf die Verformbarkeit ist jedoch phänomenologisch aus Spannungs-Dehnungskurven von wiederholt belasteten Proben erkennbar. Weber et al. /62/ führten derartige Versuche durch, um den

Elastizitätsmodul von Basaltbeton zu bestimmen, der versiegelt und unversiegelt auf Temperaturen von maximal 300°C aufgeheizt worden war. Im Verlauf der Versuche wurden die Betonkörper unbelastet auf eine bestimmte Temperatur aufgeheizt, nach dem Wiederabkühlen elf mal mit 30% der zu erwartenden Bruchkraft und anschließend bis zum Bruch belastet.

Bei den unversiegelt aufgeheizten Proben zeigte sich nach dem ersten Entlasten eine deutliche irreversible Verformung, die mit der Beanspruchungstemperatur anstieg; bei den weiteren Belastungszyklen blieben die Verformungen im wesentlichen elastisch (vgl. Abb. 40). Die Kurvenform des ersten Belastungszweiges wich von denen der sich anschließenden Be- und Entlastungszweige in signifikanter Weise ab: Während die erste Belastungskurve nahezu linear verlief, zeigten die anderen eine mit der Beanspruchungstemperatur zunehmende konkave Krümmung. Dieses Verhalten kann wie folgt erklärt werden:

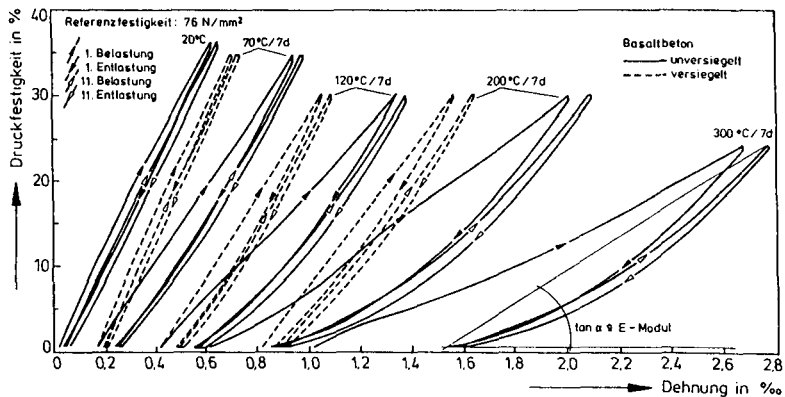


Abbildung 40: Spannungs-Dehnungslinien wiederholt belasteter Betonproben, die bei unterschiedlichen Temperaturen gelagert worden waren

Im Verlauf der ersten Belastung können schon Haftverbindungen in den Kontaktflächen S_{bi} brechen, wodurch korrespondierende Rißflächen S_{ai} aufeinandergedrückt und somit kraftschlüssig werden. Das Brechen der Haftverbindungen S_{bi} mit dem Verschließen von Rissen verursacht die irreversible Verformung. Das anschließende nichtlinearelastische Verhalten bei wiederholter Belastung, das sich in der konkaven Form der Spannungs-Dehnungslinie äußert, beruht darauf, daß die kraftschlüssig gewordenen Flächen S_{ai} real uneben sind. Bei kleinen Belastungen besteht in ihnen nur ein Kontakt über wenige Punkte und erst bei steigender Belastung entsteht Kontakt über größere Flächen (vgl. Abb. 41).

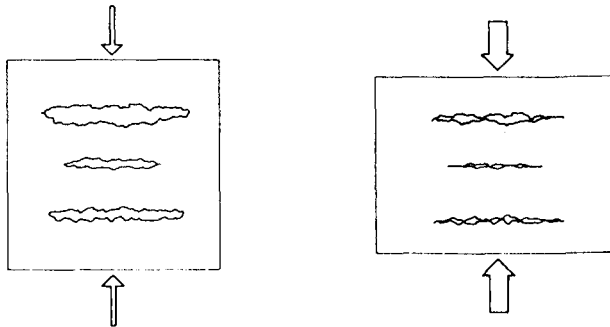


Abbildung 41: Annäherung von realen Rißflächen bei mechanischen Belastungen unterschiedlicher Höhe

Wenn die mechanische Belastung über die Höhe der Vorlast gesteigert wird, geht die konkave Kurve wieder in die ursprüngliche des ersten Belastungszweiges über, da erst bei einer Lasterhöhung, nach weiteren Haftbrückenbrüchen, erneut Rißflächen geschlossen werden können (vgl. Abb. 42).

Bei zunehmender Belastungstemperatur nehmen die konkave Krümmung und die irreversible Verformung nach dem ersten Belastungszweig zu. Dies wird durch die Zunahme der Rißweite mit der Temperatur verursacht: Bei größeren Rißweiten

wird ein größerer Verformungsweg notwendig, um die Rißflächen S_{ai} einander anzunähern.

Die versiegelten Proben weisen gravierende Unterschiede zu den unversiegelten Proben auf. Die beiden für die Risse charakteristischen Phänomene – die irreversible Verformung nach dem ersten Belastungszyklus und die konkave Krümmung der folgenden Be- und Entlastungskurven – sind bei den versiegelten bei allen Temperaturen deutlich kleiner als bei den unversiegelten Proben (vgl. Abbn. 40 und 42). Dies wird dadurch verursacht, daß bei versiegelter Temperierung das Schwinden des Zementsteins verhindert wird, indem die dafür notwendige Wasserabgabe unterbunden wird. Die Differenzen in den Wärmedehnzahlen von Zuschlag und Zementstein bleiben dadurch erheblich kleiner, und es entstehen bedeutend kleinere Risse bzw. Rißweiten als im Fall der unversiegelten Aufheizung.

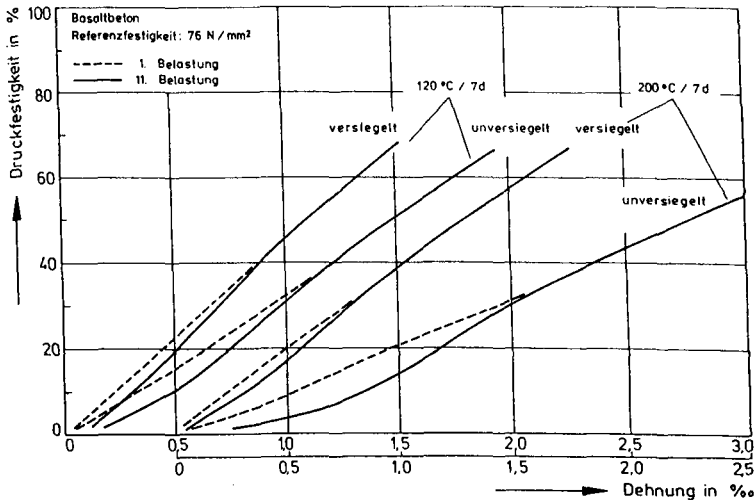


Abbildung 42: Spannungs-Dehnungslinien von Betonproben, die bei unterschiedlichen Temperaturen gelagert worden waren.

6.2. Druckfestigkeit bei zweiachialer Belastung und hohen Temperaturen

Aufgrund umfangreicher Untersuchungen ist bekannt, daß eine mehraxiale Druckbeanspruchung bei Beton zu Festigkeitserhöhungen führt. Im zweiachialen Fall kann sie, abhängig von der Höhe der Last in der zweiten Achse und der Betonart, das 1,25 bis 1,55-fache der einaxialen Prismendruckfestigkeit erreichen (z.B. /54/).

Untersuchungen zum zweiachialen Verhalten von Beton im Hochtemperaturbereich wurden von Ehm durchgeführt /39/. Sie ergaben, daß die Festigkeitssteigerungen bei hohen Temperaturen größer ausfallen und das Festigkeitsmaximum sich zu höheren Spannungsverhältnissen verschiebt als bei Raumtemperatur. Abbildung 41 zeigt exemplarisch einige Ergebnisse dieser Versuche. Es sind die Festigkeiten eines quarzitisches Normalbetons in Abhängigkeit vom Spannungsverhältnis und der Temperatur dargestellt.

Das Verhalten von Beton bei zweiachialer Beanspruchung konnte aus dem haufwerkstheoretischen Modell abgeleitet werden /61/. Der wesentliche Unterschied zwischen zwei- und einaxialem Verhalten wird darin so erklärt, daß sich bei zweiachialer Belastung die beiden senkrecht aufeinander stehenden Kräfte vektoriell zu einer resultierenden Kraft zusammensetzen, zu der die Kontaktflächen der Haufwerkselemente einen anderen Neigungswinkel besitzen als bei einaxialer Belastung. Daraus ergibt sich, daß der zweiachiale Spannungszustand zu einer Aufspaltung des häufigsten Neigungswinkels in vier verschiedene Neigungswinkel führt. Sie sind, mit unterschiedlichen Wahrscheinlichkeiten multipliziert, zu einem neuen wahrscheinlichsten Neigungswinkel aufzusummieren. Dieser neue wahrscheinlichste Neigungswinkel ist vom Verhältnis der Kräfte in den beiden Achsen zueinander abhängig. Die Durchführung einer haufwerkstheoretischen Berechnung mit diesem vom Kräfteverhältnis abhängigen Neigungswinkel ergibt eine vom Kräfteverhältnis abhän-

gige Festigkeit des Probekörpers, die bei einem bestimmten Wert ein Maximum aufweist.

Weiß /61/ ermittelte auf dieser Basis die zweiachiale Druckfestigkeit eines quarzitischen Normalbetons bei Raumtemperatur für verschiedene Spannungsverhältnisse. Die Ergebnisse sind in Abbildung 43 aufgetragen. Die errechneten Festigkeitserhöhungen liegen jedoch niedriger als die im Ex-

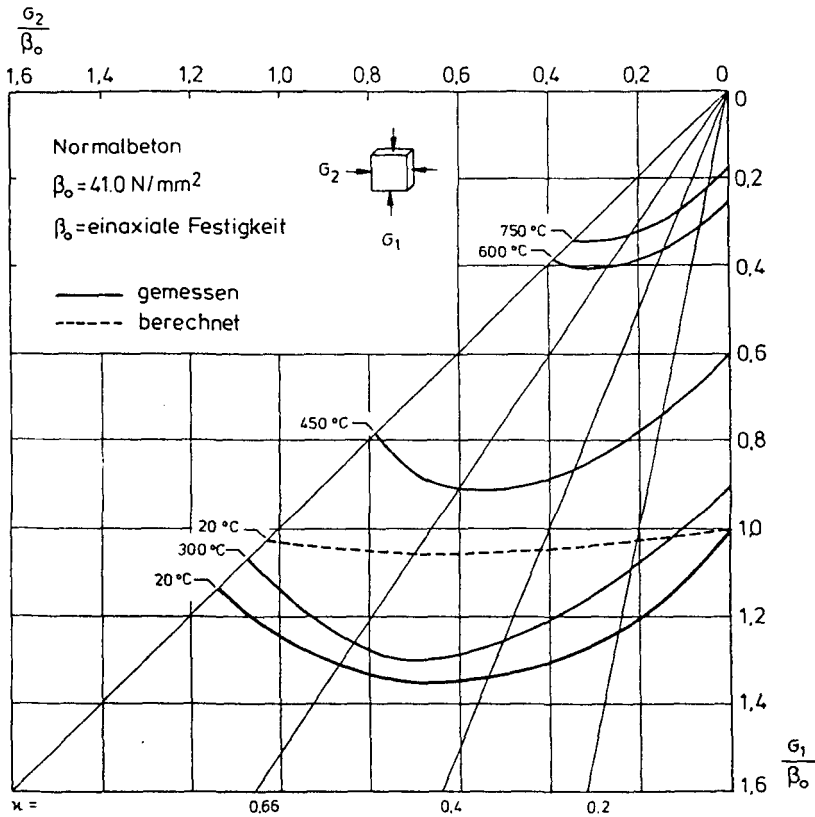


Abbildung 43: Druckfestigkeit von Normalbeton unter zweiachialer Beanspruchung /39,61/

periment beobachteten Werte. Weiß /61/ vermutete daher einen weiteren festigkeitssteigernden Effekt darin, daß der zweiachiale Spannungszustand die Abstände der Haufwerkselemente verringert und größere Kräfte zwischen ihnen wirksam werden läßt. Ein solcher Effekt wurde im einaxialen Fall bereits anhand des Strukturmodells beschrieben: Wenn durch eine mechanische Belastung Haftverbindungen der Flächen S_{bi} gelöst werden, können die Abstände zwischen korrespondierenden Flächen S_{ai} verringert werden. Somit vergrößert die Belastung die Haftkräfte in den Flächen S_{ai} . Dieser Effekt ist jedoch abhängig vom wahrscheinlichsten Neigungswinkel, da nur die Komponente der anliegenden Kraft, die senkrecht zu den Kontaktflächen liegt, dazu beitragen kann. Es ergibt sich demnach auch hier eine Abhängigkeit vom vorliegenden Spannungsverhältnis.

Das Festigkeitsmaximum ist durch das Spannungsverhältnis charakterisiert, an dem der statistisch errechnete, vom Kräfteverhältnis abhängige wahrscheinlichste Neigungswinkel zur resultierenden Kraft den größten Wert annimmt. Dann wird die Kraftkomponente in Richtung der Kontaktflächen minimal. Da gleichzeitig die senkrecht zu ihr liegende Komponente maximal wird, folgt, daß der zusätzliche Effekt -Erhöhung der Anziehungskräfte in den Kontaktflächen durch Verringern ihres Abstandes- beim gleichen Spannungsverhältnis am größten wird. Beide festigkeitssteigernden Effekte werden somit beim gleichen Spannungsverhältnis maximal.

Auch die starke Zunahme der Festigkeitssteigerungen im zweiachialen Spannungszustand bei temperaturbelasteten Proben läßt sich bei Kombination des haufwerkstheoretischen Modells mit dem Strukturmodell erklären. Der festigkeits-erhöhende Effekt -Annäherung der Kontaktflächen durch die anliegenden Kräfte mit Aktivierung größerer van der Waals Kräfte- ist bei den größeren Rißweiten und geringerer Festigkeit in den Flächen S_{bi} erheblich wirksamer. Es müssen jedoch größere Stauchungen der Probe damit verbunden sein. Messungen der Volumenverformungen von temperaturbe-

lasteten Normalbetonproben bei zweiaxialer Belastung bestätigen diese Aussage /39/.

Die bei höheren Temperaturen zu beobachtende Verschiebung des Maximums der Bruchgrenzkurve zu höheren Spannungsverhältnissen kann durch eine Änderung des häufigsten Neigungswinkels erklärt werden, die mit der Verlagerung der tragenden Verbindungen von den Flächen S_{bi} auf S_{ai} verbunden sein muß. Während bei Raumtemperatur die Kontaktflächen zu den Zuschlägen (S_{bi}) die mechanische Last übertragen, übernehmen bei erhöhten Temperaturen zunehmend die Rißflächen zwischen den Matrixteilchen (S_{ai}) diese Funktion (vgl. Abschnitt 6.1). Da die Flächen S_{bi} einen anderen Neigungswinkel zur Belastung haben als die Flächen S_{ai} , ergibt sich dadurch eine Veränderung des häufigsten Neigungswinkels, der einen statistischen Mittelwert zwischen den beiden Werten annimmt. Es ergibt sich ein anderer wahrscheinlicher Neigungswinkel, der eine Verschiebung des Maximums zu anderen Spannungsverhältnissen bewirkt.

6.3. Elastizitätsmodul von mechanisch belastet aufgeheizten Probekörpern

Eine mechanische Belastung während der Aufheizung beeinflusst den Elastizitätsmodul temperaturbelasteter Proben in erheblichem Maß. Weiß /61/ und Schneider /63/ zeigten bereits, daß unter Belastungen aufgeheizte Normalbetonproben einen deutlich höheren E-Modul aufweisen als unbelastet aufgeheizte. Ein Anstieg der Festigkeit war dagegen nicht in gleichem Umfang zu beobachten. Systematisch wurde die Beeinflussung des E-Moduls durch unterschiedlich hohe Belastungen während der Temperatureinwirkung in /8/ untersucht. In Abbildung 44 sind aus diesen Untersuchungen ermittelte E-Moduln temperaturbelasteter Normalbetonproben in Abhängigkeit von der Vorbelastung dargestellt.

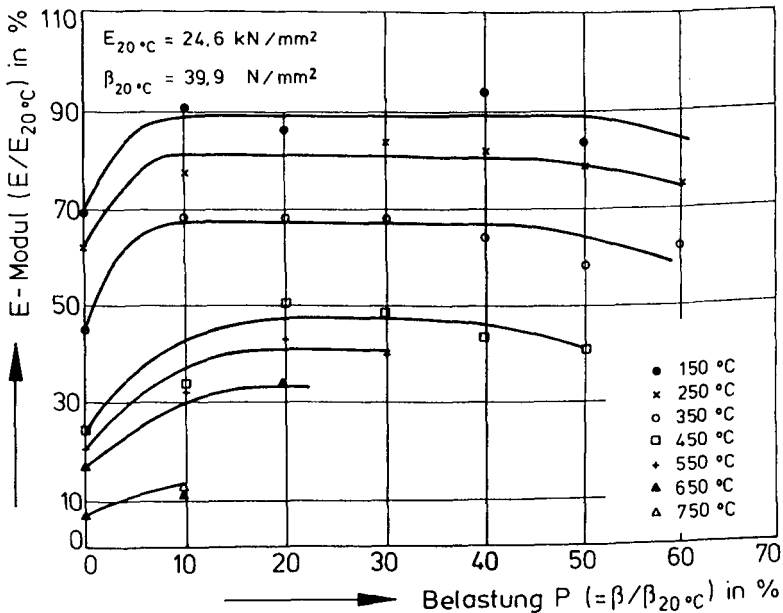


Abbildung 44: Elastizitätsmodul von Normalbeton in Abhängigkeit von der Belastung bei der Aufheizung

In allen Kurven ist ein deutliches Ansteigen des E-Moduls schon durch kleine Belastungen von etwa 10% der Referenzfestigkeit erkennbar. Ab einer bestimmten Belastungshöhe steigen die E-Moduln nicht weiter an und verlaufen nahezu unverändert oder sinken leicht ab.

Der Anstieg des E-Moduls mit steigender Belastungshöhe während der Aufheizung -bei gleichzeitig weniger veränderter Festigkeit /7/- kann durch die Phänomene, die im Verlauf der belasteten Aufheizung auftreten, erklärt werden. Sie können auf der Basis des Strukturmodells wie folgt beschrieben werden:

Eine äußere mechanische Belastung während einer Temperaturbeanspruchung überlagert sich mit den durch die thermische Unverträglichkeit der Komponenten entstehenden, lokalen Spannungen in einem Probekörper so, daß andere räumliche Verteilungen der Risse auftreten als bei unbelasteter Aufheizung. Vereinfachend läßt sich sagen, daß der Anteil der Risse verringert wird, bei denen die Rißflächen orthogonale Komponenten zur Belastungsrichtung besitzen. Diese Risse werden im weiteren als Risse "in Richtung der Belastung" bezeichnet.

Ehm /39/ stellte fest, daß die Volumenverformungen während der Aufheizung unter einaxialer Belastung unabhängig von der Höhe der Belastung sind. Sie unterscheiden sich nur wenig von den Volumenverformungen unbelastet aufgeheizter Proben. Daher muß angenommen werden, daß das Rißvolumen, das ohne äußere Belastung in Raumrichtung der Belastung entstehen würde, durch Spannungsumlagerungen auf die anderen Raumrichtungen verteilt wird. Dadurch werden die Rißweiten dort vergrößert. Dieser Vorgang konnte durch Strukturuntersuchungen auch tatsächlich nachgewiesen werden /39/.

Das Entstehen andersartiger Rißmuster bewirkt die empfindliche Veränderung des E-Moduls temperaturbelasteter Proben

bei Aufheizung unter Belastung. Der E-Modul verändert sich jedoch nur solange mit der Höhe der Belastung, bis diese Belastung ausreicht, die Rißenstehung in Lastrichtung vollständig zu verhindern. Den systematischen Untersuchungen von /8/ (vgl. Abb. 44) ist zu entnehmen, daß der E-Modul ab einer Last von 10-20% der Referenzfestigkeit konstant bleibt. Das bedeutet, daß diese Belastung die Ribbildung in Belastungsrichtung gerade verhindern kann.

Die beschriebenen Phänomene können auch aus den Verformungen abgeleitet werden, die ein belastet aufgeheizter Probekörper zeigt. Die temperaturabhängige Verformung, die ein Probekörper theoretisch zeigen müßte, wenn die Ribbildung in Lastrichtung durch eine außen anliegende Belastung gerade kompensiert wird, kann aus Gleichung (20) ermittelt werden. Dazu muß Gleichung (20) in die Komponenten der drei Raumrichtungen aufgespalten und in dem der Belastungsrichtung x zuzuordnenden Teil der Term $v_{r,T,x}$ gleich Null gesetzt werden. Aus den anteiliegen thermischen Dehnungen der Komponenten kann dann die Verformung des Betonkörpers ausgerechnet werden.

Diese Berechnung wurde für den Normalbeton NB 3 unter der Annahme, daß rein quarzitischer Zuschlag vorliegt, durchgeführt. Die Ergebnisse sind in der Abbildung 45 dargestellt, in der auch experimentell ermittelte Gesamtverformungen von unter Last aufgeheizten Normalbetonproben ähnlicher Zusammensetzung eingetragen sind /63/. Man erkennt, daß bis etwa 450°C die berechnete Verformungskurve zwischen den Verformungskurven der mit 15 und 30% der Referenzfestigkeit belasteten Proben liegt. Daraus kann gefolgert werden, daß eine Belastung von ca. 20% der Referenzfestigkeit bei diesem Normalbeton die Ribbildung in Lastrichtung gerade verhindert. Die Verformungen des Betons entsprechen dann gerade der Summe der anteilmäßigen Komponentendehnungen. Mit steigender Temperatur nähert sich die berechnete Kurve zunehmend der Verformungskurve der höher belasteten Probe. Es ist demnach bei höherer Temperatur eine größere

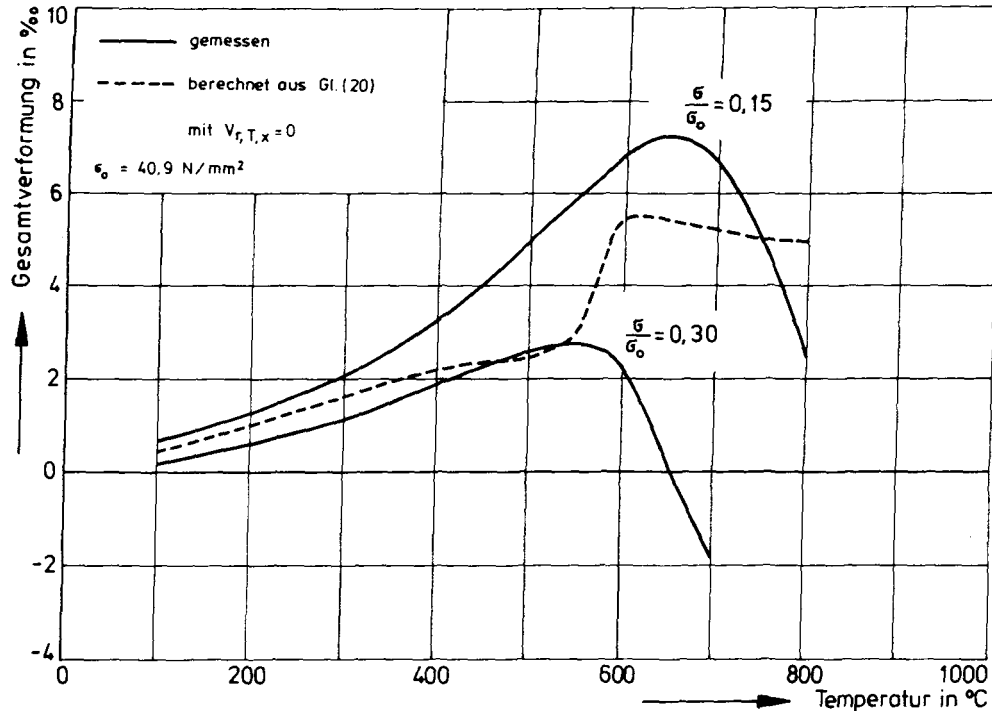


Abbildung 45: Gesamtverformungen belastet aufgeheizter Normalbetonproben in Abhängigkeit von der Temperatur

Belastung notwendig, um die Rißbildung zu unterdrücken.

Ab ca. 550°C verkürzen sich die belastet aufgeheizten Proben stärker als es die berechnete Kurve zeigt. Es ist anzunehmen, daß diese starken Verformungen durch den Abbau der festigkeitstragenden Verbindungen in der Matrix verursacht werden. Die anliegende Belastung kann nicht mehr aufgenommen werden, verursacht zusätzliche Schädigungen des Gefüges und bewirkt das Wiederabsinken des E-Moduls (vgl. Abb. 43).

7. Zusammenfassung und offene Probleme

Für die Erforschung des Verhaltens von Beton unter Brandbeanspruchung werden neben den mechanischen Kennwerten wie Festigkeit, Elastizitätsmodul, Bruchstauchung und Kriechen auch die im Körper auftretenden physikalischen und chemischen Reaktionen studiert, um das thermische Verhalten des Baustoffs grundlegend zu verstehen.

Mit Hilfe von Modellen, die den strukturellen Aufbau des Werkstoffs idealisiert wiedergeben, wird versucht, über rein phänomenologische Zuordnungen hinaus, direkte Verknüpfungen zwischen physikalischen und chemischen Reaktionen und bestimmten Veränderungen der mechanischen Eigenschaften herzustellen.

Bisher entwickelte Modelle geben das Verhalten des Betons jedoch nur unzureichend wieder, weil meist alle mechanischen Phänomene allein aus dem Verhalten des Bindemittels abgeleitet wurden oder die Verbundeigenschaften in den Vordergrund gestellt wurden, ohne physikalische oder chemische Veränderungen in den Komponenten zu berücksichtigen.

Das Ziel der vorliegenden Arbeit war es daher, die Betonstruktur nach thermischen Belastungen zu analysieren, und, auf den Ergebnissen aufbauend, die temperaturbedingten Veränderungen der mechanischen Eigenschaften zu beschreiben.

Aus bereits vorliegenden thermoanalytischen Untersuchungen konnte abgeleitet werden, daß die Hochtemperatureigenschaften von Normalbeton zwar entscheidend vom Temperaturverhalten des Zementsteins beeinflußt werden; die im Zementstein bei Temperaturanstieg ablaufenden Reaktionen jedoch über zwei verschiedenen, einander überlagernde Mechanismen wirken: Über die direkten Festigkeitsveränderungen des Bindemittels und über die starken Schwindverformungen des Bindemittels, die durch Ribbildungen zu Auflockerungen und Zerstörungen des Verbundes führen. Über den zweiten Mechanis-

mus gehen die physikalischen Eigenschaften der Zuschläge in das Betonverhalten ein, da die Differenz der thermischen Dehnungen von Zuschlägen und Zementstein das Ausmaß der Verbundbelastung bestimmt.

Für eine grundlegende Analyse dieser Mechanismen wurden beispielhaft an einem quarzitischem Mörtel, seinen isolierten Komponenten Zuschlag und Zementstein sowie an Matrixmörteln, die den jeweiligen Füllmörteln zwischen den Zuschlägen einer bestimmten Größenfraktion entsprechen, experimentelle und theoretische Untersuchungen durchgeführt. Ergänzend wurde ein Normalbeton untersucht, um zu überprüfen, ob die mit Mörtel erzielten Ergebnisse prinzipiell auf Beton übertragbar sind.

Das experimentelle Versuchsprogramm umfaßte die Bestimmung der Festkörperstrukturen nach definierten thermischen Beanspruchungen mittels Stickstoffsorption und Quecksilberporosimetrie sowie die Bestimmung der thermischen Dehnungen in Aufheiz-Abkühlzyklen mit unterschiedlichen Höchsttemperaturen.

Die Untersuchungen an Zementstein ergaben, daß schon geringe Temperaturbeanspruchungen eine Veränderung der Zementsteinstruktur bewirken. Im Verlauf der Strukturumwandlung wird vom Zementstein parallel zum Verlust des physikalisch gebundenen Wassers, auch Zwischenschicht- und Hydratwasser schwach gebundener Phasen abgegeben. Mit dem Umwandlungsprozeß gehen keine Festigkeitseinbußen einher, sofern das freigesetzte Wasser aus der Probe entweichen kann. Die Festigkeit des Zementsteins kann jedoch übergangsweise -bis zur vollständigen Abgabe des Wassers- absinken, wenn der Ausdampfprozeß des Wassers verzögert wird, weil vermehrt Wasser in die Zwischenschichten des Zementgels eingebaut wird. Die Ursachen für das mehrfach festgestellte Festigkeitsloch von Mörtel und Beton bei Temperaturen um 150°C konnten somit theoretisch erklärt werden.

Nach Durchlaufen des Übergangsbereichs verändert sich die Struktur des Zementsteins bis etwa 450°C kaum noch. Ab 450°C setzt ein Zerfall elementarer Hydratationsprodukte ein und verursacht sukzessive einen Abfall der Zementsteinfestigkeit bis auf ca. 15% des Ausgangswertes.

Bei den Strukturuntersuchungen an Mörtel, Matrixmörtel und Beton wurde eine kontinuierlich mit der Temperatur ansteigende Strukturschädigung festgestellt. Durch Vergleich mit den entsprechenden Versuchen an Zementstein konnte sie der Ribbildung zugeordnet werden, deren Ursache die unterschiedliche Wärmedehnung der Komponenten ist. Es wurde eine "häufigste" Ribweite in den Proben ermittelt, die mit der Belastungstemperatur ansteigt. Bei einer bestimmten Temperatur sind die Ribweiten eine Funktion des Größtkorns. In Beton sind sie daher größer als im Mörtel. Liegen unterschiedliche Korngrößen vor, so ergibt sich eine Überlagerung der Ribweiten, die den einzelnen Kornfraktionen zuzuordnen sind.

Die beiden Mechanismen, die das Temperaturverhalten von Beton bestimmen, weisen unterschiedliche Temperaturabhängigkeiten auf: Die Betonkomponente Zementstein erfährt Schädigungen durch festigkeitsmindernde Reaktionen nur in eingegrenzten Temperaturbereichen, während die Verbundschädigung durch Ribbildung kontinuierlich mit der Temperatur ansteigt.

Im theoretischen Teil der Arbeit wurde eine Beziehung zwischen den Verbundschädigungen durch Ribbildung und den thermischen Ausdehnungen sowie betontechnologischen Parametern (Zementgehalt, Sieblinie etc.) abgeleitet.

Durch eine Analyse der Spannungsverteilung zwischen den Zuschlägen und der Matrix konnte die Ausbildung des räumlichen Ribmusters ermittelt werden. Die meisten Risse entstehen demnach im Verlauf der Aufheizung oberhalb 150°C als Matrixrisse zwischen den Zuschlägen. Beim Wiederabkühlen

können sich dagegen vornehmlich Haftrisse zwischen den Zuschlägen und der Matrix bilden.

Die Rißvolumina, deren Entstehen dem Vorhandensein bestimmter Kornfraktionen zuzuordnen ist, wurden für erhöhte Temperaturen und den wiederabgekühlten Zustand aus den Werten der thermischen Dehnungen und dem Mischungsaufbau der Körper berechnet.

Die Gesamtgröße der entstehenden Rißflächen wurde abgeschätzt, indem die Verteilung der Zuschläge im Mörtel mit einem kubischen Gitterrostmodell idealisiert angenähert wurde.

Aus dem temperaturabhängigen Rißvolumen und der Größe der entstehenden Rißfläche wurden Rißweiten bestimmt, die von der Temperatur und der Korngröße abhängig sind.

Ein Vergleich der berechneten Rißweiten mit den experimentell aus den Strukturuntersuchungen ermittelten häufigsten Rißweiten ergab eine gute Übereinstimmung hinsichtlich der Temperatur- und Korngrößenabhängigkeit.

Das entwickelte Strukturmodell für Beton liefert alle notwendigen Eingangsdaten für die Beschreibung der mechanischen Eigenschaften von Beton bei hohen Temperaturen mit Hilfe eines bereits vorliegenden haufwerkstheoretischen Modells.

Einige typische, thermisch bedingte Veränderungen der mechanischen Eigenschaften von Beton lassen sich qualitativ herleiten, wenn das Strukturmodell mit dem Haufwerksmodell kombiniert wird: Hystereseerscheinungen, nichtlineare Spannungs-Dehnungslinien und bleibende Verformungen bei einaxialen Druckbelastungen aufgeheizter Betonproben sowie der Abfall des Elastizitätsmoduls resultieren aus der besonderen Form des im Zuge der Aufheizung entstehenden räumlichen Rißmusters. Ebenso können die bei hohen Temperaturen auf-

tretende Verschiebung des Maximums der Bruchgrenzkurve von zwei axial belasteten Proben zu höheren Spannungsverhältnissen hin, die bei hohen Temperaturen auftretende Zunahme der Festigkeitssteigerungen im zwei axialen Spannungszustand und der Anstieg des Elastizitätsmoduls temperaturbelasteter Betonproben im Fall belasteter Aufheizung auf die Form des Rißmusters zurückgeführt werden.

Das im Rahmen dieser Arbeit entwickelte Strukturmodell stellt eine Verbindung zwischen den physikalischen Eigenschaften der Betonkomponenten, dem Mischungsaufbau des Betons und dem bei Temperaturerhöhung entstehenden Rißmuster her. Durch das Rißmuster werden die mechanischen Eigenschaften des Betons bei hohen Temperaturen maßgeblich beeinflusst.

Ein Ziel weitergehender Untersuchungen muß sein, aus diesen Erkenntnissen eine Optimierung der Betonzusammensetzung für eine günstige Rißverteilung direkt abzuleiten. Dazu ist notwendig, das neue Strukturmodell und das bereits bestehende Haufwerksmodell zu vereinigen und zu einem neuen Modell weiterzuentwickeln, um auch rechnerische Behandlungen der Probleme zu ermöglichen. Eine wesentliche Voraussetzung für die Anwendung eines derartigen Modells ist seine Überprüfung durch weitergehende experimentelle Arbeiten. Es müssen dabei Proben mit unterschiedlichen Zusammensetzungen untersucht werden, um die Eingangsdaten für die rechnerische Behandlung zu variieren. Insbesondere müssen Zuschläge mit deutlich unterschiedlichem thermischen Ausdehnungsverhalten, aber auch verschiedene Zementgehalte und Sieblinien bei der Probenherstellung verwendet werden.

Eine weitere Verbesserungsmöglichkeit des Modells könnte noch erreicht werden, indem die Anwendbarkeit auch auf den Fragenkomplex des Hochtemperaturkriechens von Beton erweitert wird, um eventuell eine Abhängigkeit der Kriechfunktion von Eigenschaften der Einzelkomponenten und dem Mischungsaufbau eines Betons aufzudecken.

8. Literaturverzeichnis

- /1/ Zementtaschenbuch Bauverlag GmbH, Wiesbaden, Berlin 1979/80.
- /2/ Rostásy, F.S.: Baustoffe. Verlag Kohlhammer, Stuttgart, Berlin, Köln, Mainz, 1983.
- /3/ Schneider, U.: Zur Kinetik festigkeitsmindernder Reaktionen in Normalbetonen bei hohen Temperaturen. Dissertation, TU Braunschweig, 1973.
- /4/ Schneider, U.; Diederichs, U.; Rosenberger, W.; Weiß, R.: Hochtemperaturverhalten von Festbeton. Arbeitsbericht B3 des Sonderforschungsbereichs 148, TU Braunschweig, 1980.
- /5/ Ziegeldorf, S.; Kleiser, K.; Hilsdorf, H.K.: Vorbestimmung und Kontrolle des thermischen Ausdehnungskoeffizienten von Beton. DAFStb, Heft 305, 1979.
- /6/ Odler, I.; Maula, S.A.: Veränderungen der Struktur und der Eigenschaften des Zementsteins infolge Einwirkung erhöhter Temperaturen. Arbeitsbericht B6 des Sonderforschungsbereichs 148, TU Braunschweig, 1983.
- /7/ Schneider, U.; Diederichs, U.; Weiß, R.: Hochtemperaturverhalten von Festbeton. Arbeitsbericht B3 des Sonderforschungsbereichs 148, TU Braunschweig, 1977.
- /8/ Schneider, U.; Diederichs, U.; Ehm, C.; Hinrichsmeyer, K.: Hochtemperaturverhalten von Festbeton. Arbeitsbericht B3 des Sonderforschungsbereichs 148, TU Braunschweig, 1983.
- /9/ Dettling, H.: Die Wärmedehnung des Zementsteins, der Gesteine und der Betone. Dissertation, TH Stuttgart, 1961.

- /10/ Kohler, G.: Untersuchungen über das thermische Verhalten von im Straßenbau verwertbaren Gesteinen. Forschungsbericht des Landes Nordrhein-Westfalen, Nr. 2187, Westdeutscher Verlag, Opladen, 1971.
- /11/ Kohlrausch, F.: Praktische Physik Band 3. Verlag Teubner 22. Auflage, 1968.
- /12/ Powers, T.C.: The physical structure and engineering properties of concrete. PCA Res. Dept. Bull. 90, 1958.
- /13/ Waubke, N.V.: Über einen physikalischen Gesichtspunkt der Festigkeitsverluste von Portlandzementbetonen bei Temperaturen bis 1000°C. Habilitation, TU Braunschweig, 1973.
- /14/ Brunauer, S.; Emmett, P.; Teller, E.: Journal Am. Chem. Soc. 60, 309, 1938.
- /15/ Gál, S.: Die Methodik der Wasserdampf-Sorptionsmessungen. Anleitungen für die Laboratoriumspraxis, Band XI, Springer Verlag, 1967.
- /16/ Thomson, W.: Phil. Mag. 42, 448, 1871.
- /17/ Halsey, G.: Journal Chem. Phys. 16, 931, 1948.
- /18/ Mikhail, R.Sh.; Robens, E.: Microstructure and Thermal Analysis of Solid Surfaces. Verlag John Wiley & Sons, New York, 1983.
- /19/ Gerthsen, Kneser, Vogel: Lehrbuch der Physik. 12. Auflage, Springer Verlag, 1974.
- /20/ Brakel, J.v.: Powder Technol. 29, pp. 1-208, 1981.

- /21/ Hinrichsmeyer, K.; Paulmann, K.; Matzeit, R.-A.; Steinert, J.; Diederichs, U.: Einsatz der Quecksilberporosimetrie zur Analyse von Ribstrukturen in Beton. Mitteilungsblatt für die amtliche Materialprüfung in Niedersachsen Nr. 24/25, 1984/85, Verlag Hahn Druckerei Hannover, 1986.
- /22/ Powers, T.C.; Brownyard, T.L.: Studies of the Physical Properties of Hardened Cement Paste. Bull. 22, Res. Lab. of the PCA, Chikago, 1948.
- /23/ Lawrence, C.D.: Hardened Cement Paste Pore Structures from Nitrogen and Butane Adsorption Isotherms. In: Haynes, J.M. & Rossi-Doria, P.; (ed.): Proceedings of RILEM/CNR Int. Symp. on Principles and Applications of Pore Structural Characterization. Milano, 27-29 April, 1983, pp. 339-363, Verlag J.W. Arrowsmith Ltd Bristol, 1985.
- /24/ Wittmann, F.H.: Grundlagen eines Modells zur Beschreibung charakteristischer Eigenschaften des Betons. DAFStb, Heft 290, Berlin, 1977.
- /25/ Baronio, G.; Costa, U.; Massazza, F.: Porosity and other properties of autoclaved cement-fly ash mortars. In: Haynes, J.M. & Rossi-Doria, P.; (ed.): Proceedings of RILEM/CNR Int. Symp. on Principles and Applications of Pore Structural Characterization. Milano, 27-29 April, 1983, pp. 383-407, Verlag J.W. Arrowsmith Ltd Bristol, 1985.
- /26/ Burgess, C.G.V. and Everett, D.H.J.: Colloid. Interf. Sci, 33, 611, 1970.
- /27/ Allan A.J.; Pearson, D.: A small angle neutron scattering study of the fine pore size distribution and gel structure in hydrating cement systems. Vortrag anlässlich der "Conference on Microstructure of Cement and

Concrete, University of Leeds, Leeds, 24-25 September 1985.

- /28/ Feldman, R.F.; Sereda, P.J.: A model for hydrated Portland cement paste as deduced from sorption length change and mechanical properties. *Materials and Structures*, 1, 509, 1968.
- /29/ Feldman, R.F.; Sereda, P.J.: A new model for hydrated Portland cement and its practical implications. *Eng. Journal* 53, 53, 1970.
- /30/ Barrett, E.P.; Joyner, L.G.; Halenda, P.P.: *Journal Amer. Chem. Soc.* 73, 373, 1951.
- /31/ Hundt, J.; Kantelberg, H.: Sorptionsuntersuchungen an Zementstein, Zementmörtel und Beton. *DAfStb*, Heft 297, 1978.
- /32/ Diederichs, U.; Hinrichsmeyer, K.; Schneider, U.: Experimentelle Untersuchung von Transportvorgängen und Porenstrukturen in Beton im Bereich der Verdampfung des Porenwassers (Phasenübergang). *Bericht des Instituts für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der TU Braunschweig*, 1984.
- /33/ Seeberger, J.; Kropp, J.; Hilsdorf, H.K.: Festigkeitsverhalten und Strukturänderungen von Beton bei Temperaturbeanspruchung bis 250°C. *DAfStb*, Heft 360, 1985.
- /34/ Rostásy, F.S.; Ehm, C.; Hinrichsmeyer, K.; Diederichs, U.: Untersuchungen zum Einfluß hoher Betriebstemperaturen auf den Korrosionsschutz in Bauwerken der Energietechnik. *Forschungsbericht des Instituts für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der TU Braunschweig*, August 1985.

- /35/ Diederichs, U.; Hinrichsmeyer, K.: Alterations of the Microstructure of PCRV-Concrete due to Thermal Exposure. Vortrag anlässlich der "Conference on Microstructure of Cement and Concrete, University of Leeds, Leeds, 24-25 September 1985.
- /36/ Sellevold, E.J.: Mercury porosimetry of hardened cement paste cured or stored at 97°C. CCR 4, 1979, pp. 399-404.
- /37/ Taylor, H.F.W.: The chemistry of cements. Academic Press, London-New York, 1964.
- /38/ Lukas, J.: Thermische Ausdehnung von Zementstein. Abteilung für Werkstoffphysik, TU München, Diplomarbeit, Juli 1971.
- /39/ Ehm, C.: Versuche zur Festigkeit und Verformung von Beton unter zweiachialer Beanspruchung und hohen Temperaturen. Dissertation, TU Braunschweig, 1986.
- /40/ Schneider, U.; Diederichs, U.; Rosenberger, W.: Basalt-Beton Eigenschaften und Verwendung. Basalt-Union GMBH Bonn, April 1981.
- /41/ Wiedemann, G.: Zum Einfluß tiefer Temperaturen auf Festigkeit und Verformung von Beton. Dissertation, TU Braunschweig, 1982.
- /42/ Dougill, J.W.: Proc. Int. Conf. Struct. Concr., Cement and Concrete Ass. (1968), pp. 499-513.
- /43/ Diederichs, U.; Schneider, U.; Terrien, M.: Formation and Propagation of Cracks and Acoustic Emission. In: Wittmann (Editor): Fracture Mechanics of Concrete, Elsevier Scientific Publishing Company, Amsterdam, 1983.

- /44/ Schneider, U.; Rosenberger, W.; Diederichs, U.: Untersuchungen der Rißkinetik in Beton durch Schallemissionsanalyse. Mitteilungsblatt für die amtliche Materialprüfung in Niedersachsen, Heft 20/21, 1980/81, S. 44-51, Bad Harzburg, 1981.
- /45/ Kordina, K.; Wydra, W.; Ehm, C.: Analysis of the Developing Damage of Concrete due to Heating and Cooling. ACI-Symposium on Evaluating of Fire, Damage of Concrete and Repair of Damage, San Francisco, März 1986.
- /46/ Brdicka, R.: Grundlagen der physikalischen Chemie. 8. Auflage, VEB Deutscher Verlag der Wissenschaften, Berlin, 1969.
- /47/ Hirsch, T.J.: Modulus of elasticity of concrete affected by elastic moduli of cement paste, matrix and aggregate. ACI-Journal, Proceedings Vol. 59, No. 3, März 1962, pp. 427-452.
- /48/ Ishai, O.: Diskussionsbeitrag-Hirsch, T.J.: Modulus of elasticity of concrete affected by elastic moduli of cement paste, matrix and aggregate. ACI-Journal, Proceedings Vol. 59, No. 9, September 1962, pp. 1365-1368.
- /49/ Dantu, P.: Etude des contraintes dans les milieux hétérogènes, application au béton. Annales de l'Institut Technique du Batiment et des Travaux Public, Vol. 11, Nr. 121, Januar 1958, pp. 55-77.
- /50/ Ziman, J.M.: Prinzipien der Festkörperphysik. Verlag Harri Deutsch, Zürich, Frankfurt, 1975.
- /51/ Ashcroft, N.; Mermin, I.: Solid state physics. Holt Rinihart and Winston, 1976.

- /52/ Reinius, E.: En teorie om betongens deformation och brott. Betong, No. 1, 1955, pp. 15-43.
- /53/ Anson, M.: An investigation into hypothetical deformation and failure mechanism for concrete. Magazin of Concrete Research, Vol. 16, No. 47, Juni 1964, pp. 73-82.
- /54/ Kupfer, H.: Das Verhalten des Betons unter mehrachsiger Kurzzeitbeanspruchung unter besonderer Berücksichtigung der zweiachsigen Beanspruchung. DAFStb, Heft 229, 1973.
- /55/ Eibl, J.; Iványi, G.: Studie zum Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbeton. DAFStb, Heft 260, 1976.
- /56/ Kezdi, A.: Diskussion zu Farouki, O.T.; Winterkorn, H.F.: Mechanical Properties of Granular Systems. Highway Research Record. No. 52, 1964, pp. 42-58.
- /57/ Wesche, K.: Baustoffe für tragende Bauteile Band 2, nichtmetallisch-anorganische Stoffe. Beton, Mauerwerk, Bauverlag GmbH, 2. Auflage, 1981.
- /58/ Bronstein, I.N.; Semendjajew, K.A.: Taschenbuch der Mathematik. Verlag Harri Deutsch Zürich, Frankfurt, 1966.
- /59/ Chmelka, F.; Melan, E.: Einführung in die Festigkeitslehre. Springer Verlag, Wien, 1960.
- /60/ Jumpanen, U.M.; Diederichs, U.; Hinrichsmeyer, K.: Material Properties of F-Concrete at High Temperatures. VTT Research Report, Technical Research Centre of Finland, Espoo, Mai 1986 (im Druck).

- /61/ Weiß, R.: Ein haufwerkstheoretisches Modell der Restfestigkeit geschädigter Betone. Dissertation, TU Braunschweig, 1978.
- /62/ Weber, A.; Becker, G.; Diederichs, U.: Effects of Long-Term Thermal Exposure on the Behaviour of HTR-Concrete. Proceedings of the 8th International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology, Brussels, 19-23 August 1985, Volume H, Paper H 5/6.
- /63/ Schneider, U.: Ein Beitrag zur Frage des Kriechens und der Relaxation von Beton unter hohen Temperaturen. Habilitation, TU Braunschweig, 1979.
- /64/ Timoshenko, S.: Strength of Materials, Part II: Advanced Theory and Problems. 3rd edition, D. van Nostrand Company, Inc., Princeton, New Jersey, New York, 1956.

9. Anhang

Computerprogramm zur numerischen Differentiation der integralen Porenradienverteilungen

Bezeichnungen:

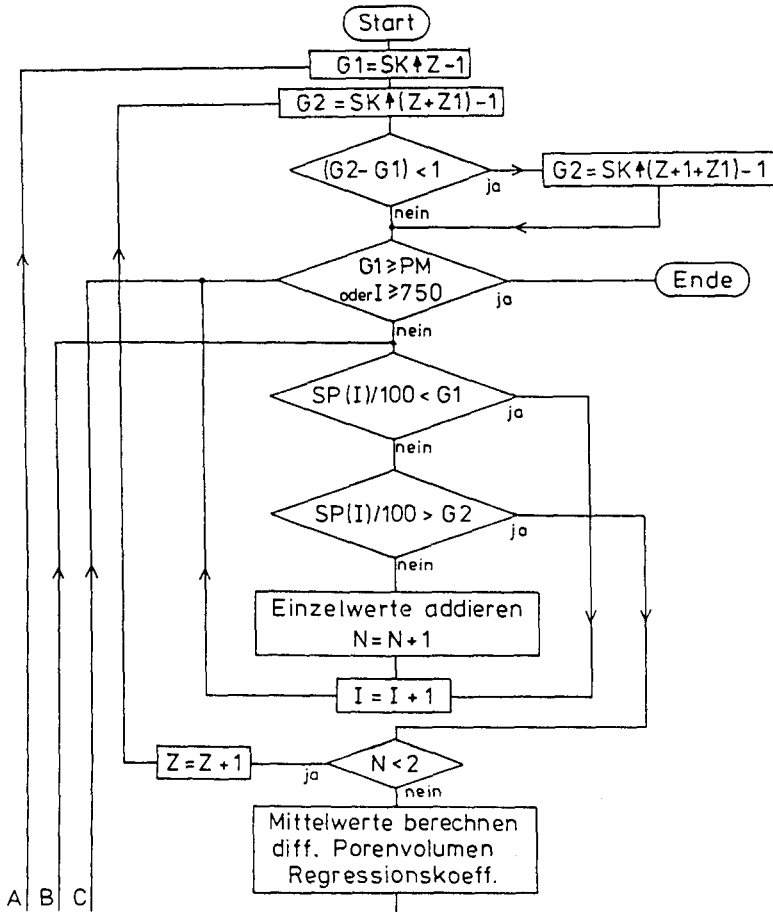
- G1 = obere Intervallgrenze
- G2 = untere Intervallgrenze
- Z, Z1 = Laufvariablen des Intervalls
- SK = Konstante
- PM = Maximaldruck
- I = Rohmeßwert des Porenvolumens
- SP(I) = Druck (Rohmeßwert des Porenradius)
- I, N, L = Laufvariablen der Meßwerte
- NI = Variable für das Halbieren eines Intervalls
- R2 = Regressionskoeffizient
- LR = Logarithmischer Porenradius
- V = spezifisches Porenvolumen
- BB = differentielles Porenvolumen

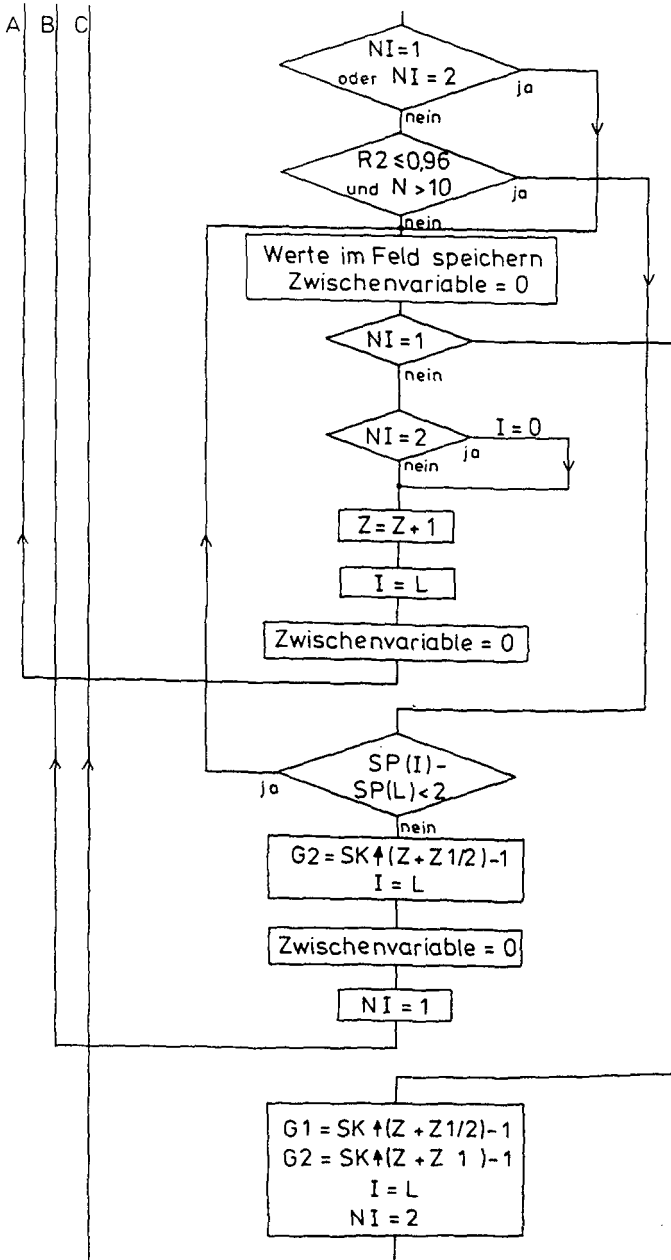
Berechnungsformeln:

$$BB = \frac{dV}{dLR} = \frac{\frac{\sum LR \cdot \sum V}{N} - \sum LR \cdot V}{\frac{(\sum LR)^2}{N} - \sum LR^2}$$

$$R2 = \frac{\left(\sum LR \cdot V - \frac{\sum LR \cdot \sum V}{N} \right)^2}{\left(\sum LR^2 - \frac{(\sum LR)^2}{N} \right) \left(\sum V^2 - \frac{(\sum V)^2}{N} \right)}$$

Flußdiagramm:





Programmausdruck:

```
40010 I=0:L=0:Z=0:Z1=2.5:SK=1.18:NI=0
40012 FORQA=1TO60:RM(QA)=0:BB(QA)=0:NEXT:QA=0
40015 X=LOG(7.5)/LOG(10):X2=(LOG(7.5)/LOG(10))↑2:Y=0:Y2=0:XY=0:N=1
40020 G1=SK↑Z-1
40030 G2=SK↑(Z+Z1)-1:IF(G2-G1)〈1THENG2=SK↑(Z+1+Z1)-1
40035 IFG1>=PMTHENRETURN
40040 IFI>=750THENRETURN
40045 D=ABS(SP(I)):IFD<.001THEN40120
40050 IFSP(I)〈G1THEN40120
40055 IFN=0THENL=I
40060 IFSP(I)〉G2THEN40200
40065 LR=LOG(ABS(7.5/(SP(I)+1)))/LOG(10)
40070 V=(I-KA*SP(I)/2000)*C1*.0001/MA
40080 X=X+LR:Y=Y+V
40090 X2=X2+LR↑2:Y2=Y2+V↑2
40100 XY=XY+LR*V
40110 N=N+1
40120 I=I+1
40130 GOTO40040
40200 IFN〈2THENZ=Z+1:GOTO40030
40210 BB=(X*Y/N-XY)/(X↑2/N-X2)
40220 AA=(Y-BB*X)/N
40230 R2=(XY-X*Y/N)↑2/((X2-X↑2/N)*(Y2-Y↑2/N))
40231 PRINT"■"
40232 PRINT"□";I;N;QA
40234 IFNI=10RNI=2THEN40240
40236 IFR2<=.96ANDN〉10THEN41000
40250 RM=10↑(X/N)
40260 VM=AA+BB*LOG(RM)/LOG(10)
40270 QA=QA+1:RM(QA)=RM:BB(QA)=-BB:VM(QA)=VM:R2%(QA)=INT(R2*100+.5):N%(QA)=N
40600 X=0:Y=0:X2=0:Y2=0:XY=0:N=0
40605 IFNI=1THENG1=SK↑(Z+Z1/2)-1:G2=SK↑(Z+Z1)-1:I=L:NI=2:GOTO40035
40606 REM REGR. 2. INTERVALLHAELFTE
40607 IFNI=2THENNI=0
40610 Z=Z+1
40620 I=L
40630 X=0:Y=0:X2=0:Y2=0:XY=0:N=0
40640 GOTO40020
41000 IF(SP(I)-SP(L))〈2THEN40240:REM INTERVALL HALBIEREN BEI N〉3
41020 G2=SK↑(Z+Z1/2)-1:I=L
41040 X=0:Y=0:X2=0:Y2=0:XY=0:N=0:NI=1
41060 GOTO40045:REM REGR. 1. INTERVALLHAELFTE
```


Herleitung der Gleichung (27)

Mit Hilfe einer Spannungsanalyse des Mörtel-Zuschlagsystems können die Bereiche in Beton aufgezeigt werden, in denen bei Temperaturänderungen Zugspannungen auftreten. Sobald die Zugspannungen die lokale Zugfestigkeit erreichen, können in diesen Bereichen Risse entstehen. Man kann mit Hilfe der Spannungsanalyse somit potentielle Reißbereiche erkennen, jedoch nicht ableiten, ob und wann tatsächlich ein Riß entsteht, weil die lokale Zugfestigkeit nicht bekannt ist.

Bei der Spannungsanalyse kann das räumliche Mörtel-Zuschlagsystem vereinfachend als ebenes System behandelt werden, da bei Annahme kugelförmiger Zuschläge Radialsymmetrie gegeben ist. Im Zweidimensionalen unterscheidet sich ein System aus einer Kugel mit einer umgebenden Kugelschale nicht von einem System, in dem ein Zylinder von einer Zylinderschale umgeben ist.

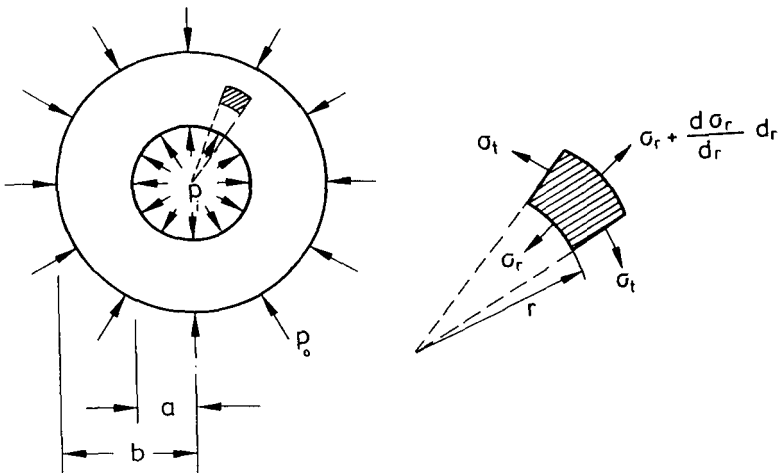


Abbildung 46: Skizze einer dickwandigen Zylinderschale unter Innen- und Außendruck.

Für eine Zylinderschale, die äußeren Kräften unterworfen wird, wurden Spannungs- und Verformungsgleichungen schon mehrfach hergeleitet; so beispielsweise für eine dickwandige Zylinderschale, die unter Innen- und Außendruck steht (vgl. Abb. 46). Die folgenden Gleichungen geben die Radial- und Tangentialspannungen σ_r und σ_t sowie die Radialverformung u in der Zylinderschale an /64/ (die Numerierung der Gleichungen bezieht sich auf die angegebene Literaturstelle).

$$\sigma_r = \frac{a^2 p_i - b^2 p_o}{b^2 - a^2} - \frac{a^2 b^2 (p_i - p_o)}{r^2 (b^2 - a^2)} \quad (171)$$

$$\sigma_t = \frac{a^2 p_i - b^2 p_o}{b^2 - a^2} + \frac{a^2 b^2 (p_i - p_o)}{r^2 (b^2 - a^2)}$$

$$u = \frac{1-\mu}{E} \frac{a^2 p_i - b^2 p_o}{b^2 - a^2} r + \frac{1+\mu}{E} \frac{a^2 b^2 (p_i - p_o)}{r (b^2 - a^2)} \quad (178)$$

Für die Spezialfälle "äußerer Druck $p_o = 0$ " und "innerer Druck $p_i = 0$ " ergibt sich:

Spezialfall nur Innendruck

$$(p_o = 0)$$

$$\sigma_r = \frac{a^2 p_i}{b^2 - a^2} \left(1 - \frac{b^2}{r^2}\right) \quad (172)$$

$$\sigma_t = \frac{a^2 p_i}{b^2 - a^2} \left(1 + \frac{b^2}{r^2}\right) \quad (173)$$

$$u(r=a) = \frac{a p_i}{E} \left(\frac{a^2 + b^2}{b^2 - a^2} + \mu\right) \quad (179)$$

Spezialfall nur Außendruck

$$(p_i = 0)$$

$$\sigma_t = - \frac{b^2 p_0}{b^2 - a^2} \left(1 + \frac{a^2}{r^2} \right) \quad (176)$$

$$\sigma_r = - \frac{b^2 p_0}{b^2 - a^2} \left(1 - \frac{a^2}{r^2} \right) \quad (175)$$

$$u(r=b) = - \frac{b p_0}{E} \left(\frac{a^2 + b^2}{b^2 - a^2} - \mu \right) \quad (180)$$

Für die Spannungsanalyse des Mörtel-Zuschlagsystems unter sich verändernder Temperatur wird nun der folgende Ansatz gewählt:

Ein kugelförmiger Zuschlag ist von einer Matrix als Kugelschale umgeben (vgl. Abb. 47). Wenn die Kugel und die Kugelschale nach einer Temperaturänderung trotz unterschiedlicher Ausdehnungskoeffizienten in ungestörtem Kontakt bleiben, muß in der Verbindungsfläche eine Kraft p entstanden sein, die von der Kugelschale auf die Kugel und umgekehrt wirkt. Durch diese Kraft p verformen sich die beiden Körper gegenseitig elastisch so, daß die Differenz in ihren thermischen Ausdehnungsänderungen aufgehoben wird. Für die Kugel (Zuschlag) gilt dann die Verformungsgleichung für äußeren Druck (180) und für die Kugelschale (Matrix) die Verformungsgleichung für inneren Druck (179). Die Summe dieser Verformungen ist gleich der Differenz der Ausdehnungsänderungen, die durch die unterschiedlichen Wärmedehnungen hervorgerufen wird:

$$\Delta \epsilon \cdot a \cdot 10^{-3} = [d\epsilon_g - d\epsilon_m] \cdot a \cdot 10^{-3} = \frac{a p}{E_m} \left(\frac{a^2 + b^2}{b^2 - a^2} + \mu_m \right) + \frac{a p}{E_g} (1 - \mu_g)$$

$$d\epsilon_g = \epsilon_g(T_2) - \epsilon_g(T_1) \quad ; \quad d\epsilon_m = \epsilon_m(T_2) - \epsilon_m(T_1)$$

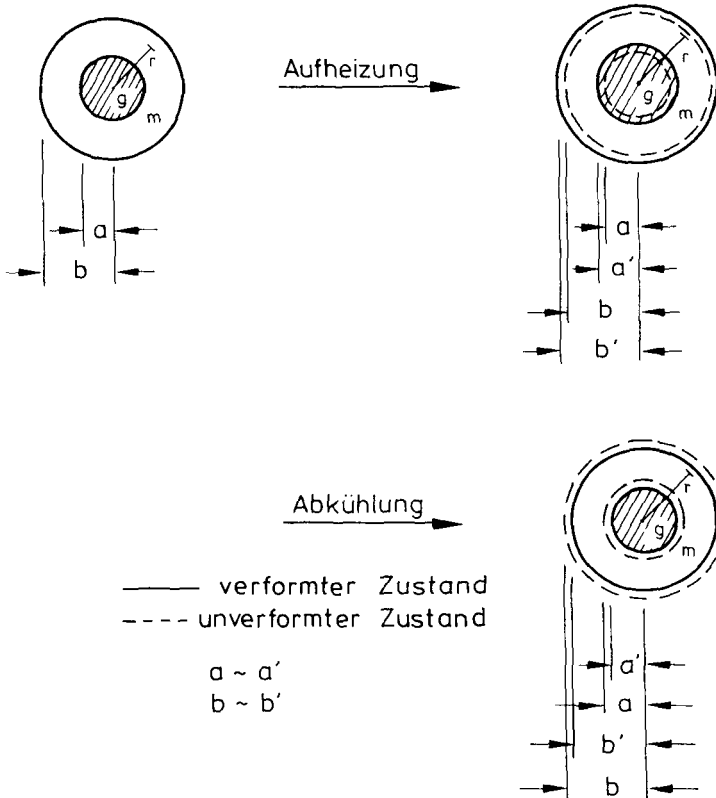


Abbildung 47: Verformungen des kugelförmigen Zuschlags mit umgebender Matrix bei sich verändernden Temperaturen (schematisch)

$$\epsilon_g(T) = \frac{[\gamma_g(T) - \gamma_g(20^\circ\text{C})]}{\gamma_g(20^\circ\text{C})} \cdot 10^3 ; \quad \epsilon_m(T) = \frac{[\gamma_m(T) - \gamma_m(20^\circ\text{C})]}{\gamma_m(20^\circ\text{C})} \cdot 10^3$$

Aus dieser Gleichung läßt sich eine Bestimmungsgleichung für die Kraft p ableiten:

$$p = \Delta \epsilon \frac{E_g \cdot E_m (b^2 - a^2) \cdot 10^{-3}}{E_g (a^2 - \mu_m a^2 + b^2 + \mu_m b^2) + E_m (b^2 - \mu_g b^2 - a^2 + \mu_a a^2)}$$

Wenn p bekannt ist, lassen sich die Tangential- und Radialspannungen σ_t und σ_r berechnen (vgl. Gleichung (171)).

Fallunterscheidungen zur Bestimmung des Vorzeichens von p

Es sei $\mu_g \sim \mu_m = \mu$

$$p = \Delta \epsilon E_m \frac{(b^2 - a^2) \cdot 10^{-3}}{(a^2 - \mu a^2 + b^2 + \mu b^2) + \frac{E_m}{E_g} (b^2 - \mu b^2 - a^2 + \mu a^2)}$$

a) $E_m \ll E_g$

$$\rightarrow \frac{E_m}{E_g} \rightarrow 0$$

$$p = \Delta \epsilon E_m \frac{(b^2 - a^2) \cdot 10^{-3}}{\underbrace{b^2 + a^2 + \mu(b^2 - a^2)}} > 0; \text{ da } b > a$$

$p \sim \Delta \epsilon$

$$b) E_m = E_g$$

$$\rightarrow \frac{E_m}{E_g} = 1$$

$$p = \Delta \epsilon E_m \frac{(b^2 - a^2) \cdot 10^{-3}}{(a^2 + b^2 + \mu b^2 - \mu a^2 + b^2 - a^2 + \mu a^2 - \mu b^2)}$$

$$p = \Delta \epsilon \underbrace{E_m \frac{(b^2 - a^2) \cdot 10^{-3}}{2 b^2}}_{> 0; \text{ da } b > a}$$

$$p \sim \Delta \epsilon$$

$$c) E_g \ll E_m$$

$$\rightarrow \frac{E_g}{E_m} \rightarrow 0$$

$$p = \Delta \epsilon E_g \frac{(b^2 - a^2) \cdot 10^{-3}}{b^2 - a^2 - \mu(b^2 - a^2)} = \Delta \epsilon E_g \underbrace{\frac{10^{-3}}{1 - \mu}}_{> 0; \text{ da } \mu < 1}$$

$$p \sim \Delta \epsilon$$

d. b. unabhängig vom Verhältnis der E-Moduln wird das Vorzeichen der entstehenden Kraft nur von der Differenz in der Wärmedehnung der beiden Körper festgelegt.

Bereich I:

$$|d\epsilon_g| < |d\epsilon_m|$$

$$d\epsilon_g > 0; d\epsilon_m > 0 \quad d\epsilon_g - d\epsilon_m = \Delta\epsilon < 0 \quad \rightarrow p < 0$$

Bereich II:

$$d\epsilon_g > 0; d\epsilon_m < 0 \quad d\epsilon_g - d\epsilon_m = \Delta\epsilon > 0 \quad \rightarrow p > 0$$

Bereich III:

$$|d\epsilon_g| > |d\epsilon_m|$$

$$d\epsilon_g < 0; d\epsilon_m < 0 \quad d\epsilon_g - d\epsilon_m = \Delta\epsilon < 0 \quad \rightarrow p < 0$$

Die resultierenden Spannungen betragen beispielsweise an der Innenseite der Kugelschale:

$$\sigma_r(r=a) = -p$$

$$\sigma_t(r=a) = \frac{p(a^2+b^2)}{b^2-a^2}$$

d.h.

$$\sigma_r(r=a) \sim - \Delta \epsilon$$

$$\sigma_t(r=a) \sim \Delta \epsilon$$

Im Bereich II entstehen radiale Druckspannungen (negatives Vorzeichen entspricht "Druck" /64/) und tangential Zugspannungen und in den Bereichen I und III radiale Zug- und tangential Druckspannungen.

Unter der Voraussetzung $\mu_m = \mu_g$ und $E_m \ll E_g$ gilt:

$$\Delta \epsilon = d\epsilon_g - d\epsilon_m = \frac{p(b^2 + a^2 + \mu(b^2 - a^2))}{E_m(b^2 - a^2) \cdot a} \cdot 10^3 \doteq K$$

Mit der Definition von K erhält man eine Größe, deren Vorzeichen die entstehende Spannungsverteilung festlegt. K beschreibt somit die Art des entstehenden Ribmusters.

In der Schriftenreihe des Instituts für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, die im Selbstverlag herausgegeben wird, sind bisher erschienen: (ISSN 0178-5796)

- Heft 1: Ober das Verdunstungsverhalten und den Nachweis öligler Holzschutzmittel (Dissertation). (1962)
von Rolf Detters -vergriffen-
- Heft 2: Das Verhalten von Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen unter Feuerangriff. (1963)
von Karl Kordina -vergriffen-
- Heft 3: Zur Stabilitätsfrage des Zweigelenkbogens mit biegeweichem Zugband und schlaffen Hängestangen (Diss.) (1963).
von Josef Eibl -vergriffen-
- Heft 4: Ein Verfahren zur Bestimmung des Vorspannverlustes infolge Schlupf in der Verankerung. Zur Frage der Temperaturbeanspruchung von kreiszylindrischen Stahlbetonsilos. (1964)
von Karl Kordina und Josef Eibl -vergriffen-
- Heft 5: Ober den Schalungsdruck von Frischbeton (Diss.). (1964)
von Helmut Ertingshausen
- Heft 6: Transportphänomene in Betonporen (Diss.). (1966)
von Nils Valerian Waubke
- Heft 7: Ein Beitrag zur rechnerischen Bemessung von brandbeanspruchten balkenartigen Stahlbetonbauteilen. (Diss.) (1967).
von Herbert Ehm -vergriffen-
- Heft 8: Möglichkeiten der Bestimmung der kritischen Last von Stab- und Flächentragwerken mit Hilfe ihrer Eigenfrequenz (Diss.). (1967)
von Joachim Steinert -vergriffen-
- Heft 9: Untersuchungen an dämmschichtbildenden Feuerschutzmitteln (Diss.). (1967)
von Axel Lämmke -vergriffen-
- Heft 10: Beitrag zur Frage der Kippstabilität aufgehängter Balkenträger und gerader, flächenartiger Träger (Diss.) (1968).
von Kamal Fouad Rafla -vergriffen-
- Heft 11: Die Traglast von offenen, kreisförmigen Stahlbetonquerschnitten - Brazier-Effekt - (Diss.). (1968)
von György Iványi -vergriffen-
- Heft 12: Brandverhalten verschiedener Bauplatten aus Baustoffen der Klassen A und B, insbesondere aus Baustoffen der Klasse A 2. (1969)
von Claus Meyer-Ottens -vergriffen-

- Heft 13: Zum Tragverhalten von kreisförmigen Doppelsilos unter Berücksichtigung der Eigensteifigkeit des Füllgutes. (Diss.) (1969).
von Günther Fuchs -vergriffen-
- Heft 14: Wände aus Holz und Holzwerkstoffen unter Feuerangriff. (1970)
von Claus Meyer-Ottens -vergriffen-
- Heft 15: Beurteilung von Bauwerksfestigkeiten an Hand von Betongütewürfeln und -bohrproben (Diss.). (1970)
von Ralf Lewandowski -vergriffen-
- Heft 16: Untersuchungen zur Frage der Rissesicherung von leichten Trennwänden aus Gips-Wandbauplatten. (Diss.) (1970).
von Fritz Joachim Neubauer -vergriffen-
- Heft 17: Brandverhalten von Bauteilen aus dampfgehärtetem Gasbeton. (1970)
von Claus Meyer-Ottens und Karl Kordina
- Heft 18: Die Stahlblech-Holz-Nagelverbindung und ihre Anwendung - Grundlagen und Bemessungsvorschläge -. (Diss.) (1971).
von Wilfried Bödeker
- Heft 19: Bauaufsichtliche Brandschutzvorschriften - Beispiele für ihre Erfüllung bei Wänden, Brandwänden und Decken -. (1971)
von Claus Meyer-Ottens -vergriffen-
- Heft 20: Das Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbetonbrückenpfeilern mit Rollenlagern (Diss.). (1972)
von Kurt Liermann
- Heft 21: Zum Trag- und Verformungsverhalten ebener Stockwerksrahmen aus Stahlbeton. (Diss.) (1972).
von Béla Jankó
- Heft 22: Zur Frage des Spannungsrißkorrosionsverhaltens kohlenstoffarmer Betonstähle in Nitratlösungen unter Berücksichtigung praxisnaher Verhältnisse (Diss.). (1972)
von Ulf Nürnberger
- Heft 23: Zur Frage der Abplatzungen an Betonbauteilen aus Normalbeton bei Brandbeanspruchung. (Diss.) (1972).
von Claus Meyer-Ottens -vergriffen-
- Heft 24: Über die Steinkohlenflugasche und ihre Wirkung auf die Eigenschaften von Leichtbeton mit geschlossenem Gefüge im frischen und festen Zustand (Diss.). (1973)
von Hassan Taha El-Arousy

- Heft 25: Mechanismen der Spannungskorrosion von Spannstählen im Hinblick auf ihr Verhalten in Spannbetonkonstruktionen (Diss.). (1973)
von Günter Rieche
- Heft 26: Beitrag zur rechnerischen Ermittlung von Zwangsschnittgrößen unter Berücksichtigung des wirklichen Verformungsverhaltens des Stahlbetons (Diss.). (1974)
von Eckhard Tennstedt
- Heft 27: Zur Kinetik festigkeitsmindernder Reaktionen in Normalbetonen bei hohen Temperaturen (Diss.) (1973).
von Ulrich Schneider -vergriffen-
- Heft 28: Ein dreiparametrisches, komplexes Ultraschall-Prüfverfahren für die zerstörungsfreie Materialprüfung im Bauwesen (Diss.). (1974)
von Jürgen Neisecke -vergriffen-
- Heft 29: Traglastermittlung an Stahlbeton-Druckgliedern. (1974)
von Karl Kordina, Peter Maack und Olaf Hjorth
- Heft 30: Berücksichtigung der Torsionssteifigkeit von Randbalken bei Stahlbetondecken. (1974)
von Josef Eibl und György Iványi -vergriffen-
- Heft 31: Stabilitätsnachweise von Rahmensystemen im Stahlbetonbau. (1974)
von Karl Kordina und Béla Jankó
- Heft 32: Ein Beitrag zur Frage der Festigkeiten und des Verbundverhaltens von Stahl und Beton bei hohen Beanspruchungsgeschwindigkeiten (Diss.) (1976).
von Olaf Hjorth -vergriffen-
- Heft 33: Traglastberechnung instationär thermisch belasteter Stahlbetondruckglieder mittels zwei- und dreidimensionaler Diskretisierung. (Diss.) (1976).
von Wolfram Klingsch -vergriffen-
- Heft 34: Thermische Zerstörung natürlicher Zuschlagstoffe im Beton (Diss.). (1977)
von Farid Djamous -vergriffen-
- Heft 35: Zur Frage des Trag- und Verformungsverhaltens ebener Stahlbetonrahmen im Brandfall (Diss.). (1977)
von Ataman Haksever -vergriffen-
- Heft 36: Ein Beitrag zur Traglastermittlung von vierseitig gelagerten Stahlbetonwänden (Diss.) (1977).
von Karl-Heinz Storkebaum
- Heft 37: Zur thermischen Beanspruchung von Außenstützen im Brandfall (Diss.). (1977)
von Rolf Bechtold

- Heft 38: Bestimmung der Wasserdurchlässigkeit von Kiesbeton aus dem Wassereindringverhalten. (1978)
von Joachim Steinert
- Heft 39: Ein haufwerkstheoretisches Modell der Restfestigkeit geschädigter Betone (Diss.) (1978).
von Rolf Weiß
- Heft 40: Zum Schwingkriechen von Beton (Diss.). (1978)
von Willi Alda
- Heft 41: Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbeton- und Spannbetonbalken mit rechteckigem Querschnitt unter kombinierter Beanspruchung aus Biegung, Querkraft und Torsion (Diss.). (1979)
von Manfred Teutsch
- Heft 42: Ein Beitrag zur Frage des Kriechens und der Relaxation von Beton unter hohen Temperaturen. (Habil.-Schr.)(1979).
von Ulrich Schneider -vergriffen-
- Heft 43: Veröffentlichungen 1967 - 1979.(1979).
- Heft 44: Druckmessungen in Silozellen mit einer neu entwickelten Sonde. (1979)
von Karl Kordina und Helmut Fröning
- Heft 45: Ein Beitrag zur Zuverlässigkeit frei gelagerter Stahlbetonstützen unter genormter Brandeinwirkung. (Diss.) (1980).
von Volker Henke -vergriffen-
- Heft 46: Wärmebilanzrechnungen für Brandräume mit unterschiedlichen Randbedingungen (Teil I). (1981)
von Ulrich Schneider und Aysen Haksever -vergriffen-
- Heft 47: Partiiell brandbeanspruchte Stahlbetondecken - Berechnung des inneren Zwanges mit einem Scheibenmodell - (Diss.). (1981)
von Robert Walter
- Heft 48: Zum Verformungsverhalten gerissener Stahlbetonbalken unter Einschluß der Mitwirkung des Betons auf Zug in Abhängigkeit von Last und Zeit (Diss.). (1981)
von Björn Svensvik
- Heft 49: Veröffentlichungen 1967 - 1981.(1981).
- Heft 50: Die Steifigkeit und das Verformungsverhalten von Stahlbeton- und Spannbetonbalken unter kombinierter Beanspruchung aus Torsion, Biegemoment, Querkraft und Axialkraft. (1982)
von Surendra K. Ojha
- Heft 51: Zusammenstellung und Anwendung Bayes'scher Verfahren bei der Stichprobenbeurteilung. (1982)
von Volker Henke

- Heft 52: Stahlbetonstützen mit Rechteckquerschnitten bei natürlichen Bränden (Habil.-Schr.TU Istanbul). (1982)
von Ataman Haksever
- Heft 53: Untersuchung des Reiß- und Verformungsverhaltens segmentärer Spannbetonbauteile (Diss.). (1982)
von Viggo Weber
- Heft 54: Zur Tragfähigkeit von Verklebungen zwischen Bau-
stahl und Beton - Geklebte Bewehrung -. (Diss.)
(1982).
von Ernst-Holger Ranisch ISBN 3-89288-010-7
- Heft 55: Zum Einfluß tiefer Temperaturen auf Festigkeit
und Verformung von Beton. (Diss.) (1982).
von Günter Wiedemann -vergriffen-
- Heft 56: Ein geometrisch und physikalisch nichtlineares
Rechenmodell zur optimalen Biegebemessung ebener
Stahlbetonrahmen(Diss.)(1982).
von Reiner Timm
- Heft 57: Untersuchungen über den Verbund zwischen Stahl
und Beton bei hohen Temperaturen (Diss.). (1983)
von Ulrich Diederichs
- Heft 58: Wärmebilanzrechnungen in Verbindung mit Versuchen
in Brandräumen (Teil II). (1983)
von Ulrich Schneider
- Heft 59: Wärmebilanzrechnungen in Brandräumen unter Be-
rücksichtigung der Mehrzonenmodellbildung
(Teil III). (1983)
von Reinhold Dobbernack und Ulrich Schneider
- Heft 60: Verbesserungen und Erweiterungen von Ultraschall-
prüfverfahren zur zerstörungsfreien Fehlstellen-
und Qualitätskontrolle von Betonbauteilen
(Diss.). (1983)
von Wolfgang Hillger ISBN 3-89288-014-X
- Heft 61: Zur Wirklichkeitsnähe der Lastannahmen in Silo-
vorschriften für Zellen aus Stahlbeton und Spann-
beton. (Diss.)(1984).
von Franz Blume ISBN 3-89288-013-1
- Heft 62: Das Durchstanzen von Platten aus Stahlbeton
- Tragverhalten, Berechnung, Bemessung - (Diss.).
(1984)
von Diedrich Nölting ISBN 3-89288-012-3
- Heft 63: Tragverhalten von Stahlbetonplatten im bauprakti-
schen Einbauzustand bei Brandbeanspruchung
(Diss.). (1985)
von Jürgen Wesche ISBN 3-89288-009-3
- Heft 64: Untersuchungen zur Technologie des Gleitscha-
lungsbaus (Diss.). (1985)
von Siegfried Droese ISBN 3-89288-000-X

- Heft 65: Forschungsarbeiten 1978 -1983. (1984)
Hrsg.: Inst. für Baustoffe ISBN 3-89288-001-8
- Heft 66: Einfluß der Verbundart auf die Grenztragfähigkeit
von Spannbetonbalken. (Diss.)(1985).
von Josef Hegger ISBN 3-89288-002-6
- Heft 67: Zum Tragverhalten von Verankerungen für hochfeste
Stäbe aus Glasfaserverbundwerkstoff als Bewehrung
im Spannbetonbau (Diss.). (1985)
von Bernhard Kepp ISBN 3-89288-003-4
- Heft 68: Zum Einfluß hoher Temperaturen auf das Verbund-
verhalten von einbetonierten Bewehrungsstäben
(Diss.). (1985)
von Helmut Sager ISBN 3-89288-004-2
- Heft 69: Zur praxisgerechten brandschutztechnischen Beur-
teilung von Stützen aus Stahl und Beton (Diss.).
(1986)
von Rüdiger Haß ISBN 3-89288-005-0
- Heft 70: 17. Forschungskolloquium des Deutschen Ausschus-
ses für Stahlbeton. März 1986. Kurzfassungen
der Beiträge. (1986) ISBN 3-89288-006-9
- Heft 71: Versuche zur Festigkeit und Verformung von Beton
unter zweiaxialer Beanspruchung und hohen Tempe-
raturen. (Diss.) (1986).
von Christian Ehm ISBN 3-89288-007-7
- Heft 72: Zum Riß- und Verformungsverhalten von stahlfaser-
verstärkten Stahlbetonstäben unter Längszug.
(Diss.). (1986).
von Kurt Hartwich ISBN 3-89288-008-5
- Heft 73: Zum Einfluß tiefer Temperaturen auf Verbund und
Rißbildung von Stahlbetonbauteilen. (Diss.).
(1987).
von Jochen Scheuermann ISBN 3-89288-011-5
- Heft 74: Strukturorientierte Analyse und Modellbeschrei-
bung der thermischen Schädigung von Beton.
(Diss.). (1987).
von Konrad Hinrichsmeyer ISBN 3-89288-015-8
- Heft 75: Fachseminar Neue Bemessungsregeln durch Änderung
der Stahlbeton- und Spannbetonvorschriften DIN
1045, DIN 4227. Kurzfassungen der Beiträge.
(1986).