

Diploma Thesis

# Investigations on expansion phenomena in concrete caused by recycled aggregates

submitted in satisfaction of the requirements for the degree of  
Diplom-Ingenieur  
of the TU Wien, Faculty of Civil Engineering

---

DIPLOMARBEIT

## Untersuchungen zu Treiberscheinungen in Beton ausgelöst durch rezyklierte Gesteinskörnung

ausgeführt zum Zwecke der Erlangung des akademischen Grades eines  
Diplom-Ingenieurs  
eingereicht an der Technischen Universität Wien, Fakultät für Bauingenieurwesen

von

**Robert Čamber, BSc**

Matr.Nr.: 1226574

unter der Anleitung von

Univ.Prof. PhD **Agathe Robisson**

Dipl.-Ing. Dr.techn. **Johannes Kirnbauer**

Institut für Werkstofftechnologie, Bauphysik und Bauökologie  
Forschungsbereich Baustofflehre und Werkstofftechnologie  
Technische Universität Wien,  
Karlsplatz 13/207-01, A-1040 Wien

Wien, im Dezember 2020

---



Die approbierte gedruckte Originalversion dieser Diplomarbeit ist an der TU Wien Bibliothek verfügbar  
The approved original version of this thesis is available in print at TU Wien Bibliothek.

*„Wer den Hafen nicht kennt, in den er segeln will, für den ist kein Wind der richtige.“*

*(Lucius Annaeus Seneca)*



Die approbierte gedruckte Originalversion dieser Diplomarbeit ist an der TU Wien Bibliothek verfügbar  
The approved original version of this thesis is available in print at TU Wien Bibliothek.

## Danksagung<sup>1</sup>

*Mit dem Abschluss dieser Arbeit beende ich das Kapitel „Studentenleben“ und blicke auf sehr emotionale Jahre zurück, für die ich dankbarer nicht sein könnte. Doch bevor ich dieses Kapitel beende und mit einem neuen Lebensabschnitt beginne, möchte ich noch ein paar Worte den Menschen widmen, die diese schöne Zeit besonders geprägt haben.*

*Dabei gilt großer Dank meiner Freundin, meinen Freunden und Studienkollegen, ohne die ich die oft schweren Zeiten, die Nächte am Schreibtisch, die misslungenen Prüfungen und die Tage, an denen ich verzweifelt war, nicht durchgestanden hätte. Ebenso hätte ich ohne sie die schönen Momente bestimmt nicht so ausgiebig zelebrieren können.*

*Bedanken möchte ich mich auch beim Forschungsbereich „Baustofflehre und Werkstofftechnologie“ für das freundschaftliche Arbeitsklima, vor allem bei Dr. Johannes Kirnbauer und Univ. Prof. Agathe Robisson für das Vertrauen, die Unterstützung und die Geduld, die sie aufbringen mussten, damit diese Arbeit erfolgreich abgeschlossen werden konnte.*

*Der größte Dank gilt aber meiner Familie. Meinen Schwestern Katarina und Marina, die mir immer mit gutem Rat und guter Kritik zur Seite standen, geholfen haben, wenn Hilfe nötig war und stets wichtige Vorbilder für mich waren.*

*Mama, die unermüdlich dafür gesorgt hat, dass es mir gut geht und mir beigebracht hat, dass man mit Ehrgeiz all seine Ziele erreichen kann.*

*Papa, der selbst in den schwersten Zeiten keine Sekunde an mir gezweifelt hat, mich bedingungslos unterstützt hat und in dieser ganzen Studienzeit wohl mein bester Freund geworden ist.*

*Abschließend will ich diese Arbeit meinem besten Freund Andi widmen, der in meinem ersten Studienjahr von uns gegangen ist. Ohne ihn wäre ich nicht der Mensch, der ich heute bin.*

**Danke! Hvala!**

---

<sup>1</sup> Genderhinweis:

Der Autor legt großen Wert auf Diversität und Gleichbehandlung. Im Sinne der besseren Lesbarkeit wurde jedoch oftmals entweder die feminine oder maskuline Form gewählt. Keinesfalls impliziert dies eine Benachteiligung des jeweils anderen Geschlechts.

## Kurzfassung

Bereits Ende des 19. Jahrhunderts konnte festgestellt werden, dass Sulfateinwirkungen im Zementstein schädigende Reaktionen hervorrufen. Bis heute widmen sich die Forschungsuntersuchungen hauptsächlich dem äußeren Sulfatangriff, bei dem Beton nachträglich mit sulfathaltigem Boden oder Wasser in Berührung kommt und dadurch Schäden erleidet. Weniger im Fokus standen bislang Treiberscheinungen, ausgelöst durch Sulfationen, die im bereits erhärteten Beton freigesetzt werden.

Diese Diplomarbeit widmet sich der Frage, welche Gefährdung der innere Sulfatangriff für den Beton bei der Verwendung von rezyklierter Gesteinskörnung darstellt. Um diesen Vorgang realitätsnah simulieren zu können, wurde verschiedenen Betonprobekörpern Gips als innere Sulfatquelle beigemischt. Durch die geschickte Wahl verschiedener Parameter wird die Ettringitbildung und somit die voluminöse Vergrößerung der Probekörper untersucht. Bei der Längenänderungsmessung wurden dazu unterschiedliche prismenförmige Mörtelproben hergestellt, die sich in den folgenden Faktoren unterscheiden: W/Z-Wert, Gipsgehalt, Gipsdurchmesser und Wasserlagerungstemperatur. Die verursachten Expansionen wurden 56 Tage lang, unter den verschiedenen Einflüssen verfolgt und gemessen. Dadurch konnte festgestellt werden, welche Einflussfaktoren den rezyklierten Beton mehr bzw. weniger schädigen. Im Rahmen einer Nebenversuchsreihe wurden drei unterschiedliche hydratisierte Zementsorten einer bereits bestehenden Prüfungsmethode für innere Sulfatangriffe unterzogen. Dabei wurde die Verträglichkeit zwischen Gips und den verschiedenen Zementsorten durch die Verwendung von Le-Chatelier-Ringen und Kompressionsgeräten ermittelt.

Im Zuge dieser Arbeit wurde mittels bestehender Prüfungen (Le-Chatelier-Tests) und eigens angepassten Versuchsmethoden (Längenänderungsmessung Mörtelproben) versucht den Einfluss von Gipsresten im Recyclingbeton feststellen zu können. Daraus ging hervor, dass vor allem der Wasserzementwert eine große Rolle bei den Treiberscheinungen spielt, genauso wie die chemische Zusammensetzung des Zements. In Anbetracht der unterschiedlichen Gipsgehalte bei der Längenänderungsmessung der Mörtelproben konnte kein Bezug zwischen steigendem  $\text{SO}_3$ -Gehalt und dadurch höherer Längendehnung der Proben hergestellt werden.



Die approbierte gedruckte Originalversion dieser Diplomarbeit ist an der TU Wien Bibliothek verfügbar  
The approved original version of this thesis is available in print at TU Wien Bibliothek.

## Abstract

As early as the end of the 19th century, it was established that sulphate effects can cause damaging reactions in the hardened cement paste. Up to the present day, research studies have mainly focused on the external sulphate attack, where concrete subsequently comes into contact with sulphate-containing soil or water and thus suffers damage. Less focus has been placed on the driving phenomena caused by sulphate ions released in already hardened concrete.

This diploma thesis seeks to answer the question of how damaging internal sulphate attacks can be when using concrete made with recycled aggregates. In order to be able to simulate this process realistically, gypsum was added to various concrete specimens as an internal sulfate source. By clever selection of different parameters, the formation of ettringite and thus the voluminous enlargement of the test specimens is investigated. For the extension measurement, different prism-shaped specimens were prepared for this purpose, which differ in the following factors: W/C-ratio, gypsum content, gypsum diameter and water storage temperature. The resulting expansions were followed and measured for 56 days under the various influences. Thus, it can be determined, which factors are more or less damaging to the recycled concrete. In a secondary test series, three different hydrated cement types were subjected to an already existing test method for internal sulphate attacks. The compatibility between gypsum and the different types of cement was tested by using Le-Chatelier-rings and compression devices.

In the course of this work, existing test methods (Le-Chatelier-Tests) and specially adapted test methods (extension measurement) were used to determine the influence of gypsum residues in recycled concrete. This showed that above all the water-cement ratio plays a major role in the driving phenomena, as does the chemical composition of the cement. Considering the different gypsum contents for the extension measurement, it was not possible to establish a relationship between increasing  $SO_3$  content and thus higher elongation of the samples.



Die approbierte gedruckte Originalversion dieser Diplomarbeit ist an der TU Wien Bibliothek verfügbar  
The approved original version of this thesis is available in print at TU Wien Bibliothek.

# Inhaltsverzeichnis

1	Einleitung .....	1
2	Grundlagen.....	3
2.1	Treiberscheinungen von Beton .....	3
2.2	Kalk- und Magnesiatreiben .....	4
2.3	Sulfatreiben.....	7
2.3.1	Erscheinungsformen des Sulfatreibens .....	9
2.3.2	Primäre und sekundäre Ettringitbildung.....	11
2.3.3	Physikalischer Sulfatwiderstand .....	12
2.3.4	Chemischer Sulfatwiderstand.....	13
2.3.5	Kristallisationsdruck .....	15
2.4	Recycelte Gesteinskörnung .....	16
2.4.1	RC/R-Beton.....	17
2.4.2	RC-Gesteinskörnung.....	18
2.4.3	Das Sulfatproblem durch Gipsabfälle .....	21
2.5	Überblick über Prüfverfahren für innere Sulfatangriffe.....	25
3	Versuchsplanung und Versuchsaufbauten.....	29
3.1	Längenänderungsmessung der Mörtelproben.....	29
3.1.1	Ausgangsstoffe – Zement, Zuschläge, Gips und Anmachwasser .....	32
3.1.2	Mischung und Herstellung .....	34
3.2	Le-Chatelier-Dehnungsmessung.....	38
3.2.1	Ausgangsstoffe – Zement, Gips, Anmachwasser .....	40
3.2.2	Mischung und Herstellung .....	43
3.2.2.1	Mischung und Herstellung – Le-Chatelier-Dehnungsmessung .....	43
3.2.2.2	Mischung und Herstellung – Ödometer-Versuchsreihe .....	45
4	Versuche und Auswertung.....	49
4.1	Auswertung der Längenänderungsmessung der Mörtelproben .....	49
4.1.1	Einfluss des W/Z-Wertes .....	50
4.1.2	Einfluss des Gipsgehaltes .....	51
4.1.3	Einfluss des Gipsdurchmessers .....	53
4.1.4	Einfluss der Wasserlagerungstemperatur.....	55
4.1.5	Schlussfolgerung der Längenänderungsmessung der Mörtelproben ....	56
4.2	Auswertung der Le-Chatelier-Dehnungsmessung.....	57

4.2.1	Auswertung der Ödometer-Versuchsreihe.....	62
4.2.2	Schlussfolgerung der Le-Chatelier-Dehnungsmessung.....	67
5	Zusammenfassung und Ausblick .....	69
	Literaturverzeichnis .....	71
	Normenverzeichnis.....	73
	Abbildungsverzeichnis.....	74
	Tabellenverzeichnis.....	76
	Anhang.....	77

## 1 Einleitung

Es ist schon lange kein Geheimnis mehr, dass Sulfationen Treiberscheinungen von Beton auslösen und ihn dadurch schädigen können. Dennoch kann bei der Zementherstellung auf den Zusatz von Sulfat (in Form von Gips) nicht verzichtet werden, da das Sulfat für die Regelung der Erstarrungszeiten verantwortlich ist. Sowohl die zugemahlene Gipsmenge als auch der Sulfatgehalt der Gesteinskörnungen dürfen den, in den entsprechenden Normen festgelegten Grenzwert, nicht überschreiten. Eine Gefahr besteht vor allem dann, wenn der Beton nachträglich mit sulfathaltigem Wasser oder Boden in Kontakt kommt, denn dabei können Sulfationen durch Diffusion oder Migration in das Betongefüge eindringen und Treiberscheinungen verursachen. [1] Allerdings besteht auch große Gefahr, wenn bereits im Beton enthaltene Sulfationen gelöst werden. Diese können später durch den Einfluss von Feuchtigkeit reagieren und Zerstörungen verursachen [8]. Bei diesen treibenden Angriffen entstehen Sulfatminerale, die im Laufe der Zeit ein größeres Volumen einnehmen – das sogenannte Sulfatreiben. Im Zuge der Bildung dieser voluminösen Minerale entsteht ein Kristallisationsdruck, der im Betongefüge Spannungen und Dehnungen verursacht, die die Zugfestigkeit des Zementsteins überschreiten können und dadurch zu Rissen oder gar der Zerstörung des Betons führen. Zu erwarten ist ein treibender Angriff vor allem bei der Bildung von Gips oder Ettringit. [2] Diese Schädigungsart ist deshalb so heikel, weil es äußerst lange dauern kann, bis die Sulfatkonzentration entsprechend überhöht ist und Schädigungen augenscheinlich werden [1].

Ziel der vorliegenden Arbeit ist es vor allem den inneren Sulfatangriff bei Recycling-Beton zu beleuchten. Einen Überblick über die Thematik der Sulfatangriffe, der jeweiligen Erscheinungsformen des Sulfatreibens, sowie des physikalischen und chemischen Sulfatwiderstand soll dem/der Leser/in in Kapitel 2 geboten werden. Es wird unter anderem auf die rezyklierte Gesteinskörnung eingegangen und aufgezeigt, mit welchen Testmethoden bis heute versucht wurde einen inneren Sulfatangriff zu simulieren.

Im Kapitel 3 folgt anschließend eine Beschreibung der Versuchsplanung und der jeweiligen Versuchsaufbauten. Die Herstellung der einzelnen Materialien wird detailliert dargestellt, genauso wie der Vorgang der einzelnen Versuche. Anhand von Bildern, die zum größten Teil vom Verfasser dieser Arbeit selbst gemacht wurden, erhält der/die Leser/in ein reales Abbild von der Situation im Labor.

Darauffolgend wird in Kapitel 4 die Durchführung der Versuchsreihen dokumentiert und die daraus gewonnen Ergebnisse veranschaulicht. Es folgt ein Vergleich und eine Gegenüberstellung dieser Ergebnisse, um Rückschlüsse und

Zusammenhänge ableiten zu können. Der Verfasser versucht damit die Gründe und Gefahren für innere Sulfatangriffe, ausgelöst durch rezyklierte Gesteinskörnung, zu interpretieren und aufzuzeigen worauf beim Einsatz von RC-Beton Acht gegeben werden muss. Damit will in erster Linie erreicht werden, wie man diesen Baustoff in Zukunft sowohl wirtschaftlicher als auch attraktiver für Bauherren machen kann. Dies wird im letzten Kapitel der Arbeit beschrieben, in welchem die gewonnenen Erkenntnisse erörtert und ein Ausblick für weitere Forschungsmöglichkeiten auf diesem Gebiet vorgeschlagen werden.

## 2 Grundlagen

Um einen Überblick über die grundlegende Thematik dieser Arbeit zu verschaffen, wird in diesem Kapitel das Sulfatreiben allgemein beschrieben. Es soll ein Grundverständnis für die verschiedenen Arten der Treibangriffe geschaffen werden. Das Hauptaugenmerk dieser Arbeit liegt auf dem inneren Sulfatangriff, daher wird auch der Unterschied zwischen einem äußeren und einem inneren Sulfatangriff dargestellt. Hierzu werden das Sulfatreiben und dessen Erscheinungsformen, die physikalischen und chemischen Sulfatwiderstände, sowie die Entstehung des Kristallisationsdrucks detailliert erläutert. Darauf folgend wird genauer auf den RC-Beton und die RC-Gesteinskörnung eingegangen und das entstehende Sulfatproblem durch Gipsabfälle beschrieben. Außerdem wird in diesem Kapitel ein kompakter Überblick über bereits bestehende Prüfungsmethoden für innere Sulfatangriffe gezeigt.

### 2.1 Treiberscheinungen von Beton

Zum sogenannten Treiben kommt es, wenn sich im Inneren eines Betonkörpers durch eine chemische Reaktion zwischen den Gesteinskörnern bzw. dem Zementstein und einem aggressiven Medium, Produkte bilden, die voluminös größer sind als die festen Ausgangsstoffe. Durch die Neubildung dieser Produkte wird ein Druck erzeugt, der zu Gefügespannungen führt und in weiterer Folge ein Auftreiben des Betons verursacht. Diese Art von Schädigung wird auch *Sprengkorrosion* genannt und hat häufig Risse und Abplatzungen als Folge. Verglichen mit Löse- bzw. Auslaugprozessen sind Treibvorgänge als stärker schädigend einzustufen und vor allem deshalb so gefährlich, weil sie lange unentdeckt bleiben. [3] Die folgenden Abbildung 2.1 zeigt verschiedene Arten von Treiberscheinungen, die auftreten können. Im Anschluss werden das Kalk- und Magnesiatreiben kurz beschrieben und das Sulfatreiben ausführlicher erklärt.

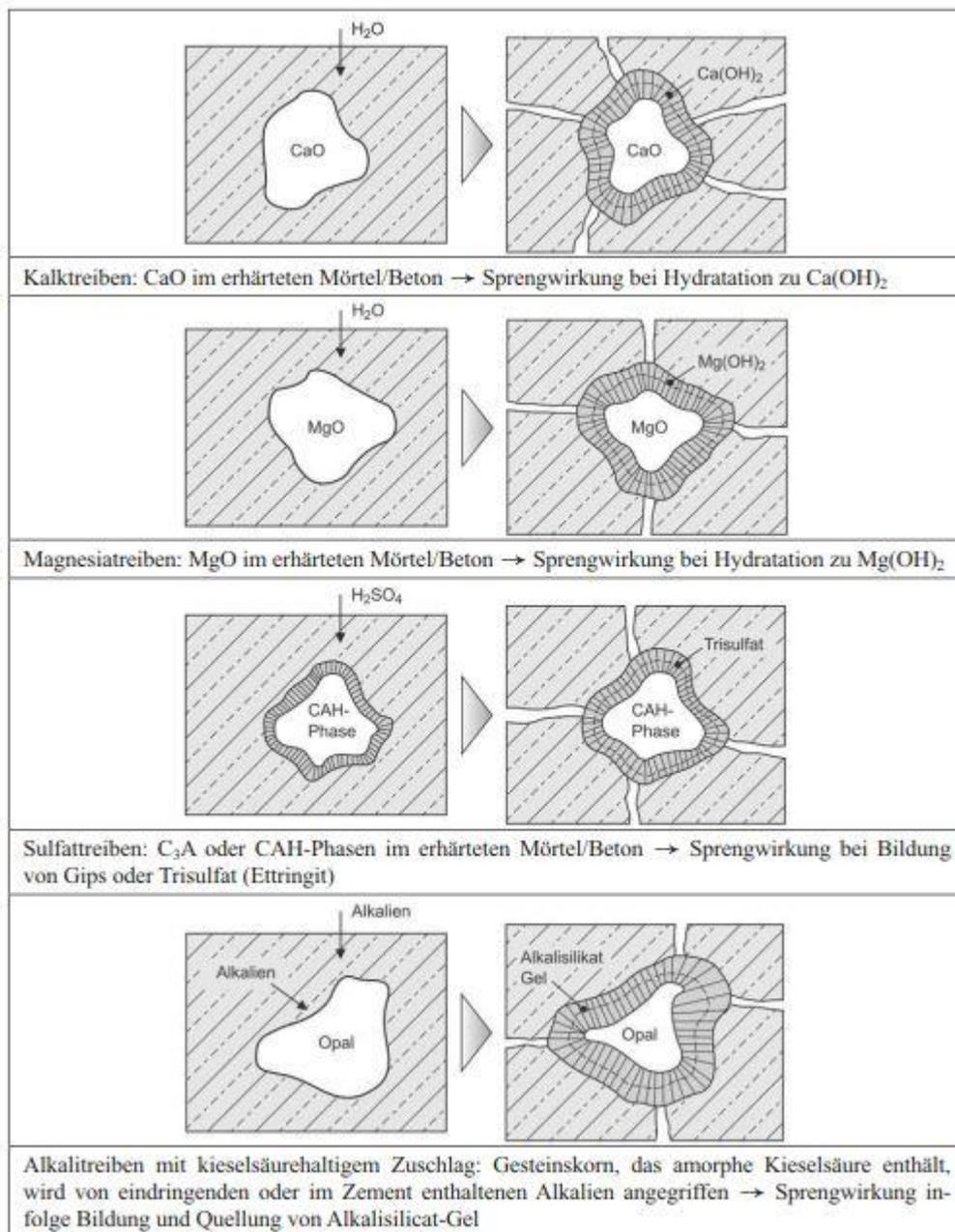


Abbildung 2.1: Kalk-, Magnesia- und Sulfattreiben schematisch dargestellt, sowie das Alkalitreiben mit kieselsäurehaltigem Zuschlag nach [4]

## 2.2 Kalk- und Magnesiatreiben

Portlandzement (CEM I-Zement) wird durch Vermahlung von Zementklinker und Kalk hergestellt. Den Hauptbestandteil von Portlandzementen bildet mit 95-100% der Portlandzementklinker (PZ-Klinker). Auch in allen anderen Zementarten, wie z.B. in Portlandkompositzement, in Hochofenzementen, in Puzzolanzementen oder in Kompositzementen ist der PZ-Klinker nicht wegzudenken und maßgebend für die Festigkeitsbildung der Zemente, mit Anteilen von 20% bis zu 94%. Somit bilden die PZ-

Klinker die Basis hydraulischer Bindemittel, denn sie sind wasserfest und wasserbindend zugleich. [5]

Aus den vier Hauptbestandteilen des Zements Calciumoxid (CaO), Siliciumdioxid (SiO<sub>2</sub>), Aluminiumoxid (Al<sub>2</sub>O<sub>3</sub>) und Eisenoxid (Fe<sub>2</sub>O<sub>3</sub>) lassen sich die Hauptklinkersphasen, siehe Tabelle 2.1, zusammensetzen. Dabei bestimmt das Zusammenspiel der vier Klinkerphasen im Erhärtungsprozess die anwendungstechnischen Eigenschaften des Klinkers, vor allem aber die hydraulische Aktivität. Den Wichtigsten dieser Bestandteile stellt Alit dar, denn er bestimmt das Ausmaß der Anfangs- und Endfestigkeit und ist zuständig für das Festigkeitspotential.

Tabelle 2.1: Die Hauptklinkerphasen des Zements [5]

Bezeichnung des reinen Minerals	Formel	Abkürzung	Bezeichnung des im Klinker vorliegenden Minerals
Tricalciumsilicat	3 CaO · SiO <sub>2</sub>	C <sub>3</sub> S	Alit
Dicalciumsilicat	2 CaO · SiO <sub>2</sub>	C <sub>2</sub> S	Belit
Tricalciumaluminat	3 CaO · Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	C <sub>3</sub> A	Aluminat
Calciumaluminatferrit	4 CaO · Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub> · Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	C <sub>2</sub> (A,F)	Aluminatferrit

Jedoch können neben den vier Hauptklinkermineralien auch noch andere Stoffe vorhanden sein, wie z.B. Freikalk (CaO<sub>frei</sub>) und Periklas (MgO<sub>frei</sub>), die für das Kalk- bzw. Magnesiatreiben verantwortlich sind. Wie viel von diesen Stoffen auftritt, ist abhängig von dem Brenn- und Kühlregime des Herstellungsprozesses sowie von der Konstellation der Brenn- und Rohstoffe. [5]

Nach Meinung von STARK und WICHT [5], befindet sich im Klinker durchschnittlich ca. 1% freier Kalk, der durch verschiedene Gründe verursacht werden kann, wie z.B. durch:

- zu hohen Kalkgehalt im Rohmehl (Kalkstandard KSt >100)
- zu grob gemahlenes Rohmehl
- ungenügend Homogenisierung des Rohmehls
- zu niedrige Brenntemperatur (Schwachbrand)
- zu langsame Klinkerkühlung (Zerfall des Alits)
- ungleichmäßige Aufnahme der Brennstoffasche
- zu hohen MgO-Gehalt [6]

Daher bestimmt der Freikalkgehalt maßgeblich die Qualität bei der Prozessführung [5].

Der Maximalwert an CaO<sub>frei</sub> im PZ-Klinker ist mit 2% begrenzt, damit der Zement, der daraus hergestellt wird, raumbeständig ist und sichergestellt wird, dass eindringende Feuchtigkeit kein schädliches Kalktreiben verursacht. Denn bei einer Wasseraufnahme des Kalks kommt es zu einer Volumenzunahme, bei der CaO (16,7 cm<sup>3</sup>/mol) zu Ca(OH)<sub>2</sub>

(35,6 cm<sup>3</sup>/mol) übergeht, sich somit voluminös um das 2,1-fache vergrößert und ebenso eine Verringerung der Dichte um etwa 38% von 3,35 g/cm<sup>3</sup> auf 2,08 g/cm<sup>3</sup> (ausgehend von 20°C für alle Werte) mit sich zieht. Mittels Dilatometerprüfungen und Kochversuchen wird laufend die Raumbeständigkeit der Zemente kontrolliert. Abbildung 2.2 zeigt eine Dilatometerprüfung, die eine Zunahme der Dehnung des Zementsteins in Abhängigkeit des freien Kalks (CaO<sub>frei</sub>) verdeutlicht. [5, 7]

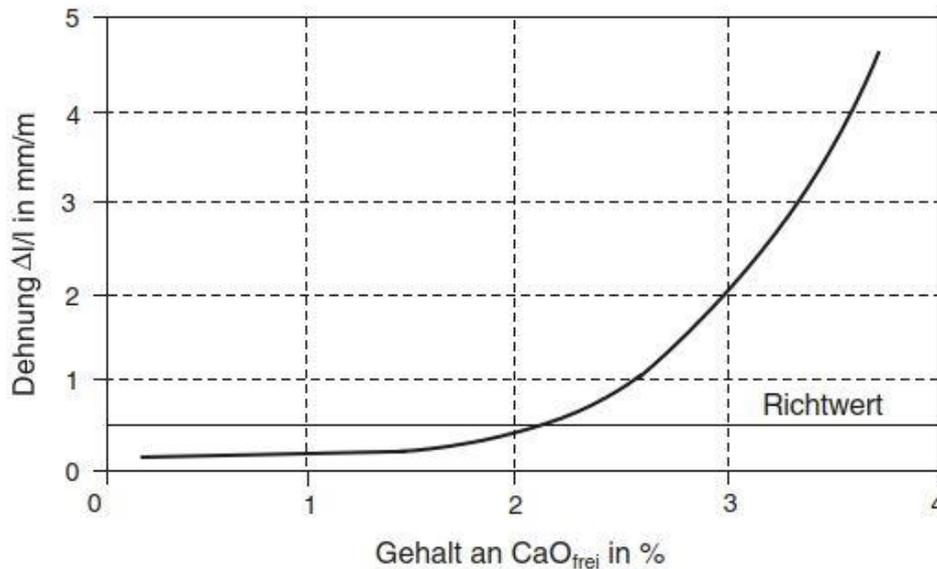
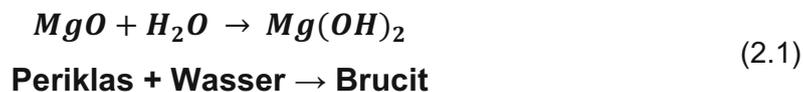


Abbildung 2.2: Dehnung  $\Delta l/l$  (mm/m) in Abhängigkeit von CaO<sub>frei</sub> [5]

Magnesiatreiben tritt dann ein, wenn im Klinker über 5% Magnesiumoxid (MgO<sub>frei</sub>) vorhanden sind. Ungefähr 2-2,5% des Magnesiumoxids können von der Klinkerphase aufgenommen werden. Das überschüssig frei vorliegende, grobkristalline MgO, das als *Periklas* bezeichnet wird, reagiert langsam mit dem Wasser und bildet Magnesiumhydroxid Mg(OH)<sub>2</sub>. Somit führt Periklas, genauso wie Freikalk, zu Treiberscheinungen, die auf folgende Reaktion der Zementhydratation zurückzuführen ist [5, 7]:



Verglichen mit dem Kalktreiben ist diese chemische Reaktion mit einer 2,2-fachen Volumenzunahme verbunden, sowie bei dem Übergang von MgO (3,58 g/cm<sup>3</sup> bei 20°C) zu Mg(OH)<sub>2</sub> (2,36 g/cm<sup>3</sup> bei 20°C) mit einer Dichteabnahme von etwa 34%. Die Hydratation beim Magnesiatreiben läuft deutlich langsamer ab als beim Kalktreiben, und kann sich über Jahrzehnte strecken. Daher können Schäden teilweise erst nach Jahren augenscheinlich werden. Dies ist auch der Grund dafür, dass das Magnesiatreiben verglichen mit dem Kalktreiben als kritischer eingestuft wird. [5, 7]

## 2.3 Sulfattreiben

Das Sulfattreiben zählt zu den bekanntesten und häufigsten Faktoren der chemischen Zersetzung von Beton. Es gibt unzählige Arten und Weisen wie Sulfate in angrenzende Böden, Oberflächen- und Grundwässer gelangen. Zu den bedeutendsten Sulfatquellen gehören vor allem das Schwefeldioxid aus der Luft, auch als „Saurer Regen“ bezeichnet, industrielle Abwässer,  $MgSO_4$ -, gips- bzw. anhydrithaltige Böden sowie Aktivitäten von landwirtschaftlichen Betrieben (Verwendung von mineralhaltigen Düngermitteln). [7] In erster Linie spielen die physikalischen Parameter bei diesen **äußeren Sulfatangriffen** die größere Rolle, da sich Sulfationen ihren Weg in den Zementstein über die Oberfläche des Betons suchen und durch Migration bzw. Diffusion eindringen. Somit ist die Dichtigkeit an der Betonoberfläche maßgebend für die Geschwindigkeit des Angriffs. Die Ausbreitung der Zerstörung ist darüber hinaus auch von der Zusammensetzung des Sulfats (z.B. die Konzentration und Art der Sulfatlösung) sowie von der Intensität und Dauer der Einwirkung abhängig. Durch den Angriff bilden sich Oberflächenrisse, als Folge der Entstehung expansiver Sulfatminerale, wie z.B. Ettringit oder Gips, die den Angriffsprozess stark beschleunigen und zur totalen Zerstörung des Betons führen können. [2] Laut MÜLLAUER [8] werden äußere Sulfatangriffe grundsätzlich, je nach vorliegenden Mechanismen und Erscheinungsformen, in zwei Arten unterteilt:

- treibender Sulfatangriff durch Ettringit und/oder Gips (im englischen auch als ESA (Ettringite Sulfate Attack) bezeichnet) oder
- Sulfatangriff durch Thumasit (im englischen auch als TSA (Thaumasite Sulfate Attack) bezeichnet) [8]

Doch nicht nur Betonkörper sind durch Sulfatangriffen gefährdet. So können auch gipshaltige Mauerwerke durch die Verwendung von zementhaltigem Mörtel im Zuge von Sanierungsarbeiten äußeren Sulfatangriffen ausgesetzt sein und dadurch Schäden erleiden.

Das Hauptaugenmerk dieser Diplomarbeit richtet sich allerdings auf den **inneren Sulfatangriff**, der durch das Vorhandensein von Gips als Sulfatquelle ausgelöst wird. Zu einem **inneren Sulfatangriff** kommt es nur dann, wenn im bereits erhärtete Beton Sulfationen freigesetzt werden, wie z.B. durch das Auftreten von Anhydrit, das als schwerlösliches Sulfat gilt, oder durch einen Überschuss an Gips [2]. Es werden also keine Sulfationen von außen in den Beton befördert, sondern alle Ausgangsstoffe, die für die auftretende Treibreaktion nötig sind, liegen im erhärteten Beton vor. So können unter geeigneten Bedingungen relativ schnell expansive Phasen neu gebildet werden [25].

Im Zuge der Zementherstellung werden den Zementklinkern unterschiedliche Calciumsulfate zugemahlen, um die Verarbeitbarkeit des Frischbetons zu ermöglichen und die ansonsten äußerst hitzigen Reaktionen des Wassers mit den aluminathaltigen Klinkerphasen zu verzögern. Im Rahmen der sog. Sulfatoptimierung wird die Menge und Art der Calciumsulfate auf die Aluminatphasen im Klinker abgestimmt. Das Ziel ist die primäre Ettringitbildung zu verursachen (Kap. 2.3.2), bei der sich Ettringitkristalle noppenförmig auf der Oberfläche der aluminathaltigen Klinkerphasen bilden und vorübergehend den weiteren Wasserzutritt verhindern, wie man in Abbildung 2.3 sehen kann [25].



Abbildung 2.3: Primäre Ettringitbildung auf  $C_3A$ -Korn [25]

Daher ist eine primäre Ettringitbildung im Frischbeton völlig unschädlich und ausdrücklich gewollt. Anders ist die Situation, wenn durch gewisse Faktoren die primäre Ettringitbildung unterdrückt wird. Die Ursache dafür kann eine nicht korrekt ausgeführte Wärmebehandlung bei Betonfertigteilen oder eine falsch dosierte Menge des Sulfatträgers im Zement sein. Da aber alle erforderlichen Reaktionspartner für die Bildung von Ettringit vorhanden sind, kann es zur Ettringitbildung im erhärteten Beton kommen. Falls es zu einer zu hohen Wärmebehandlung der Fertigteile kommt, wird Ettringit in AFm (Aluminat-ferrit-monosulfat) und Calciumsulfat zerlegt. Bei der späteren Einwirkung von Feuchtigkeit kann das Calciumsulfat durch eine chemische Reaktion mit den AFm-Phasen wieder zu Ettringit werden und durch die Volumenänderung zu Schäden im erhärteten Beton führen. Daher ist insbesondere bei der Wärmebehandlung

des Betons auf die Begrenzung der maximalen Temperatur zu achten. Die unsachgemäße Wärmebehandlung von Beton und die daraus resultierende verspätete Ettringitbildung ist in der Vergangenheit sicherlich der häufigste Grund für inneres Sulfattreiben und hat die meisten Sulfatschäden verursacht. Jedoch kann ein innerer Sulfatangriff auch dann stattfinden, wenn im Zement die normative Obergrenze des Sulfatgehaltes überschritten wird oder sulfathaltige Verunreinigungen bei der Herstellung oder beim Transport des Betons eingetragen werden. [8, 25]

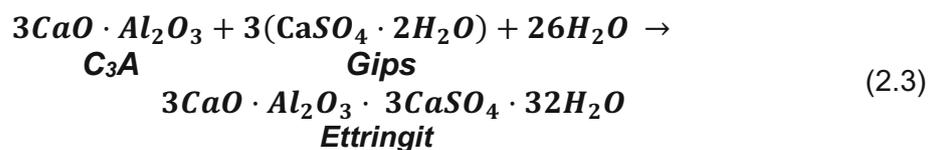
Die Idee dieser Diplomarbeit liegt darin, mögliche Verunreinigungen, die bei rezyklierter Gesteinskörnung durch gipshaltige Bauabfälle anfallen können, zu untersuchen und vor allem deren Einwirkung auf das innere Sulfattreiben von RC-Beton zu interpretieren. Zu welchen Problemen es dabei kommen kann, wird in Kapitel 2.4.3 genauer erläutert.

### 2.3.1 Erscheinungsformen des Sulfattreibens

Wenn es zum Angriff des erhärteten Betons oder Mörtels durch sulfathaltiges Wasser kommt, kann es dazu führen, dass sich das kristallisierte Calciumhydroxid auflöst und dadurch Gips aus der Lösung ausscheidet, siehe Gleichung 2.2:



Durch die Gipsbildung kommt es zugleich auch zu einer Volumenvergrößerung, die bei einem hohen Anteil an  $\text{SO}_4^{2-}$ -Ionen zu Treiberscheinungen führen kann. Falls im Betonkörper Tricalciumaluminat  $\text{C}_3\text{A}$  (siehe Tab. 2.1) vorhanden ist, so bildet sich Ettringit (Trisulrat), siehe Gleichung 2.3:



Am Beispiel der Gleichung 2.3 sieht die Volumenzunahme der Ettringitbildung wie folgt aus: Durch die chemische Reaktion kommt es zu einem Übergang von  $\text{C}_3\text{A}$  ( $3,04 \text{ g/cm}^3$ ) zum Ettringit (Trisulfat,  $1,75 \text{ g/cm}^3$ ) und dadurch zu einer achtfachen Erhöhung des Volumens (von  $89 \text{ cm}^3/\text{mol}$  auf  $717 \text{ cm}^3/\text{mol}$ ), wie in Abbildung 2.4 erkennbar ist. Ettringit bildet stäbchen- bis nadelförmige Kristalle (Abb. 2.5) und breitet sich bevorzugt an den Oberflächen zwischen Zementstein und Gesteinskörnung sowie in den Mikroporen aus (Abb. 2.6). Durch die Ausfällung des Ettringits kommt es zunächst zu einer Erhöhung der Festigkeit im Beton, aufgrund der Verdichtung der Poren. Darauf folgend tritt eine

Dehnung und Volumenzunahme ein, die dazu führt, dass sich Gefügeänderungen und Mikrorisse ausbilden und ein starker Festigkeitsabfall verzeichnet wird. Diese, durch die Treibwirkung ausgelösten Mikrorisse sind schematisch in Abbildung 2.4 zu sehen. [7]

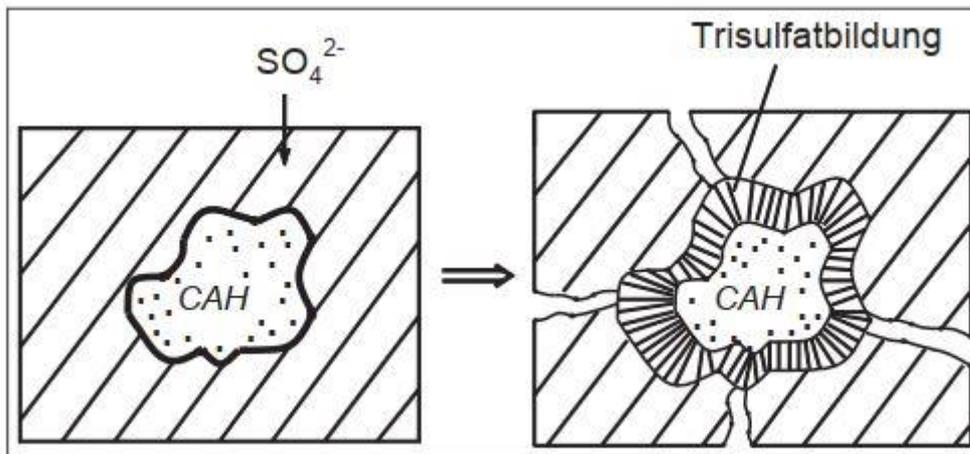


Abbildung 2.4: Treibender Angriff und Volumenzunahme durch die Bildung des Trisulfats aus einer Calciumaluminathydratphase [7]

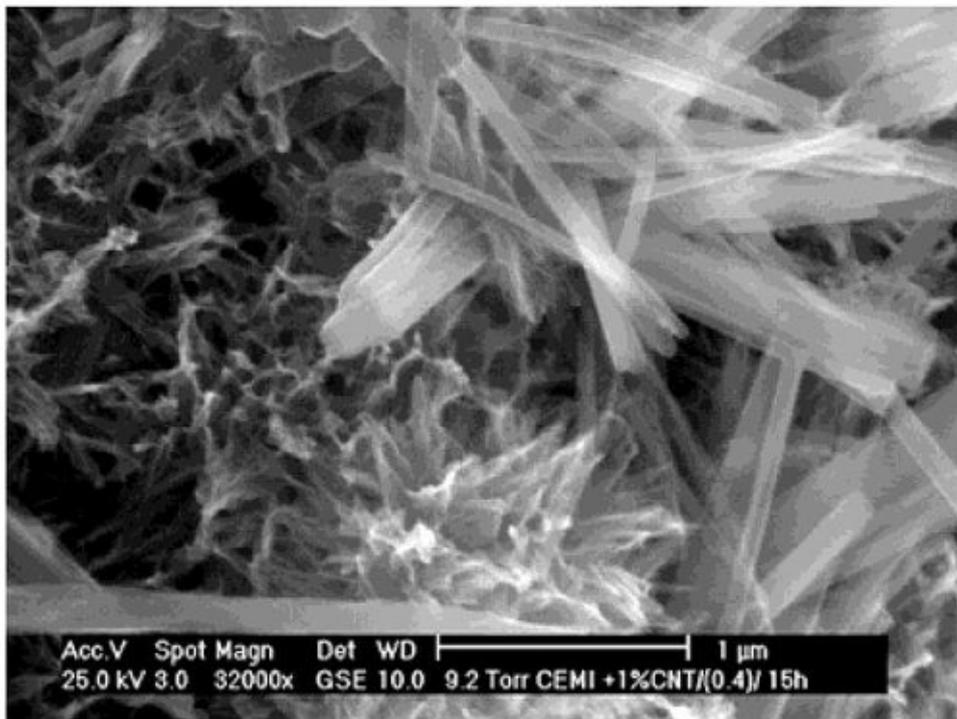


Abbildung 2.5: Stäbchen- bis nadelförmige Kristalle auf der Oberfläche der Aluminatphase [9]

Wie sulfatbeständig ein Zement ist, hängt davon ab, wie hoch der  $C_3A$ -Gehalt und die Reaktionsfähigkeit sind. Die Gefahr des Sulfattreibens kann weitestgehend eingeschränkt werden, wenn  $C_3A$ -freie oder zumindest  $C_3A$ -arme Zementsorten verwendet werden. Besteht allerdings erhöhte Sulfatbelastung, wie dies in Böden mit über 3000 mg/kg (lufttrocken)  $SO_4^{2-}$  oder in Wässern mit mehr als 600 mg/l  $SO_4^{2-}$  der

Fall ist, so sind Zementsorten mit hohem Sulfatwiderstand zu verwenden (Hoher Sulfatwiderstand – HS-Zemente). [7]

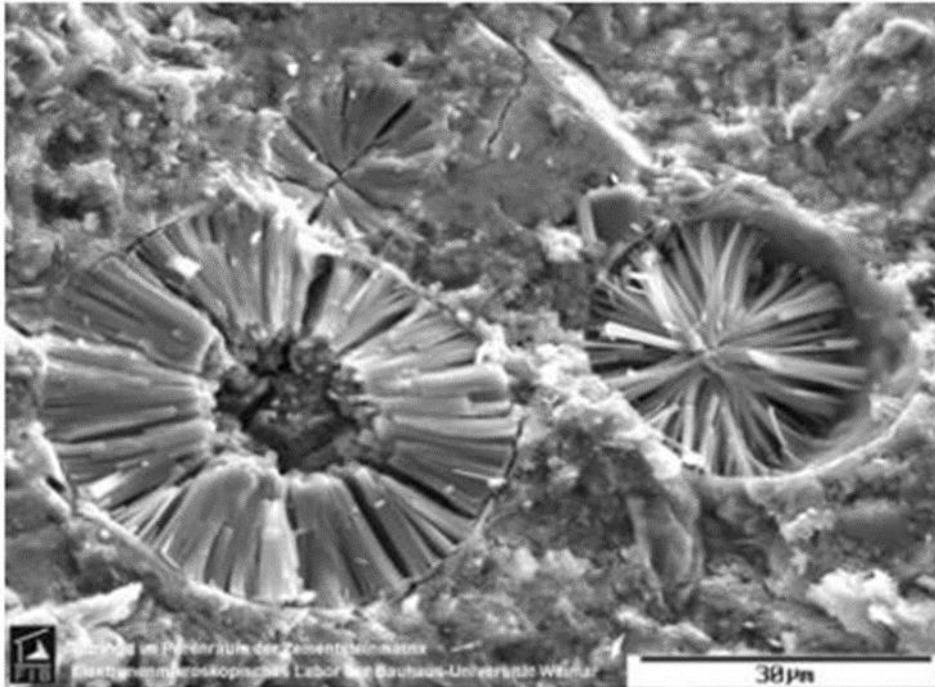


Abbildung 2.6: Ettringit in einer Zementsteinpore [7]

### 2.3.2 Primäre und sekundäre Ettringitbildung

Bei normgerechter Erstarrung von Zementleim ist die Bildung von Ettringit ein normales Reaktionsprodukt im Frühstadium der Zementhydratation und somit nicht wegzudenken. Dabei ist die Rede von der *primären Ettringitbildung*. Man findet also in erhärtetem Beton sowohl Monosulfate als auch Trisulfate (Ettringit). Das Vorhandensein dieses primären Ettringits muss nicht unbedingt der Auslöser der betonzerstörenden Reaktionen sein. [7]

Nachdem die Hydratationsreaktionen abgeklungen sind, liegen neben dem Ettringit auch noch verschiedene Aluminatphasen vor. Sie können später zur Gefahr werden, da sie mit eindringenden Sulfationen reagieren und Ettringit bilden. Bei dieser Reaktion spricht man von *sekundärer Ettringitbildung*. D. h. je mehr Aluminatphasen nach der Erhärtung des Betons noch vorhanden sind, umso größer ist die Gefahr vor Treiberscheinungen durch Ettringitbildung bei einem Sulfatangriff. [7] Meist zeichnen sich die Schäden, verursacht durch Ettringitbildung, erst nach jahrelanger Nutzung in feuchten Umgebungen ab. Es beginnt mit feinen, netzförmigen Haarrissen, die mit der Zeit zunehmen und sich ausdehnen. Begünstigt wird dieser Prozess zusätzlich durch Witterungseinflüsse und statische sowie dynamische Lasten. Daraus folgt eine deutliche Schwächung des Festbetons durch einen stark reduzierten E-Modul, abfallende Festigkeit und ein durchlässigeres Betongefüge. [10]

### 2.3.3 Physikalischer Sulfatwiderstand

Wie bereits in Kapitel 2.3 kurz beschrieben, spielt das Porengefüge des Betons bei Angriffen durch Sulfate eine entscheidende Rolle. Es ist verantwortlich dafür, mit welchem Ausmaß und mit welcher Geschwindigkeit die Wassermoleküle bzw. Sulfationen in den Beton eindringen können. Je nachdem ob es sich um einen inneren oder äußeren Sulfatangriff handelt, dringt entweder Wasser oder Sulfat ins Innere des Betons ein und sorgt für eine schädigende Reaktion. Im Wesentlichen dringen die Wassermoleküle bzw. Sulfationen durch Diffusion oder Migration über die Kapillarporen in den Betonkörper ein. Jedoch gibt es auch andere Möglichkeiten, wie diese Stoffe das Innere des Betons erreichen können. Zu diesen Transportprozessen zählt beispielweise auch das kapillare Saugen oder die Effusion. [11] Bezugnehmend auf die inneren Sulfatangriffe kann die Diffusion der Wassermoleküle dabei durch das *Fick'sche Gesetz* abgeleitet werden, siehe Gleichung 2.4:

$$J = -D_{eff} \cdot \frac{\Delta c}{\Delta x} \quad (2.4)$$

$J$ ...Diffusionsstromdichte [ $mol \cdot m^{-2} \cdot s^{-1}$ ]

$\Delta c$ ...Konzentrationsunterschied [ $mol \cdot m^{-3}$ ]

$\Delta x$ ...Weglänge [ $m$ ]

$D_{eff}$ ...effektiver Diffusionskoeffizient [ $m^2 \cdot s^{-1}$ ]

In der Formel 2.4 wird für gewöhnlich der Diffusionskoeffizient ( $D$ ) verwendet. Am Beispiel des Betons verwendet man jedoch den effektiven Diffusionskoeffizienten ( $D_{eff}$ ), da dieser zusätzlich noch die Tortuosität  $\tau$  (lat. tortuosus „gewunden“, kennzeichnet den Grad der Gewundenheit der Transportwege in den Poren von porösen Materialien) und die Porosität  $P$  enthält, siehe Gleichung 2.5:

$$D_{eff} = \frac{D \cdot P}{\tau} \quad (2.5)$$

Dieselben Gleichungen gelten auch für die Diffusion von Sulfationen im Falle eines äußeren Sulfatangriffs. Wenn Wassermoleküle per Diffusion in den Beton eindringen, erfolgt der Transport hauptsächlich über die Kapillarporen (ca. 10 nm – 5  $\mu$ m Porengröße). Dabei hat der W/Z-Wert den maßgebenden Einfluss auf den Porenanteil. Je höher der W/Z-Wert, umso höher auch die Kapillarporosität des Betons. [11] In der Abbildung 2.7 ist der Sulfatwiderstand von Beton in Abhängigkeit vom W/Z-Wert dargestellt. Laut MONTEIRO und KURTIS [12] herrscht bei W/Z-Werten unter 0,45 eine

„sichere Zone“, in der Betonkörper keine Sulfatschäden erleiden, unabhängig vom  $C_3A$ -Gehalt des Zements. Wenn das Gefüge also gut genug verdichtet wird, so dass ein Eindringen der Sulfationen unterbunden oder stark verzögert wird, dann kann eine Schädigung ausgeschlossen werden. Diese Beobachtungen verdeutlichen die Bedeutung der Betonpermeabilität und bestätigen die Empfehlungen, dass der W/Z-Wert bei starker Sulfatbelastung  $< 0,45$  sein soll. [12]

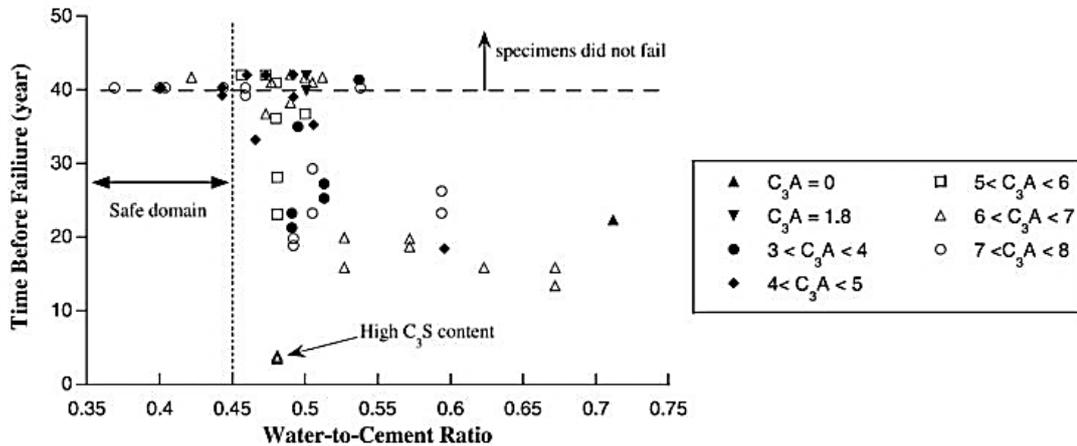


Abbildung 2.7: Der Einfluss des  $C_3A$ -Gehalts und des W/Z-Wertes auf die Lebensdauer des Betons bei Sulfatgriffen, nach MONTEIRO und KURTIS [11]

Doch nicht nur der W/Z-Wert hat Einfluss auf den physikalischen Widerstand des Betons gegen sulfathaltige Wässer, auch die zugegebenen Zusatzstoffe sowieso das Alter des Betons beeinflussen die Permeabilität maßgebend. Je älter der Beton bzw. je höher der Hydratationsgrad des Zements, umso höher ist auch die Dichtigkeit des Porengefüges. Jüngerer Beton ist daher bei Sulfatgriffen stärker gefährdet als Beton mit längerer Vorlagerungsdauer. Um in den Randzonen des Betonkörpers einen hohen Hydratationsgrad zu erreichen, kann auf gezielte Nachbehandlung gesetzt werden. Ein bekanntes Beispiel dafür wäre die Anwendung von Flugasche, die nicht nur die chemische Widerstandsfähigkeit des Betons erhöht, sondern speziell auch die physikalische. Ausgelöst durch die Flugasche findet eine puzzolanische Reaktion statt, die dafür sorgt, dass das Gefüge dichter wird. Allerdings verläuft diese Reaktion vergleichsweise träge, wodurch der gewünschte Effekt erst nach längerer Hydratationsdauer auftritt. [11]

### 2.3.4 Chemischer Sulfatwiderstand

Wenn das Eindringen der Sulfationen in den Betonkörper durch den physikalischen Widerstand des Zementsteins nicht mehr ausreichend gehindert wird, kann es zu chemischen Reaktionen mit den Zementsteinphasen kommen. Aus diesen Reaktionen

resultiert die Bildung von Gips, Ettringit oder Thaumasit, die, wie bereits erwähnt, betonschädigend wirken. [13]

Die Menge der entstandenen Schadminerale kann durch eine bestimmte Zusammensetzung der Bindemittel gezielt beeinflusst werden. Um somit den chemischen Widerstand zu erhöhen, wird vor allem auf die Verwendung von Zementen mit einem geringen  $\text{Al}_2\text{O}_3$ - bzw.  $\text{C}_3\text{A}$ -Anteil gesetzt. Dadurch fehlen den Sulfationen die Al-haltigen Phasen zur Bildung von Mono- bzw. Trisulfaten (Ettringit). [13] Bei Portlandzementen spielt der  $\text{C}_3\text{A}$ -Anteil des Zements die größte Rolle bezüglich Sulfatwiderstand. Auch andere Zusatzstoffe beeinflussen den chemischen Sulfatwiderstand, wie z.B. die bereits erwähnt Flugasche oder Hüttensand. [11] Nach MONTEIRO und KURTIS [12] gibt es auch eine „sichere Zone“ bei chemischen Angriffen, bei der mit keinem Schaden gerechnet werden muss. So stellen sie die Behauptung auf, dass dieser sichere Bereich für Zemente ab einem  $\text{C}_3\text{A}$ -Anteil unter 8 M.-% gilt, allerdings nur, wenn auch der W/Z-Wert von 0,45 nicht überschritten wird. Somit wird hierbei nicht nur auf den chemischen, sondern auch auf den physikalischen Widerstand Einfluss genommen. [12]

Die folgenden Erläuterungen bezüglich des Einsatzes von Flugasche und Hüttensand zur Maximierung des chemischen Sulfatwiderstand von Beton beruhen auf den Überlegungen von MÜLLAUER in dessen Dissertation [11]. Dabei lässt sich sagen, dass der positive Effekt der Flugasche auf den Sulfatwiderstand vor allem darauf beruht, dass der  $\text{C}_3\text{A}$ -Gehalt und der Anteil des Portlandits in der Bindermittelmischung reduziert werden. Dies geschieht durch den Ersatz von Zement mit Flugasche. Bei der dann stattfindenden puzzolanischen Reaktion der Flugasche kommt es zum Verbrauch des Portlandits. Durch diesen Prozess reduziert man das Risiko der Bildung von Ettringit in größeren Mengen. Bei der Hydratation des mit Flugasche angereicherten Zements wird das vorliegende Aluminium mehrheitlich in C-A-S-H (Calciumaluminatsilikathydrat) gebunden. Dadurch kann es bei einem späteren Sulfatangriff nicht mehr zur Ettringitbildung mobilisiert werden. Zusätzlich ist auf die Feinheit der Flugasche zu achten, denn diese spielt bei der Zement-Flugaschemischung eine entscheidende Rolle. Je feiner die zugegebene Flugasche, umso höher ist auch der Sulfatwiderstand. Zurückzuführen ist das auf die erhöhte Reaktivität der Flugasche, wodurch Portlandit im Zuge der puzzolanischen Reaktion schneller aufgebraucht wird und sich ein dichtes Gefüge rasch ausbilden kann. [11]

Weiters beschreibt MÜLLAUER [11] den Sulfatwiderstand bei Hochofenzementen und stellt fest, dass der  $\text{Al}_2\text{O}_3$ -Gehalt des Hüttensand hier eine entscheidende Rolle hat. Zwar kann mit dem Einsatz von Hochofenzementen ein sehr hoher Sulfatwiderstand erreicht werden, allerdings beeinträchtigt ein hoher

Aluminiumgehalt im Hüttensand diesen positiven Effekt. Darauf muss stets geachtet werden. Prinzipiell wird ein höherer Sulfatwiderstand durch die Zugabe von Hüttensand, sowohl in chemischer als auch in physikalischer Sicht, erzielt. [11]

### 2.3.5 Kristallisationsdruck

Das folgende Kapitel ist an die Erkenntnisse von STARK und WICHT [14] angelehnt und beschreibt die Entstehung von Druck durch Kristallbildung innerhalb der Poren. Es ist bekannt, dass während eines Sulfatangriffs im Beton mechanische Kräfte, ausgelöst durch chemische Reaktionen, hervorgerufen werden. Dadurch kann eine Gleichgewichtsbeziehung zwischen der mechanischen Energie (Kristallisationsdruck bzw. Quelldruck) und der chemischen Energie hergestellt werden, die auf dem Satz der Erhaltung der Energie beruht. Es müssen also zwei Bedingungen erfüllt sein, damit sich ein Kristallisationsdruck aufbauen kann. Die erste Bedingung ist erfüllt, wenn die Kristalle am Wachstum behindert sind. Für die zweite Bedingung muss in der wässrigen Phase eine Übersättigung des Kristalls vorliegen. Bezugnehmend auf die Wachstumsbehinderung ist festzuhalten, dass nicht jede Bildung von Gips oder Ettringit unbedingt zu einer äußeren Dehnung resultieren muss. Wenn sich diese Schadminerale in Rissen oder Poren bilden, ist die Folge oft nicht gefährlich, da der Porenraum mit Wasser gefüllt ist und somit die entstandenen Kristalle aufnehmen kann. Im Gegensatz dazu kann ein Kristallisationsdruck durch Wachstumsbehinderung entstehen, wenn es zu einer in-situ Umwandlung von Monosulfat in Ettringit oder Portlandit in Gips kommt. Dies geschieht, wenn die Ausgangsstoffe in den umgebenden C-S-H-Phasen (Calciumsilikathydratphasen), genauer gesagt in dessen Mikrostruktur eingebunden sind. In diesem Fall kommt es zu einer Zerstörung des Mikrogefüges, da das Volumen der Reaktionsprodukte weitaus höher ist als das Volumen der Ausgangsstoffe. Das benötigte Wasser für die kristallwasserreicheren Reaktionsprodukte wird durch die Poren herangezogen. Die grundlegende Voraussetzung für die äußere Dehnung aufgrund eines Kristallisationsdruck ist demnach eine Wachstumsbehinderung. Allerdings tritt ein Schaden des Mikrogefüges erst dann ein, wenn die entstandene chemische Energie dessen Widerstand überschreitet. Bei den Kräften, die die Dehnung behindern, handelt es sich meist um schwache zwischenmolekulare Bindungen. Prinzipiell lässt sich sagen, je größer die Übersättigung ist, umso mehr Energie wird auch im Zuge der Kristallisation frei und umso höher kann auch der entstehende Kristallisationsdruck werden. Je kleiner die Kristalle, umso höher muss die Übersättigung sein, aufgrund der größeren Oberfläche. [14]

## 2.4 Recyclete Gesteinskörnung

In Zeiten, wie wir sie gegenwärtig durchleben, wird einem täglich bewusst, wie wichtig die Themen Nachhaltigkeit, Umweltfreundlichkeit und Ökologie sind. Langsam aber sicher geht der Trend auch mehr und mehr in diese Richtung und den Menschen wird der Ernst der Lage immer bewusster. Wir trinken aus Recyclingflaschen, benutzen Recyclingpapier und bauen sogar unsere Autos aus recyceltem Stahl und unsere Fenster aus recyceltem Aluminium. Warum sollten wir dann nicht auch unsere Häuser/Bauwerke aus recyceltem Beton bzw. aus Beton mit recycelter Gesteinskörnung bauen?

Aufgrund der negativen Konnotation, die beim Begriff „Recyclingbeton“ mitschwingt, gehen die ersten Assoziationen möglicherweise in Richtung schlechte Qualität oder gar einstürzende Häuser. Dabei werden bei „RC-Betonen“ ausschließlich hochwertige Abbruchmaterialien aus alten Bauwerken verwendet, die zuvor auf Qualität geprüft wurden. In der Asphaltindustrie und bei Grabenverfüllungen sind recycelte Gesteinskörnungen beinahe die Regel, im klassischen Hochbau besteht jedoch Aufholbedarf. Als (angehende) Fachleute sollten wir unseren Fokus mehr in Richtung Nachhaltigkeit und vor allem auch in Richtung Kreislaufwirtschaft lenken und künftig mehr Wert auf ökologische Bauwerke legen. Durch interdisziplinäre Zusammenarbeit wird es gelingen, dass nachhaltiges Bauen auch wirtschaftlich Sinn ergibt. In Abbildung 2.8 sieht man die Prozesskette zur Herstellung von RC-Beton und den damit verbundenen wirtschaftlichen Kreislauf, der dazu führt, dass natürliche Ressourcen geschont, Transportwege verkürzt und CO<sub>2</sub>-Ausstöße reduziert werden.



Abbildung 2.8: Die Prozesskette zur Herstellung von RC-Beton [15]

### 2.4.1 RC/R-Beton

*„Beton ist der meistverwendete Baustoff der Welt. Obwohl wir normalerweise das, was Beton kann, als selbstverständlich hinnehmen, übersehen wir dabei viel zu oft was Beton wirklich alles zu bieten hat.“ [16]*

Recycling-Beton (RC-Beton) oder in letzter Zeit auch immer öfter als ressourcenschonender Beton (R-Beton) bezeichnet, nennt man ein Betongemisch, bei dem die natürliche Gesteinskörnung und Kies anteilig durch RC-Gesteinskörnung (mind. 2mm Durchmesser, da lt. ÖNORM B 4710-1 [N.2] bei kleineren Durchmessern eine aussagekräftige Klassifizierung nicht möglich ist) ersetzt werden. Durch spezielle Aufbereitungsvorgänge werden die RC-Körnungen nach dem Abbruch von alten Bauwerken aus Beton und Bauschutt zurückgewonnen. Als RC-Beton darf nach der europäischen Norm EN 206-1 nur Beton bezeichnet werden, der mindestens 25 M.-% Betongranulat und/oder Abbruchgranulat enthält. Da Kies ein endlicher Rohstoff ist und die abgelagerte Bauschuttmenge reduziert werden soll, macht es durchaus Sinn, neuem Beton Recyclingmaterial hinzuzufügen. Im Hochbau dürfen RC-Gesteinskörnungen in Betonen bestimmter Expositionsclassen bis zu einer Druckfestigkeit von maximal C 30/37 eingesetzt werden. Für R-Betone gelten die gleichen Regelwerke und Anforderungen wie für konventionelle Betone – ebenso in Bezug auf die Güteüberwachung und die Qualitätssicherung. Bezüglich der Qualität des Recyclingbetons spielen vor allem die Korngrößenverteilung und die Bestandteile des Granulats eine entscheidende Rolle. Einen RC-Beton mit geringer Festigkeit enthält man bereits, wenn Bauschutt nur gebrochen wird und ohne bestimmte Klassierung beigemischt wird, denn hierbei wird auf die optimale Zusammensetzung von Mehlkorngesamt, Korngrößenverteilung und Zugabewasser verzichtet. Die Qualität dieses Materials reicht als Verfüllung im Straßenbau oder für die Einbettung von Leitungen. Wird jedoch der Bauschutt, nachdem er gebrochen wurde, durch Siebklassierung und Sichten wie die üblichen Kornfraktionen sortiert, entsteht Beton, der allen Anforderungen des Hochbaus entspricht. Der daraus resultierende RC-Beton unterscheidet sich keineswegs von konventionellem Beton, weder in den Fest- noch in den Frischbetoneigenschaften. Allerdings muss gemäß ÖNORM EN 12620 [N.1] und ÖNORM B 4710-1 [N.2] stets darauf geachtet werden, dass keine Verunreinigungen (wie z.B. Gipsreste, Holzstücke, etc.) und schädliche Bestandteile in derartigen Mengen vorhanden sind. Ferner muss beachtet werden, dass sie sich nachteilig auf den Beton auswirken könnten und bestimmte Sieblinien und chemische Eigenschaften eingehalten werden. [17, 18]

### 2.4.2 RC-Gesteinskörnung

Der Rückbau eines Gebäudes setzt sich aus der Entkernung des Ausbaus und dem Abbruch des Baukörpers zusammen. Im Zuge der Entkernung entnimmt man dem Gebäude die Materialien des Innenausbaus und entsorgt sie aufgetrennt nach Holz, Kunststoffen, Gipsbaustoffen, Metallen und anderen Materialien. Oftmals geschieht das händisch. Im besten Fall verbleibt nach der Entkernung nur noch der Rohbau zum Abbruch. Der zuletzt anfallende Bauschutt ist weitestgehend befreit von Fremdkörpern und Fremdstoffen und bietet eine gute Qualität für ein hochwertiges Recycling. Im nächsten Schritt erfolgt dann die Brechung und Klassierung des Materials, getrennt nach dessen Ausgangsstoffen (z.B. Mauerwerkschutt und Altbeton). Ziel dabei ist ein möglichst vollständiger Aufschluss der Gesteinskörnung und der Zementsteine. Hierbei werden Gemische nach den geforderten Eigenschaften hergestellt, wie z.B. Gesteinskörnungen für den Erdbau, den Straßenbau oder auch für Betonwerke. Die für Betonwerke bestimmte Gesteinskörnung unterliegt denselben Anforderungen wie gebrochener Naturstein bzw. Kies. [24] Abbildung 2.9 zeigt die möglichen verschiedenen Aufschlussgrade des Bauschutts bei der Aufbereitung. [18]

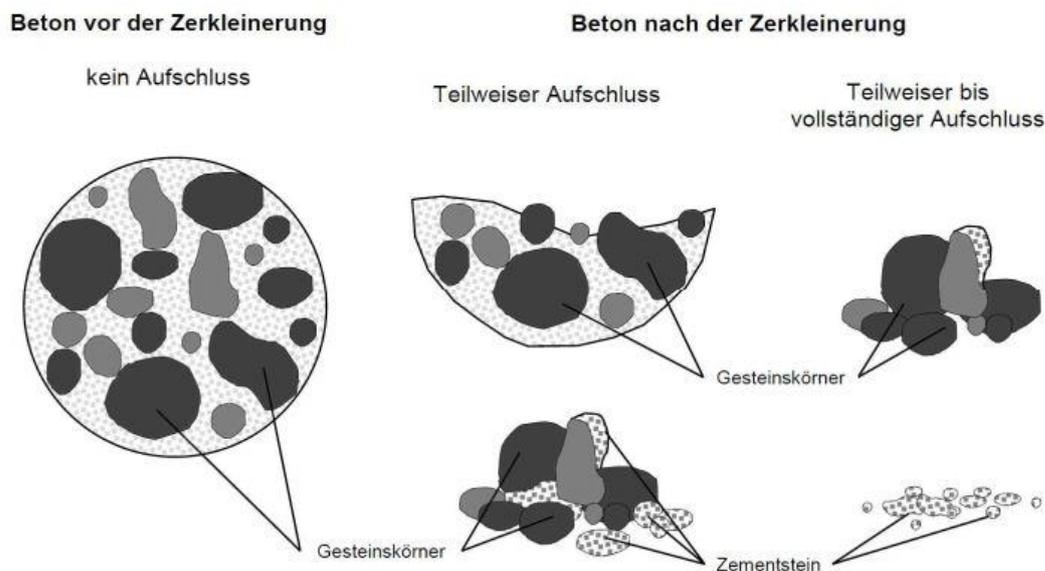


Abbildung 2.9: Schematische Darstellung der verschiedenen Aufschlussgrade des Bauschutts [18]

Grundsätzlich ist Beton, bei dem eine rezyklierte Gesteinskörnung (>5% der Gesamtmasse) zum Einsatz kommt, entsprechend zu klassifizieren. Wie in ÖNORM B 4710-1 [N.2] beschrieben, muss eine zusätzliche Angabe für die rezyklierte Gesteinskörnung gemäß ÖNORM B 3140 [N.3] erfolgen. Beispielsweise könnte die Beschreibung folgendermaßen lauten: C16/20/XC1/F52/GK22/RB-A1. In ÖNORM B

12620 [N.1] sind die einzelnen Bestandteile der rezyklierten Gesteinskörnung, wie in Abbildung 2.10 sichtbar, aufgelistet:

Bestandteil	Beschreibung
Rc	Beton, Betonprodukte, Mörtel Mauersteine aus Beton
Ru	Ungebundene Gesteinskörner, Naturstein, hydraulisch gebundene Gesteinskörner
Rb	Mauer- und Dachziegel aus gebranntem Ton Kalksandsteine Gasbetonsteine (nicht schwimmend)
Ra	Bitumenhaltige Materialien
FL	Schwimmendes Material im Volumen
X	Sonstige Materialien: Bindige Materialien (d. h. Ton, Erde) Verschiedene sonstige Materialien: (Eisenhaltige und nicht eisenhaltige) Metalle, nicht schwimmendes Holz, Kunststoff, Gummi, Gips
Rg	Glas

Abbildung 2.10: Die Beschreibung der Bestandteile von rezyklierter Gesteinskörnung nach ÖNORM EN 12620 [N.1]

Weiters beschreibt diese Norm auch die Kategorien der Bestandteile mit deren entsprechenden Massenanteile, die in Abbildung 2.11 zu sehen sind:

Bestandteil	Gehalt Massenanteil in %	Kategorie
Rc	$\geq 90$ $\geq 80$ $\geq 70$ $\geq 50$ $< 50$	<i>Rc</i> <sub>90</sub> <i>Rc</i> <sub>80</sub> <i>Rc</i> <sub>70</sub> <i>Rc</i> <sub>50</sub> <i>Rc</i> <sub>angegeben</sub>
	Keine Anforderung	<i>Rc</i> <sub>NR</sub>
Rc + Ru	$\geq 95$ $\geq 90$ $\geq 70$ $\geq 50$ $< 50$	<i>Rcu</i> <sub>95</sub> <i>Rcu</i> <sub>90</sub> <i>Rcu</i> <sub>70</sub> <i>Rcu</i> <sub>50</sub> <i>Rcu</i> <sub>angegeben</sub>
	Keine Anforderung	<i>Rcu</i> <sub>NR</sub>
Rb	$\leq 10$ $\leq 30$ $\leq 50$ $> 50$	<i>Rb</i> <sub>10-</sub> <i>Rb</i> <sub>30-</sub> <i>Rb</i> <sub>50-</sub> <i>Rb</i> <sub>angegeben</sub>
	Keine Anforderung	<i>Rb</i> <sub>NR</sub>
Ra	$\leq 1$	<i>Ra</i> <sub>1-</sub>
	$\leq 5$	<i>Ra</i> <sub>5-</sub>
	$\leq 10$	<i>Ra</i> <sub>10-</sub>
X + Rg	$\leq 0,5$	<i>XRg</i> <sub>0,5-</sub>
	$\leq 1$	<i>XRg</i> <sub>1-</sub>
	$\leq 2$	<i>XRg</i> <sub>2-</sub>
	<b>Gehalt</b> cm <sup>3</sup> /kg	
FL	$\leq 0,2^a$	<i>FL</i> <sub>0,2-</sub>
	$\leq 2$	<i>FL</i> <sub>2-</sub>
	$\leq 5$	<i>FL</i> <sub>5-</sub>

<sup>a</sup> Die Kategorie  $\leq 0,2$  gilt nur für besondere Anwendungen, die eine hochwertige Oberflächenbeschaffenheit erfordern.

Abbildung 2.11: Die Kategorien der Bestandteile von rezyklierter Gesteinskörnung nach ÖNORM EN 12620 [N.1]

Einen guten Überblick für die Kategorien der Bestandteile von rezyklierten Gesteinskörnungen gibt auch Tabelle 3 der ÖNORM B 3140 [N.3], die in Abbildung 2.12 dargestellt wird:

Materialbezeichnung	Beispiel	Bestandteil					
		$R_c$	$R_c + R_u$	$R_{b^a}$	$R_a$	$X + R_g$	$FL$
RB-A1	sortenreiner Betonbruch, zB im Fertigteilwerk, Betonstraßen	$R_{c90}$	$R_{cu95}$	$R_{bNR}$	$R_{a1-}$	$XR_{g1-}$	$FL_{0,2-}$
RB-A2	Betonbruch	$R_{c90}$	$R_{cuNR}$	$R_{bNR}$	$R_{a10-}$	$XR_{g1-}$	$FL_{2-}$
RG-A3 <sup>b</sup>	wieder aufbereitete, natürliche Gesteinskörnungen, zB gebrochener Gleisschotter	$R_{cNR}$	$R_{cu95}$	$R_{bNR}$	$R_{a5-}$	$XR_{g1-}$	$FL_{0,2-}$
RH-B	aufbereiteter Hochbau-Splitt (mindestens 50 % Betonanteile)	$R_{c50}$	$R_{cu70}$	$R_{b30-}$	$R_{a5-}$	$XR_{g1-}$	$FL_{2-}$
RMH-C	aufbereitete mineralische Hochbau-Restmasse	$R_{cNR}$	$R_{cuNR}$	$R_{bNR}$	$R_{a10-}$	$XR_{g1-}$	$FL_{2-}$

<sup>a</sup> Masseanteil von glasierter Keramik höchstens 5 % der Masse  
<sup>b</sup> Masseanteil von mindestens 50 % der Masse  $R_u$

Abbildung 2.12: Übersicht der Kategorien rezyklierter Gesteinskörnung nach ÖNORM B 3140 [N.3]

Dadurch geht hervor, dass beispielsweise bei Recyclingbeton der Sorte RB-A1 mindestens 90% der Gesteinskörnung aus wiederverwerteten Betonprodukten kommen muss.

Jedenfalls muss der Hersteller der RC-Gesteinskörnung geschultes Personal für die Prüfungen und erforderlichen Überwachungen und ebenso die benötigten Mittel verfügbar halten. Das Labor muss entsprechend qualifiziert für die anfallenden analytischen Prüfungen sein, sodass die Qualifikation nach entsprechenden Regelwerken nachzuweisen ist. [24]

### 2.4.3 Das Sulfatproblem durch Gipsabfälle

Ob in Form von Platten, als Estrich oder Putz, die Verwendung von Gips ist in der Bauindustrie nicht mehr wegzudenken. Das liegt vor allem an den vielen positiven Eigenschaften, die dieser Baustoff mit sich bringt, wie etwa dem vergleichsweise geringen Energieverbrauch bei der Herstellung, der einfachen Verarbeitbarkeit und den günstigen bautechnischen Eigenschaften. Baufirmen setzen Gips, der aus dem Mineral Calciumdisulfat gewonnen und hergestellt wird, überwiegend bei Sanierungen von Gebäuden und für den Innenausbau ein. Für die Herstellung werden sowohl natürliche Rohstoffe als auch Nebenprodukte der Industrie in Form von Rauchgasentschwefelungsgipsen (REA) verwendet. Gegenwärtig liegt der Anteil von REA-Gips bei etwa 75%. In Zukunft wird allerdings damit gerechnet, dass durch die Verminderung der Energiegewinnung aus Kohle weniger REA-Gips zur Verfügung stehen wird und somit wieder mehr natürlicher Gips benötigt werden wird. Diesen Abbau

auszuweiten könnte jedoch schwierig werden, daher wird verstärkt auf recycelten Gips aus Bauresten zurückgegriffen werden müssen. [19]

Bekannt ist, dass Gipsabfälle beim Abbruch von Gebäuden als Bestandteil von mineralischem Bauschutt auftreten. Oft haften sie noch an ihrem mineralischen Untergrund, wie z.B. am Beton oder an Mauersteinen. Abhängig von der Sortenreinheit erfolgt die Zuordnung der gipshaltigen Abfälle zu den Schlüsselnummern des Europäischen Abfallverzeichnisses, wie MÜLLER beschreibt folgendermaßen [21]:

- Für Abfälle mit hohem Gipsanteil ohne Verunreinigungen durch gefährliche Stoffe gilt der Abfallschlüssel 17 08 02 „Baustoffe auf Gipsbasis“. In diese Gruppe wären sortenreine Verschnittabfälle oder demontierte Gipskartonplatten sowie andere Trockenbauprodukte einzuordnen.
- Abfälle mit mittlerem Gipsanteil ohne Verunreinigungen durch gefährliche Stoffe sind in die Kategorie 17 09 04 „Gemischte Bau- und Abbruchabfälle“ einzuordnen. Abfälle aus dem Umbau und der Sanierung sind typische Vertreter dieser Kategorie.
- Wenn Gipsabfälle Bestandteil von mineralischem Bauschutt sind, finden sie keine gesonderte Erwähnung, sondern fallen unter die Schlüsselnummer 17 01 07 „Gemische aus Beton, Mauerziegeln, Fliesen, Dachziegeln und Keramik“ [21].

Am ehesten für eine Rückgewinnung eignen sich Abfälle der Kategorie 17 08 02, die sich durch eine sehr hohe Sortenreinheit auszeichnen [21].

Als Abfallprodukt in einem Bauschuttgemisch hat Gips jedoch meist negative Auswirkungen, wie MÜLLER [19] in ihrem Artikel beschreibt. Zum einen kann Gips gelöst werden und dadurch Sulfationen an das Grundwasser abgeben. Zum anderen kann Gips als reaktiver und leicht löslicher Baustoff mit anderen Bestandteilen des Schutts oder mit Zement reagieren. Wie in den bisherigen Kapiteln bereits beschrieben, können dadurch erhebliche Schäden entstehen, die im Extremfall sogar den kompletten Ausbau des Recyclingbaustoffs erzwingen können. Zudem gibt es in diesem Gebiet noch sehr wenig Forschungen, sodass kaum geeignete Methoden für die Überwachung und Bewertung bzw. Grenzwerte vorliegen. [19]

In vielen Teilen Deutschlands kam man aber bereits zu folgender Erkenntnis: RC-Baustoffe aus Betonabbrüchen werden bislang am häufigsten in Frostschutzschichten eingesetzt. In den letzten Jahren konnte an Straßen, bei denen recycelte Baustoffe verwendet wurden, vereinzelt Schäden erkannt werden. Meist machten sich die Schäden in Form von ungleichmäßigem Aufwölben und Heben des Asphaltoberbaus bemerkbar. Bei all den untersuchten Schadensfällen konnte die Bildung von Ettringit (und zum Teil Thaumasit) nachgewiesen werden. Treiberscheinungen führten also zu den Schädigungen. [19]

Im Straßenbau kann man sich das Szenario folgendermaßen vorstellen: Es werden beispielweise gipshaltige RC-Baustoffe aus Beton als Tragschicht eingebaut, dadurch reagieren die Sulfatanteile der Gipsreste mit  $\text{CaO}$  und  $\text{Al}_2\text{O}_3$  der Hydratphasen des Zements und/oder der Boden- sowie Ziegelbestandteile. Auch ein Wasserzutritt kann nicht ausgeschlossen werden, dadurch steht Wasser ebenfalls als Reaktionspartner zur Verfügung. Das Chaos ist somit perfekt und der Ettringitbildung steht nichts mehr im Weg. Auch beim Planum können sich diese Erscheinungen bemerkbar machen, wie Abbildung 2.13 zeigt. Eine Behebung solcher Schäden ist meist mit einem kompletten Bodenaustausch verbunden, da durch Reparaturen die eigentlichen Ursachen nicht beseitigen werden können. [19]



*Abbildung 2.13: Aufgequollenes Planum durch Treibmineralien. A71 AS Sömmerda Ost [20]*

Den vorgegebenen Begrenzungen der Chloride und Sulfate unterliegen aber nicht nur RC-Baustoffe die im Straßenbau verwendet werden, sondern natürlich auch jene die für konstruktiven Beton im Hochbau verwendet werden sollen. Diese Begrenzungen beziehen sich sowohl auf bautechnische als auch auf umwelttechnische Aspekte. Denn auch hier besteht die Gefahr der Zerstörung des Betons durch Treibreaktionen ausgelöst durch gipshaltige Rezyklate. Grundsätzlich setzt sich der Sulfatgehalt vom Bauabbruch aus sulfathaltigen Abbindereglern von Zement und aus gipshaltigen Baustoffen zusammen. Die in die Zementsteinphasen fest eingebauten Sulfate aus dem Abbinderegler sorgen unter normalen Einsatzbedingungen für keine negativen Effekte. Anders ist das bei den löslichen Sulfaten aus Gipsbaustoffen, die sich oft negativ auswirken können, wie bereits beschrieben. Das folgende praxisnahe Beispiel in

Abbildung 2.14 von MÜLLER zeigt verschiedene Sulfatquellen anhand eines Betondeckenelements mit Anhydritestrich (oder Calciumsulfatestrich). Es soll verdeutlichen wie sich die Abtrennung vom Estrich auf den Sulfatgehalt des Bauschutts auswirkt und dadurch die Qualität der Gesteinskörnung erhöht. [22]

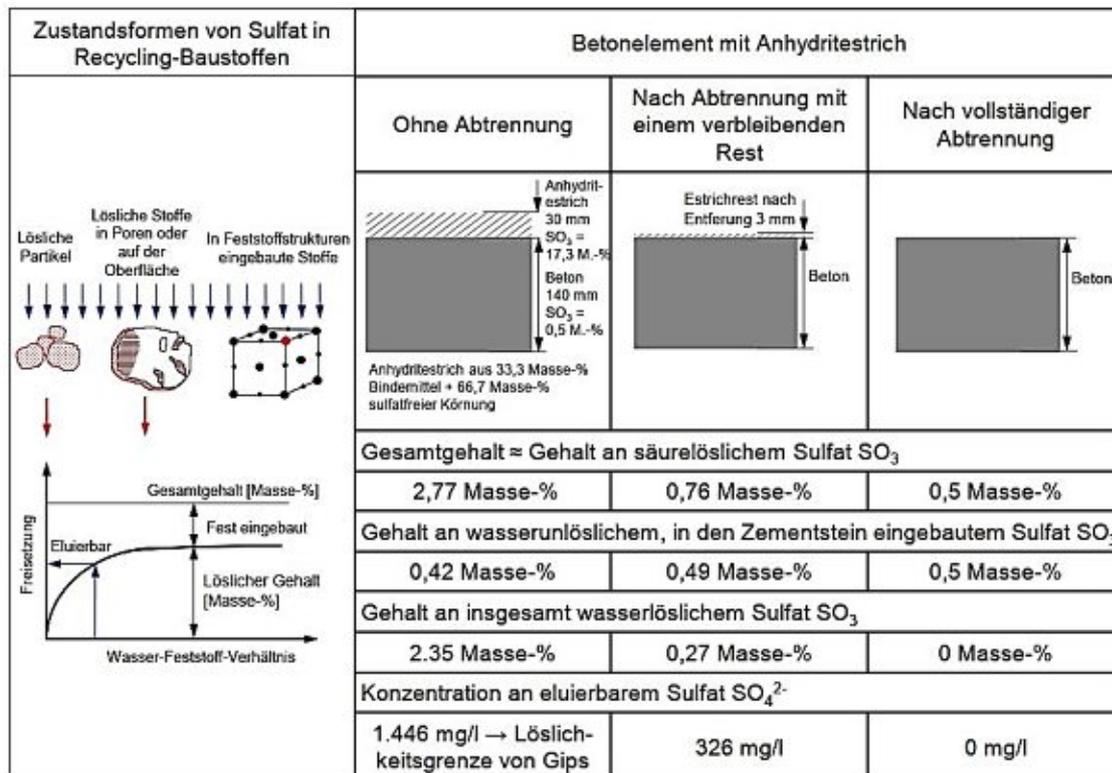


Abbildung 2.14: Freisetzbarkeit des Sulfats aus Recycling-Baustoffen [22]

Ohne vorher den Estrich von der Betondecke abzutrennen, weist der erzeugte RC-Baustoff einen Gesamtgehalt des Sulfats von 2,77 M.-% auf. Bei diesem Wert spricht man von dem Gehalt an säurelöslichem Sulfat, der sich in einen Anteil von 2,35 M.-% wasserlöslichen Sulfats aus dem Estrich und einem Anteil von 0,42 M.-% wasserunlöslichen Sulfats, der auf den Gipsanteil aus dem Zement zurückgeht, unterteilt. Der Teil des Sulfats, der sich eluieren lässt, mit dem die umwelttechnische Güte des RC-Baustoffs bewertet wird, ist auch Teil des wasserlöslichen Sulfats. Dabei ist das angewandte Wasser-Feststoff-Verhältnis ausschlaggebend. Im vorliegenden Fall übersteigt die Menge des wasserlöslichen Sulfats die Menge, die gelöst werden kann. D.h. die Konzentration des Eluats entspricht einer gesättigten Gipslösung von 1446 mg  $\text{SO}_4^{2-}/\text{l}$  bzw. 2,05 g  $\text{CaSO}_4/\text{l}$ . Wird der Estrich so abgetrennt, dass nur noch eine 3mm starke Schicht vorhanden bleibt, so sinkt der Gesamtgehalt des Sulfats auf 0,76 M.-% ab, wovon nur noch 0,27 M.-% wasserlöslich sind. Bei einem Wasser-Feststoff-Verhältnis von 10:1 der Elution geht dieser Gehalt vollständig in Lösung und erzeugen eine Sulfatkonzentration von 326 mg  $\text{SO}_4^{2-}/\text{l}$ . Im Falle einer vollständigen Entfernung

des Estrichs findet sich kein wasserlösliches Sulfat mehr und der Gesamtsulfatgehalt sinkt noch weiter auf 0,5 M.-%. Dieser Sulfatgehalt stimmt gut mit jenen von sortenreinem Betonen und Praxisrezyklaten überein. Ein niedrigerer Sulfatgehalt würde auf einen höheren Anteil natürlicher Gesteinskörnung hindeuten, ein höherer Sulfatgehalt auf mehr sulfathaltige Bestandteile. [22] Dadurch wird klar, dass man mit entsprechendem Aufwand auch entsprechende Qualität bekommen kann, dies Bedarf natürlich auch dem Einhalten wesentlicher wirtschaftlicher Aspekte. Schrittweise findet der Einsatz von recycelter Gesteinskörnung bereits Eingang in die Baupraxis, vor allem dort wo öffentliche Bauherren diese Methoden in der Ausschreibung vorsehen. Auch in urbanen Ballungsgebieten kann mit einem langsamen aber sicheren Anstieg von RC-Beton gerechnet werden, da hier die natürliche Gesteinskörnung auf langem Weg antransportiert werden muss, die Nachfrage nach Bauleistungen hoch ist und auch vergleichsweise viel Abbruchmaterial vorhanden ist. [23]

Es sollte stets beachtet werden, dass bei vorhandenen Sulfationen aus Gipsbestandteilen Ettringitbildung im RC-Beton auftreten kann. Um solche Schadensfälle zu vermeiden, bedarf es vieler Möglichkeiten der Abtrennung von Gips aus dem anfallenden Abbruchmaterial. Dies geht vom selektiven Rückbau vor Ort bis hin zu speziellen thermischen Verfahren. [19] Auf die Ausschlussverfahren und Sortiertechniken wird in dieser Arbeit aber nicht mehr eingegangen, da es den Rahmen sprengen würde.

## 2.5 Überblick über Prüfverfahren für innere Sulfatangriffe

Der Sulfatangriff umfasst eine Reihe von chemischen Reaktionen zwischen Sulfationen und den Bestandteilen von Festbeton. Da diese Reaktionen zu Festigkeitsverlust der Betonstruktur, Rissen und Abplatzungen führen können, bedarf es adäquater Prüfverfahren, um den Widerstand von Beton unter Sulfatbelastung zu bestimmen. Beschleunigte Prüfverfahren sind in diesem Fall am besten geeignet, da ein Sulfatangriff typischerweise ein sehr langfristiger Prozess ist. Ein Großteil der aktuellen Prüfmethode, um den Sulfatwiderstand von Beton zu messen, verwendet Lösungen mit hoher Sulfatkonzentration, in die die Mörtelproben eingetaucht werden. Zusätzlich werden kleine Abmessungen bei den Probekörpern gewählt und teilweise auch erhöhte W/Z-Werte, um den Angriffsmechanismus zu beschleunigen. Jedoch simuliert das Eintauchen von Mörtel- bzw. Betonproben in Sulfatlösungen lediglich äußere Sulfatangriffe und benötigt einige Monate, damit aussagenkräftige Ergebnisse vorliegen. Um einen inneren Sulfatangriff zu simulieren, verwenden Prüfverfahren wie ASTM C452 und der Le-Chatelier-Test eine Mischung aus Zement und Gips, siehe dazu Tab. 2.2. Da

sich in diesem Fall die Sulfatquelle bereits in der Probe befindet, wird keine Zeit mehr für das Eindringen der Sulfationen benötigt. Somit werden bereits nach wenigen Wochen Ergebnisse erzielt. [26] Für die vorliegende Frage des Ausmaßes von Treiberscheinungen durch rezyklierte Gesteinskörnung galt der Fokus den Testmethoden für innere Sulfatangriffe. Die nachstehende Tabelle 2.2 gibt einen kompakten Überblick über bereits bestehende Prüfverfahren, die sich interner Sulfatquellen bedienen.

Tabelle 2.2: Prüfverfahren für innere Sulfatangriffe [26]

Testmethode	Probengröße	Art der Probe	W/Z-Wert	Aushärtung & Behandlung	Sulfatkonzentration	Messdauer	Kriterium
<b>ASTM C452-06</b> - Messung der Längenänderung	25x25x285mm	Mörtelprobe	0,485	Aushärtung 22-23h bei 23 +/- 2°, 95% rel. LF.; Proben vor der ersten Messung für mind. 30min in Wasser gelegt. Während der Prüfung werden die Proben in Wasser gelegt bei 23° +/- 2°.	7 M.-% SO <sub>3</sub> durch zugemahlene Gips	14 Tage; erste Messung nach 24h, zweite Messung nach 14 Tagen	0,01% (3*) 0,011% (4*) 0,012% (5-6*) * Anzahl der Proben
<b>ASTM C1038-04</b> - Messung der Längenänderung	25x25x285mm	Mörtelprobe	k.A.	Aushärtung 22-23h in feuchtem Raum; nach Entformung in gesättigtes Kalkwasser bei 23° +/- 2° (30min); Anfangsmessung; danach die Proben wieder in gesättigtes Kalkwasser legen	Unbestimmt	14 Tage; erste Messung nach 24h, zweite Messung nach 14 Tagen	k.A.
<b>Duggan test</b> - Messung der Längenänderung	ø22x50mm +/- 5mm	Mörtelproben	0,4	Proben werden drei Zyklen von Kühlen (auf 21°) und Aufheizen (auf 82°) innerhalb von 10 Tagen unterzogen. Proben anschließend in destilliertem Wasser (21°) gelagert (Anfangsmessung) und dann 21 Tage lang gemessen.	Keine	31 Tage	Expansion < 0,05%
<b>Le Chatelier-Anstalt</b> - Messung der Durchmesseränderung	ø30x30mm	Zementpaste	0,5	Brei in Le-Chatelier-Ringe einfüllen, mit Glasplatte bedecken, leichtes Gewicht drauf geben, 24h unter Wasser bei Raumtemp. lagern und dann Abstand zw. Nadelspitzen messen. Probe anschließend wieder in Wasser geben und später erneut Abstand messen.	50g Gips gemischt mit 100g (14 Tage) <b>hydratisiertem</b> Zement zu einem Brei anrühren	Messung nach 24h, 7d, 14d, 28d und 90d nach Härtung	1,25% Erhöhung des Durchmessers nach 28 Tagen

In der Europäischen Norm EN 197-1 [N.5] gibt es derzeit keine Prüfmethode zur Bewertung des Sulfatwiderstandes eines Portland- oder Mischzements, da man sich noch nicht auf eine gemeinsame Prüfmethode einigen konnte, obwohl es in mehreren europäischen Ländern bereits früher Prüfmethoden gab.

Grundsätzlich kann der Widerstand von Beton gegen Sulfatangriffe auf zwei verschiedene Arten geprüft werden. Zum einen können realistische Angriffsmechanismen in Kombination mit sehr empfindlichen Testmethoden verwendet werden, um eine Verschlechterung festzustellen. Anschließend wird eine Extrapolationsmethode verwendet, um den Schadensverlauf für die Zukunft hochzurechnen. Zum anderen kann, wie bereits erwähnt, auf beschleunigte Testmethoden zurückgegriffen werden, bei denen höhere Sulfatmengen und W/Z-Werte verwendet werden, kleinere Prüfkörper zum Einsatz kommen, oder die Temperaturschwankungen extremer ausfallen, um frühzeitige Ergebnisse zu simulieren. Der Vorteil von realitätsnahen Durchführungen der Experimente liegt in der Gewissheit, dass der Verschlechterungsprozess nicht verändert worden ist. Damit die Verschlechterung jedoch in einer angemessenen Zeit erkennbar wird, ist eine empfindliche Ausrüstung notwendig. Ein großer Nachteil dieses Prüfverfahrens besteht darin, dass nur die ersten Stufen des Angriffsmechanismus gemessen werden können. Um das Verhalten des Betons in späteren Stadien abzuschätzen, muss eine Extrapolation herangezogen werden. Dies birgt die Gefahr, dass sich negativ auswirkende Mechanismen, die in einer späteren Phase auftreten, nicht erfasst werden und die Genauigkeit der Prüfergebnisse dadurch beeinträchtigt werden könnte. Aus diesen Gründen beinhalten die meisten gebräuchlichen Methoden zur Untersuchung des Sulfatwiderstandes von Beton beschleunigte Tests. Hierbei liegt der Vorteil darin, dass die gesamte Lebensdauer des Probekörpers simuliert werden kann, während gleichzeitig schnelle Ergebnisse erzielt werden. [26] Anhand der vielen vorliegenden Parameter, die bedacht werden müssen, entschied man sich für Prüfverfahren, die versuchen sollen schnelle Ergebnisse zu liefern, aber dennoch möglichst realitätsnahe Szenarien simulieren. Im folgenden Kapitel 3 ist die Versuchsplanung und die Umsetzung beschrieben, bei der man sich an bereits bestehenden Prüfverfahren orientiert und verschiedene Faktoren angepasst hat, um zu sehen wie hoch die Gefahr eines treibenden Angriffs durch Sulfate ist, die in rezyklierter Gesteinskörnung auftreten können.

### 3 Versuchsplanung und Versuchsaufbauten

In diesem Kapitel folgt eine Beschreibung der Vorbereitungen und Abläufe der Versuchsreihen. Alle Versuche wurden in den Laboren des Instituts für Werkstofftechnologie, Bauphysik und Bauökologie im Fachbereich Baustofflehre und Werkstofftechnologie der technischen Universität Wien durchgeführt, wo auch sämtliche Geräte, Maschinen und Materialien vom Institut zur Verfügung gestellt wurden. Grundsätzlich wurden zwei Versuchsreihen entwickelt. Bei der Längenänderungsmessung wurden prismenförmige Mörtelproben hergestellt, die sich in gewissen Parametern unterscheiden und anschließend die Längenänderung gemessen. Bei der zweiten Versuchsreihe handelt es sich um Le-Chatelier-Dehnungsmessungen von Zementpasten, bei der drei verschiedene hydratisierte Zemente verwendet wurden. In den nachfolgenden Unterkapiteln sollen die einzelnen Arbeitsschritte der jeweiligen Versuchsreihen und der Herstellung der verwendeten Materialien detailliert beschrieben werden.

#### 3.1 Längenänderungsmessung der Mörtelproben

Zuerst wurde die Wahl für vier verschiedene Parameter getroffen, die für die Treiberscheinungen im Beton eine große Rolle spielen und Expansionen in den Probekörpern hervorrufen könnten. Unterschieden wurden folgende Faktoren:

- **W/Z-Wert – 0,5 und 0,65**
- **Gipsgehalt – 0%, 5% und 10%**
- **Gipsdurchmesser – fein ( $\varnothing < 1$  mm) und grob ( $\varnothing = 1 - 4$  mm)**
- **Lagerungstemperatur – Wasserlagerung bei 20°C und 50°C**

Wie schon im Kapitel 2.3.3 beschrieben, ist der W/Z-Wert ein wesentlicher Einflussfaktor im Zuge des Sulfatwiderstands. Denn je höher der Wert, umso höher die Kapillarporosität und umso einfacher kann das Wasser in den Betonkörper dringen. Der Wert von 0,5 liegt nur knapp über der „sicheren Zone“ und ist definitiv weniger gefährlich für etwaige Treiberscheinungen. Bei einem W/Z-Wert von 0,65 liegt die Gefahr der Ettringitbildung deutlich höher. Dieser Wert ist aber absolut nicht unüblich auf Baustellen, zudem RC-Beton aufgrund der Porosität der Gesteinskörnung auch ohnehin etwas mehr Wasser benötigt als herkömmlicher Beton.

Der Sulfatgehalt des verwendeten Zements *CEM I 52,5 R* betrug laut Herstellerangaben 3,65% und liegt demzufolge klar unter der in ÖNORM EN 197-1 [N.5] vorgegeben Obergrenze von 4,0%. Durch die Zugabe von gebrochenem Gips als

Sulfatträger wurde der Gesamtsulfatgehalt erhöht. Dadurch wurde die Zugabe von rezykliertem Gesteinskörnung mit hohem Gipsanteil simuliert. Infolgedessen wurden dem Ausgangszement entweder kein Gips, 5% Gips oder 10% Gips beigemischt. Bekannt ist, wie BOLLMANN [31] in ihrer Dissertation auch bestätigt, dass der  $\text{SO}_3$ -Anteil von Gipsstein etwa 45% beträgt. Somit wurde bei den Probekörpern mit 5%-igem Gipsanteil ein Gesamtsulfatgehalt von etwa 5,9% erzielt. Damit liegt dieser Gesamtsulfatgehalt deutlich über der oberen zulässigen Grenze für *CEM I 52,5 R*. In Anbetracht der Forschungsergebnisse von WEIMANN et al. [32] wird klar, dass bei rezyklierten Materialien aus dem Hochbau bis zu 1,2 M.-%  $\text{SO}_3$  anfallen können, was den zulässigen Sulfatgehalt der Gesteinskörnung um ein Vielfaches überschreitet und die Ettringitbildung fördert. Dadurch erscheint der Gesamtsulfatgehalt von 5,9% bei den Probekörpern mit 5% zugeführtem Gips nicht mehr so realitätsfern und könnte in ungünstigen Fällen bei mangelnder Qualitätsprüfung vorkommen. Die Probekörper mit 10% Gips kommen auf einen Gesamtsulfatgehalt von etwa 8,15%, was einen unrealistischen Extremwert darstellen soll. Dies dient zur Verdeutlichung von Tendenzen, ob bei derartigen Werten auch die voluminöse Zunahme der Probekörper extremer ausfällt.

Im Forschungsprojekt von WEIMANN et al. [32] wird auch gezeigt, dass der Sulfatgehalt bei den kleinsten Kornfraktionen tendenziell am höchsten ist. Aufgrund dieser Erkenntnis wurde der Parameter des Gipsdurchmessers gewählt. Es gilt zu zeigen, ob es einen Unterschied zwischen fein- und grobkörnigen Gipsbestandteilen gibt, oder ob der Durchmesser der Gipskörnung irrelevant ist.

Der vierte Parameter simuliert den Einfluss von erhöhter Temperatur und Feuchtigkeit. Diese Bedingungen werden laut BOLLMANN [33] als schadensfördernde bzw. schadensauslösende Faktoren bei der Bildung von Ettringit im erhärteten Beton angesehen. Eine hohe Feuchtigkeit, etwa bei andauerndem Starkregen, führt demnach zur Feuchtebewegung im Beton und fördert im Betongefüge den Stofftransport. Die gewählte Temperatur von 50°C simuliert die Oberflächentemperatur der Betonkörper bei direkter Sonneneinstrahlung und ist an heißen Sommertagen keine Seltenheit. Die Kombination von hoher Temperatur und hoher Feuchte soll wieder einen Extrembelastung darstellen, um Tendenzen zu erkennen.

Die nachstehende Abbildung 3.1 zeigt eine Übersicht der Testreihen mit zehn unterschiedlichen Mörtelmischungen, die dann jeweils noch zwei verschiedenen Lagerungstemperaturen ausgesetzt wurden, was in Summe 20 unterschiedliche Testserien ergibt.

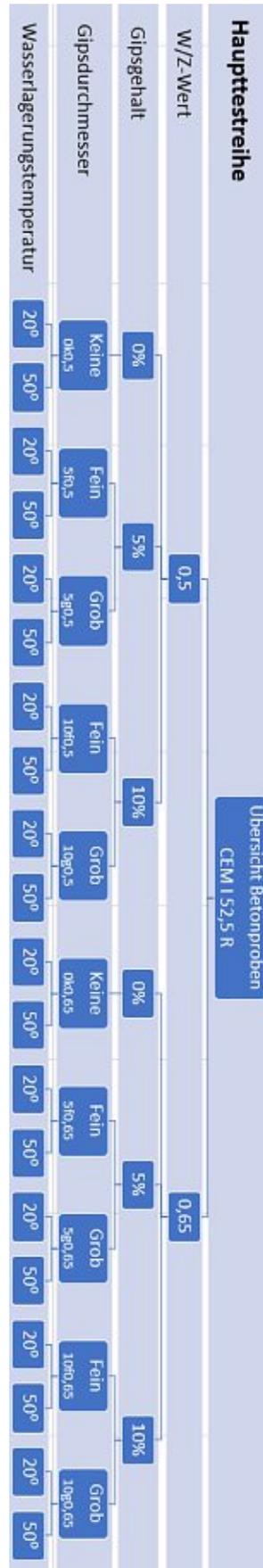


Abbildung 3.1: Übersicht der Längenänderungsmessungen der Mörtelproben

### 3.1.1 Ausgangsstoffe – Zement, Zuschläge, Gips und Anmachwasser

Für alle Probekörper der Längenänderungsmessung wurde Zement der Fa. *Lafarge* verwendet. Dabei handelt es sich um CEM I 52,5 R mit dem Produktnamen „*Der Blaue*“. Es wurde bewusst CEM I gewählt, der nicht C<sub>3</sub>A-frei ist, da dieser keine Sulfatbeständigkeit aufweist. Laut Herstellerangaben weist der Zement eine hohe Frühfestigkeit auf, eignet sich sowohl für Innen- als auch Außenanwendungen und wird gerne bei Fertigteilen eingesetzt [27]. Der Zement wurde direkt beim Zementwerk in Mannersdorf, NÖ erworben. In der Tabelle 3.1 ist eine chemische Analyse des verwendeten Zements zu sehen, die die einzelnen Bestandteile in Prozent zeigt.

Tabelle 3.1: Chemische Analyse des Zementes CEM I 52,5 R

Verhältnisformel	Name	Anteil in [%]
Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	Aluminiumoxid	4,12
SiO <sub>2</sub>	Siliciumdioxid	19,70
Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	Eisen(III)-Oxid	2,78
CaO	Calciumoxid	64,10
K <sub>2</sub> O	Kaliumoxid	0,66
MgO	Magnesiumoxid	1,87
Na <sub>2</sub> O	Natriumoxid	0,22
<b>SO<sub>3</sub></b>	<b>Schwefeltrioxid</b>	<b>3,65</b>
<b>C<sub>3</sub>A</b>	<b>Tricalciumaluminat</b>	<b>6,21</b>
C <sub>3</sub> S	Tricalciumaluminat	62,14
C <sub>2</sub> S	Dicalciumsilikat	12,48
C <sub>4</sub> AF	Tetracalciumaluminatferrit	9,77
CaO <sub>frei</sub>	Freikalk	1,13

Als Zuschlagstoff wurden insgesamt 31 kg Mischkies der Fa. *Rohrdorfer* verwendet, die im Siebturm auf folgende Fraktionen gesiebt wurde:

Tabelle 3.2: Zuschlagsmischung

Durchmesser in [mm]	Anteil in [%]	Anteil in [kg]
Ø 1,0 – 2,0	33	10,25
Ø 0,5 – 1,0	34	10,55
Ø 0,125 – 0,5	22	6,8
Ø 0,063 - 0,125	10	3,1
Ø < 0,063	1	0,31

Das Ziel war es möglichst nah an die Werte des CEN-Referenzsandes aus der ÖNORM EN 196-1, Kap. 5.1.2 [N.4] zu kommen. Da die Maschenweiten des verwendeten Prüfsiebes jedoch etwas von denen der Norm abweichen, weichen auch die Anteile der einzelnen Kornfraktionen ab. Allerdings ist die Abweichung verschwindend gering und man kann davon ausgehen, dass die späteren Messungen dadurch nicht beeinflusst wurden. Bei der verwendeten Siebmaschine mit elektronischem Zeitschaltwerk handelt

es sich um den *SM Basic 3000 ZN* der Fa. *Beckel*. Zusammengemischt wurde der gesiebte Sand letztlich mit einem Handrührgerät mit zwei gegenläufigen Rührstäben. In der Abbildung 3.2 sind links die einzelnen Kornfraktionen nach dem Siebvorgang zu sehen und auf der rechten Seite nach dem Durchmischen mit dem Handrührgerät.



Abbildung 3.2: Die unterschiedlichen Kornfraktionen (links), fertiger Zuschlag (rechts)

Um den Gips in die gewünschte Form und Größe zu bringen, wurde gewöhnlicher Modellergips verwendet, mit Wasser angerührt, in eine halbrunde, längliche Form gegossen und ein paar Tage an der Luft zum Trocknen gelassen. Im zweiten Schritt wurde der hydratisierte Gips in einem Backenbrecher zerkleinert und anschließend auf die gewünschten Korngrößen gesiebt. Zum einen in einen feinen Anteil mit Durchmesser kleiner als 1,0 mm und zum anderen in einen groben Anteil mit Durchmesser 1,0 – 4,0 mm. Gesiebt wurde der Gips ebenfalls in derselben Siebmaschine der Fa. *Beckel*. Wie der fertiggesiebte Gips aussieht, zeigt Abbildung 3.3, wo links der feine Anteil und rechts der grobe zu sehen sind.



Abbildung 3.3: feinkörniger Gips (links), grobkörniger Gips (rechts)

Das verwendete Anmachwasser wurde aus dem öffentlichen Wasserversorgungsnetz entnommen und weist daher Trinkwasserqualität auf. Laut Kapitel 5.3 der ÖNORM EN 196-1 [N.4] entspricht Trinkwasser den erforderlichen Qualitätsansprüchen und kann unbedenklich eingesetzt werden.

### 3.1.2 Mischung und Herstellung

Grundsätzlich orientiere man sich bei den Mischungen an den Werten der ÖNORM EN 196-1 Kap. 6 [N.4]. Dabei werden für Probekörper mit einem W/Z-Wert von 0,5 folgende Massenteile verwendet: 225 g Wasser, 450 g Zement und 1350 g Sand. Das ergibt ein Verhältnis von einem Teil Zement, drei Teilen Sand und einem halben Teil Wasser und reicht für die drei Probekörper, die in einer Form hergestellt werden. Da jedoch die unterschiedlichen Testserien in der Zusammensetzung betreffend Wasserzementwert, Gipsanteil und -durchmesser variieren, sind auch die Mischungen immer etwas anders. Einen Überblick der in Summe zehn verschiedenen Mischungen liefert folgende Tabelle 3.3:

Tabelle 3.3: Überblick der zehn Mischungen für die Längenänderungsmessung der Mörtelproben

Bezeichnung der Probe	Wassermenge in [g]	Zementmenge in [g]	Sandmenge in [g]	Gipsmenge in [g]
0k0,5	225	450	1350	0 (0 M.-%)
0k0,65	292,5	450	1350	0 (0 M.-%)
5f0,5 / 5g0,5	225	450	1327,5	22,5 (5 M.-%)
5f0,65 / 5g0,65	292,5	450	1327,5	22,5 (5 M.-%)
10f0,5 / 10g0,5	225	450	1305	45 (10 M.-%)
10f0,65 / 10g0,65	292,5	450	1305	45 (10 M.-%)

Wie in der obenstehenden Tabelle erkennbar ist, wurde der Gipsanteil stets dem Sandgehalt abgezogen. Der Grund dafür ist, dass bei RC-Beton in der Gesteinskörnung durchaus Gips oder ähnliche sulfathaltige Baureste enthalten sein können. Daher wurde hiermit der Gips als anfallender Anteil der rezyklierten Gesteinskörnung simuliert. Gemessen wurde die Gipsmenge jedoch bezogen auf den Zementgehalt, da dieser Wert ausschlaggebend ist und dem SO<sub>3</sub>-Gehalt des Zementes hinzugerechnet werden kann. So erhält man auch einen realistischeren Wert für den Gesamtsulfatgehalt des Zements.

Zum Einwiegen der jeweiligen Bestandteile wurde die Waage *Sartorius QS16000B* der Fa. *Sartorius AG* verwendet. Diese Waage misst mit einer Messgenauigkeit von 0,5 g und verfügt über ein Wägemaximum von 16,0 kg. Anschließend wurde der Mischvorgang in einem normgerechten Mörtelmischer durchgeführt. Der Mischer besteht aus einer Schüssel aus nichtrostendem Stahl mit einem Fassungsvermögen von circa 5l und einem Rührer aus ebenfalls nichtrostendem Stahl. Der Rührer wird von einem Elektromotor angetrieben und dreht sich sowohl um seine eigene Achse als auch in einer Planetenbewegung rund um die Schüsselachse. Dabei verlaufen die beiden Drehrichtungen gegengleich und können sowohl mit niedriger als auch mit hoher Geschwindigkeit betrieben werden.

Die Herstellung des Mörtels wurde wie in ÖNORM EN 196-1 Kap. 6 [N.4] durchgeführt. In der Abbildung 3.4 ist der verwendete Mörtelmischer mitsamt der Schüssel und des Rührers zu sehen.



Abbildung 3.4: Mörtelmischer mit Schüssel und Rührer

Nach Beendigung des Mischvorganges wurde der frische Mörtel in die vorgesehenen Schalungen eingebracht und verdichtet. Um eine glatte Oberfläche zu erzielen, wurde der überschüssige Mörtel mit einer Maurerkelle abgezogen, bevor die Probekörper zur Aushärtung sicher gelagert wurden. Die stählerne Schalung besteht aus drei waagerechten Fächern mit einem Querschnitt von 40 mm x 40 mm und einer Länge von 160 mm. Somit können gleichzeitig drei prismenförmige Prüfkörper hergestellt werden. Auf die inneren Flächen der Formen wurde ein dünner Film aus Schalöl aufgetragen, um das Festbacken des erhärteten Mörtels zu verhindern und dadurch leichtes Ausschalen zu ermöglichen. In Abbildung 3.5 ist die normgerechte Schalung zu sehen, die mit Frischmörtel befüllt ist.



Abbildung 3.5: Frischmörtel in Schalung eingebracht

Alle Versuchskörper wurden einen Tag nach dem Einbringen aus den Schalformen ausgebaut und entsprechend beschriftet. Unmittelbar nach dem Ausschalen wurden an beiden Enden der Probekörper mittig Messzapfen der *Fa. Hemmer* aufgeklebt. Dazu wurde ein 2-Komponenten Epoxidharzkleber der *Fa. R&G Faserverbundwerkstoffe GmbH* verwendet, bei dem das Epoxidharz mit einem Härter im Mischungsverhältnis 1:1 gemischt wurde, nach zehn Minuten belastbar ist und Temperatur bis zu 60°C trotzen kann. Die Längenmessung wurde etwa eine Stunde nach aufkleben der Messzapfen durchgeführt, um sicherzustellen, dass der Epoxidharzkleber vollständig erhärtet ist. Bei der Messung wurde die Abweichung der Länge zum Referenzprobekörper aus Holz mit einer genauen Länge von 160 mm von der Messuhr abgelesen. Die Messuhr weist eine Genauigkeit von 0,001 mm auf. Weiters wurde die Messung stets in einem Klimaraum mit 20°C ( $\pm 0,5^\circ\text{C}$ ) und einer Luftfeuchtigkeit von 64% ( $\pm 2\%$ ) durchgeführt, um etwaige Temperaturexpansionen ausschließen zu können. Um höchste Messgenauigkeiten zu garantieren, wurden die einzelnen Probekörper bei jeder Messung identisch in das Messgerät eingespannt. Ebenso wurde das Messgerät nach jeder sechsten Messung mit dem Referenzprobekörper neu kalibriert. Abbildung 3.6 zeigt die Kalibrierung des Längenmessgerätes mittels dem hölzernen Referenzprobekörper und die Messung des ersten Probekörpers *0k0,5* (siehe Abb. 3.1).



Abbildung 3.6: Kalibrierung mittels Referenzprobekörper (oben), Längenmessung am Probekörper Ok0,5 (unten)

Nachdem bei allen Probekörper die Ausgangslänge („Nullmessung“) gemessen wurde, wurden sie 28 Tage lang in Kunststoffbehältern bei  $20^{\circ}\text{C}$  ( $\pm 0,5^{\circ}\text{C}$ ) und einer Luftfeuchtigkeit von 100% gelagert. Nach der 28-tägigen Hydratation wurde erneut eine Längenmessung durchgeführt, bevor die Proben in  $20^{\circ}\text{C}$  bzw.  $50^{\circ}\text{C}$  warmes Wasser gelegt wurden, um die unterschiedlichen Temperatureinflüsse weitere 28 Tage lang zu simulieren. Die letzte Längenmessung erfolgte nach der 28-tägigen Wasserlagerung.

### 3.2 Le-Chatelier-Dehnungsmessung

In dieser weniger umfangreichen Testserie orientierte man sich bei der Durchführung des Prüfverfahrens an der *Prüfung der Raumbeständigkeit von Zement* aus EN 196-3 [N.6] mit Hilfe von Le-Chatelier-Ringen. Jedoch unterscheidet sich dieses Prüfverfahren von dem in Tabelle 2.2 beschriebenen Le-Chatelier-Test zur Prüfung von inneren Sulfatangriffen ganz wesentlich. Denn die Raumbeständigkeit von Zement wird lediglich unter Einsatz von frischen Zementleim durchgeführt. Dabei wird der Zementleim in die Le-Chatelier-Ringe gefüllt, 24h in  $20^{\circ}\text{C}$  warmen Wasser gelagert und danach die Dehnung durch den Abstand der Nadelspitzen gemessen ( $L_1$ ). Nach der Messung wird die Probe für weitere 25-35min in kochendes Wasser gegeben. Anschließend wird die

Probe innerhalb von 3h auf Raumtemperatur abgekühlt und der Nadelspitzenabstand erneut gemessen ( $L_2$ ). Die Differenz zwischen den Längen  $L_2$  und  $L_1$  gibt den Wert für die Raumbeständigkeit des Zements an und sollte kleiner als 10mm sein.

Bei dem Prüfverfahren für innere Sulfatangriffe wird hydratisierter Zement, Gips und Wasser verwendet, um damit die Zementpaste herzustellen. Dabei wird die Verträglichkeit zwischen verschiedenen Zementen mit Gips untersucht. In Tabelle 2.2 ist der Versuchsvorgang kurz beschrieben. Dieser Vorgang wird in Kapitel 3.2.2 detaillierter erläutert. Als ausschlaggebendes Kriterium für die Verträglichkeit wird die Dehnung des Ringes ermittelt und somit ein innerer Sulfatangriff simuliert. Für die Versuchsreihe wurden folgende drei Zementarten verwendet:

- **CEM I 52,5 R** („Der Blaue“, Fa. Lafarge) [27]
- **CEM I 52,5 N – SR 0 WT 38 C<sub>3</sub>A-frei** („Der Contragress“, Fa. Lafarge) [28]
- **Schnellzement „Supracem“ 45** (Fa. Schretter & Cie) [29]

Die chemische Analyse des CEM I 52,5 R wurde bereits in Tabelle 3.1 gezeigt. In der Tabelle 3.4 folgt die chemische Analyse des CEM I 52,5 – SR 0 WT 38 C<sub>3</sub>A-frei. Zum Schnellzement „Supracem 45“ liegt keine chemische Analyse der einzelnen Bestandteile vor. Es ist nur bekannt, dass der Schnellzement das fluorhaltige 12/7 Calciumaluminat ( $C_{11}A_7CaF_2$ ) enthält [38].

Tabelle 3.4: Chemische Analyse des Zementes CEM I 52,5 N – SR 0 WT 38 C<sub>3</sub>A-frei

Verhältnisformel	Name	Anteil in [%] „Der Contragress“	Anteil in [%] „Der Blaue“
Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	Aluminiumoxid	2,61	4,12
SiO <sub>2</sub>	Siliciumdioxid	20,73	19,70
Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	Eisen(III)-Oxid	5,16	2,78
CaO	Calciumoxid	65,63	64,10
K <sub>2</sub> O	Kaliumoxid	0,48	0,66
MgO	Magnesiumoxid	1,23	1,87
Na <sub>2</sub> O	Natriumoxid	0,17	0,22
<b>SO<sub>3</sub></b>	<b>Schwefeltrioxid</b>	<b>2,79</b>	<b>3,65</b>
<b>C<sub>3</sub>A</b>	<b>Tricalciumaluminat</b>	<b>-1,80 (entspricht 0,0)</b>	<b>6,21</b>
C <sub>3</sub> S	Tricalciumaluminat	65,18	62,14
C <sub>2</sub> S	Dicalciumsilikat	11,77	12,48
C <sub>4</sub> AF	Tetracalciumaluminatferrit	13,12	9,77
CaO <sub>frei</sub>	Freikalk	1,97	1,13

Parallel zu den Le-Chatelier-Versuchen wurden dieselben Gips-Zement-Mischungen auch einer Testung in *Eindimensionalen Kompressionsgeräten* (Ödometern) unterzogen. Dadurch konnte sichergestellt werden, dass nicht nur Werte zum Dehnungsverhalten vorliegen, sondern auch Daten über den entstehenden Quell- bzw.

Kristallisationsdruck (siehe. Kap. 2.3.5) in den Proben ermittelt werden. Mehr dazu folgt im Kapitel 3.2.2.

### 3.2.1 Ausgangsstoffe – Zement, Gips, Anmachwasser

Die Le-Chatelier-Proben für innere Sulfatangriffe sehen vor, die Mörtelproben aus 100 Teilen hydratisiertem Zement und 50 Teilen herzustellen und anzurühren. Um den hydratisierten Zement zu erhalten, wurden zunächst Zementprobekörper hergestellt. Es wurden je 650 g Wasser und 1300 g Zement (entspricht einem W/Z-Wert von 0,5) angerührt und in die prismenförmigen Schalungen, die auch für die Probekörper der Längenänderungsmessung in Kapitel 3.1 verwendet wurden, gegossen. Einen Tag später wurden die erhärteten Probekörper aus der Schalung entnommen und zur Hydratisierung bei Raumtemperatur gelagert. Sobald dieser Prozess vollendet war, wurde der hydratisierte Zement im Backenbrecher zerkleinert. Um aber ein ausreichend feines Zementpulver zu erhalten, wie es STARK in seinem Werk *Dauerhaftigkeit von Beton* erwähnt [30], wurde der gebrochene Zement mehrere Tage bei 105°C im Ofen getrocknet und anschließend 24h in einer Kugelmühle der Fa. *Erich Bolling GmbH & Co* gemahlen. Dazu wurde das Mahlgut mit 20 keramischen Mahlkörpern ( $\varnothing$  30 mm) in die Kugelmühle gegeben, wie Abbildung 3.7 zeigt.

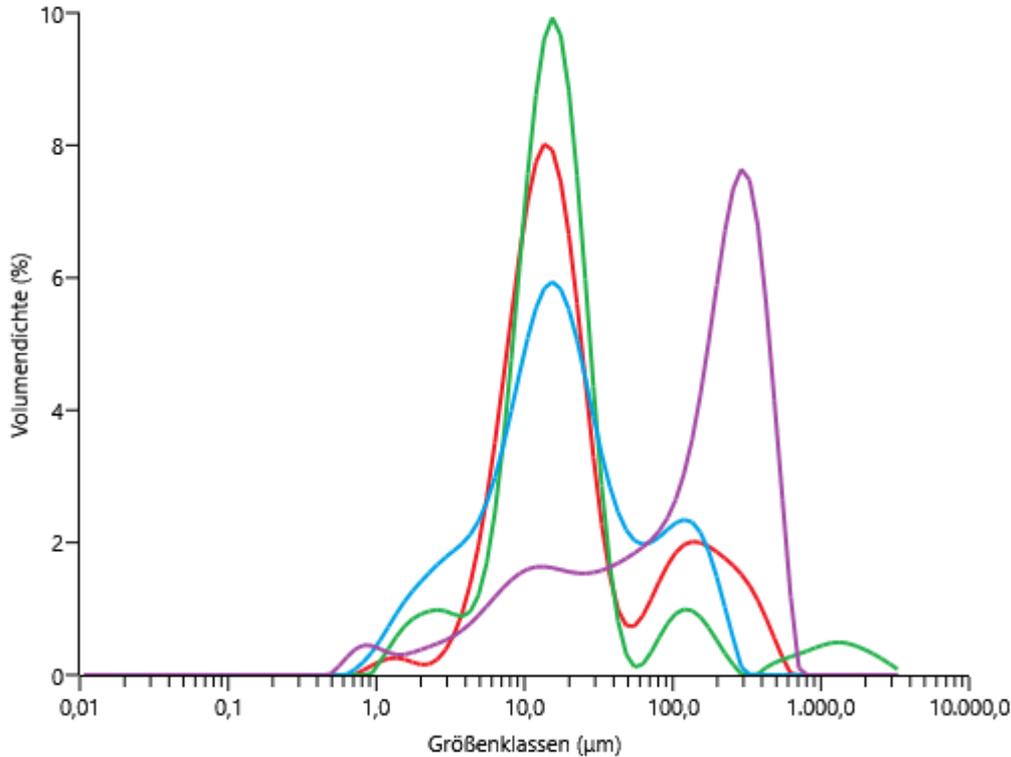


Abbildung 3.7: Mahlgut (gebrochener, hydratisierter Zement) und Mahlkörper vor dem Mahlvorgang

Nach dem Mahlvorgang wurde das Mahlgut zusätzlich noch in der Siebmaschine der Fa. *Beckel* auf  $\varnothing < 0,063$  mm gesiebt, um den höchsten Feinheitsgrad sicherzustellen. Dieser Vorbereitungsprozess wurde bei allen drei verwendeten Zementsorten durchgeführt.

Der benötigte Gips wurde gleichermaßen, wie in Kapitel 3.1.1 beschrieben, hergestellt. Mit dem Unterschied, dass für den Le-Chatelier-Test auch der Gips entsprechend fein sein musste. Um dies zu gewährleisten, wurde auch der Gips auf  $\varnothing < 0,063$  mm gesiebt. Ein Mahlen des Gipses in der Kugelmühle war nicht notwendig, da ein großer Teil des Gipses bereits nach dem Brechen entsprechend fein war und durch den Siebvorgang das gewünschte Ergebnis erzielt werden konnte.

Im letzten Schritt der Vorbereitung der Ausgangsstoffe wurde noch die Korngrößenverteilung der einzelnen Zementsorten und des Gipses geprüft. Dies geschah mithilfe eines *Laserbeugungs-Partikelgrößenanalyse-Instruments* der Fa. *Malvern Panalytical*, dem Mastersizer 3000. Das Gerät misst mittels Laserbeugung die Größe der Partikeln. Das Ziel war es zu prüfen, ob das für den Le-Chatelier-Test hergestellte hydratisierte Zementpulver die Feinheit von frischem Zement vorweisen kann. Bei gewöhnlichem Portlandzement beträgt die mittlere Partikelgröße in etwa 10-25  $\mu\text{m}$ . In der folgenden Abbildung 3.8 ist das Ergebnis der Partikelgrößenmessung aller drei Zementsorten und des Gipses in einem Diagramm dargestellt.



- „Der Blaue“ CEM I 52,5 R      — „Der Contragress“ CEM I 52,5 N – C<sub>3</sub>A-frei  
— Schnellzement „Supracem 45“      — Gips

Abbildung 3.8: Partikelgrößenverteilung der hydratisierten Zemente und des Gipses

Bei allen vier Proben handelt es sich um das hydratisierte, gebrochene und gesiebte Pulver. Zur Größenklasse des „Contragress“ ist noch anzumerken, dass es sich bei der erhöhten Volumendichte im Bereich von ~1000 µm höchstwahrscheinlich um eine Luftblase im Wasserbehälter handelt. Ansonsten ist zu sehen, dass ein sehr zufriedenstellendes Ergebnis der Feinheit des Zementpulvers erzielt wurde. Die Partikelgrößenverteilung des Gipses ist wesentlich gröber, jedoch ist anzunehmen, dass die einzelnen Partikel etwas „aneinanderkleben“ und mittels der Ultraschallbestrahlung nicht vollständig voneinander gelöst wurden. Dennoch wurde angenommen, dass die späteren Messergebnisse keine Verfälschung darunter erleiden. In Tabelle 3.5 ist das Messergebnis mit den genaueren prozentuellen Verteilungen aufgelistet.

Tabelle 3.5: Überblick über die Partikelgrößenverteilung der einzelnen Proben

Bezeichnung der Probe	Dx (10) in [µm]	Dx (50) in [µm]	Dx (90) in [µm]
„Der Blaue“ CEM I 52,5 R	6,42	16,3	174
„Der Contragress“ CEM I 52,5 N – C <sub>3</sub> A-frei	5,83	15,4	82,3
Schnellzement „Supracem 45“	3,22	16,5	111
Gips	7,87	166	415

Die Werte zeigen, dass beispielsweise 10% der Partikel des „Supracem“ kleiner sind als 3,22  $\mu\text{m}$ , 50% der Partikel kleiner sind als 16,5  $\mu\text{m}$  und 90% der Partikel kleiner sind als 111  $\mu\text{m}$ .

Für die Versuchsdurchführung in den eindimensionalen Kompressionsgeräten zur Messung des Kristallisations- bzw. Quelldrucks, wurden ebenfalls die feingemahlene, hydratisierte Zementpulver und der feingemahlene Gips, wie bei den Le-Chatelier-Proben, verwendet.

Als Anmachwasser wurde, wie bei der Längenänderungsmessung der Mörtelproben in Kapitel 3.1, gewöhnliches Leitungswasser verwendet.

### 3.2.2 *Mischung und Herstellung*

In den folgenden Unterkapiteln folgt eine Beschreibung der Referenzmischungen sowie der Herstellung der Proben für die Le-Chatelier-Tests und für die Versuchsdurchführung mit den Ödometern. Weiters wird auf den Ablauf der jeweiligen Testserien genauer eingegangen.

#### 3.2.2.1 *Mischung und Herstellung – Le-Chatelier-Dehnungsmessung*

Als Vorlage für diese Versuchsreihe galt das von STARK [30] beschriebene Prüfverfahren für innere Sulfatangriffe. Wie schon in dem vorstehenden Kapitel 3.2 kurz beschrieben, wurden dazu jeweils 100 Teile des jeweiligen Zements und 50 Teile des Gipses verwendet und zu einem normsteifen Brei angerührt. Das Einwiegen der benötigten Bestandteile erfolgte, wie auch bei der Längenänderungsmessung, mit Hilfe der *Sartorius QS16000B* Waage der Fa. *Sartorius AG*. Da STARK [30] in seiner Beschreibung nichts über den W/Z-Wert erwähnt, wurde zuerst von einem W/Z-Wert von 0,5 ausgegangen. Dieser Wert konnte lediglich beim *CEM I 52,5 R* ein zufriedenstellendes Ergebnis liefern, bei dem sich der Brei entsprechend verarbeiten und einbringen ließ. Für die Zementsorten *CEM I 52,5 N – C3A-frei* und „Supracem 45“ war der Wasseranteil bei einem W/Z-Wert von 0,5 deutlich zu gering und musste erhöht werden. Die optimalen Referenzmischung für die jeweilige Zementsorte wurde durch ein Herantasten mittels Erhöhung des Wasseranteiles erzielt und sind der folgenden Tabelle 3.6 zu entnehmen.

Tabelle 3.6: Zusammensetzung der Referenzmischungen für die Le-Chatelier-Proben

Bezeichnung der Probe	Wassermenge in [g]	Zementmenge in [g]	Gipsmenge in [g]	W/Z-Wert
„Der Blaue“ CEM I 52,5 R	25	50	25	0,5
„Der Contragress“ CEM I 52,5 N – C3A-frei	37,5	50	25	0,75
Schnellzement „Supracem 45“	37,5	50	25	0,75

Mit dieser Zusammensetzung wurde eine sehr gute Verarbeitbarkeit des Breies erzielt und das Einfüllen in die Le-Chatelier-Ringe gestaltete sich problemlos.

Die bereits oft erwähnten Le-Chatelier-Nadelringe sind ein Produkt der Fa. *Hemmer*, bestehen aus einer Kuper-Zinn-Legierung und sind ursprünglich zur Prüfung der Raumbeständigkeit von Zement gedacht. Der Durchmesser und die Höhe der Ringe betragen 30 mm, die Nadellänge 150 mm. In Abbildung 3.9 sind die drei verwendeten Exemplare zu sehen.



Abbildung 3.9: Le-Chatelier-Nadelringe

Nachdem die einzelnen Bestandteile gewogen wurden, wurden sie in einem Messbecher zusammengemischt und im nächsten Schritt vorsichtig mit einer kleinen Spachtel in die Le-Chatelier-Ringe eingefüllt. Bedeckt wurden die Ringe an der Ober- und Unterseite mit einer Plexiglasplatte, die zusätzlich mit einem Gewicht von etwa 0,5 kg beschwert wurde, um das Abheben der Plexiglasplatten zu vermeiden. Diese drei Versuchsaufbauten (einer pro Zementsorte) wurden in einem Kunststoffbehälter gegeben, mit 20°C warmen Leitungswasser befüllt und gelagert. Der Ring mitsamt den Plexiglasplatten ist nicht wasserdicht verschlossen, sondern erlaubt es dem Wasser in

die Proben einzudringen und Reaktionen hervorzurufen. 24 Stunden nach Herstellung der Proben wurde die erste Messung des Nadelspitzenabstands durchgeführt (Nullmessung). Die weiteren Messungen erfolgten nach sieben und 14 Tagen. Zu jeder Zementsorte wurden jeweils zwei Versuchsvorgänge ausgeführt, damit ein Vergleichswert vorliegt.

#### 3.2.2.2 *Mischung und Herstellung – Ödometer-Versuchsreihe*

Ein Ödometer ist ein eindimensionales Kompressionsgerät, das hauptsächlich in der Bodenmechanik zum Einsatz kommt und dazu dient, die Zusammendrückbarkeit von Böden zu untersuchen. Die Bodenprobe wird in einen Ausstechring aus Metall, der die Seitendehnung verhindert, eingestrichen, eingerieselt oder eingeknetet (je nach Bodenart). Anschließend wird der Ausstechring mit der Bodenprobe in einen Probeneinspannring gegeben und erfährt im Gerät eine vertikale Belastung. Daraus lassen sich unter anderem der Steifemodul und die Setzungen der Probe ermitteln. In der vorliegenden Diplomarbeit wurde dieses Gerät jedoch zur Ermittlung der Hebung bzw. des Quellverhaltens von Gips-Zement-Mischungen verwendet. Da die Hebung eigentlich nichts anderes ist als eine negative Setzung, ist diese Messung auch problemlos möglich. Verwendet wurde ein Kompressionsgerät mit automatischer Messwerterfassung und elektronisch gesteuerter Lastaufbringung der Fa. *WILLE Geotechnik*. Zahlreiche Parameter können im Vorhinein festgelegt bzw. programmiert werden. Grundsätzlich gibt es zwei verschiedene Betriebsarten, je nachdem welche Werte man messen will:

- Kraftgesteuerte Messung: Dabei wird eine bestimmte Kraft (bzw. Vertikalspannung) linear oder stufenweise gesteuert und über einen vorgegebenen Zeitraum (Lastintervall) konstant gehalten. Gemessen wird die dabei auftretende Vertikalverformung der Probe in Form einer Setzung (Kompression) bzw. Hebung.
- Weggesteuerte Messung: Bei dieser Messmethode wird der Antrieb so gesteuert, dass sich der Laststempel entweder mit einer konstanten Verformungsgeschwindigkeit (mm/min) bewegt oder dass eine vorgegebene Position gehalten wird. Gemessen wird dabei die Kraft (bzw. Vertikalspannung), die sich über den Probenquerschnitt gemittelt einstellt.

Bei dem verwendeten Gerät ist eine Nennlast von bis zu 10 kN möglich, die über den stabilen Lastrahmen erzeugt wird. In der nachstehenden Abbildung 3.10 ist eines der

verwendeten Kompressionsgeräte samt Beschreibung zu sehen, wobei auf dem Bild der Schlauch für die Wasserzugabe noch nicht angeschlossen wurde.

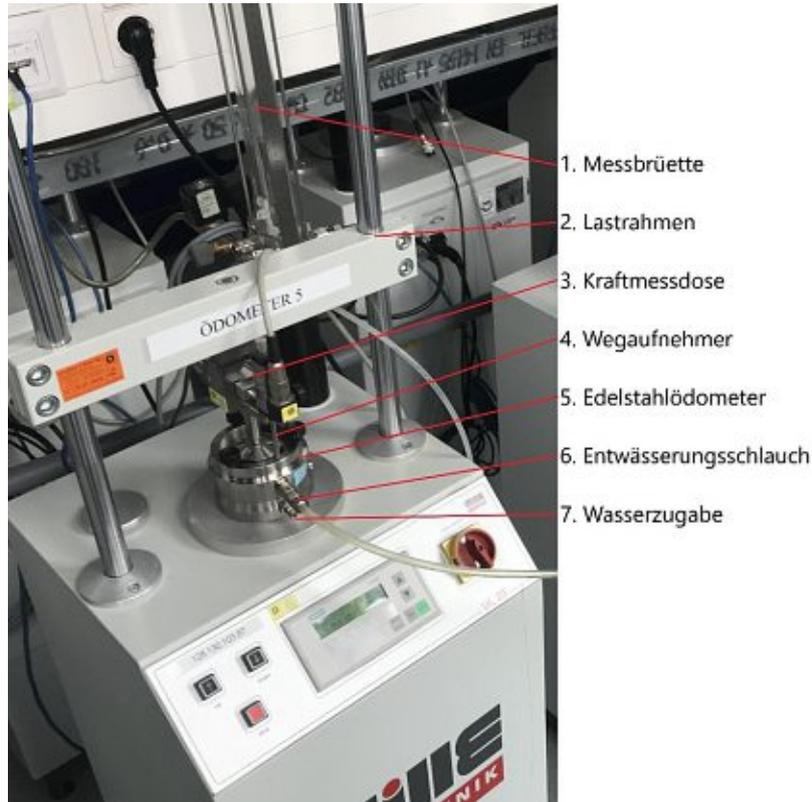


Abbildung 3.10: Gerätebeschreibung des eindimensionalen Kompressionsgerätes der Fa. WILLE

Über die Messbürette, mit einem Fassungsvermögen von 100ml, erfolgt die steuerbare Wasserzugabe am unteren Rand des Ödometers. Dadurch kann das Verhalten bei Wasserzugabe, das sog. Schwellpotenzial der vorliegenden Probe ermittelt werden. Wenn das Wasser die Probe durchlaufen hat, sichert der Entwässerungsschlauch am oberen Rand den Abfluss des überschüssigen Wassers.

Die Mischung der Proben erfolgte analog zu der der Le-Chatelier-Mischungen, mit dem Unterschied, dass das Wasser nicht beigemischt wurde, sondern über die gesteuerte Wasserzugabe des Kompressionsgerätes erfolgte. Demnach wurden lediglich 100 Teile des Zementpulvers mit 50 Teilen Gips gemischt und in die Ausstechringe gepresst. Damit das Pulvergemisch bestmöglich verdichtet in die Ödometer eingebaut werden kann, wurde Gebrauch von der servohydraulischen Gesteinsdruckmaschine der Fa. WILLE Geotechnik gemacht. Dieses Gesteinsprüfsystem ist so konzipiert und hergestellt, dass einaxiale und triaxiale Prüfungen durchgeführt werden können. Das modulare System kann mit einer Vielzahl von hydraulischen Lastrahmen und Aggregaten kofiguriert werden. In der hierbei verwendeten Variante kann das Geräte

eine Druckkraft von bis zu 250 kN erreichen. Der Durchmesser des Ausstechringes beträgt 51 mm, bei einer Höhe von 20 mm. Angesichts einer optimalen Verdichtung des Pulvergemisches, wurde dieses trocken in drei Lagen eingebracht. Die erste Lage betrug immer 20 g des Pulvers, anschließend zwei mal je 15 g. Somit wurden in Summe 50 g der jeweiligen Zement-Pulver-Mischung in die Ausstechringe eingebracht. Nach jeder Lage wurde der Edelstahlödometer samt eingebrachtem Ausstechring einer Belastung von 20 N/mm<sup>2</sup> unterzogen und dadurch entsprechend verdichtet. Die Höhe des eingebrachten, verdichteten Pulvers betrug in etwa 18,5 mm und konnte anschließend in das Kompressionsgerät eingebaut werden, wie es in Abbildung 3.10 zu sehen ist. Auf der linken Seite der folgenden Abbildung 3.11 ist der in die Druckmaschine eingebaute Edelstahlödometer vor Aufbringung der Belastung zu sehen. Was der Grafik nicht zu entnehmen ist, ist der Druckstempel, der mit 49 mm Durchmesser nahezu perfekt in den Ausstechring passt und so für ein sehr überzeugendes Ergebnis sorgen konnte. Die rechte Seite der Abbildung 3.11 zeigt die fertig verdichtete Probe.



Abbildung 3.11: Edelstahlödometer eingebaucht in Druckmaschine (links), verdichtete Gips-Zement-Probe (rechts)

Nachdem die verdichteten Proben in das Kompressionsgerät eingebaut wurden, folgte folgende Versuchsprozedur: Zuerst muss die Probe mit einer geringen Spannung vorbelastet werden. Dafür wurden 30 kPa (~ 0,03 N/mm<sup>2</sup>) gewählt. Dies dient dazu einen direkten Kraftschluss und Kontakt zwischen der Belastungseinrichtung und dem Kompressionsgerät sicherzustellen. Sobald das erreicht ist, erfolgt die Wasserzugabe vom unteren Wasserventil und es wird auf eine weggesteuerte Messung umgeschaltet. Das heißt die Verformung beträgt ab diesem Zeitpunkt 0 und der Kristallisations- bzw.

Quelldruck, der durch die Zugabe von Wasser entsteht, wird gemessen. Für jede Zementsorte wurden zwei dieser Versuche durchgeführt, um den entstanden Druck messen zu können.

## 4 Versuche und Auswertung

In Kapitel 3 wurden die für die Prüfungen verwendeten Materialien und Geräte ausführlich beschrieben. In diesem Kapitel liegt das Hauptaugenmerk auf deren Einsatz und Gebrauch. Wie bereits erwähnt, geht es in erster Linie darum, die inneren Sulfatangriffe, die sich an Gips als innerer Sulfatquelle bedienen, so realitätsnah wie möglich zu simulieren und zu verstehen. Es folgt eine Beschreibung der Versuchsdurchführungen und die Auswertung der gewonnenen Ergebnisse, damit Zusammenhänge erkannt werden können. Ziel ist es, Gründe und eventuelle Gefahren von inneren Sulfatangriffen, ausgelöst durch rezyklierte Gesteinskörnung, zu erkennen und zu interpretieren.

### 4.1 Auswertung der Längenänderungsmessung der Mörtelproben

Durch den Einfluss von verschiedenen Faktoren können im Beton durch Riss- oder Phasenneubildungen Gefügeveränderungen entstehen, die sich als Volumendehnungen äußern. Die in der vorliegenden Arbeit gewählten Faktoren (siehe Kap. 3.1) sollen diese Gefügeveränderungen provozieren und damit den Einfluss von Gips im rezyklierten Beton simulieren. Die Ermittlung der Längenänderung der Probekörper wurde gewählt, um solche Gefügeveränderungen zu ermitteln und deren Auswirkung zu erfassen. Die Längenmessung der 40 x 40 x 160 mm Mörtelprismen erfolgte mit einem Längenmessgerät, mit dem die Achsmessung mit einer Messgenauigkeit von 0,001 mm gemessen werden kann. In der Abbildung 4.1 ist dazu eine Prinzipskizze zu sehen, an der zu erkennen ist, dass der Abstand der Probekörper jeweils von der Spitze des einen Messzapfens bis zur Spitze des anderen gemessen wurde (Messlänge  $l$  in der Skizze).

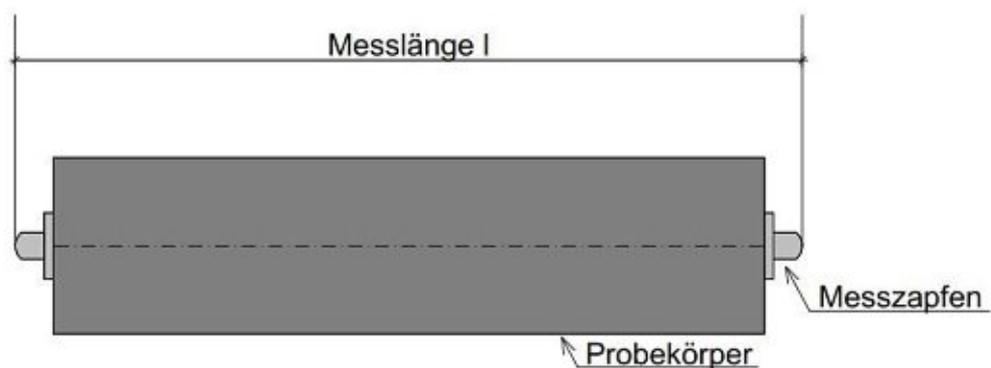


Abbildung 4.1: Achsmessung der Probekörper als Prinzipskizze

Bezogen auf die Ausgangsmessung („Nullmessung“ nach dem Ausschalen) wurde dann anhand der letzten Messung nach insgesamt 56 Tagen (28 Tage Hydratation + 28 Tage

Wasserlagerung) die Längenänderung in mm ermittelt. Diese Längenänderung ergibt sich aus der Differenz der Endmessung und der Nullmessung. Da es zu jeder Mischung drei Probekörper gab, wurde ein Mittelwert aus diesen drei Einzelmessungen ermittelt. In den nachfolgenden Kapiteln 4.1.1 bis einschließlich 4.1.4 erfolgt eine Auswertung der Messergebnisse beziehungsweise auf die vier eingeführten Parameter, die bei Sulfatangriffen von wesentlicher Bedeutung sein könnten.

#### 4.1.1 Einfluss des W/Z-Wertes

Über die Kapillarporen (ca. 10 nm – 5 µm Porengröße) können Sulfationen per Diffusion ins Innere des Betonkörper gelangen. Wie ausgeprägt diese Poren sind und wie hoch der Porenanteil im Beton ist, hängt maßgeblich vom W/Z-Wert ab. Die Kapillarporosität nimmt mit der Höhe des W/Z-Wertes zu und ist dadurch auch ein entscheidender Faktor des physikalischen Sulfatwiderstands von Beton, wie bereits im Kapitel 2.3.3 ausführlich beschrieben. Damit Schadensmechanismen im Labor in kürzester Zeit simuliert werden und somit der Einfluss des W/Z-Wertes auf die Dauerhaftigkeit des Betons eingeschätzt werden konnte, musste möglichst reale Szenarien nachgebildet werden, denen der Beton während seiner Nutzung ausgesetzt ist. Hierbei wurde zwischen den zwei W/Z-Werten 0,5 und 0,65 unterschieden. Von diesen weiß man, dass der höhere Wert für einen höheren Kapillarporenanteil sorgt und somit in der Theorie anfälliger für Sulfatangriffe ist, da das Wasser leichter in das Innere der Probekörper eindringen kann. Demzufolge ist ebenso anzunehmen, dass bei den Mörtelproben mit einem W/Z-Wert von 0,65 Ettringit auch in tieferen Bereichen gebildet wird, nicht nur im Oberflächenbereich (0 – 1 mm).

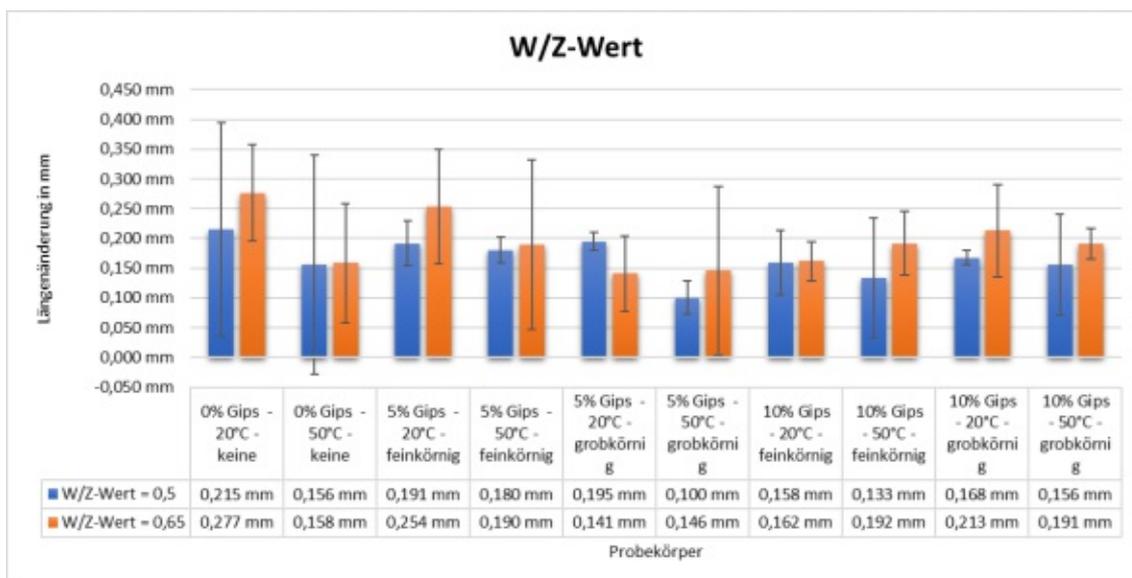


Abbildung 4.2: Einfluss des W/Z-Wertes auf die Mörtelproben

Aus der obenstehenden Abbildung 4.2 gehen die Ergebnisse der einzelnen Proben, die anhand des W/Z-Wertes verglichen wurden, hervor. Die blau dargestellten Säulen zeigen die Probekörper mit dem W/Z-Wert 0,5, während die orangen Säulen die Proben mit dem W/Z-Wert 0,65 abbilden. Die restlichen drei Parameter stehen jeweils unter dem Säulenpaar und unterscheiden einander nicht. Es ist zu erkennen, dass in neun von zehn Fällen die Längenänderung bei höherem W/Z-Wert größer ausfällt. Dieses Ergebnis war aufgrund der anfangs erwähnten Gründe zu erwarten. Dass bei den Proben mit 5% grobkörnigem Gipszuschlag und einer Wasserlagerungstemperatur von 20°C die Proben mit dem niedrigeren W/Z-Wert eine höhere Längenänderung erfuhren, sollte nicht schwerwiegend bewertet werden. Denn hier wurde bei den Probekörpern mit W/Z-Wert 0,65 ein Probekörper erfasst, der eine Längsdehnung von lediglich 0,074 mm erfuhr und damit das Ergebnis maßgeblich veränderte, wobei die beiden anderen Proben ein zu erwartendes Verhalten vorwiesen, mit Dehnungen über 0,150 mm. Viel mehr Achtung sollte dem Gesamtbild geschenkt werden, welches hier sehr eindeutige Ergebnisse aufzeigt. Es kann davon ausgegangen werden, dass dafür der in Kapitel 2.3.3 beschriebene effektive Diffusionskoeffizient ( $D_{\text{eff}}$ ) verantwortlich ist. Bei inneren Sulfatangriffen beschreibt der  $D_{\text{eff}}$  die Diffusion des Wassers durch den Porenraum im Beton und nimmt bei steigendem W/Z-Wert zu. Somit läuft das Eindringen des Wassers bei einem W/Z-Wert von 0,65 schneller ab, als beim W/Z-Wert von 0,5 und beschleunigt dadurch die Ettringitbildung im Probekörper. Somit kann der Gefahr von Treiberscheinungen in Betonen mit hohem  $C_3A$ -Gehalt und schwachem chemischen Sulfatwiderstand durch die Reduktion des W/Z-Wertes entgegengewirkt werden. Ein dichtes Porengefüge sorgt stets für die deutliche Erhöhung des Sulfatwiderstandes, auch bei RC-Beton.

### 4.1.2 Einfluss des Gipsgehaltes

In den Zementsteinphasen ist der Zusatz von Gips als Abbinderegler nicht mehr wegzudenken. Um das Erstarren des Betons zu verzögern, wird Calciumsulfat bei der Zementherstellung in geringen Mengen zugegeben, in Form von Gips ( $\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$ ), als Anhydrit ( $\text{CaSO}_4$ ), oder als ein Gemisch aus Gips und Anhydrit. Durch das Angebot an wasserlöslichem Sulfat zu Beginn der Hydratation wird erreicht, dass das hydratisierende Tricalciumaluminat als Ettringit gebunden wird. Ohne den Zusatz der Sulfatträger würde der frische Zementleim sofort erstarren. [34] Bei einem Überangebot von Sulfaten kann es jedoch passieren, dass ein Anteil davon nicht reagiert und später im erhärteten Beton wieder gelöst werden kann. Dies würde die Gefahr von späteren Treiberscheinungen mit sich bringen und möglicherweise zu gravierenden Schäden im

Beton führen. Auf dieser Befürchtung beruht die grundlegende Forschungsfrage der vorliegenden Diplomarbeit, vor allem bei dem potentiellen Überschuss an Sulfatträgern durch rezyklierte Gesteinskörnung. Wie hoch dieser Überschuss tatsächlich sein kann, wurde bereits in Kapitel 2.4.3 anhand eines praxisnahen Beispiels erläutert. Simuliert wurde dieses Szenario anhand der Zugabe von Gips zum frischen Zement, wie es auch bei der Testmethode für innere Sulfatangriffe in der *ASTM C452-06* gehandhabt wird (siehe dazu Tab. 2.2). Um den Einfluss des Sulfatgehaltes einschätzen zu können, wurden entweder 0%, 5% oder 10% Gips dem Zement beigemischt. Eine ausführlichere Beschreibung der Vorgangsweise ist im Kapitel 3.1 nachzulesen. Wie sich der Gipsgehalt auf die Expansion der Probekörper ausgewirkt hat, zeigt die Abbildung 4.3.

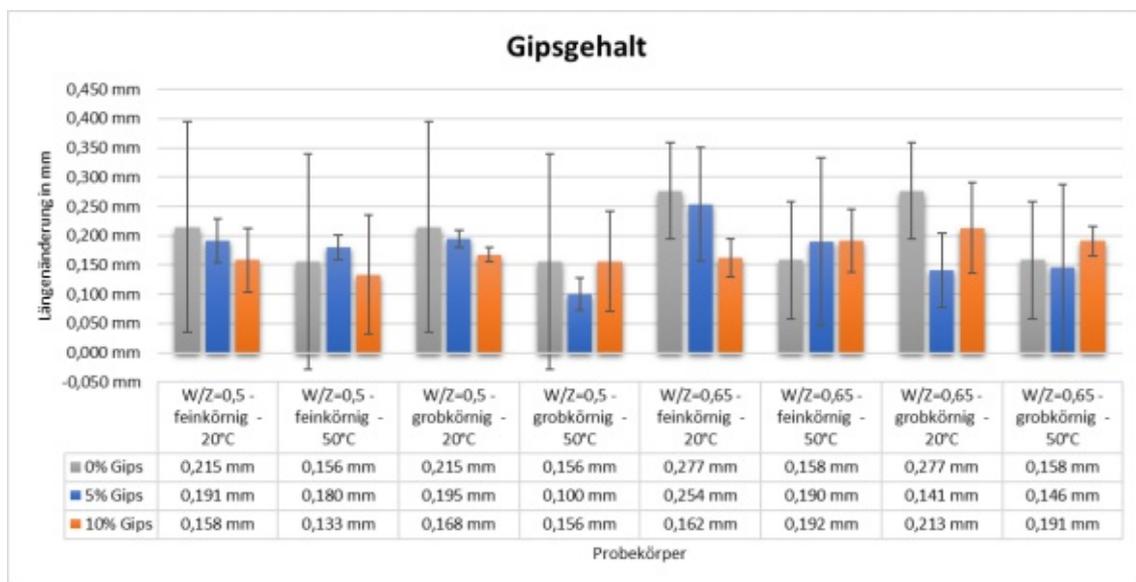


Abbildung 4.3: Einfluss des Gipsgehaltes auf die Mörtelproben

Zu sehen sind jeweils die Vergleiche von drei Probeserien, die sich an der zugegebenen Gipsmenge unterscheiden. Grau dargestellt sind die Proben ohne zusätzliche Zugabe von Gips, blau dargestellt die Proben mit 5% beigemischten Gipsgehalt und orange die Proben mit 10% zusätzlichem Gips. Die restlichen Parameter unterscheiden einander nicht. So lässt sich feststellen, wie sehr sich die Sulfatmenge auf eine voluminöse Vergrößerung der Mörtelproben innerhalb der Testperiode ausgewirkt hat. Zugegeben entspricht das vorliegende Ergebnis nicht den Erwartungen, die bei diesem Parameter anfangs angedacht waren. In vier von zehn Probeserien ist die Expansion bei höchstem Sulfatgehalt am geringsten. Ebenso war in vier von zehn Probeserie die Längenänderung bei den Proben ohne zusätzlicher Gipszugabe am höchsten. Das erweckt den Anschein, dass der beigegeben Gipsgehalt nicht automatisch zu einer höheren Ettringitbildung geführt hat, was der Theorie widerspricht. Bei der Betrachtung des Kriteriums laut dem *Duggan-Test* (siehe Tabelle 2.2) ist zu sehen, dass das Potential

einer schädigenden Dehnung ab einer Expansion von 0,05% erreicht ist. Dies entspricht einer Dehnung von 0,08 mm bei der hier vorliegenden Längenänderungsmessung und ist bei allen Mörtelproben deutlich überschritten. Möglicherweise ist dieses Kriterium etwas zu kritisch angesetzt, da es zu einer Überlagerung von verschiedenen Schädigungsmechanismen kommt, wie etwa der Kombination von chemischen Ursachen (Sulfatangriff) und physikalischen Ursachen (Wärme- und/oder Feuchtedehnung). Zurückgeführt könnte die hier entstandene Dehnung zu einem großen Teil auf eine feuchtigkeitsbedingte Dehnung bei porösen Stoffen werden, da die Hydratation bei 100% rel. Luftfeuchtigkeit abgelaufen ist und die Wasserlagerung unmittelbar danach erfolgte. Da eine Feuchtedehnung aber reversibel ist, wäre es interessant zu sehen, ob die Probekörper nach einer Trocknung an Längen verlieren würden. Oder wie sich die Proben nach mehreren Wechsellagerungsprogrammen mit veränderlichen Temperatur- und Feuchteeinwirkungen verhalten würden. Allerdings hätte das den Rahmen dieser Diplomarbeit gesprengt und hätte von Anfang an berücksichtigt werden müssen. So gesehen ist auch in Abb. 4.3 erkennbar, dass die Proben mit dem höheren W/Z-Wert (bei Gleichbleiben der restlichen Randbedingungen) in fast allen Fällen ein höhere Längsdehnung aufweisen. Ein weiterer Grund für dieses widersprüchliche Ergebnis vom klar ersichtlichen Fernbleiben der Treiberscheinungen könnte auch die Dauer der Testperiode sein. Wie oftmals erwähnt treten Treiberscheinungen meist erst nach mehreren Jahren bzw. Jahrzehnten auf, daher ist es schwierig geeignete Testmethoden zu finden, die diesen langwierigen Prozess in kürzester Zeit simulieren können. Ein Prüfungszeitraum von zumindest einem Jahr, mit wechselnden Witterungseinflüssen, würde in diesem Fall ersichtlichere Ergebnisse liefern.

### 4.1.3 Einfluss des Gipsdurchmessers

In diesem Kapitel wird der Einfluss der Korngrößen des beigemischten Gipses analysiert. Bezugnehmend auf die Überlegungen und Studien von WEIMANN und Kollegen [32] soll gezeigt werden, ob die Größe der einzelnen Gipskörner bei etwaigen Treiberscheinungen von Bedeutung ist. In den eben genannten Studien wurde Abbruchmaterial zur Feststoffanalyse chemisch untersucht und damit bewiesen, dass die Sulfatbelastung bei kleineren Kornfraktionen tendenziell höher ist als bei größeren Körnern. Dabei wurden Sulfatgehalte ( $\text{SO}_3$ ) von über 1,1 M.-% in der Fraktion 0/4mm und  $\text{SO}_3$ -Gehalte von über 0,85 M.-% in der Fraktion 4/8 mm festgestellt. Laut ÖNORM EN 12620 [N.1] ist der Gehalt an Fremdstoffen wie Gips (wasserlösliches Sulfat) in rezyklierten Materialien mit dem Wert von 0,2 M.-% beschränkt. Hier wird deutlich, dass

dieser Wert am Beispiel von WEIMANN und Kollegen [32] deutlich überschritten wird, sofern keine Separation erfolgt. Da diese Erkenntnis bereits bekannt ist, wird in ÖNORM B 4710-1 [N.2] die Zugabe von feiner rezyklierter Gesteinskörnung (0/16 mm) untersagt und diese Gefahr dadurch minimiert. Im Rahmen der folgenden Untersuchung soll evaluiert werden, ob auch die Korngröße der Sulfatträger eine Rolle bei der Expansion der Probekörper spielt. Dazu werden in der Abbildung 4.4 die Probekörper mit feinen Gipsanteilen mit jenen verglichen, denen grobe Gipskörner beigemischt wurden. Die Proben, denen kein Gips zugegeben wurde, sind in der Grafik nicht zu sehen, da sie für diese Ergebnisauswertung nicht von Bedeutung sind.

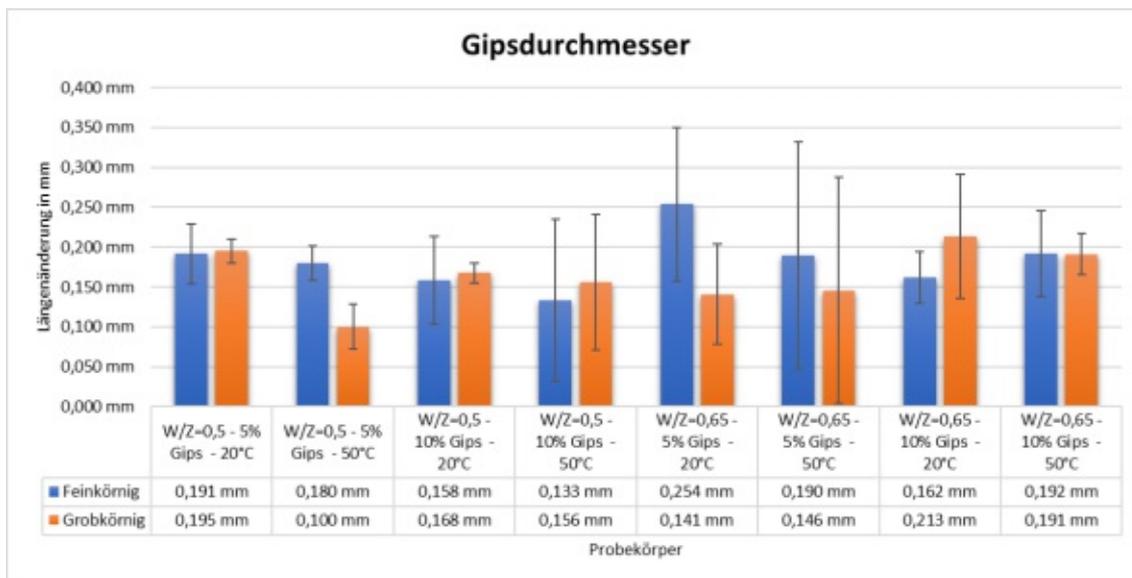


Abbildung 4.4: Einfluss des Gipsdurchmessers auf die Mörtelproben

Bei dem Vergleich zwischen den blauen (feinkörniger Gips) und den orangen (grobkörniger Gips) Säulen geht kein klarer Trend hervor und es lässt sich kein signifikanter Zusammenhang deuten. Dementsprechend ist anzunehmen, dass die Größe der Gipskörner keinen Einfluss auf das Ausmaß von Treiberscheinungen bzw. auf die Längendehnung hat. Nichtsdestotrotz ist es durchaus sinnvoll, den Feinkornanteil von rezyklierten Gesteinskörnungen gering zu halten. Dadurch lässt sich mit einfachen Methoden eine große Menge der Sulfatträger entfernen, ohne zusätzliche Aufbereitungsschritte setzen zu müssen.

Ferner ist zu erkennen, wie bereits in den beiden Kapiteln zuvor, dass der höhere W/Z-Wert für größere Längendehnungen sorgt. Vergleicht man die Messergebnisse bezugnehmend auf den W/Z-Wert untereinander, so ist zu sehen, dass in sieben von acht Proben eine größere Dehnung bei höherem Wasserzementwert einhergeht.

#### 4.1.4 Einfluss der Wasserlagerungstemperatur

Als schadensfördernd bzw. schadensauslösende Faktoren beschreibt BOLLMANN [33] den Einfluss von erhöhter Temperatur und hoher Feuchtigkeit. Werden im erhärteten Beton oder im Zuge der Wärmebehandlung von Fertigteilen Temperaturen von 60°C bis 80°C erreicht, kann es vorkommen, dass die Stabilitätsgrenze von Ettringit (etwa bei 75°C bis 90°C) überstiegen wird. Dadurch kann das Gleichgewicht zwischen Monosulfat und Ettringit gestört werden, wodurch sich das Ettringit in Calciumsulfat und in Monophasen umwandelt. Bei einem ausreichend hohem Feuchteangebot nach dem Temperaturabfall kann es zur erneuten Ettringitbildung kommen, ohne zusätzliche äußere Sulfatzufuhr. [33] Da in Bezug auf diese Arbeit jedoch ausschließlich der Einsatz von RC-Beton simuliert werden sollte, wurde davon ausgegangen, dass die Stabilitätsgrenze von Ettringit nicht erreicht wird. Demgemäß wurden realistische Temperatureinflüsse von 20°C und 50°C (direkte Sonneneinstrahlung) gewählt, um so den Temperatureinfluss interpretieren zu können. Zusätzlich wurde auch der Einfluss von Feuchte herangezogen, durch den die Witterungseinflüsse etwas extremer dargestellt und die Schädigungsprozesse beschleunigt wurden. Wechselnde Feuchtebedingungen und ein hohes Feuchteangebot stehen in engem Zusammenhang mit der Bildung von Ettringit, da es zu einer hohen Feuchtebewegung und vermehrten Stofftransporten im Beton kommt [33]. Abbildung 4.5 zeigt einen Vergleich der Messergebnisse der Proben, die sich bezüglich ihrer Wasserlagerungstemperatur unterscheiden.

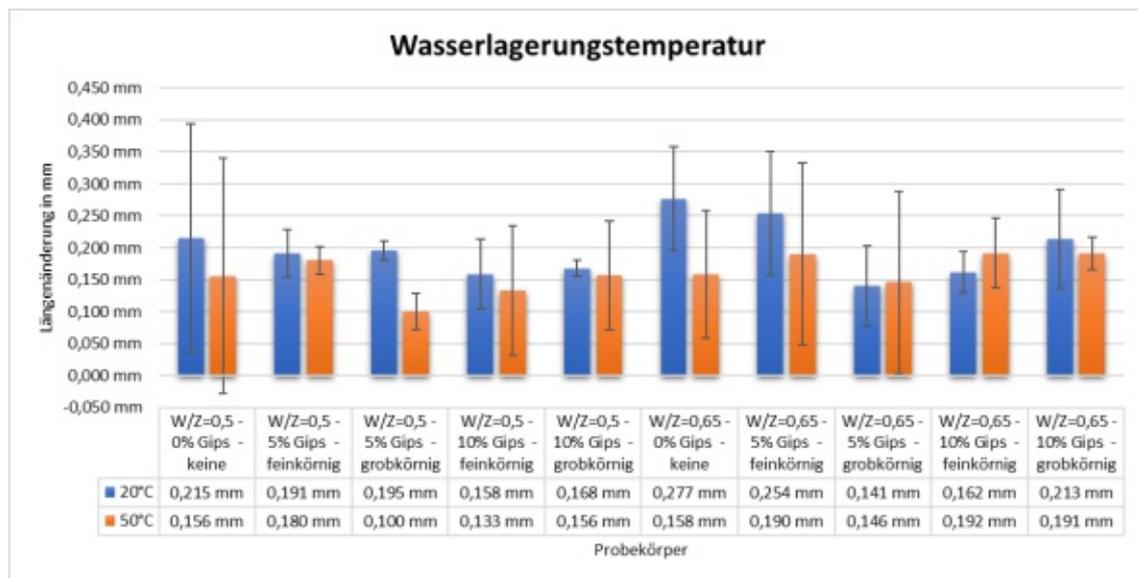


Abbildung 4.5: Einfluss der Wasserlagerungstemperatur auf die Mörtelproben

In dieser Abbildung entsprechen die blauen Säulen jenen Proben, die in das 20°C warme Wasserbecken gegeben wurden. Die orangen Säulen zeigen die Proben, die einer

Wasserlagerung von 50°C unterzogen wurden. Bei dieser Gegenüberstellung war eine höhere Ausdehnung bei höheren Lagerungstemperaturen zu erwarten, was allerdings nicht bestätigt werden konnte. In acht von zehn Vergleichen ist die Längendehnung bei niedrigerer Temperatur höher. Nachdem der Feuchtigkeitszustand aller Probekörper gleich war, war zu erwarten, dass mit höherer Temperaturdifferenz auch eine höhere Temperaturdehnung einhergeht, dieser Effekt kann somit nicht bestätigt werden. Demzufolge kann angenommen werden, dass der Einfluss von realistisch hohen Temperaturen bis zu 50°C keine schädigende Wirkung mit sich zieht. Laut BOLLMANN [35] hat die Höhe der Temperaturbelastung durch Gefügeveränderungen eine eindeutige Auswirkung auf die Ausdehnung. Zurückzuführen ist dieser Einfluss jedoch auf die Wechsellagerung und dabei vor allem auf den sich ändernden Feuchtigkeitsgehalt in den Probekörpern. Bei der Längenänderungsmessung wurden die Mörtelproben nicht mehreren Wechsellagerungsprogrammen unterzogen, demzufolge kam es auch zu keiner Änderung des Feuchtigkeitsgehaltes. Zwar kommt es in der Realität kaum zu derart extremen Witterungswechseln und den damit einhergehenden Änderungen der inneren Betontemperatur und der Feuchtigkeit, allerdings würde es im Labor die Ettringitbildung beschleunigen. Im Falle des RC-Betons im Hochbau, bei dem der Einsatzbereich noch sehr beschränkt ist und noch vielen Verwendungsverböten unterliegt, würde ein solches Lagerungsprogramm mit sich stark ändernden Temperatur- und Feuchtigkeitseinflüssen die Realität nicht wahrheitsgetreu abbilden.

#### 4.1.5 Schlussfolgerung der Längenänderungsmessung der Mörtelproben

Die Zielsetzung der Längenänderungsmessung lag bei der Analyse vier verschiedener Einflussfaktoren, die bei Expansionen in den Probekörpern maßgeblichen Einfluss haben könnten. Durch die Konzipierung von 20 verschiedenen Testserien mit unterschiedlichen Mörtelmischungen und simulierten Witterungseinflüssen wurden diese vier Parameter überprüft:

- W/Z-Wert – 0,5 und 0,65
- Gipsgehalt – 0%, 5% und 10%
- Gipsdurchmesser – fein ( $\varnothing < 1$  mm) und grob ( $\varnothing = 1 - 4$  mm)
- Lagerungstemperatur – Wasserlagerung bei 20°C und 50°C

Dabei lässt sich festhalten, dass der Wasserzementwert ein sehr eindeutiges Ergebnis liefern konnte, bei dem bestätigt wurde, dass mit zunehmendem W/Z-Wert auch die Expansion in den Proben zunahm. Nicht geklärt wurde die Frage, ob die Längendehnung auf physikalische oder chemische Ursachen zurückzuführen ist. Möglicherweise ist es

die Kombination der beiden Ursachen, die zu einer Überlagerung von Feuchtedehnungen und Treiberscheinungen führt. Damit diese Frage geklärt werden kann, müssten die Probekörper einer chemischen Analyse unterzogen werden, die das Vorhandensein von Ettringit in den Mörtelprismen zuverlässig nachweisen kann.

Eine weitere Erkenntnis konnte bei der beigemischten Gipsmenge gemacht werden, wo zu sehen war, dass der höhere  $\text{SO}_3$ -Gehalt in den Proben nicht zu einer höheren Dehnung führte, wie anfangs angenommen. Ein Grund für diese Tatsache ist womöglich der niedrige  $\text{C}_3\text{A}$ -Gehalt von 6,2 M.-% im verwendeten Zement. Die Testreihe könnte dahingehend verbessert werden, dass man Portlandzement mit einem höheren  $\text{C}_3\text{A}$ -Anteil von etwa 10-14 M.-% verwendet, der anfälliger für Treiberscheinungen ist. Dadurch wäre dieser Einflussfaktor aussagekräftiger. Ebenso würde eine Testperiode von zumindest einem Jahr treffendere Ergebnisse liefern.

Als Abfallprodukt in einem Bauschuttgemisch zieht Gips meist negative Folgen mit sich, was in Kapitel 2.4.3 bereits ausführlich beschrieben wurde. Die Größe der einzelnen Gipskörner spielt dabei allerdings keine Rolle, wie in Kapitel 4.1.3 bestätigt werden konnte. Aufgrund der höheren Sulfatkonzentration in den feineren Kornfraktionen des Bauschutts ist es sinnvoll, den Feinanteil der rezyklierten Gesteinskörnung beim RC-Beton nicht zu verwenden.

Durch die Auswertung der Ergebnisse bezüglich der Wasserlagerungstemperatur konnten keine Rückschlüsse auf eine erhöhte Gefahr von Treiberscheinungen bei höherer Temperatur geschlossen werden. Es ist davon auszugehen, dass bei normalen Witterungsverhältnissen dem RC-Beton in seinen Anwendungsgebieten im Hochbau kein erhöhtes Risiko von inneren Sulfatangriffen widerfährt.

In den Abbildungen 4.2 bis 4.5 sind in jedem Balken auch die Abweichungen zu erkennen, die sich aus dem Mittelwert der Differenz des jeweiligen Maximalwertes und Minimalwertes bilden. Bei einigen Probekörpern sind sehr große Abweichungen zu sehen, was bei lediglich drei Proben pro Mischung nicht zur Verwunderung führen sollte. Um repräsentativere Ergebnisse zu bekommen, müssten mehrere Proben erstellt und gemessen werden. Nichtsdestotrotz sind die Ergebnisse der Messungen gute Anhaltspunkte und liefern erste, brauchbare Resultate.

#### **4.2 Auswertung der Le-Chatelier-Dehnungsmessung**

Zur Prüfung der Verträglichkeit zwischen verschiedenen Zementsorten mit Gips wurde die bereits bestehende Prüfungsmethode für innere Sulfatangriffe, mittels Le-Chatelier-Ringe, angewandt. Wie in Tabelle 2.2 ersichtlich sollten die Proben 90 Tage lang unter

diesen Umständen gelagert und regelmäßig gemessen werden. Doch aufgrund der begrenzten Zeit und Ressourcen dieser Arbeit war das Ziel, zu sehen, ob bereits in den Anfangsphasen voluminöse Änderungen der Proben zu sehen sind. Daher wurde die Entscheidung getroffen, die Proben 14 Tage lang zu beobachten, mit dem Ziel unterschiedliche Reaktionen der Zementsorten erkennen zu können und damit die Verträglichkeit mit dem Gips besser verstehen zu können. Die Versuchsvorbereitung und Herstellung der Materialien wurden bereits in Kapitel 3.2.2.1 beschrieben. In den nachstehenden Abbildungen 4.6 und 4.7 sind die Ergebnisse dieser Versuchsreihe zu sehen. Die dargestellten Nadelspitzenabstände der Abbildung 4.6 beziehen sich auf die erste Testserie dieser Versuchsreihe, die Abstände der Abbildung 4.7 auf die zweite Testserie. Aufgrund von nur drei vorliegenden Le-Chatelier-Ringen wurden die Versuche hintereinander durchgeführt. Die Versuchsvorbereitung und -durchführung beider Testserien verlief exakt gleich. Dabei ist die erste Messung nach 24h jeweils die „Ausgangs- bzw. Nullmessung“.

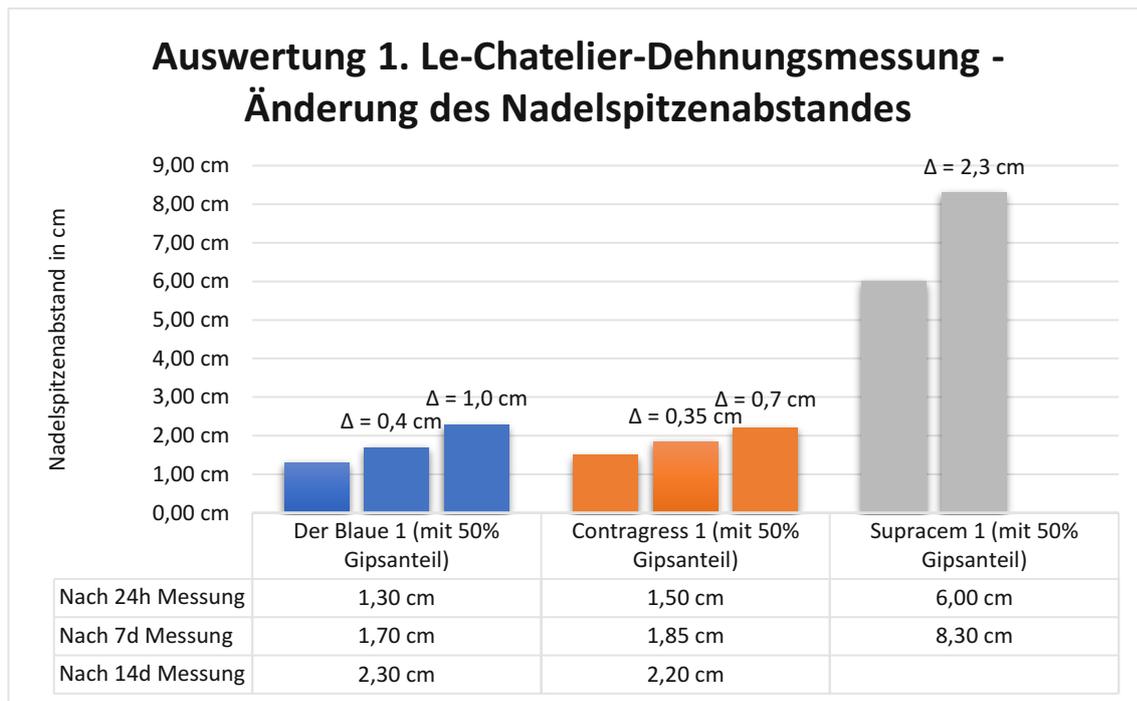


Abbildung 4.6: Auswertung der ersten Le-Chatelier-Dehnungsmessung

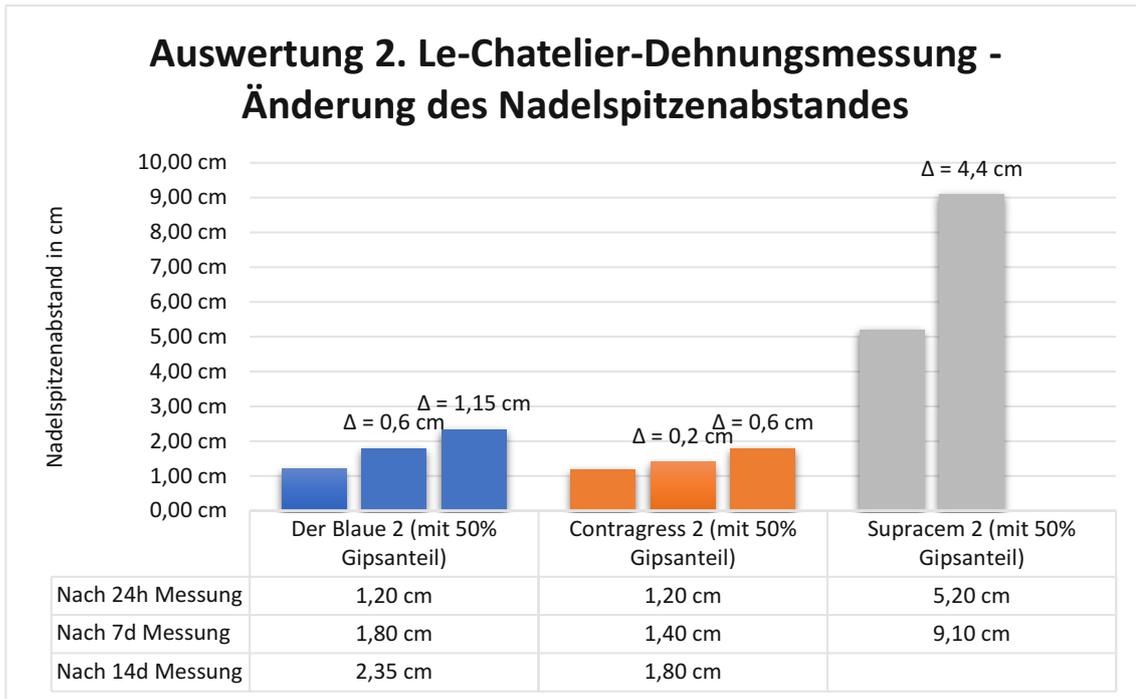


Abbildung 4.7: Auswertung der zweiten Le-Chatelier-Dehnungsmessung

In den beiden Abbildungen ist auf den ersten Blick ein klarer Trend zu erkennen, der vor allem bestätigt, dass der  $C_3A$ -freie Zement deutlich weniger mit dem Gips reagiert und eine geringere voluminöse Ausdehnung erfährt als der „Blaue“ Zement mit 6,2 M.-%  $C_3A$ -Gehalt. Letzterer erfuhr beim ersten Testversuch nach 14 Tagen Wasserlagerung eine Abstandsvergrößerung der Nadelspitzen von  $\Delta = 1,00$  cm, was einer Zunahme von 76,92% entspricht. Im zweiten Messdurchgang betrug dieser Wert 1,15 cm bzw. 95,83%. Dies deutet folglich, dass die im Gips enthaltenen Sulfationen sehr wohl noch mit dem  $C_3A$  im Zement reagieren, obwohl der Zement bereits hydratisiert ist, und dadurch eine Gefahr vorhersagen könnten.

Nach der zweiwöchigen Wasserlagerung zeigten auch die Proben mit dem  $C_3A$ -freien Zement einen voluminösen Anstieg. Im ersten Versuchsdurchgang wuchs der Nadelspitzenabstand von 1,50 cm auf 2,20 cm an. Das entspricht einer Zunahme von 46,7%. Auch die zweite Probe zeigte eine sehr ähnliche Reaktion, hier kam es zu einer Zunahme von 0,6 cm nach 14 Tagen, was genau 50,0% ausmacht. Hier stellt sich die Frage, woher diese doch sehr hohe Expansion kommt, wenn kein  $C_3A$  in den Proben enthalten ist. Jedenfalls ausgeschlossen werden kann das Magnesiumtreiben, sprich der Übergang von Magnesiumoxid  $MgO$  zu Magnesiumhydroxid  $Mg(OH)_2$ , das anfangs im Kapitel 2.2 erklärt wurde. Der Massenanteil des  $MgO$  im „Contragress“ liegt, wie in Tab. 3.1 ersichtlich, lediglich bei 1,23%, also deutlich unter dem Höchstwert von 5%. Ebenso kann das Kalktreiben als ungefährlich eingeschätzt werden, da der Wert des Freikalks mit 1,97% nur sehr knapp unter dem vorgegebenen Maximalwert an  $CaO_{\text{frei}}$  von 2%

(siehe Kap. 2.2) liegt. Daher ist anzunehmen, dass die Zunahme des Volumens auf den hohen Sulfatgehalt zurückzuführen ist. Ein Grund für die Ausdehnung könnten auch hier die physikalischen Ursachen sein, die zu einer Feuchteausdehnung führen, wobei das Ausmaß der Expansion für diese Annahme sehr hoch scheint. Laut LOCHER [36] beträgt der Anteil an Tetracalciumaluminatferrit ( $C_4AF$ ) im Zementklinker etwa 7-16 M.-%. Der hier verwendete  $C_3A$ -freie Zement weist mit 13,12 M.-% also einen relativ hohen Anteil an  $C_4AF$  auf. Darauf beziehungsweise spricht MÜLLAUER [37] von der Bildung eines eisenhaltigen Ettringites, die bei hohem  $C_4AF$ -Gehalt entstehen kann. Dadurch kann auch bei der Verwendung von sulfatbeständigen Zementen Ettringit gebildet werden. Dieses Wachstum läuft aber vergleichsweise langsam ab, somit kann nicht garantiert werden, dass das der Grund der hier entstehenden Expansion ist.

In den Abbildungen 4.6 und 4.7 zeigen die grauen Säulen den gemessenen Nadelspitzenabstand des Schnellzementes „Supracem“. Ersichtlich ist, dass bei diesen Probekörpern nur zwei Messungen, anstatt wie geplant drei Messungen, durchgeführt wurden. Ursache dafür ist in beiden Fällen die große Expansion, die den Probekörpern widerfahren ist. Durch die voluminöse Ausdehnung der Proben fiel das Gewicht von den Glasplatten und somit war die letzte Messung nicht mehr repräsentativ. In Abbildung 4.8 sind Aufnahmen aus dem Labor zu sehen, die die Ausdehnung der Schnellzementproben und deren starke Ausdehnung zeigen.



Abbildung 4.8: Expansion der Schnellzementproben im Le-Chatelier-Ring

Diese Tatsache allein zeigt schon, wie stark die chemischen Reaktionen zwischen dem Schnellzement und dem Gips waren. So stieg der Nadelspitzenabstand der ersten Probe mit dem „Supracem“ nach einer Woche Wasserlagerung um 2,3 cm, was einem prozentualen Anstieg von etwa 38% entspricht. Bei der zweiten Probe veränderte sich

der Abstand um 3,9 cm bzw. 75% nach sieben Tagen. Aus der bauaufsichtlichen Zulassung des „Supracem“ [38] geht hervor, dass der Schnellzement das fluorhaltige 12/7 Calciumaluminat ( $C_{11}A_7CaF_2$ ) enthält. Eine ausführliche chemische Analyse der einzelnen Bestandteile liegt nicht vor. Aus den Erkenntnissen von LOCHER in [39] geht hervor, dass die schnell erhärtenden Bestandteile des Schnellzements insbesondere das 12/7 Calciumaluminat und Calciumaluminatsulfat, das auch in vielen Quellzementen als Quellkomponente enthalten ist, sind. Der Klinker von Schnellzementen enthält rechnerisch rund 10 M.-%  $C_4AF$ , etwa 20 M.-% bis 25 M.-%  $11CaO \cdot 7Al_2O_3 \cdot CaF_2$  (kurz:  $C_{11}A_7CaF_2$ ) und im Allgemeinen 7 M.-% bis 11 M.-%  $SO_3$ . Ausgelöst durch den hohen Sulfatgehalt bildet sich schnell ein engmaschiges Gefüge aus nadeligem Ettringit, das maßgebend für die Anfangsfestigkeit ist. Da die Ettringitbildung überwiegend im plastischen Zustand erfolgt, ruft sie keine Dehnungen hervor. All diese genannten Bestandteile sorgen jedoch für die Gefahr von Sulfattreiben, mit denen z.B. bei Erwärmung zu rechnen ist. [39] Die Kombination von diesen Bestandteilen mit dem Einfluss von Feuchte und der hohen beigemischten Gipsmenge im Le-Chatelier-Test erklären vermutlich auch die starke Ausdehnung der Proben. Bestätigt wurde damit auch, dass Schnellzement in Kombination mit RC-Gesteinskörnung keine Option ist. Wie hoch der dabei entstehende Druck werden kann, wurde in der Ödometer-Versuchsreihe erprobt und wird im folgenden Kapitel 4.2.1 ausgewertet.

Um eine Verknüpfung zwischen der Längenänderungsmessung und der Le-Chatelier-Dehnungsmessung herstellen zu können, wurde zusätzlich noch ein Le-Chatelier-Test durchgeführt. Die Herstellung und das Testverfahren wurden analog vorangegangenen Tests durchgeführt. Nur die verwendete Rezeptur wurde angepasst. Bei diesem Versuch wurde der hydratisierte „Blaue“ Zement mit Gips zu je 0%, 5% bzw. 10% vermischt, bei einem W/Z-Wert von 0,42. Somit wurden die gleichen Gipsmengen wie bei der Längenänderungsmessung der Mörtelproben beigemischt, um zu sehen, wie sich der hydratisierte Zement in Kombination mit einer geringeren Gipszugabe verhält und ob dadurch auch die Dehnungen geringer werden als bei der Probe mit 50% Gipsanteil. Zu jeder Mischung wurde aus Zeitgründen jeweils nur eine Probe erstellt, die alle einer 14-tägigen Wasserlagerung unterzogen wurden. Die Ergebnisse der Messungen sind in Abbildung 4.9 zu sehen, bei der das blaue Säulenpaar die Proben ohne Gips darstellt, die orangenen Säulen für einen fünfprozentigen Gipsanteil stehen und die grauen Säulen die Proben mit 10% beigemischtem Gips abbilden. Zum Vergleich sind mit den gelben und grünen Säulen die Messungen aus der ersten und zweiten Le-Chatelier-Dehnungsmessung mit 50%-igen Gipsanteil dargestellt.

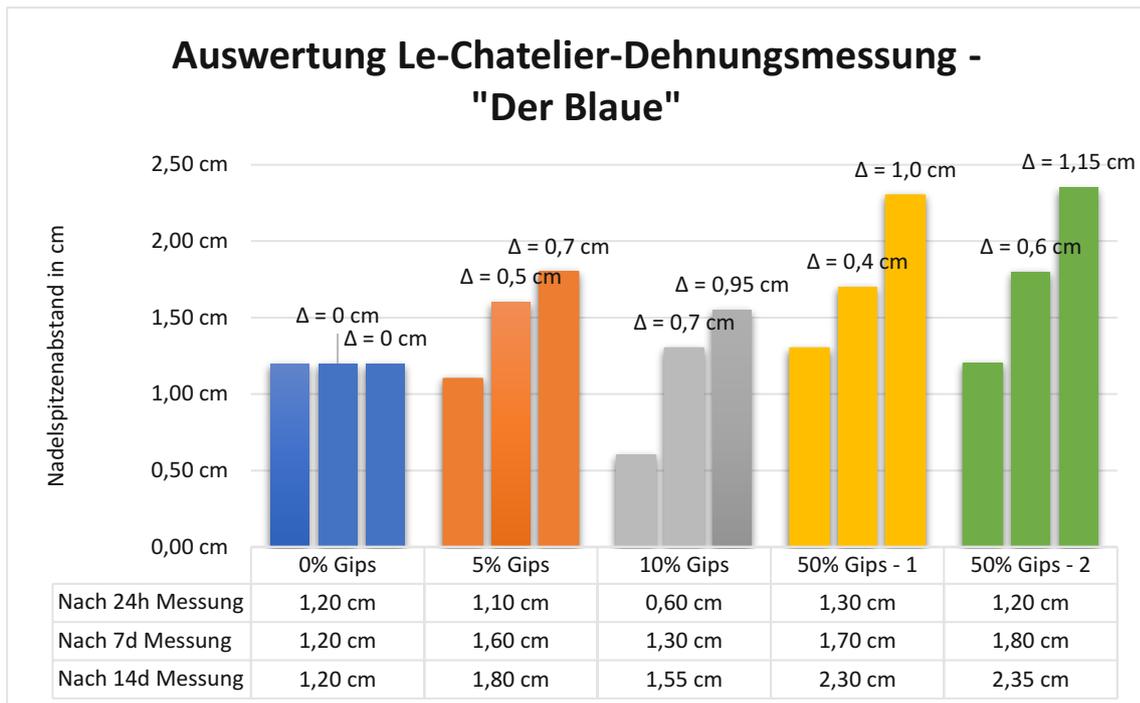


Abbildung 4.9: Expansion der Schnellzementproben im Le-Chatelier-Ring

Anhand der blauen Säulen im Diagramm wird sofort erkennbar, dass der hydratisierte Zement, ohne die Zugabe von Gips, keine Expansionen erfährt. Grund dafür sind die fehlenden Reaktionsstoffe, in diesem Fall das  $\text{SO}_3$ , und der niedrige Wasserzementwert 0,42. Die Probe mit fünfprozentigem Gipsanteil zeigte eine vergleichsweise hohe Dehnung mit einem Anstieg des Nadelspitzenabstandes um 0,7 cm nach 14 Tagen. Das entspricht einer Erhöhung von 63%. Zwar liegt dieser Prozentwert unter den gemessenen Werten der Le-Chatelier-Proben mit 50% Gipsanteil, dennoch ist er relativ hoch für diese Gipsmenge. Die Auswertung der Proben mit 10% Gips liefern noch höhere Ergebnisse. Der Abstand der Nadelspitzen vergrößerte sich innerhalb der zweiwöchigen Wasserlagerung um 158%. Dieser Wert übersteigt die Messungen der Ausgangstestungen deutlich und lässt einige Fragen offen. Unklar ist, warum die Expansion, bei einer vielfach geringeren Gipsmenge und geringerem W/Z-Wert, höher ausfällt. Bei nur einer gemessenen Probe je Mischung ist die Aussagekraft dieses Versuches jedoch sehr gering. Mehrere Versuche mit verschiedenen Wasserzementwerten würden hier hilfreiche Ergebnisse liefern.

#### 4.2.1 Auswertung der Ödometer-Versuchsreihe

Nachdem im vorstehenden Kapitel Erkenntnisse über die Ausdehnung von verschiedenen, hydratisierten Zementen mittels Le-Chatelier-Proben gewonnen werden konnten, gilt es in diesem Kapitel zu zeigen, wie hoch die entstehenden Drücke werden

können, wenn eine Ausdehnung der Probe nicht möglich ist. Zudem stellt sich die Frage, ob große Druckunterschiede bei den verschiedenen Zementsorten festzustellen sind. Das dazu verwendete Verfahren, das sich den eindimensionalen Kompressionsgeräten bedient, wurde in Kapitel 3.2.2.2 beschrieben. Die verwendeten Gips-Zement-Mischungen entsprechen jenen der Le-Chatelier-Testreihe. Es besteht die Vermutung, dass es bei den Versuchen zu einer Überlagerung von Kristallisationsdrücken (siehe Kap. 2.3.5) und Quelldrücken kommt. Die Lagerung der Proben unter Wasser hat zufolge, dass es zum Quellen des Zementsteins kommt, wobei der Quelldruck dem Kristallisationsdruck eine untergeordnete Rolle einnimmt. Das Kristallwachstum und der Wachstumsdruck sind wesentlich bei der Ettringitbildung und sind bei den hier beschriebenen Versuchen maßgeblich.

Zu jeder Zementprobe wurden jeweils zwei Versuche durchgeführt und etwa 360h (15 Tage) beobachtet. Dabei wurde stets darauf geachtet, dass die Wasserzufuhr nicht unterbrochen wird und genügend Wasser in der Messburette ist. In der Abbildungen 4.10 sind die Ergebnisse der Messungen des „Blauen“ Zements dargestellt.

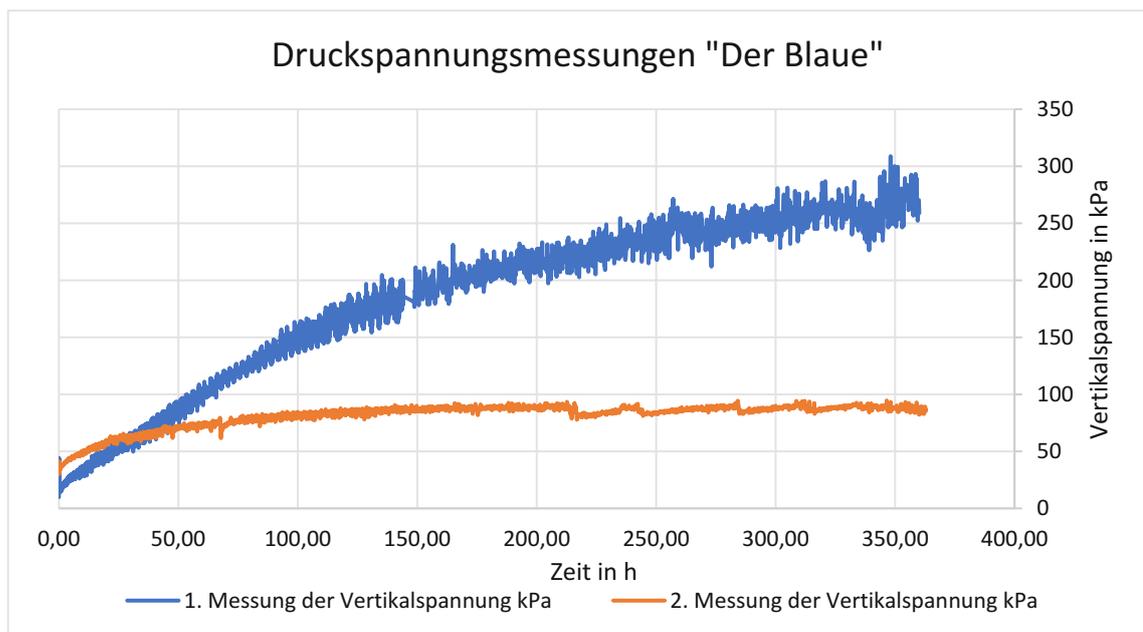


Abbildung 4.10: Ergebnisse der Druckspannungsmessungen - „Der Blaue“

In der Abbildung zeigt die blaue Linie das Ergebnis der ersten Druckspannungsmessung und die orange Linie das Ergebnis der zweiten Messung. Bei der hier angewandten weggesteuerten Messung wird die vertikale Position gleich gehalten und die Vertikalspannung gemessen. In der ersten Messung erreichte die Vertikalspannung nach 15 Tagen etwa 280 kPa mit einer Tendenz nach oben. Die Vertikalspannung der zweiten Messung bewegte sich relativ konstant zwischen 85 und 90 kPa, also einem deutlich geringeren Druck verglichen mit der ersten Probe. Der Grund dafür ist nicht ganz

klar, könnte aber an Abweichungen in der Probenherstellung liegen, wie etwa dem Verdichtungsgrad. Generell ist zu sagen, dass der hier entstandene Druck zum Teil auf das Quellen zurückzuführen ist, aber größtenteils mit der Ettringitbildung aufgrund der hohen Sulfatmenge in der Probe zusammenhängt. Um diese Hypothese verifizieren zu können, wäre eine chemische Analyse der Probe nötig, die im Labor der TU Wien nicht durchführbar war.

Die zweite Druckmessung im eindimensionalen Kompressionsgerät wurde an der Gips-Zement-Mischung mit dem C<sub>3</sub>A-freien „Contragress“ durchgeführt. Die Ergebnisse der beiden Messungen sind im Diagramm der Abbildung 4.11 abzulesen.

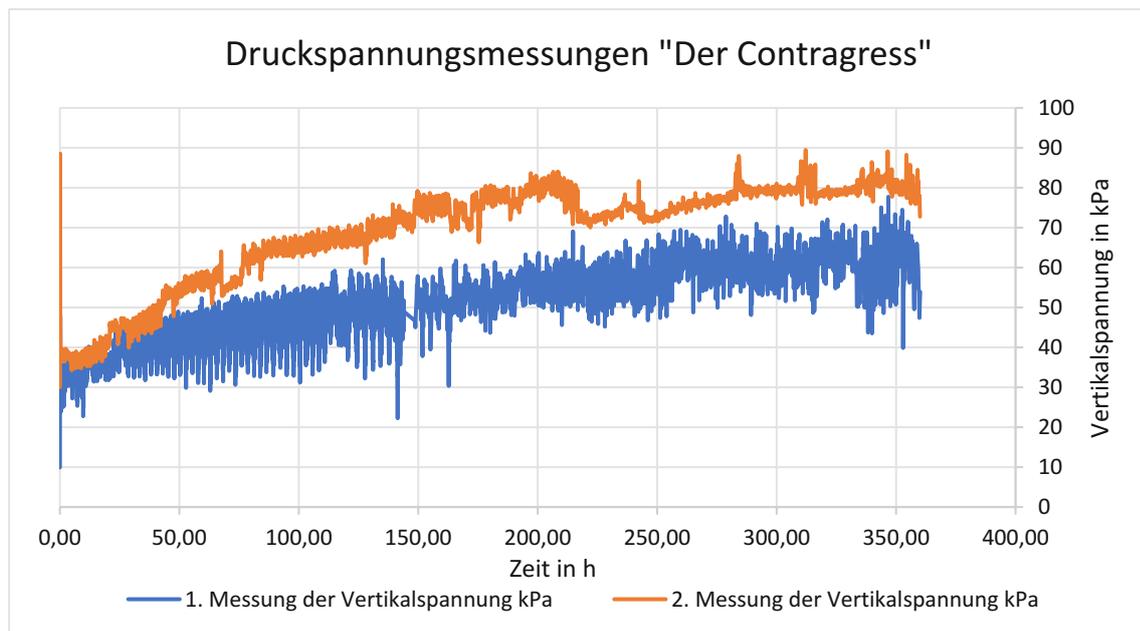


Abbildung 4.11: Ergebnisse der Druckspannungsmessungen - „Der Contragress“

Beide Proben erreichen im Ödometer-Versuch nach 360h eine Vertikalspannung im Bereich von etwa 65 – 80 kPa, ohne weitere Tendenz nach oben. Eine Abweichung zwischen den beiden Messungen, wie das im Falle des „Blauen“ Zementes war, ist hier nicht zu erkennen. Der hier entstandene Druck ist gemittelt auch deutlich niedriger als der des „Blauen“. Hier können Parallelen zu den Ergebnissen der Le-Chatelier-Test zwischen den beiden Zementsorten gezogen werden, wo ähnliche Ergebnisse in Bezug auf die Expansion beobachtet werden konnten. Der Grund für den niedrigeren Spannungsaufbau beim „Contragress“ ist auch hier das nicht vorhandene C<sub>3</sub>A. Bei der ersten Messung ist eine starke Volatilität der Spannungskurve erkennbar. Laut Meinungen der Prüflingenieure im Labor könnte die Ursache dafür ein etwas größeres Korn im Kontaktbereich der Belastungseinrichtung und des Kompressionsgerätes sein, das diese Schwankungen hervorruft. In diesem relativ niedrigem Spannungsbereich sind

die Geräte sehr empfindlich, dadurch ist dieses Szenario nicht unüblich, verfälscht das gewonnen Ergebnis allerdings nicht.

Die dritte und letzte Druckmessung, die mit Hilfe des Ödometers durchgeführt wurde, war die Gips-Schnellzement-Mischung mit dem „Supracem“. In den Le-Chatelier-Tests hat diese Mischung bereits für starke Expansionen gesorgt, daher war die Druckmessung von hohem Interesse. Die Messergebnisse dazu sind den Abbildungen 4.12 und 4.13 zu entnehmen.

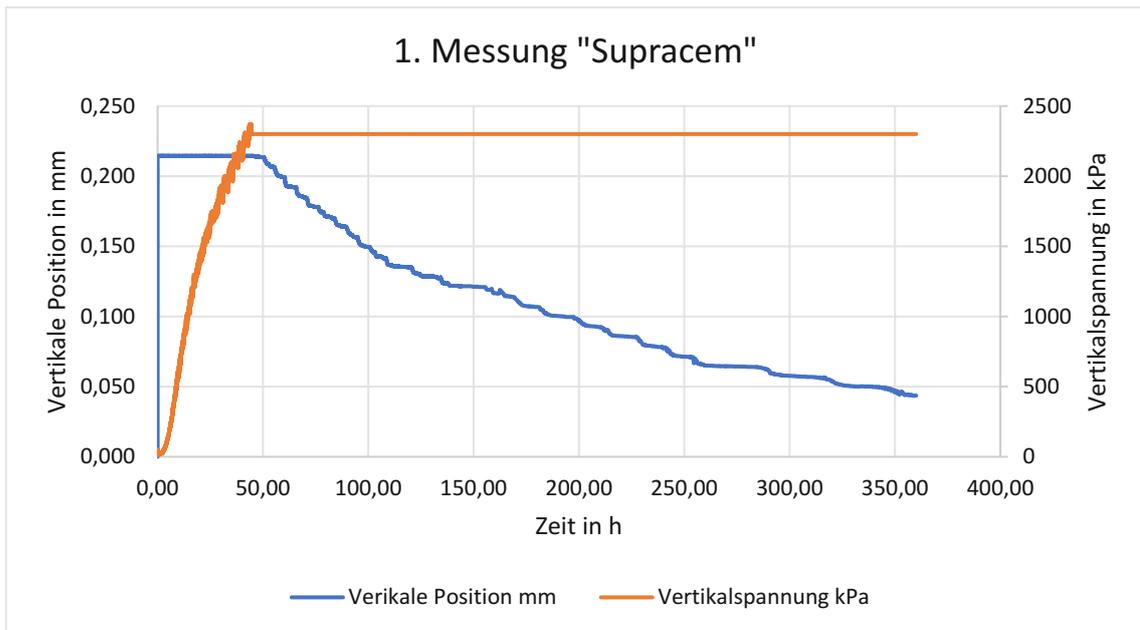


Abbildung 4.12: Ergebnisse der ersten Druckspannungsmessung - „Supracem“

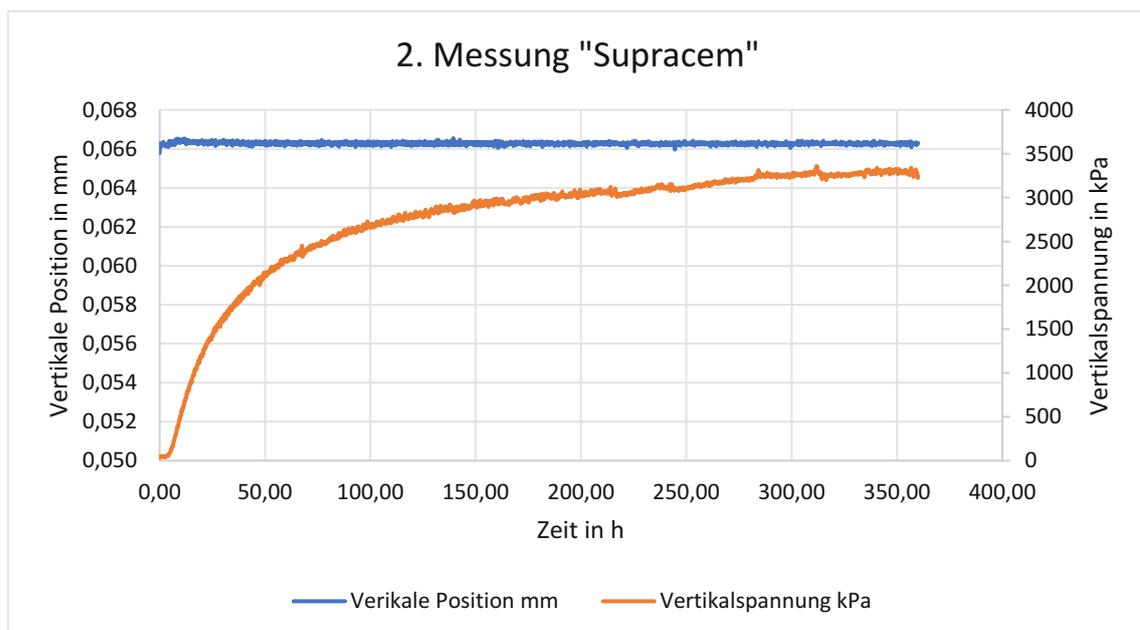


Abbildung 4.13: Ergebnisse der zweiten Druckspannungsmessung - „Supracem“

In Anbetracht der ersten Messung wird ein schneller Anstieg der Vertikalspannung deutlich (orange Linie). Bereits nach etwa 48h wurde eine Spannung von über 2.300 kPa erreicht. Das dazu verwendete Kompressionsgerät (Kraftmessdose mit 5 kN) hält eine Maximallast von 2500 kN/m<sup>2</sup> stand, bzw. kann es höhere Werte nicht messen. Dieser Wert wäre somit bei 2500 kPa erreicht worden, deshalb wurde die weggesteuerte Messung unterbrochen und auf eine kraftgesteuerte Messung umgeschaltet. Dabei wurde eine konstante Vertikalspannung von 2300 kPa gehalten (gleichbleibende orange Linie in Abb. 4.12 ab einer Zeit von 48h) und die Kompression gemessen. Die dadurch entstandene Setzung (Kompression) geht aus der blauen Linie hervor. An der Vertikalspannung in der ersten Druckmessung ist ein klarer Trend zu erkennen, der zeigt, dass die Spannung noch wesentlich höher geworden wäre, wenn sie denn messbar gewesen wäre. Demzufolge wurde die zweite Messung im Kompressionsgerät mit einer Maximallast von 10 kN gemessen. Die orange Kurve der zweiten Messung zeigt in den ersten 48h einen sehr ähnlichen Verlauf wie die der ersten Messung und steht zu dem Zeitpunkt bei knapp über 2.000 kPa. Nach 15 Tagen im Kompressionsgeräte erreichte die Probe ein Plateau mit einer Vertikalspannung von über 3.200 kPa. Das entspricht einer elfmal so hohen Spannung wie in der ersten Probe des herkömmlichen Portlandzements. Verglichen mit den restlichen drei Messungen ist der entstandene Druck sogar 35-mal höher. Wie schon bei der Auswertung der Le-Chatelier-Tests in Kapitel 4.2 beschrieben handelt es sich beim Schnellzement „Supracem“ um eine sehr ungünstige Zusammensetzung der einzelnen Klinkerbestandteile in Bezug auf die Bildung von Ettringit. Der hohe Anteil an fluorhaltigem 12/7 Calciumaluminat, Calciumaluminatsulfat, C<sub>4</sub>AF und SO<sub>3</sub> in Kombination mit dem beigemischten Gips sorgt selbst beim hydratisierten Zement unter Zugabe von Wasser noch für starke chemische Reaktionen.

Somit konnten die Versuche im Ödometer die Erkenntnisse der Le-Chatelier-Tests bestätigen und die gleichen Tendenzen aufzeigen. Die chemische Reaktivität im C<sub>3</sub>A-freien Zement war trotz der hohen Gipsmenge relativ gering. Womöglich ist ein großer Teil der Expansionen physikalischen Ursachen geschuldet. Der nicht sulfatbeständige Portlandzement erwies sich als etwas reaktionsfreudiger und entwickelte in einer der beiden Messungen eine Vertikalspannung die viermal so hoch war wie die der C<sub>3</sub>A-freien Proben. Der Schnellzement überragte die beiden anderen Proben um ein Vielfaches, sowohl bei der Le-Chatelier-Messung als auch bei der Druckmessung.

#### 4.2.2 Schlussfolgerung der Le-Chatelier-Dehnungsmessung

Nachdem bei der Längenänderungsmessung der Mörtelproben vier verschiedene Parameter auf deren Einfluss zur Auslösung von Treiberscheinungen an frischen Mörtelproben untersucht wurden, galt es bei den Le-Chatelier-Dehnungsmessungen verschiedene hydratisierte Zementsorten auf ihre Gipsverträglichkeit zu überprüfen. Die Testserie wurde, aufgrund von Zeit- und Ressourcengründen, mit 14 Tagen relativ kurz geführt (empfohlen sind 90 Tage bzw. zumindest 28 Tage, siehe Tab. 2.2), daher wurde auf das Kriterium der Erhöhung des Durchmessers um 1,25% weniger geachtet. Nichtsdestotrotz konnten dadurch Ergebnisse in kürzester Zeit erzielt werden, die erste Anhaltspunkte über den Sulfatwiderstand liefern. Durch das Fehlen von  $C_3A$  im Zementklinker war die Expansion des „Contragress“ in allen Versuchen am geringsten. Eine höhere Reaktivität mit dem Gips zeigte der herkömmliche Portlandzement „der Blaue“, der nicht sulfatbeständig ist. Der weitaus höchste Effekt war die chemische Reaktion zwischen dem hydratisierten Schnellzement „Supracem“ und dem Calciumsulfat. All diese Ergebnisse der Le-Chatelier-Tests konnten im Zuge der Ödometer-Messungen bestätigt werden, wo die aufgebaute Vertikalspannung der Schnellzement-Probe die der anderen beiden Mischungen um ein Vielfaches überragte.

Es konnte gezeigt werden, dass sich in bereits hydratisiertem Zement bei einem Überschuss an inneren Sulfatquellen durchaus noch chemische Reaktionen abspielen und mit Treiberscheinungen zu rechnen ist. Mit Hilfe der Le-Chatelier-Tests, wie sie STARK [30] beschreibt, können zwar schnell erste Erkenntnisse gewonnen werden, jedoch simuliert dieser Angriffsmechanismus keine realistische Situation. Das war auch ein Grund für den zusätzlichen Le-Chatelier-Test mit einer maximalen Gipszugabe von 10%, der die Realität etwas genauer abbildet. Den hierbei verwendeten Proben wurde dieselbe Gipsmenge wie den Mörtelproben der Längenänderungsmessung beigemischt, das heißt 0%, 5% bzw. 10% Gips, bei einem Wasserzementwert von 0,42. Die gipsfreie Probe zeigte keine Expansion und daher ein zu erwartendes Ergebnis. Die Probekörper mit fünf- und zehnprozentiger Gipsmenge zeigten allerdings verhältnismäßig starke Dehnungen, die nicht ganz nachvollziehbar blieben. Insgesamt ist es schwer mit Le-Chatelier-Tests brauchbare Informationen über einen potenziellen inneren Sulfatangriff zu gewinnen.

Um das frühe Fließ- und Verformungsverhalten der drei hydratisierten Gips-Zement-Mischungen zu klären, wurde zusätzlich noch eine rheologische Messung durchgeführt. Damit lässt sich der Strukturaufbau des Zementleims verfolgen und nützliche Informationen über die Reaktivität der Mischung in den ersten Minuten nach dem Mischen lassen sich mit dieser Methode bestimmen. Das Ziel dieser Messung war

es zu prüfen, ob der hydratisierte Zement weiterhin „hydratisiert“ und somit ein Anstieg des Schubmoduls zu verzeichnen ist. Gemessen wurden die drei gleichen Mischungen wie bei den Le-Chatelier-Tests und miteinander verglichen. Die Ergebnisse sind im Anhang unter Abb. A1 – Abb. A4 zu sehen und zeigen, dass überraschenderweise alle drei Proben eine Reaktivität zeigen. Am deutlichsten ist dieses Ergebnis bei der Probe des „Blauen“ zu sehen. Damit diese Versuchsreihe aussagekräftiger wird, müssten noch genauere Versuche geführt werden, die nicht Bestandteil dieser Arbeit sind.

## 5 Zusammenfassung und Ausblick

Vielerorts verbindet man mit dem Begriff „Recyclingbeton“ eine negative Begleitvorstellung, die mangelnde Qualität impliziert. Doch auch bei diesem Baustoff sollte das Ziel sein, den Kreislauf möglichst zu schließen. Denn der aus rezyklierter Gesteinskörnung hergestellte Beton weist nicht nur hervorragende Qualität auf, sondern bringt auch Kostenvorteile und eine positive Auswirkung auf Gesundheit und Umwelt mit sich. Im Rahmen dieser Diplomarbeit wurde mit Hilfe von Dehnungsmessungen und Experimenten das Verhalten von Mörtel- und Zementproben unter Zugabe von Gips überprüft, um so anfallende Gipsmengen im Bauschutt zu simulieren und die Reaktivität bzw. die Verträglichkeit zwischen Zement und Gips zu untersuchen.

Bei den Längenänderungsmessungen der Mörtelproben wurden vier Faktoren überprüft, von denen vermutet wurde, dass sie eine Auswirkung auf die potentiellen Treiberscheinungen haben. Unterschieden wurde zwischen dem Wasserzementwert, Gipsgehalt, Gipsdurchmesser und der Wasserlagerungstemperatur. Dazu wurde herkömmlicher, nicht sulfatbeständiger Portlandzement CEM I verwendet. Die Versuche wurden so konzipiert, dass sie möglichst realitätsnahe Szenarien abbilden, aber dennoch in einer relativ kurzen Zeit Ergebnisse liefern. Besonders aufgefallen ist der Einfluss des W/Z-Wertes auf die Längendehnung der Probekörper. Erstaunlicherweise konnte keine direkte Auswirkung auf die Expansion bei höherem Sulfatgehalt festgestellt werden. Der Grund dafür liegt vermutlich an der geringen  $C_3A$ -Menge des verwendeten Zements. Die Versuchsreihe könnte dahingehend verbessert werden, dass Zement mit einem höheren Anteil an  $C_3A$  verwendet wird und somit deutlichere Ergebnisse erzielt werden. Zum anderen wäre eine längere Testperiode von Vorteil, da die sekundäre Ettringitbildung sehr zeitintensiv ist. Ein weiterer Vorteil wäre die Möglichkeit von chemischen Analysen der Proben, um sagen zu können, wie viel der Ausdehnung tatsächlich der Ettringitbildung geschuldet ist und welcher Anteil auf andere Ursachen zurückgeht.

Mit Hilfe der Le-Chatelier-Testreihe konnte die Verträglichkeit zwischen hydratisiertem Zement und Gips relativ schnell geprüft werden. Vor allem zwischen verschiedenen Zementen kann so schnell gezeigt werden, welche Zemente im Kontakt mit Sulfatquellen reaktionsfreudiger sind. Die gewonnenen Ergebnisse konnten in eindimensionalen Kompressionsgeräten bestätigt werden und lieferten gute Messwerte der entstandenen Vertikalspannungen. Nichtsdestotrotz muss festgehalten werden, dass die Le-Chatelier-Tests für innere Sulfatangriffe sehr realitätsferne Situationen simulieren und das Testverfahren überdacht werden sollte. Der Ansatz mit der Verwendung von hydratisiertem Zement ist gut durchdacht, doch der Gipszementwert

von 0,5 ist zu hoch angesetzt und nicht zielführend – zumindest in Bezug auf den Einsatz rezyklierter Gesteinskörnung.

In Anbetracht weiterer Forschungen ist es unumgänglich Experimente mit rezyklierter Gesteinskörnung zu machen. Dazu sollten RC-Betonprobekörper und RC-Mörtelproben hergestellt und getestet werden – sowohl analytisch als auch mechanisch. Zu Beginn werden auch längere Testperiode nicht zu vermeiden sein, damit man diesen schädigenden Prozess der inneren Treiberscheinungen besser einschätzen kann. Zemente mit verschiedenen  $C_3A$ -Gehalten sollten verwendet werden, um präzisere Aussagen treffen zu können. Zudem wäre ein weiterer wichtiger Schritt, echte Aufbereitungsanlagen zu besuchen, die einzelnen Arbeitsschritte zu analysieren und dort verschiedene Proben zu entnehmen, um den tatsächlich anfallenden  $SO_3$ -Gehalt der aufbereiteten Abbruchmaterialien zu ermitteln. Durch weitere Studien und genauere Aussagen zu diesem Baustoff können wichtige Schritte in Richtung Nachhaltigkeit, Umweltfreundlichkeit und Ökologie gesetzt werden. Mit Hilfe interdisziplinärer Zusammenarbeit kann es gelingen, den wirtschaftlichen Kreislauf des Betons zu schließen und dadurch Ressourcen zu sparen, Transportwegen zu verkürzen und  $CO_2$ -Ausstöße zu reduzieren. Mit Blick auf den aktuelle Klimakrise sollte diesem Ansatz eine höhere Priorität zuteilwerden.

## Literaturverzeichnis

- [1] Tritthart, J.; Mittermayr, D.; Klammer, D.; Saxer, A.: *Endbericht zum Forschungsprojekt „Ermittlung des kritischen Sulfatgehalts von Beton“*. August 2014, S. 1-3
- [2] Stark, J.; Wicht, B.: *Dauerhaftigkeit von Beton*. 2. Auflage, Weimar, September 2012, S. 162-163
- [3] Benedix, R.: *Bauchemie für das Bachelor-Studium – Modern - Kompetent - Kompakt*. Leipzig, 2014, S. 196
- [4] Neroth, G.; Vollenschaar, D.: *Wendehorst Baustoffkunde – Grundlagen - Baustoffe - Oberflächenschutz*. 27. Auflage, Siegen, Januar 2011, S. 1074
- [5] Stark, J.; Wicht, B.: *Dauerhaftigkeit von Beton*. 2. Auflage, Weimar, September 2012, S. 28-32
- [6] Stark, J.; Wicht, B.: *Dauerhaftigkeit von Beton*. 2. Auflage, Weimar, September 2012, S. 31
- [7] Benedix, R.: *Bauchemie – Einführung in die Chemie für Bauingenieure und Architekten*. 6. Auflage, Leipzig, 2015, S. 405-410
- [8] Müllauer, W. E.: *Dissertation - Mechanismen des Sulfatangriffs auf Beton – Phasenneubildungen und Expansionsdrücke in Mörteln unter Na<sub>2</sub>SO<sub>4</sub> Belastung*. TU München, 2013, S. 3
- [9] Benedix, R.: *Bauchemie – Einführung in die Chemie für Bauingenieure und Architekten*. 6. Auflage, Leipzig, 2015, S. 357
- [10] Bollmann, K.: *Dissertation – Ettringitbildung in nicht wärmebehandelten Betonen*. Bauhaus-Universität Weimar, 2000, S. 3
- [11] Müllauer, W. E.: *Dissertation - Mechanismen des Sulfatangriffs auf Beton – Phasenneubildungen und Expansionsdrücke in Mörteln unter Na<sub>2</sub>SO<sub>4</sub> Belastung*. TU München, 2013, S. 7-13
- [12] Monteiro, P. J. M.; Kurtis, K. E.: *Time to failure for concrete exposed to severe sulfate attack*. Cement and Concrete Research 33, 2003
- [13] Stark, J.; Wicht, B.: *Dauerhaftigkeit von Beton*. 2. Auflage, Weimar, September 2012, S. 166
- [14] Stark, J.; Wicht, B.: *Dauerhaftigkeit von Beton*. 2. Auflage, Weimar, September 2012, S. 170-171
- [15] ifeu-Istitut für Energie- und Umweltforschung Heidelberg GmbH, *Bauen mit RC-Beton*, <http://www.rc-beton.de/herstellung.html> (Abruf: 23.04.2020)
- [16] Gruppe Betonmarketing Österreich: *Das kleine grüne Buch vom Beton – Nachhaltiges Bauen mit Beton*. S.2

- [17] Neurauter, R.: *Baurestmassen aufbereitet!* WKO Tirol, 14. Ausgabe, Juli 2017
- [18] Stürmer, S.; Kulle, C.: *Untersuchung von Mauerwerksabbruch (verputztes Mauerwerk aus realen Abbruchgebäuden) und Ableitung von Kriterien für die Anwendung in Betonen mit rezyklierter Gesteinskörnung (RC-Beton mit Typ 2 Körnung) für den ressourcenschonenden Hochbau.* Hochschule Konstanz, Oktober 2017, S. 19-24
- [19] Müller, A.: *Das Sulfatproblem.* RECYCLING Magazin 22, 2012, S. 26-29
- [20] Knopp, J.; Moormann, C.: *Ettringitreiben in bindemittelbehandelten, sulfathaltigen Böden.* Universität Stuttgart, Institut für Geotechnik
- [21] Müller, A.: *Baustoffrecycling – Entstehung - Aufbereitung - Verwertung.* Weimar, 2018, S. 275-278
- [22] Müller, A.: *Baustoffrecycling – Entstehung - Aufbereitung - Verwertung.* Weimar, 2018, S. 192-196
- [23] Müller, A.: *Baustoffrecycling – Entstehung - Aufbereitung - Verwertung.* Weimar, 2018, S. 220
- [24] Knappe, F.; Reinhart, J.; Schorb, A.; Theis, S.: *Leitfaden zum Einsatz von R-Beton.* Ministerium für Umwelt, Klima und Energiewirtschaft, Stuttgart, September 2017
- [25] Ludwig, H.-M.: *Schutz und Widerstand durch Betonbauwerke bei chemischem Angriff.* 8. Symposium Baustoffe und Bauwerkserhaltung KIT, März 2011
- [26] Alexander, M.; Bertron, A.; De Belie, N.: *Performance of Cement-Based Materials in Aggressive Aqueous Environments.* Kapitel 10, 2013
- [27] Lafarge Zementwerke GmbH: *Produktdatenblatt – Der Blaue.* 2018
- [28] Lafarge Zementwerke GmbH: *Produktdatenblatt – Der Contragress.* 2018
- [29] Schretter & Cie GmbH & Co KG: *Technisches Merkblatt „Schretter Schnellzement Supracem 45“.* November 2019
- [30] Stark, J.; Wicht, B.: *Dauerhaftigkeit von Beton.* 2. Auflage, Weimar, September 2012, S. 197-198
- [31] Bollmann, K.: *Dissertation – Ettringitbildung in nicht wärmebehandelten Betonen.* Bauhaus-Universität Weimar. 2000, S. 69
- [32] Weimann, K.; Matyschik, J.; Adam, C.; Schultz, T.; Linß, E.; Müller, A.: *Optimierung des Rückbaus/Abbaus von Gebäuden zur Rückgewinnung von Aufbereitung von Baustoffen unter Schadstoffentfrachtung (insbes. Sulfat) des RC-Materials sowie ökobilanzieller Vergleich von Primär- und Sekundärrohstoffeinsatz inkl. Wiederverwertung.* Umweltbundesamt, Dessau-Roßlau, Februar 2013, S. 79-99
- [33] Bollmann, K.: *Dissertation – Ettringitbildung in nicht wärmebehandelten Betonen.* Bauhaus-Universität Weimar, 2000, S. 29-34

- [34] Locher, F. W.: *Zement – Grundlagen der Herstellung und Verwendung*. Ratingen, September 2000
- [35] Bollmann, K.: *Dissertation – Ettringitbildung in nicht wärmebehandelten Betonen*. Bauhaus-Universität Weimar, 2000, S. 72-78
- [36] Locher, F. W.: *Zement – Grundlagen der Herstellung und Verwendung*. Ratingen, September 2000, S. 31
- [37] Müllauer, W. E.: *Dissertation - Mechanismen des Sulfatangriffs auf Beton – Phasen Neubildungen und Expansionsdrücke in Mörteln unter Na<sub>2</sub>SO<sub>4</sub> Belastung*. TU München, 2013, S. 50-53
- [38] Deutsches Institut für Bautechnik: *Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung – Beton unter Verwendung von Schnellzement „SupraCem 45“ nach ETA-08/0027*. Vom 15.05.2018
- [39] Locher, F. W.: *Zement – Grundlagen der Herstellung und Verwendung*. Ratingen, September 2000, S. 392

## Normenverzeichnis

- [N.1] ÖNORM EN 12620: *Gesteinskörnungen für Beton* (Ausgabe: 2014-02-15)
- [N.2] ÖNORM B 4710-1: *Beton – Festlegung, Eigenschaften, Herstellung, Verwendung und Konformität, Teil 1: Regeln zur Umsetzung der ÖNORM EN 206 für Normal- und Schwerbeton* (Ausgabe: 2018-01-01)
- [N.3] ÖNORM B 3140: *Rezyklierte Gesteinskörnungen für ungebundene und hydraulisch gebundene Anwendungen sowie für Beton* (Ausgabe: 2016-06-01)
- [N.4] ÖNORM EN 196-1: *Prüfverfahren für Zement, Teil 1: Bestimmung der Festigkeit* (Ausgabe: 2016-10-15)
- [N.5] ÖNORM EN 197-1: *Zement, Teil 1: Zusammensetzung, Anforderungen und Konformitätskriterien von Normalzement* (Ausgabe: 2018-12-01)
- [N.6] ÖNORM EN 196-3: *Prüfverfahren für Zement, Teil 3: Bestimmung der Erstarrungszeiten und der Raumbeständigkeit* (Ausgabe: 2017-01-01)

## Abbildungsverzeichnis

Abbildung 2.1: Kalk-, Magnesia- und Sulfatreiben schematisch dargestellt, sowie das Alkalitreiben mit kieselsäurehaltigem Zuschlag nach [4] .....	4
Abbildung 2.2: Dehnung $\Delta l/l$ (mm/m) in Abhängigkeit von $\text{CaO}_{\text{frei}}$ [5] .....	6
Abbildung 2.3: Primäre Ettringitbildung auf $\text{C}_3\text{A}$ -Korn [25] .....	8
Abbildung 2.4: Treibender Angriff und Volumenzunahme durch die Bildung des Trisulfats aus einer Calciumaluminathydratphase [7] .....	10
Abbildung 2.5: Stäbchen- bis nadelförmige Kristalle auf der Oberfläche der Aluminatphase [9] .....	10
Abbildung 2.6: Ettringit in einer Zementsteinpore [7] .....	11
Abbildung 2.7: Der Einfluss des $\text{C}_3\text{A}$ -Gehalts und des $W/Z$ -Wertes auf die Lebensdauer des Betons bei Sulfatangriffen, nach MONTEIRO und KURTIS [11] .....	13
Abbildung 2.8: Die Prozesskette zur Herstellung von RC-Beton [15] .....	16
Abbildung 2.9: Schematische Darstellung der verschiedenen Aufschlussgrade des Bauschutts [18] .....	18
Abbildung 2.10: Die Beschreibung der Bestandteile von rezyklierter Gesteinskörnung nach ÖNORM EN 12620 [N.1] .....	19
Abbildung 2.11: Die Kategorien der Bestandteile von rezyklierter Gesteinskörnung nach ÖNORM EN 12620 [N.1] .....	20
Abbildung 2.12: Übersicht der Kategorien rezyklierter Gesteinskörnung nach ÖNORM B 3140 [N.3] .....	21
Abbildung 2.13: Aufgequollenes Planum durch Treibmineralien. A71 AS Sömmerda Ost [20] .....	23
Abbildung 2.14: Freisetzbarkeit des Sulfats aus Recycling-Baustoffen [22] .....	24
Abbildung 3.1: Übersicht der Längenänderungsmessungen der Mörtelproben .....	31
Abbildung 3.2: Die unterschiedlichen Kornfraktionen (links), fertiger Zuschlag (rechts) .....	33
Abbildung 3.3: feinkörniger Gips (links), grobkörniger Gips (rechts) .....	34
Abbildung 3.4: Mörtelmischer mit Schüssel und Rührer .....	36
Abbildung 3.5: Frischmörtel in Schalung eingebracht .....	37

Abbildung 3.6: Kalibrierung mittels Referenzprobekörper (oben), Längenmessung am Probekörper 0k0,5 (unten).....	38
Abbildung 3.7: Mahlgut (gebrochener, hydratisierter Zement) und Mahlkörper vor dem Mahlvorgang.....	40
Abbildung 3.8: Partikelgrößenverteilung der hydratisierten Zemente und des Gipses .	42
Abbildung 3.9: Le-Chatelier-Nadelringe.....	44
Abbildung 3.10: Gerätebeschreibung des eindimensionalen Kompressionsgerätes der Fa. WILLE .....	46
Abbildung 3.11: Edelstahlödometer eingebaucht in Druckmaschine (links), verdichtete Gips-Zement-Probe (rechts) .....	47
Abbildung 4.1: Achsmessung der Probekörper als Prinzipskizze.....	49
Abbildung 4.2: Einfluss des W/Z-Wertes auf die Mörtelproben .....	50
Abbildung 4.3: Einfluss des Gipsgehaltes auf die Mörtelproben .....	52
Abbildung 4.4: Einfluss des Gipsdurchmessers auf die Mörtelproben .....	54
Abbildung 4.5: Einfluss der Wasserlagerungstemperatur auf die Mörtelproben .....	55
Abbildung 4.6: Auswertung der ersten Le-Chatelier-Dehnungsmessung .....	58
Abbildung 4.7: Auswertung der zweiten Le-Chatelier-Dehnungsmessung.....	59
Abbildung 4.8: Expansion der Schnellzementproben im Le-Chatelier-Ring .....	60
Abbildung 4.9: Expansion der Schnellzementproben im Le-Chatelier-Ring .....	62
Abbildung 4.10: Ergebnisse der Druckspannungsmessungen - „Der Blaue“ .....	63
Abbildung 4.11: Ergebnisse der Druckspannungsmessungen - „Der Contragress“ .....	64
Abbildung 4.12: Ergebnisse der ersten Druckspannungsmessung - „Supracem“ .....	65
Abbildung 4.13: Ergebnisse der zweiten Druckspannungsmessung - „Supracem“ .....	65

## Tabellenverzeichnis

Tabelle 2.1: Die Hauptklinkerphasen des Zements [5].....	5
Tabelle 2.2: Prüfverfahren für innere Sulfatangriffe [26].....	27
Tabelle 3.1: Chemische Analyse des Zementes CEM I 52,5 R.....	32
Tabelle 3.2: Zuschlagsmischung .....	32
Tabelle 3.3: Überblick der zehn Mischungen für die Längenänderungsmessung der Mörtelproben .....	35
Tabelle 3.4: Chemische Analyse des Zementes CEM I 52,5 N – SR 0 WT 38 C <sub>3</sub> A-frei	39
Tabelle 3.5: Überblick über die Partikelgrößenverteilung der einzelnen Proben .....	42
Tabelle 3.6: Zusammensetzung der Referenzmischungen für die Le-Chatelier-Proben .....	44

# Anhang

Rheologische Messungen:

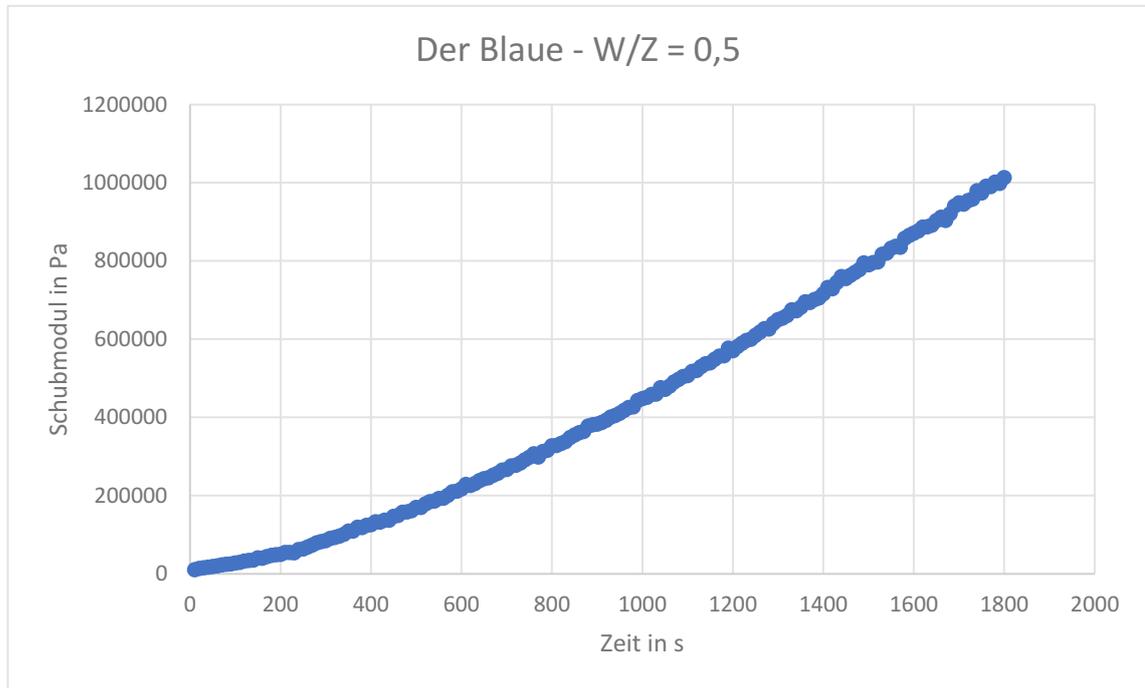


Abbildung A.1: Anstieg des Schubmoduls des „Blauen“ im Rheometer nach 30min

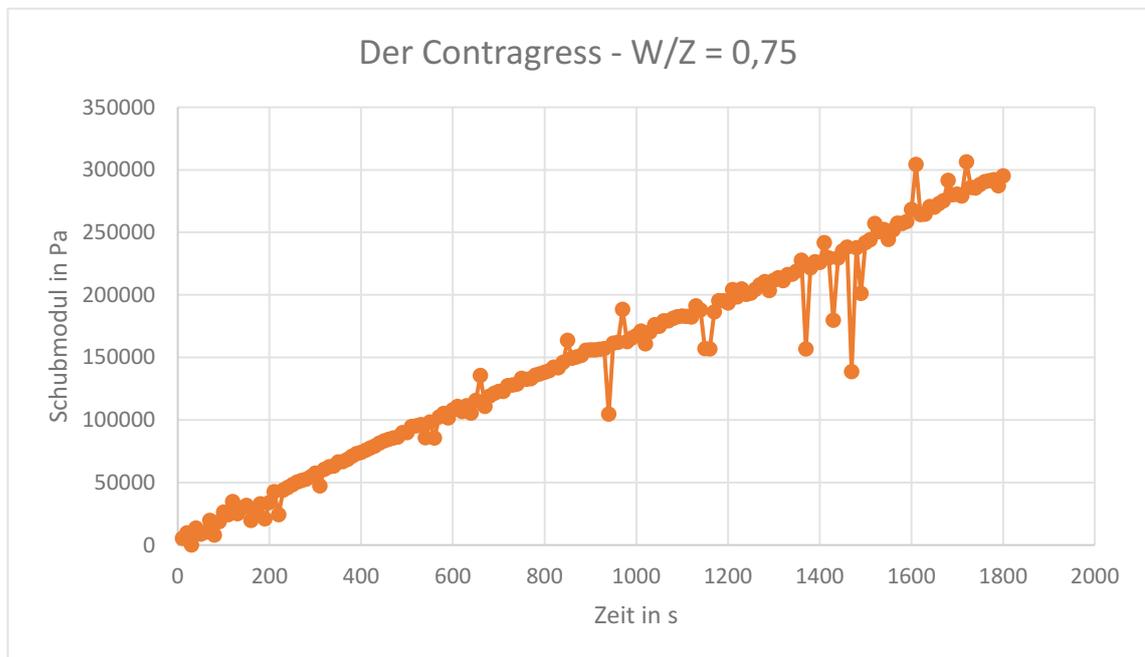


Abbildung A.2: Anstieg des Schubmoduls des „Contragress“ im Rheometer nach 30min

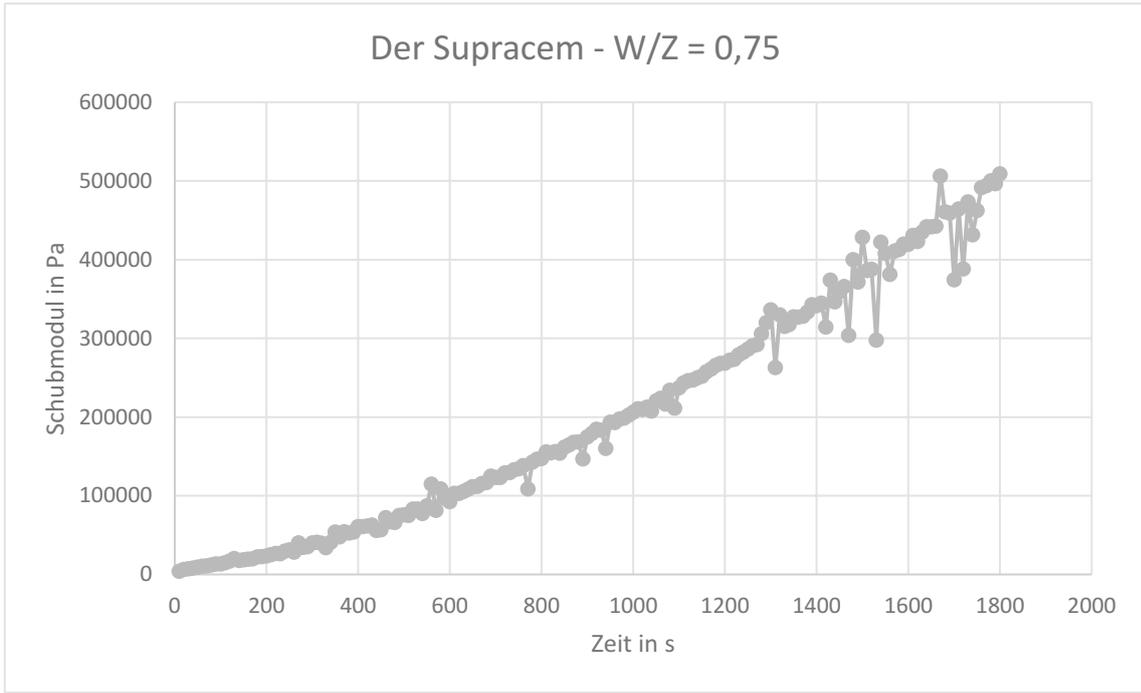


Abbildung A.3: Anstieg des Schubmoduls des „Supracem“ im Rheometer nach 30min

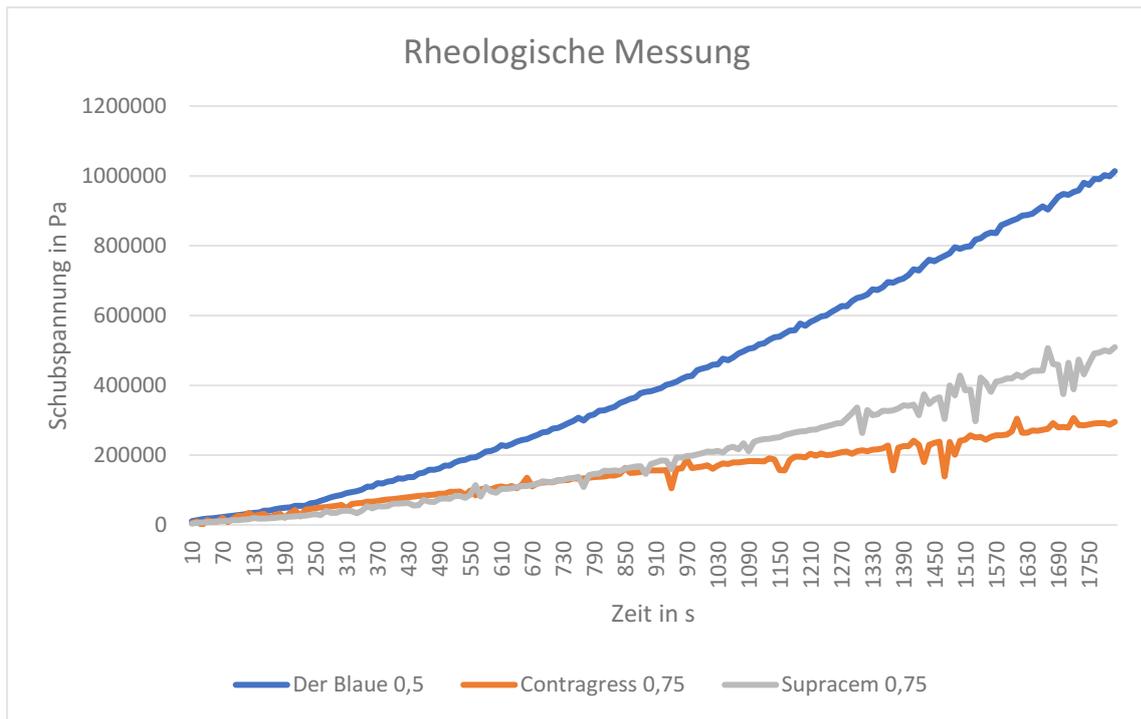


Abbildung A.4: Vergleich der drei rheologischen Messungen nach 30min