

# Chemische Beständigkeit ökologisch optimierter, Klinker-reduzierter Betone im Vergleich zu Standardbeton

Masterarbeit zur Erlangung des Akademischen Grades  
„Master of Science“ (M. Sc.)  
an der Fakultät für Bauingenieurwesen  
Technische Universität Graz

September 2016  
Ljajic Rijad

Betreuer: Dipl.-Ing. Dr. techn. Juhart Joachim, Technische Universität Graz  
MSc. Baldermann Claudia, Technische Universität Graz  
Dipl.-Ing. Dr. mont. Krischey Elke, Technische Universität Graz  
Dipl.-Ing. BSc. Fischer Gernot Franz, Technische Universität Graz

## EIDESSTATTLICHE ERKLÄRUNG

Ich erkläre an Eides statt, dass ich die vorliegende Arbeit selbstständig verfasst, andere als die angegebenen Quellen/Hilfsmittel nicht benutzt, und die den benutzten Quellen wörtlich und inhaltlich entnommenen Stellen, als solche kenntlich gemacht habe.

Graz, am

(Unterschrift)

## STATUARY DECLARATION

I declare that I have authored this thesis independently, that I have not used other than the declared sources / resources, and that I have explicitly marked all material which has been quoted either literally or by content from the used sources.

Graz, date

( signature)

## Danksagung

Ich möchte mich recht herzlich bei meinen Betreuern Dr. Joachim Juhart, MSc. Claudia Baldermann und Dr. Elke Krischey für die Betreuung und Hilfsbereitschaft bedanken. Auch Dr. Florian Mittermayr und Dipl.Ing. David Alexandru danke ich für die Hilfe und Mitwirkung bei dieser Arbeit. Ebenfalls bedanken möchte ich mich bei Sarah Weber, für ihre Hilfe bei der Versuchsausführung.

Ich danke Mama.

## Kurzfassung

Da durch die Herstellung von Zement, speziell Portlandzement oder Portlandkompositzement, enorme Mengen des Treibhausgases CO<sub>2</sub> in die Atmosphäre emittiert wird, wird versucht den Anteil des Zements im Beton durch Zusatzstoffe, die ein geringeres Treibhauspotential und einen geringeren Primärenergiebedarf als der Zement aufweisen, zu verringern. Dementsprechende ökologisch optimierte, Klinker-reduzierte Betone werden in einem Forschungsschwerpunkt am Institut für Materialprüfung und Baustofftechnologie der TU Graz entwickelt.

Diese Arbeit beschäftigt sich mit der Beständigkeit solcher Betone gegen chemischen Angriff. Weiteres Ziel der Arbeit war es, den Beitrag der Zusatzstoffe zum Widerstand des Betons gegen lösenden und treibenden Angriff zu untersuchen. Es wurden 16 Betonzusammensetzungen mit unterschiedlichen Zementen (CEM I 52,5 und CEM I 42,5 C<sub>3</sub>A frei) und unterschiedlichen Zusatzstoffen (AHWZ Hüttensand; Kalksteinmehl) – davon zum Teil sehr feine „Mikrofüller“ (Quarz- und Kalksteinmehl, Mikrosilika, Metakaolin, Zeolith) - konzipiert, hergestellt und chemischen Angriffen ausgesetzt. Zusätzlich wurden Frisch- und Festbetonprüfungen unternommen.

Die Beständigkeit gegen lösenden Angriff wurde mittels der Essigsäureprüfung nach ÖNORM B4710-1:2007 geprüft. Um den Beständigkeitsgrad gegen treibenden Angriff zu testen wurde das SVA-Verfahren des DAfStb herangezogen. Dabei wurden erbohrte zylindrische Betonproben in 5%iger Natriumsulfatlösung sowohl bei 20°C (Ettringitbildung) als auch bei 5°C (Thaumasitbildung) über bis zu 315 Tage gelagert. Die Ausdehnung (bzw. Längenzunahme) der Probekörper im Vergleich zu in Calciumhydroxidlösung als nicht angreifende Referenz gelagerten Proben wurden in Zeitabständen von etwa 2 Wochen erfasst und vergleichend ausgewertet.

Das Ergebnis dieser Arbeit ist die Beurteilung der verwendeten Zusatzstoffe und Betonzusammensetzungen. Ihr positiver bzw. negativer Beitrag zur Beständigkeit gegen chemische Angriffe konnte aufgezeigt werden.

Hohe Beständigkeit gegen lösenden und treibenden Angriff durch chemische Angriffe kann man durch

- Niedrige W/P-Werte (Wasser/Pulver-Werte) bei gegebenem W/B-Wert (Wasser/Bindemittelwert)
- Hohem Hüttensandanteil (AHWZ) von 32,5 - 42,5 M% im Feinststoffgemisch
- Einsatz von Mikrofüllern mit wesentlich kleinerem mittleren Partikeldurchmesser als Zement; bevorzugt hydraulisch bzw. puzzolanisch wirksam

erreichen.

Bezüglich der Beständigkeit gegen chemischen Angriff konnte kein wesentlicher Unterschied bei Verwendung von C<sub>3</sub>A-freiem und nicht C<sub>3</sub>A-freiem Zement festgestellt werden, wenn bei gleich bleibendem W/B-Wert ausreichende Mengen an AHWZ Hüttensand und geeignete Mikrofüller, die die Packungsdichte erhöhen, beigemischt werden. Die hinsichtlich ihrer Umwelteinwirkungen stark verbesserten Ökobetone zeigten mindestens gleichwertige und zum Teil bessere chemische Beständigkeit als die Standardbetone nach gültiger Norm bzw. Richtlinie.

**Schlüsselwörter: Ökobetone, Klinker, Zusatzstoffe, chemische Beständigkeit**

## Abstract

Because of the production of cement, especially Portland cement or Portland composite cement, enormous amounts of the greenhouse gas CO<sub>2</sub> is emitted into the atmosphere there are tries to reduce the proportion of cement in the concrete by additives which have a lower global warming potential and a lower primary energy demand as the cement. Corresponding ecologically optimized, clinker reduced concretes are developed in a research focus of the Institute for Materials Testing and Building Materials Technology at the TU Graz.

This work deals with the resistance of such concretes to chemical attack. Another objective of this work was to investigate the additives contribute to the resistance of concrete to acid and sulfate attack. 16 concrete compositions with different cements (CEM I 52.5 and CEM I 42.5 C<sub>3</sub>A-free) and different additives (AHWZ, limestone) - of which some very fine "micro-filler" (quartz and limestone, silica fume, metakaolin, zeolite) – has been designed, manufactured and subjected to chemical attacks. In addition, fresh and hardened concrete tests were taken.

The resistance to acid attack was determined by the acetic acid test according to ÖNORM B4710-1: 2007. To test the degree of resistance against sulfat attack the SVA method of DAfStb was used. In this method intersected cylindrical concrete samples was stored in 5% sodium sulfate solution, at 20°C (ettringite) and at 5°C (thaumasite) for up to 315 days. The expansion (or elongation) of the specimens compared to store as non-invasive reference in calcium hydroxide solution samples were collected at intervals of about 2 weeks and comparatively evaluated.

The result of this work is to evaluate the additives and concrete compositions used. Their positive or negative contribution to the resistance to chemical attack could be shown.

High resistance to chemical attacks can be accomplished carried

- Low W / P values (water / powder-values) for a given W/B value (water / binder ratio)
- High, ground granulated blast furnace slag (GGBS) 32.5 to 42.5 M%
- Use of micro-fillers with a much smaller average particle diameter than cement; preferably hydraulic or pozzolanic effect

No significant difference in use of C<sub>3</sub>A-free and non-C<sub>3</sub>A-free cement concerning resistance to chemical attack was observed when are remaining the same W/B value sufficient amounts of AHWZ and suitable micro fillers, which increase the packing density, is mixed. The greatly improved in terms of their environmental impact eco-concrete showed at least equivalent and in some cases better chemical resistance than standard concretes.

**Keywords: eco concrete, clinker, additives, chemical resistance**

# Inhalt

1	Einleitung .....	10
1.1	Ausgangssituation und Motivation .....	10
1.2	Ökologisch optimierter und Klinker-reduzierter Beton .....	11
1.3	Zielsetzung.....	12
1.4	Strukturierung der Arbeit.....	13
2	Stand des Wissens und der Technik .....	14
2.1	Zement .....	16
2.1.1	Chemische und mineralogische Zusammensetzung .....	17
2.1.2	Hydratationsablauf und –produkte.....	19
2.2	Zusatzstoffe.....	22
2.2.1	Latent hydraulische Stoffe .....	23
2.2.2	Inerte Stoffe .....	24
2.2.3	Puzzolane .....	25
2.3	Lösender Angriff.....	27
2.3.1	Mechanismus des lösenden Angriffs .....	27
2.4	Treibender Angriff.....	28
2.4.1	Mechanismus des treibenden Angriffs.....	28
2.4.2	Physikalischer Widerstand gegen treibenden Angriff.....	29
2.4.3	Chemischer Widerstand gegen treibenden Angriff.....	29
2.4.4	Ettringit .....	30
2.4.5	Gips .....	33
2.4.6	Thaumasit.....	34
2.5	GWP und PEI .....	36
2.5.1	GWP Treibhauspotenzial .....	36
2.5.2	PEI Primärenergiebedarf .....	36
3	Experimentelle Untersuchungen .....	37
3.1	Betonklassen.....	37
3.2	Verwendete Stoffe und Betonzusammensetzungen.....	38
3.2.1	Codierungen der Stoffe.....	38
3.2.2	Wichtige Parameter der Zusatzstoffe.....	40
3.2.3	GWP und PEI der verwendeten Stoffe.....	42
3.2.4	Konzipierung der Betonzusammensetzungen .....	43
3.2.5	Eingangsparameter .....	45
3.3	Prüfkörperherstellung .....	48
3.3.1	Gewählte Prüfkörperform .....	49
3.4	Frischbetonprüfungen .....	50

3.5	Lösender Angriff.....	52
3.5.1	Allgemeiner Ablauf der Essigsäureprüfung nach ÖNORM B 4710-1:2007 [27] 53	
3.5.2	Details der Prüfung .....	55
3.6	Treibender Angriff.....	61
3.6.1	Prüfungsvorbereitungen.....	62
3.6.2	SVA-Verfahren des DAfStb .....	63
3.6.3	Längenänderungsmessung, Dehnung und Wiegung .....	66
3.6.4	pH-Wert- und Leitfähigkeitsmessung.....	68
4	Auswertung und Ergebnisse .....	69
4.1	Eingangsparameter und Betonzusammensetzungen .....	70
4.2	Frischbetonprüfungsergebnisse .....	72
4.3	Festbetonprüfungsergebnisse.....	74
4.4	Lösender Angriff.....	75
4.4.1	Ergebnisse der B6-Betone .....	77
4.4.2	Ergebnisse der IXAT-Betone.....	80
4.5	Treibender Angriff.....	87
4.5.1	Ergebnisdarstellung .....	87
4.5.2	Auswertung.....	88
4.5.3	Dehnungen.....	90
4.5.4	pH-Wert und Leitfähigkeit.....	96
5	Interpretation der Ergebnisse .....	97
5.1	Frischbetonprüfungsergebnisse .....	97
5.2	Festbetonprüfungsergebnisse.....	98
5.2.1	Korrelationen.....	99
5.3	Lösender Angriff.....	102
5.3.1	Ergebnisinterpretation.....	102
5.3.2	Urteil über die verwendeten Zusatzstoffe.....	103
5.3.3	nicht C <sub>3</sub> A-freier Zement oder C <sub>3</sub> A-freier Zement.....	104
5.3.4	Inerter Kalksteinmehl-Mikrofüller statt Zement .....	106
5.3.5	Mikrofüller Vergleich .....	107
5.3.6	Urteil über die physikalischen Eingangsparameter.....	109
5.4	Treibender Angriff.....	113
5.4.1	Ergebnis der B6-Betone.....	114
5.4.2	IXAT-Betone .....	115
5.4.3	Korrelationen.....	117
6	Zusammenfassung und Schlussfolgerungen.....	120

6.1	Erkenntnisse – Lösender Angriff .....	121
6.1.1	Bewertung des gewählten Prüfverfahrens.....	121
6.1.2	Erkenntnisse bezüglich der Stoffwahl .....	121
6.1.3	Erkenntnisse bezüglich der physikalischen Parameter .....	122
6.2	Erkenntnisse – Treibender Angriff .....	123
6.2.1	Bewertung des gewählten Prüfverfahrens.....	123
6.2.2	Erkenntnisse bezüglich der Angriffsmechanismen und Stoffauswahl.....	123
6.2.3	Erkenntnisse über die physikalischen Parameter.....	126
6.3	Festigkeiten .....	127
6.4	Resümee .....	128
7	Abbildungsverzeichnis.....	129
8	Tabellenverzeichnis .....	131
9	Literatur- und Quellenverzeichnis.....	132
10	Anhang .....	134



## Glossar

AFm	Calciumaluminatferritmonosulfathydrat (Monosulfat, -hydroxid oder -carbonat)
AFt	Calciumaluminatferrittrisulfathydrat (kurz: Trisulfat, Ettringit); ebenso Tricarbonat
AHP	Äußere Hydratationsprodukte
C <sub>2</sub> S	Dicalciumsilikat
C <sub>3</sub> A	Tricalciumaluminat
C <sub>3</sub> S	Tricalciumsilikat
C4AF	Tetracalciumaluminatferrit
C-A-H	Calciumaluminathydrat
C-A-S-H	Calciumsilikataluminathydrat
C-S-H	Calciumsilikathydrat
C/S	Atomares Calcium-/Silizium-Verhältnis der Hydratationsprodukte
CH	Ca(OH) <sub>2</sub> , Calciumhydroxid, Portlandit
Hüs	Hüttensand
EF	Ecofüller
MF	Mikrofüller
LPB	Luftporenbildner
AHWZ	aufbereitete hydraulisch wirksame Zusatzstoffe

# 1 Einleitung

## 1.1 Ausgangssituation und Motivation

Seit Mitte des 19. Jahrhunderts ist ein Temperaturanstieg zu beobachten. Dieser Anstieg ist auf den anthropogen (= vom Menschen) verursachten Treibhauseffekt zurückzuführen. Da Treibhausgase wie z.B. Kohlendioxid oder Methan fester Bestandteil unserer Erdatmosphäre sind, kommt es auch ohne menschliches Zutun zu einem Treibhauseffekt, dem sogenannten natürlichen Treibhauseffekt. Ohne Treibhausgase in der Atmosphäre würde die Temperatur auf der Erde auf etwa  $-18^{\circ}\text{C}$  sinken und ein Leben auf der Erde wäre unmöglich. Durch den zusätzlichen anthropogenen Treibhauseffekt wird die Erdoberfläche aber zu stark erwärmt [1].

Auch bei der Herstellung von Baustoffen wie Beton werden Treibhausgase ausgestoßen. Beim Baustoff Beton stellt Zement den Hauptemittent des Treibhausgases Kohlendioxid dar. Abbildung 1.1 zeigt, dass bei Standardbeton 95% des ausgestoßenen  $\text{CO}_2$  auf Zement zurückzuführen sind.

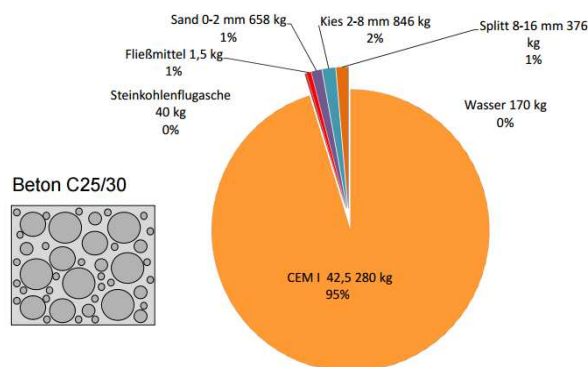


Abb. 1.1: Treibhauspotenzial von Beton – Beispielrezeptur C25/30 [3]

Insbesondere die Herstellung des Zements emittiert Treibhausgase. Laut [4] ist die Herstellung von Zement weltweit für 5-7% aller  $\text{CO}_2$ -Emissionen verantwortlich. Bei der Entsäuerung des Kalksteins entstehen im Allgemeinen etwa 60-70%, durch die Verbrennung fossiler Energieträger und der benötigten Energie zum Aufmahlen des Klinkers werden 30-40% der Menge des  $\text{CO}_2$  ausgestoßen [5].

*„Jährlich emittieren Zementwerke mehr als eine Milliarde Tonne des Treibhausgases Kohlendioxid ( $\text{CO}_2$ ) – dies sind fünf Prozent der weltweiten  $\text{CO}_2$ -Emissionen. Damit setzt die Zementherstellung drei bis viermal so viel  $\text{CO}_2$  frei wie der gesamte Flugverkehr [4].“*

## 1.2 Ökologisch optimierter und Klinker-reduzierter Beton

Beton belastet die Umwelt vor allem durch sein Treibhauspotenzial (GWP – global warming potential) und seinen Primärenergiebedarf (PEI – primary energy input). Wie bereits in der Einleitung erwähnt ist Herstellung von Portlandzementklinker die Hauptursache [7].

Um diese beiden Umwelteinwirkungen, die Normalbetone aufweisen, zu verringern, können grundsätzlich folgende Ansätze zur Anwendung gebracht werden [7]:

- Bedarfssenkung nicht erneuerbarer Primärenergie für die Herstellung von Zement
- Erzeugung und Verwendung von Zementen mit verringertem Klinker/Zement-Faktor
- Ersetzen von Zement durch neuartige hydraulisch aktive Bindemittel
- Optimierung der Betonzusammensetzung durch Erhöhung der Packungsdichte aller granularen Ausgangsstoffe und der Substitution des Portlandzements bzw. Klinkers durch Stoffe mit einer die Umwelt geringer belastenden Wirkung.

Die Ökobetone, die im Rahmen dieser Masterarbeit zunächst konzipiert und hergestellt werden und anschließend den chemischen Angriffen ausgesetzt und bewertet wurden, basieren auf dem vierten Ansatzpunkt. In diesen Betonarten, wird nämlich ein Teil des Portlandzements durch Stoffe substituiert, die bestenfalls örtlich verfügbar und kostengünstig, jedenfalls geringere Auswirkungen auf die Umwelt haben. Die Abbildung 1.2 veranschaulicht das Schema der Zusammensetzungsoptimierung.

Die Verringerung des CO<sub>2</sub>-Ausstoßes bei der Zementherstellung ist schon seit geraumer Zeit aktuell und ein Anliegen der Betonindustrie. Die in der Literaturrecherche gefundenen Arbeiten über die ökologische Optimierung von Beton beruhen aus betontechnologischer Sicht auf folgenden Ansatzpunkten [7]:

- Zunächst besteht die Möglichkeit, die Packungsdichte des Betons zu erhöhen und seinen Wasserbedarf auf diese Weise zu verringern.
- Die voraussichtlich wichtigste Maßnahme ist die Zementsubstitution durch umweltschonende Eco- und Mikrofüller. Eco-Füller fungieren dabei vor allem als Klinkerersatz, während Mikrofüller die Packungsdichte erhöhen und somit den Wasserbedarf senken.
- Zusätzlich kann der Wasseranspruch des Betons durch den Einsatz von Fließmitteln verringert werden.
- Zuletzt können Zusatzstoffe der Rezeptur beigefügt werden, um die chemische Beständigkeit des Betons zu erhöhen, zumindest aber sollten diese die Beständigkeit des Baustoffes nicht senken.

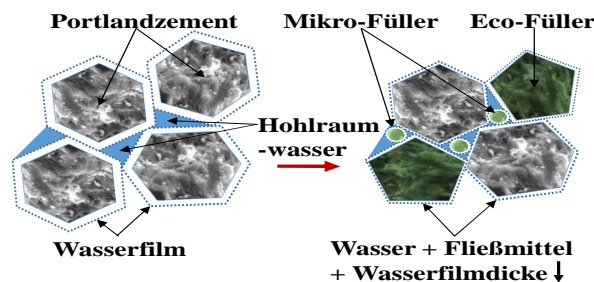


Abb. 1.2: Schema zur Senkung des Wasseranspruchs eines Feinstkornmischungs durch Mikrofüller und Fließmittel sowie der Ersatz von Portlandzement durch Eco-Füller [7]

### 1.3 Zielsetzung

Ziel dieser Masterarbeit ist die Ermittlung der chemischen Beständigkeit verschiedenster Betonzusammensetzungen und verwendeter Stoffe. Die 16, am Institut für Materialprüfung und Baustofftechnologie, konzipierten Betonzusammensetzungen werden chemischen Angriffen ausgesetzt.

Die Ergebnisse sollen einerseits die physikalischen Resistenzen der Betonsorten aufzeigen. Physikalische Eingangsparameter der entworfenen Betonsorten sind gegeben. Mit den Angaben kann herausgefiltert werden welche Parameter einen Einfluss auf die Dichte und damit Beständigkeitserhöhung haben. Die Korrelationen der Ergebnisse mit den physikalischen Eingangsparametern sind in Kapitel 5.

Andererseits werden die Zusatzstoffe verglichen und es wird versucht die Stoffe bezüglich ihrer Resistenz gegenüber chemischen Angriffen zu beurteilen. Die Einflüsse der einzelnen Stoffe auf die Hydratation, auf die Packungsdichteoptimierung und auf die Resistenzsteigerung werden diskutiert.

Bei der Prüfkörperherstellung wurden Frischbetonprüfungen unternommen. Die Verarbeitbarkeit und Fließfähigkeit werden in die Ergebnisinterpretation miteinbezogen. Da auch Prüfkörper für Druckfestigkeit und Porosität hergestellt wurden, können diese Festbetonprüfergebnisse ebenso in der Interpretation berücksichtigt werden.

Schlussendlich werden die verwendeten Stoffe, ihre chemische Beständigkeit, ihr Einfluss auf die Hydratation und ihr Beitrag zur Packungsdichteoptimierung beurteilt.

Zusätzlich werden Korrelationen zwischen den Ergebnissen der chemischen Beständigkeitsprüfungen und physikalischen Parametern gesucht. Auch Korrelationen zu den Frisch- und Festbetonprüfergebnissen werden nachgeforscht. Am Ende der Arbeit soll ein Urteil über die Relevanz der niedrigen W/B- und W/P-Werte zur Resistenzserhöhung und ein Urteil über die verwendeten Stoffe und ihren Beitrag zur chemischen Beständigkeit gebildet werden.

## 1.4 Strukturierung der Arbeit

Die Optimierung des Baustoffs Beton ist wie eingangs erwähnt schon längere Zeit ein aktuelles Thema in der Forschung.

In Kapitel 2 dieser Arbeit sind zuerst die chemischen Prozesse, die bei der Zementhydratation stattfinden und die entstehenden Hydratationsprodukte erläutert. Der Erhärtungsprozess des Zements und der Einfluss der verwendeten Stoffe auf jenen werden beschrieben. In Kapitel 2 werden zudem die chemischen Angriffe, wie Essigsäure und Sulfatlösung, denen die Ökobeton ausgesetzt sind und ihre Angriffsmechanismen beschrieben. Zusätzlich ist der Stand des Wissens über die inerten und teils auch hydraulisch wirksamen Zusatzstoffe auffindbar.

In Kapitel 3 befinden sich die experimentellen Untersuchungen dieser Arbeit. In Summe wurden 16 verschiedene Betonzusammensetzungen konzipiert und zusätzlich auch betontechnologische Eingangsparameter aufgelistet. Die Eingangsparameter und die Betonzusammensetzungen sind die Grundlage der späteren Interpretation. Die verwendeten Zemente, Zusatzstoffe und -mittel und deren physikalische und chemische Eigenschaften werden hier beschrieben.

Die Prüfkörperherstellung für die Prüfung der Beständigkeit gegenüber chemischen Angriffen und der Ablauf der Versuche befinden sich ebenfalls in Kapitel 3. Um die Beständigkeit gegenüber lösenden Angriffen zu testen wird die Essigsäureprüfung nach ÖNORM B4710-1:2007 [27] angewendet. Die Resistenz gegenüber treibenden Angriffen wird mittels dem SVA-Verfahren des DAfStb [30] untersucht. Zusätzlich wurden Frischbetonprüfungen bei der Herstellung durchgeführt.

In Kapitel 4 sind die Ergebnisse aller durchgeführten Prüfungen aufgelistet:

- Frischbetonprüfungsergebnisse
- Festbetonprüfungsergebnisse
- Ergebnisse der Essigsäureprüfung nach ÖNORM B4710-1:2007 [27]
- Ergebnisse des SVA-Verfahrens

In Kapitel 5 und 6 folgen Interpretation und Diskussion der Ergebnisse.

## 2 Stand des Wissens und der Technik

Um die Thematik gewissenhaft einzuleiten werden zunächst die Dauerhaftigkeit und die erwartete chemische Beständigkeit des Betons beschrieben. Gemäß dem heutigen Stand des Wissens kann die Dauerhaftigkeit von Beton folgendermaßen definiert werden:

*„Dauerhaftigkeit von Beton bedeutet, dass Bauteile aus Beton bei Beanspruchung durch Einwirkungen aus Betrieb und Umwelt über die vorhergesehene Nutzungsdauer bei ausreichender Wartung und Instandhaltung genügend beständig sind [8].“*

Der Beton muss widerstandsfähig gegen Frost- und Frost-Taumittel-, mechanische, biologische und chemischen Angriffe sein. Um eben einen gegen jene Angriffe resistenten Beton herzustellen müssen normgegebene Grenzwerte eingehalten werden. Diese Grenzwerte werden sogenannten Expositionsklassen zugeordnet.

Die B6-Betone (Fertigteilebetone) in dieser Arbeit wurden an die ÖNORM B4710-1:2007 [27] angelehnt und die IXAT-Betone (Transportbetone) nach der ÖBV-Richtlinie für Innenschalenbeton hergestellt.

Die für diese Arbeit relevante Expositionsklasse ist die XA – Betonangriff durch aggressive chemische Umgebung. Die Expositionsklasse wird in drei Intensitätsstufen geteilt. In nachfolgender Tabelle 2.1 sind die Stufen und deren Grenzwerte aufgelistet:

Tab.2.1: Grenzwerte für die Expositionsklassen bei chemischen Angriff durch natürliche Böden und Grundwasser nach ÖNORM B4710-1:2007 [8]

Angriffsart	Chemisches Merkmal	Referenz- prüfverfahren	XA1	XA2	XA3
Grundwasser					
Treibend (T)	Sulfat (SO <sub>4</sub> <sup>2-</sup> ) [mg/l]	ÖNORM EN 196-2	200...600	> 600...3000	> 3000 und ≤ 6000
Lösend (L)	pH-Wert	ISO 4316	6,5...5,5	< 5,5...4,5	< 4,5 und ≥ 4,0
Lösend (L)	CO <sub>2</sub> [mg/l] angreifend	ÖNORM EN 13557 <sup>a</sup>	15...40	> 40...100	> 100 bis zur Sättigung
Lösend (L)	NH <sub>4</sub> <sup>+</sup> [mg/l]	ÖNORM ISO 7150-1	15...30	> 30...60	> 60...100
Lösend (L)	Mg <sub>2</sub> <sup>+</sup> [mg/l]	ISO 7980	300...1000	> 1000...3000	> 3000 bis zur Sättigung
Lösend (L)	°dH	ÖNORM EN 13577 <sup>a</sup>	0 bis 3		
Boden					
Treibend (T)	SO <sub>4</sub> <sup>2-</sup> [mg/kg] <sup>b</sup> insgesamt	ÖNORM EN 192-2 <sup>c</sup>	2000...3000 <sup>d</sup>	> 3000 <sup>d</sup> ...12000	> 12000 und ≤ 24000
Lösend (L)	Säuregrad	DIN 4030-2	> 200 Bauman-Gully	in der Praxis nicht anzutreffen	in der Praxis nicht anzutreffen
<sup>a</sup> Zur Berechnung des CO <sub>2</sub> Gehaltes muss das nationale Vorwort der ÖNORM EN 13577 (falls vorhanden) berücksichtigt werden. <sup>b</sup> Tonböden mit einer Durchlässigkeit von weniger als 10 <sup>-5</sup> m/s dürfen in eine niedrigere Klasse eingestuft werden. <sup>c</sup> Das Prüfverfahren beschreibt die Auslaugung von SO <sub>4</sub> <sup>2-</sup> durch Salzsäure; Wasserauslaugung darf stattdessen angewandt werden, wenn am Ort der Verwendung des Betons Erfahrung hierfür vorhanden ist. <sup>d</sup> Falls die Gefahr der Anhäufung von Sulfationen im Beton – zurückzuführen auf wechselndes Trocknen und Durchfeuchten oder kapillares Saugen – besteht, ist der Grenzwert von 3000 mg/kg auf 2000 mg/kg zu vermindern					

Der jeweils erwartete W/B-Wert und der Mindestbindemittelgehalt sind in Tabelle 2.2 sortiert.

Tab.2.2: Grenzwerte für W/B-Werte und Zementgehalt ÖNORM B4710-1:2007 [8]

	XA1L/XA1T	XA2L/XA2T	
W/B-Wert	0,55	0,45	h
Anrechenbarer Bindemittelgehalt <sup>h</sup> mind. [kg/m <sup>3</sup> ]	300	360	h

Allgemein kann der chemische Angriff in drei Intensitätsstufen eingeteilt werden. Zusätzlich wird noch unter lösenden und treibenden chemischen Angriff unterschieden. Hierfür wird der Expositionsklasse bzw. Intensitätsstufe ein L für lösend und ein T für treibend beigefügt. Die, für diese Arbeit hergestellten Ökobetonvarianten müssen der zweiten Expositionsklasse XA2L und XA2T entsprechen. Über die tatsächlichen Betonklassen und der zu erwarteten Widerstandsgrade wird in Kapitel 3 eingegangen.

In den folgenden Unterkapiteln werden der Zement und seine Hydratationsphasen, die Zusatzstoffe und ihre chemischen Eigenschaften sowie die chemischen Angriffe und ihre Angriffsmechanismen beschrieben.

## 2.1 Zement

Da Portlandzement in Beton der Hauptbelastungsfaktor für die Umweltverträglichkeit ist, wird dieser, dessen Hydratation und die daraus entstehenden Hydratationsprodukte im Anschluss näher beschrieben. In Österreich werden nach DIN EN 197-1:2011 zwischen fünf Hauptzementarten unterschieden. Hauptbestandteil jeder Zementart ist Portlandzementklinker. Nachfolgende Tabelle 2.3 zeigt die fünf in Österreich verwendeten Zementarten.

Tab.2.3: Zementarten nach ÖNORM B4710-1:2007 [27]

Zementart	Bezeichnung (27 Normalzemente) <sup>1)</sup>	Klinkeranteil	Hauptbestandteil	
<b>CEM I</b>	<b>Portlandzement</b> CEM I	95–100%		
<b>CEM II</b>	<b>Portlandkompositzement</b>	65–94%		
	Portlandkalksteinzement		CEM II/A-LL CEM II/B-LL CEM II/A-L CEM II/B-L	Kalkstein (LL, L) <sup>2)</sup>
	Portlandhüttenzement		CEM II/A-S CEM II/B-S	Hütten sand (S)
	Portlandflugaschezement		CEM II/A-V CEM II/B-V CEM II/A-W CEM II/B-W	Flugasche (V, W) <sup>3)</sup>
	Portlandpuzzolan zement		CEM II/A-P CEM II/B-P CEM II/A-Q CEM II/B-Q	Puzzolan (P, Q) <sup>4)</sup>
	Portlandschiefer zement		CEM II/A-T CEM II/B-T	gebrannter Schiefer (T)
	Portlandsilicastaubzement		CEM II/A-D	Silicastaub (D, max. 10%)
	Portlandkompositzement		CEM II/A-M CEM II/B-M	Diverse (M) <sup>5)</sup>
<b>CEM III</b>	<b>Hochofenzement</b> CEM III/A CEM III/B CEM III/C	35–64% 20–34% 5–19%	Hütten sand	
<b>CEM IV</b>	<b>Puzzolan zement</b> CEM IV/A CEM IV/B	65–89% 45–64%	Flugasche (V, W) <sup>3)</sup> <sup>5)</sup> Puzzolan (P, Q) <sup>4)</sup> <sup>5)</sup>	
<b>CEM V</b>	<b>Kompositzement</b> CEM V/A CEM V/B	40–64% 20–38%	Hütten sand und Puzzolan und/oder Flugasche <sup>5)</sup>	

1) Normbezeichnung der Normalzemente

2) LL Kalkstein mit einem Massenanteil von max. 0,20% organischem Kohlenstoff TOC

L Kalkstein mit einem Massenanteil von max. 0,50% organischem Kohlenstoff TOC

3) V kieselensäurereiche Flugasche

W kalkreiche Flugasche

4) P natürliches Puzzolan

Q natürliches getempertes Puzzolan (thermisch aktiviert)

5) Im Portlandkompositzement, Puzzolan zement und Kompositzement sind die Hauptbestandteile anzugeben

Die für diese Arbeit eingesetzte Zementart ist Portlandzement CEM I. Die hergestellten Öko-Betone zeichnen sich dadurch aus, dass der Klinkergehalt durch die Verwendung anderer hydraulisch wirksamer Zusatzstoffe oder inerte Gesteinsmehle reduziert wird. Nachfolgend werden die Hydratation und deren Produkte beschrieben.



## 2.1.1 Chemische und mineralogische Zusammensetzung

Portlandzementklinker entsteht durch das Brennen der Ausgangsstoffe Kalkstein und Ton. Falls nötig werden quarzreiche und eisenoxidreiche Stoffe zugemischt. Die Hauptbestandteile  $\text{CaO}$ ,  $\text{SiO}_2$ ,  $\text{Al}_2\text{O}_3$  und  $\text{Fe}_2\text{O}_3$  sind somit Ausgangsbasis der Rohmischungsherstellung [8]. Tabelle 2.4 zeigt die durchschnittliche Schwankungsbreite der chemischen Zusammensetzung von PZ-Klinker und einige wichtige Kennwerte nach [8, 11].

Tab. 2.4: Chemische Zusammensetzung des Klinkers mit durchschnittlichen Schwankungen, Dichte und Schmelzpunkte [8, 11]

Formel	Name	Anteil in %	Dichte	Schmelzpunkt
$\text{CaO}$	Kalziumoxid	60 - 69	3,35 g/cm <sup>3</sup>	2.572 °C
$\text{SiO}_2$	Siliciumdioxid	20 - 25	2,65 g/cm <sup>3</sup>	1.600 °C
$\text{Al}_2\text{O}_3$	Aluminiumoxid	4 - 7	3,95 g/cm <sup>3</sup>	2.072 °C
$\text{Fe}_2\text{O}_3$	Eisen(III)-oxid	0,2 - 5	5,24 g/cm <sup>3</sup>	1.566 °C
$\text{MgO}$	Magnesiumoxid	0,5 - 5	3,58 g/cm <sup>3</sup>	2.852 °C
$\text{Na}_2\text{O} + \text{K}_2\text{O}$	Natriumoxid	0,5 - 1,5	2,27 g/cm <sup>3</sup>	1.132 °C
$\text{SO}_3$	Schwefeltrioxid	0,1 - 1,3		

Aus den oxidischen Hauptbestandteilen des Klinkers  $\text{CaO}$ ,  $\text{SiO}_2$ ,  $\text{Al}_2\text{O}_3$  und  $\text{Fe}_2\text{O}_3$  setzen sich die sogenannten Klinkerphasen Alit, Belit, Aluminat und Aluminatferrit zusammen.

Tab. 2.5: Mineralogische Zusammensetzung mit durchschnittlichen Schwankungen des Klinkers [8]

Bezeichnung	Formel	Abkürzung	Bezeichnung des im Klinker liegenden Minerals	Anteil in %
Trikalziumsilikat	$3 \text{CaO} * \text{SiO}_2$	$\text{C}_3\text{S}$	Alit	40-80%
Dikalziumsilikat	$2 \text{CaO} * \text{SiO}_2$	$\text{C}_2\text{S}$	Belit	0-30%
Trikalziumaluminat	$3 \text{CaO} * \text{Al}_2\text{O}_3$	$\text{C}_3\text{A}$	Aluminat	3-15%
Kalziumaluminatferrit	$4\text{CaO} * \text{Al}_2\text{O}_3 * \text{Fe}_2\text{O}_3$	$\text{C}_2(\text{A},\text{F})$	Aluminatferrit	3-15%

Die in Tabelle 2.5 angeführten Klinkerphasen stellen die Hauptmineralphasen im Zement dar. Bevor die Hydratation, deren Produkte und Beitrag zur chemischen Resistenz erläutert werden, werden die Klinkerphasen im Einzelnen beschrieben.

Alit  $\text{C}_3\text{S}$  dominiert mit einem Anteil von 40-80% als wichtigster Klinkerbestandteil. Er ist Träger des Festigkeitspotentials und bestimmt das Niveau der Anfangs- und Endfestigkeit [8]. Das Mineral besitzt eine hohe Hydratationsgeschwindigkeit und ist verantwortlich für hohe Frühfestigkeiten im Beton.

Die Kristalle dieser Kalziumsilikatphase wachsen spitznadelförmig in den Porenraum, verketteten sich und fördern auf diese Weise die Festigkeit des Zementsteins.

Ein Nachteil von Alit ist die intensive Bildung von Kalziumhydroxid  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  im Rahmen der Hydratation. Dieses Mineral, auch als Portlandit bezeichnet, wirkt sich negativ bei lösendem chemischen Angriff aus, da es mit angreifenden Säuren reagiert. Die Kristallkorngröße des Alits variiert zwischen 20-60 $\mu\text{m}$ . Anders als Alit bildet die Kalziumsilikatphase Belit  $\text{C}_2\text{S}$  weniger Portlandit aus. Belit trägt vor allem zu hohen Endfestigkeiten bei. Die Kristallkorngröße des Belits ist mit 10-30 $\mu\text{m}$  nur halb so groß wie die des Alits [8].

Die Aluminatphase  $C_3A$  fördert zwar die Frühfestigkeit im Zement, jedoch reagiert  $C_3A$  mit dem im Beton vorhandenen oder von außen einwirkenden Sulfat zu Ettringit  $3CaO \cdot Al_2O_3 \cdot CaSO_4 \cdot 32H_2O$ . Die Folgen sind u.a. Volumenvergrößerungen im Gefüge und daraus resultierende Dehnungen und Risse im Beton. Die Korngröße der Aluminatphase ist submikroskopisch bis makrokristallin [8].

Die Aluminatferritphase  $C_2(A,F)$  hat einen ähnlich geringen Beitrag zur Festigkeitsbildung des Zements wie die Aluminatphase zuvor. Sie zeichnet sich weder durch eine hohe Hydratationsgeschwindigkeit aus, noch trägt sie zur Festigkeit bei [8].

Diese vier oben beschriebenen Klinkerphasen sind die Hauptakteure bei der Hydratation des Zements. Außer diesen Hauptklinkerphasen können sich im Klinker auch Freikalk  $CaO$ , Periklas  $MgO$ , amorphe Schmelzphasen (Gläser) und metastabile/intermediäre Phasen befinden [8].

Der Anteil an Freikalk im Portlandzement liegt bei etwa 1%. Ursachen finden sich in unordentlicher Prozessdurchführung, d. h. zu niedrige Brenntemperaturen, zu langsame Klinkerkühlung oder hoher Kalkgehalt im Rohmehl. Die Korngröße des Freikalks liegt bei ca.  $10-20\mu m$  [8].

Ein weiterer, möglicher Bestandteil von Klinker sind Alkalien. Sie kommen zumeist in folgenden Anteilen vor:

- $K_2O$  0,1 – 1,5 %
- $Na_2O$  0,1 – 0,8%

Die Alkalien bilden mit dem im Klinker vorhandenen Sulfat Alkalisulfate. Ein Vertreter dieser Alkalisulfate ist Arcanit  $K_2SO_4$ . Das Kaliumsulfat ist eine selbstständige Phase im Klinker, die sich nicht mit der Klinkerschmelze vermischt. Sie erstarrt zuletzt und überzieht Alit und andere Klinkerminerale mit einer dünnen Haut [8].

### 2.1.2 Hydratationsablauf und –produkte

*„Die Reaktion einer chemischen Substanz mit den im Wasser vorkommenden OH<sup>-</sup> bzw. H<sub>3</sub>O<sup>+</sup>-Ionen läuft ab, wenn die Ausgangsstoffe (z.B. 3CaO\*SiO<sub>2</sub> = C<sub>3</sub>S) aus stärker basischen Kationen (Ca<sup>2+</sup>) und schwächer sauren Anionen (Si<sup>4-</sup>) aufgebaut sind [8].“*

Bei dieser chemischen Reaktion, auch Hydratation genannt, werden die Ausgangsstoffe aufgespaltet und Wasser fest eingebunden.

Bevor die einzelnen Hydratationsphasen und -produkte näher beschrieben werden, folgt nur ein kurzer Abschnitt über den Einfluss der Korngrößen. Nach der Mahlung des Zementklinkers haben die Zementpartikel eine Korngröße zwischen 0 - 100 µm. Der Bereich zwischen 3 - 60 µm ist für die Festigkeitsentwicklung verantwortlich. Die Körner <3µm tragen zur Frühfestigkeit bei, die Kornfraktion >60 µm hat einen geringen Einfluss auf die 28-Tage-Festigkeit. Ein Stoff reagiert umso schneller, je größer seine massebezogene Oberfläche (spezifische Oberfläche in cm<sup>2</sup>/g) ist. Je feiner der Klinker aufgemahlen ist umso höhere Festigkeiten kann er entwickeln [8].

#### 2.1.2.1 C-S-H-Phasen

Bei der Hydratation der Kalziumsilikate C<sub>2</sub>S und C<sub>3</sub>S entstehen Kalziumsilikathydrate variabler Zusammensetzung, sog. C-S-H-Phasen. Nach der Kristallisation liegen C-S-H-Phase (C<sub>3</sub>S<sub>2</sub>H<sub>4</sub> ist die durchschnittliche Zusammensetzung bei Normalerhärtung) und Portlandit (CH) vor. C-S-H-Phasen sind spitznadelförmig und ein röntgenamorphes bzw. nanokristallines Material mit variabler chemischer Zusammensetzung. Die C-S-H-Phase ist das für die Festigkeit verantwortliche Hydratationsprodukt, vgl. Gleichung 2.1, [8].



Gleichung 2.1: C<sub>3</sub>S – Reaktion

Die C-S-H-Phasen wachsen im Laufe der Hydratation zu einer Länge von etwa 1 bis 2 µm und einem Durchmesser bis etwa 50nm. Sie verketteten sich nach dem Reißverschlussprinzip und sind Komponenten, die die Festigkeit prägen. C<sub>2</sub>S hat den gleichen Reaktionsablauf wie C<sub>3</sub>S, jedoch langsamer und mit einer mageren Portlanditbildung.

Der Wassergehalt der C-S-H-Phasen beträgt zwischen 20 und 40 M.-%. Während kleine Partikel vollständig reagieren können, verbleibt bei großen Partikeln ein unreaktierter Kern zurück. Im Wesentlichen sind dort die langsamer reagierenden Phasen Belit C<sub>2</sub>S und Aluminatferrit C<sub>2</sub>(A,F) konzentriert. Bei der Bildung von C-S-H-Phasen wird nicht das gesamte Kalziumoxid gebunden, das bei der Auflösung des Alits C<sub>3</sub>S frei wird.

Das überschüssige Kalzium wird im Gefüge als Portlandit abgeschieden. Portlandit bildet hexagonale Platten, die häufig zu großen Agglomeraten zwischen den Klinkerkörnern anwachsen.

Die Kalziumsilkathydrate sind in Bündeln angeordnet. Der Durchmesser der Fasern ist ca. 50nm. Das Portlandit hat einen viel größeren Durchmesser als die sog. C-S-H-Nadeln, und zwar 10 µm. Außerdem ist die Kristallinität des Portlandits sehr gut [8].

### 2.1.2.2 Ettringitbildung durch Aluminat $C_3A$ und Aluminatferrit $C_2(A,F)$

Am schnellsten hydratisieren die Mineralien  $C_3S$  und  $C_3A$ . Die Aluminatphase  $C_3A$  hat die höchste Reaktionsgeschwindigkeit der Klinkermineralien. Die Hydratation verläuft in Abhängigkeit vom Sulfatangebot sehr unterschiedlich.

*„Zur Gewährleistung der Verarbeitbarkeit des Zementleims muss dem Zementklinker Kalciumsulfat als Erstarrungsregler zugegeben werden [8].“*

Ohne Sulfatträger würde der Zement zu schnell erstarren. Aus dem Trikalziumaluminat  $C_3A$  würden unmittelbar Tetrakalziumaluminathydratkristalle (groß, blättchenförmig) entstehen. Dabei bilden sich zwischen den Zementpartikeln Brücken und es kommt auf dieser Weise zum schnellen Erstarren. Bei Mangel an Sulfat können sich Monosulfatkristalle, morphologisch dem Kalziumaluminathydrat ähnlich, bilden. Die Folge ist ein zu schnelles Erstarren. Falls ein Überangebot an Sulfat in der Lösung vorhanden ist kann sich Sekundärgips ausbilden. Das dadurch verursachte, so genannte falsche Erstarren, passiert rasch nach Wasserzugabe [9].

Der Einsatz des Abbindereglers ist unumstritten von großer Bedeutung. Durch die Zugabe des Sulfats wird die Bildung der etwa  $2\mu\text{m} \times 2\mu\text{m} \times 0,05\mu\text{m}$  großen Kalziumaluminathydrate verhindert und es kommt zur Bildung von kleineren Ettringitkristallen mit einer Länge von 100 – 400nm und einem Durchmesser von 50 – 100nm direkt auf der Oberfläche des  $C_3A$ . Nach dem Verbrauch des Abbindereglers kann das Aluminium in verschiedene Reaktionsprodukte, den sogenannten AFm-Phasen (Calcium-Aluminathydrat-Monophasen) übergehen. Bei geringeren Temperaturen bildet sich Kalziumaluminathydrat ( $C_4AH_{19}$ ). Bei höheren Temperaturen entsteht Monosulfat ( $3C_3A \times CaSO_4 \times 12 H_2O$ ). Für die Bildung von Kalziumaluminathydrat wird mehr Wasser benötigt als für die Bildung von Monosulfat.

Die Hydratation von Kalziumaluminatferriten ( $C_2(A,F)$ ) verläuft ähnlich der des Kalziumaluminats. In Gegenwart von Sulfat bilden sich Aluminatferrittrisulfat (AFt), auch Eisenettringit genannt, und Aluminatferrit-Monosulfat (AFm) aus [9].

### 2.1.2.3 Reaktionseinflüsse

Kristalldefekte (Abweichungen von der idealen Gitterstruktur eines Kristalls) erhöhen die Reaktivität der Klinkermineralien. Ebenso reaktivitätsfördernd ist die Anwesenheit von Fremdoxiden. Vor allem Ionen der Alkalien Natrium  $\text{Na}^+$  und Kalium  $\text{K}^+$  werden eingebaut.

Belit: 1,4%  $\text{K}_2\text{O}$ , 0,6%  $\text{Na}_2\text{O}$

Alit: 0,1%  $\text{K}_2\text{O}$ ; 0,2%  $\text{Na}_2\text{O}$

$\text{C}_3\text{A}$ : 3,1%  $\text{K}_2\text{O}$ ; 2,4%  $\text{Na}_2\text{O}$

Das Sulfat liegt in Form der Alkalisulfate vor. Sie sind leicht löslich. Alkalisulfate sind leicht löslich, während in den Klinkerphasen eingebundene Alkalien erst mit fortschreitender Hydratation in Lösung gehen. Sie können die Reaktivität verschiedener Zusatzstoffe (z. B. Hüttensand, Puzzolane) erhöhen [9].

Gleichzeitig fördert ein hoher Alkaligehalt, bei alkaliempfindlichen Gesteinskörnungen, die Neigung zur schädigenden Alkali-Kieselsäure-Reaktion AKR, bei der die im Porenwasser gelösten Alkalien mit den kieselsäurehaltigen Bestandteilen der Körnung unter Bildung eines quellenden Alkali-Silika-Gels reagieren [9].

## 2.2 Zusatzstoffe

In den letzten Jahrzehnten wurde aus dem 3-Stoff-System Beton ein 5-Stoff-System. Zusatzmittel und -stoffe begannen vermehrt in der Betonindustrie zum Einsatz zu kommen. Bei dieser Arbeit sind sowohl hydraulisch wirksame als auch inerte Zusatzstoffe in Verwendung. Nachfolgend werden die Zusatzstoffe, ihr Beitrag zur Hydratation und ihre Mitwirkung zur Beständigkeit gegenüber chemischer Angriffe erläutert.

Die am häufigsten verwendeten Zusatzmittel sind Betonverflüssiger, Fließmittel und Luftporenbildner. Diese Arbeit beinhaltet auch die Einflüsse jener Zusatzmittel, vor allem Fließmittel und Luftporenbildner, auf die ökologische Optimierung und mögliche Widerstandserhöhung gegenüber chemischen Angriffen.

Die verwendeten Zusatzstoffe können nach [8] in folgende Subgruppen unterteilt werden:

- Latent hydraulische Stoffe, die ebenfalls festigkeitsbildende Hydratationsprodukte bilden können, z.B. granuliert Hochofenschlacke (Hüttensand-Hüs)
- Puzzolanische Stoffe
  - Natürliche Puzzolane (Aschen und Gesteine vulkanischen Ursprungs, wie in der Arbeit verwendetes Zeolith)
  - Künstliche Puzzolane (Metakaolin, Silikatstaub,...)
- Inerte, nicht zur Reaktion beitragende, Stoffe, meist Gesteinsmehle

Die Eigenschaften der Zusatzstoffe und ihr Beitrag zur Hydratation und chemischen Beständigkeitsförderung sind in den folgenden Unterkapiteln beschrieben.

### 2.2.1 Latent hydraulische Stoffe

Stoffe die, durch bestimmte alkalische Anreger, auch hydraulisch erhärten können werden ‚latent hydraulisch‘ genannt. Der am häufigsten in Betracht gezogene und in Verwendung kommende Stoff ist die granuliert Hochhofenschlacke - der Hüttensand Hüs.

Nach [8] setzt sich der Hüttensand aus folgenden Oxiden und Anteilen zusammen, Tabelle 2.6:

Tab. 2.6: chemische Zusammensetzung mit durchschnittlichen Schwankungen des HÜS [8]

Formel	Name	Anteil in %
CaO	Calciumoxid	30 - 50
SiO <sub>2</sub>	Siliciumdioxid	27-40
Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	Aluminiumoxid	5-15
MgO	Magnesiumoxid	1-10

Die chemische Zusammensetzung des HÜS unterscheidet sich in zwei Parametern zum Portlandzementklinker. Der Kalziumoxidanteil ist geringer und der Anteil des Siliziumdioxids ist höher als beim Klinker. Die Hydratationsprodukte sind jedoch dieselben.

Ein wichtiges Merkmal des Hüs ist die Möglichkeit, seine Hydraulizität durch alkalische oder sulfatische Anregung zu steigern [25].

Alkalisch angeregt wird der Hüs durch den Zementklinker, bei dessen Hydratation der Portlandit freigesetzt wird und zu einer basischen Porenlösung führt.

Ein ebenso positives Merkmal des Hüs ist seine, dem Zement gegenüber, langsamere Hydratation und die damit verbundene niedrigere Hydratationswärme. Durch seine Anwendung kann bei massigen Betonbauteilen der Rissbildung, durch Zwangsspannungen in Folge der zu hohen Wärme und der daraus resultierenden Wärmedehnung, vorgebeugt werden.

Nach [25] erhärten Glasmehle am besten dann, wenn die Zusammensetzung bei etwa 50% CaO, 31% SiO<sub>2</sub> und 19% Al<sub>2</sub>O<sub>3</sub> liegt. Ebenso Stand des Wissens ist die nachteilige Wirkung eines hohen SiO<sub>2</sub>-Anteils und die Erhöhung der hydraulischen Reaktivität durch Erhöhung des MgO-Gehaltes im Austausch gegen Siliziumdioxid.

Ein Vorteil des Hüttensandes gegenüber lösenden Angriffen bieten die kalziumärmeren C-S-H-Phasen. Auf treibenden Angriff liefert sein Einsatz durch die Bindung des Aluminiums positive Aspekte [25].

Im Gegensatz zu den basischen Hüttensanden haben saure Puzzolane keine unmittelbaren hydraulischen Eigenschaften. Dazu fehlt ihnen insbesondere der für die Hydratationsreaktionen notwendige Kalk.

### 2.2.2 Inerte Stoffe

Häufig verwendete inerte Füller sind in dieser Arbeit Kalkstein- und Quarzmehle. Inerte Stoffe reagieren bei der Zementhydratation nicht oder nur in geringem Maß mit den Zementbestandteilen.

Inerte Füller haben im Zement in erster Linie die Aufgabe, die Zwischenräume in der Packung der Zementpartikel auszufüllen. Wegen hoher Mahlkosten werden heute bevorzugt Mehle aus leicht zu mahlenden Kalksteinen bzw. Kreide verwendet. Der Kalkstein ist besonders wirkungsvoll, weil er wesentlich leichter mahlbar ist, als der Klinker, infolgedessen eine breitere Korngrößenverteilung liefert, sich bei gemeinsamen Mahlen in feineren Kornklassen anreichert und entsprechend kompakterer Packungsdichte das Lückenvolumen zwischen den Klinkerpartikeln ausfüllt.

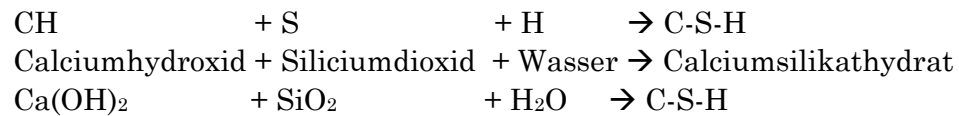
Das Kalziumkarbonat beteiligt sich in geringerem Maß an den Hydratationsreaktionen des Zements. In Gegenwart von Wasser reagieren Kalziumkarbonat und Trikalziumaluminat und bilden Monoaluminatkarbonathydrat ( $3\text{CaO}\cdot\text{Al}_2\text{O}_3\cdot\text{CaCO}_3\cdot 11\text{H}_2\text{O}$ ) [8].

Kalkstein wird im Gegensatz zu Quarzmehlen beim lösenden Angriff gelöst und liefert keine Beständigkeit gegenüber chemischen Angriffen [8].



### 2.2.3 Puzzolane

Puzzolane sind natürliche oder künstlich hergestellte silikatische Materialien, die keine unmittelbaren hydraulischen Eigenschaften aufweisen. Das Merkmal von Puzzolanen ist die im Gegensatz zu basischen Hüttensanden, saure, kieselsäurehaltige Zusammensetzung und die damit verbundene Fähigkeit mit dem Kalziumhydroxid  $\text{Ca}(\text{OH})_2$ , welches bei der Hydratation des Zements entsteht, die festeren und resistenteren Kalziumsilikathydrate zu bilden [8].



Gleichung 2.2: Beispielhaftes Reaktionsprinzip der Puzzolane [8]

Puzzolane beinhalten reaktionsfähiges Aluminiumoxid, welches ebenfalls mit gelöstem Kalziumhydroxid  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  reagiert und Kalziumaluminathydrat bildet. Die Verwendung von puzzolanischen Zusatzstoffen ist bei lösendem Angriff von Vorteil, da das Kalziumhydroxid in die viel resistenteren C-S-H-Phasen eingebunden wird [8].

Bei natürlichen Puzzolanen handelt es sich entweder um umgewandelte magmatische Gesteine (Zeolithe, vulkanische Tuffe, Trass) aber auch Sedimentgesteine entsprechender chemisch-mineralischer Zusammensetzung [23]. Trass ist ein fein gemahlener, saurer vulkanischer Tuff mit 50-70% reaktionsfähigem  $\text{SiO}_2$  und mehr als 50% Glasgehalt.

Künstliche Puzzolane sind z.B. gebrannte und gemahlene Tonerde, wie Metakaolin oder Ziegelmehl. Andere künstliche Puzzolane und auch öfters in Verwendung kommende sind Flugaschen aus mit Braunkohle oder Steinkohle befeuerten Kraftwerken.

### 2.2.3.1 Silikastaub

Silikastaub, auch als Mikrosilika bezeichnet, ist ein sehr feiner nichtkristalliner (amorpher),  $\text{SiO}_2$ -haltiger Zusatzstoff. Er besteht zu 80-98% aus amorpher feinkörniger Kieselsäure. Die kugelförmigen Partikel des Silicastaubes haben mittlere Korndurchmesser von rund 100nm und sind somit viel feiner als jene des Zements [8]. Die große Oberfläche ruft eine hohe Reaktionsfähigkeit hervor und das Mikrosilika reagiert dadurch sehr schnell mit dem Portlandit zu Kalziumsilikathydraten.

Die feinen Partikel bewirken durch ihren Füllereffekt eine wesentliche Verringerung des Porenvolumens.

Mikrosilika ist relativ teuer im Vergleich zu den anderen Zusatzstoffen. Laut [8] erfordert Mikrosilica einen hohen Wasserbedarf. Die restliche Literatur weist auf hohe Wasseransprüche und eine Klebe-Neigung von Beton mit Silikastaub hin. Demnach sollte die Verarbeitbarkeit jener Betone schlechter sein. Außerdem ist Mikrosilica nicht so gut löslich.

### 2.2.3.2 Zeolith

Zeolithe sind natürlich vorkommende Minerale mit puzzolanischen Eigenschaften. Sie sind wasserhaltige Alumosilikate mit einem laut [24] besonders weitmaschigen Kristallgitter. Das Wasser ist locker gebunden, deshalb entweicht es leicht bei schwachem Erhitzen. In feuchter Umgebung wird Wasser wieder aufgenommen, ohne dass sich das Kristallgitter wesentlich ändert [24]. Das, bei dieser Arbeit verwendete Mineral, Klinoptilolith ist ein Zeolith. Sein besonderes Merkmal ist die große innere Oberfläche und die damit verbundene große Reaktionsfähigkeit. Auch das Wasserhaltevermögen der Zeolithe ist enorm.

### 2.2.3.3 Metakaolin

Metakaolin [ $\text{Al}_2\text{Si}_2\text{O}_5(\text{OH})_4$ ] ist ein künstliches, amorphes Puzzolan. Metakaolin ruft, wie Silikastaub und Zeolithe, eine puzzolanische Erhärtung hervor. Nach [26] hat das Metakaolin eine rund doppelt so große Reaktionsfähigkeit im Vergleich zum Silikastaub. Metakaolin kann bei kleinen mittleren Korndurchmessern auch eine Füllerwirkung haben.

## 2.3 Lösender Angriff

### 2.3.1 Mechanismus des lösenden Angriffs

Beim lösenden Angriff lösen starke Mineralsäuren wie Salzsäure (HCl), Schwefelsäure (H<sub>2</sub>SO<sub>4</sub>) oder Salpetersäure (HNO<sub>3</sub>) alle Bestandteile des Zementsteins auf.

Besonders anfällig ist Kalziumhydroxid Ca(OH)<sub>2</sub> (Portlandit). Wenn das Portlandit aufgelöst wird verliert der Zement seine mechanische Festigkeit. Kalziumhydroxid bildet sich vorzugsweise in den Bereichen aus, die zuvor vom Anmachwasser eingenommen wurden sowie auf der Oberfläche der Gesteinskörner. Wird das Kalziumhydroxid durch Säuren gelöst, entstehen Hohlräume im Betongefüge, durch die die angreifende Säure dann weiter in den Beton eindringen und entsprechend einwirken kann.

Organische Säuren greifen Beton i. Allg. weniger an als Mineralsäuren. Mittelstarke organische Säuren wie z.B. verdünnte Essig- und Milchsäure greifen jedoch bei höheren Temperaturen Beton stark an [8].

Neben dem Zement werden auch Kalkstein oder Dolomit, als Gesteinskörnung oder Mikrofüller, angegriffen. Silikatische Gesteinskörnungen sind laut [8] beständig gegenüber Säuren.

Einen säurebeständigen Beton im eigentlichen Sinn kann es nicht geben, da bei sehr niedrigen pH-Werten der Zementstein weggelöst wird. Das nutzt man z.B. bei der Bestimmung des Zementgehalts im Beton durch Auflösen des Zementsteins in HCl. Aus dem Mechanismus des Säureangriffs leitet sich für die Herstellung eines säurewiderstandsfähigen Betons ab, dass

- Dieser eine hohe Gefügedichtigkeit aufweisen muss,
- der Ca(OH)<sub>2</sub>-Gehalt auf ein Minimum zu reduzieren ist und
- eine möglichst feine Verteilung des Ca(OH)<sub>2</sub> erreicht werden muss.

Eine Reduktion von Portlandit kann u.a. durch Substitution mit puzzolanischen Zusatzstoffen wie Silikastaub, Metakaolin oder Zeolith bzw. oder/und latent hydraulischen Stoffen, wie Hüttensand erreicht werden, die zusätzlich zur Erhöhung der Gefügedichtigkeit beitragen können, erfolgen. Als Gesteinskörnung für säurebeständige Betone kommt Material auf Silikatbasis infrage [8].

## 2.4 Treibender Angriff

### 2.4.1 Mechanismus des treibenden Angriffs

Beim Sulfatangriff auf Beton erfolgt die Schädigung des erhärteten Betons durch die Einwirkung von Sulfationen auf den Zementstein. In Gegenwart von Feuchtigkeit können die im Beton, z.B. in Form von Gips, zugegebenen Sulfationen mit den Hydratationsprodukten, vor allem den Aluminathydraten, des Zements unter Bildung neuer Sulfatminerale reagieren. Die dabei entstehenden Minerale sind volumenmäßig größer als die Ausgangsprodukte und erzeugen, wegen Platzmangel im dichten Gefüge, einen Kristallisations- oder Quelldruck, der bei Überschreitung der Zugfestigkeit des Zements zur Rissbildung im Beton führen kann [8].

Die, bei der Zementherstellung, zugemahlene Gipsmenge ist in den Normen begrenzt und dient, wie bereits in Kap. 2.2 erwähnt, als Erstarrungsregler bei der Hydratation [21]. Bei Einhaltung der Expositionsklassen und den dortigen Grenzwerten kann der Sulfatangriff von innen vermieden werden.

Die Sulfationen können von außen in Form von saurem Regen, aus Gips-/Anhydrit- oder  $MgSO_4$ -haltigen Böden oder durch Mineraldüngung in den Beton gelangen. Als schädigende Neubildungen kommen die Minerale Ettringit, Gips und Thaumasit in Betracht [8].

#### 2.4.2 Physikalischer Widerstand gegen treibenden Angriff

Einen physikalischen Widerstand gegen Sulfat kann man durch niedrigere W/B-Werte und einem dichteren Betongefüge erreichen. Zudem nimmt bei verringerter Kapillarporosität die Eindringtiefe von Sulfationen deutlich ab. Bei W/B-Werten  $< 0,40$  sind nur noch geringe Schädigungen zu erwarten [8].

Ebenso wirkungsvoll ist der Einsatz latent hydraulischer (Hüttensand) oder puzzolanischer Stoffe (Silicastaub, Metakaolin oder Zeolith). Durch ihre späte Hydratation kommt es zu einer Verminderung des Anteils an Kapillarporen. Allerdings müssen auch die Eigenschaften der latent hydraulischen und puzzolanischen Stoffe berücksichtigt werden, die einen deutlichen Einfluss auf die Sulfatbeständigkeit des damit hergestellten Betons ausüben können. Dazu zählen Feinheit, chemische Zusammensetzung und puzzolanische Aktivität der Stoffe. [8].

Die vermutete Verbesserung der Dauerhaftigkeit des Betons durch die Zugabe von puzzolanischen Stoffen kann auf die Verdichtung des Gefüges durch die puzzolanische Reaktion, den Portlanditverbrauch und die Ausbildung siliziumreicher C-S-H-Phasen zurückgeführt werden. Ein ähnliches Verhalten wird Silicastaub zugeschrieben [8].

#### 2.4.3 Chemischer Widerstand gegen treibenden Angriff

Bei überwundenem physikalischem Widerstand können die eindringenden Sulfationen mit Al-haltigen Phasen des Betons reagieren. Dabei kann es zur Bildung von Ettringit, Gips oder Thaumasit kommen. Parallel dazu kann Brucit gebildet werden, wenn die angreifende Lösung neben Sulfat- auch Magnesiumionen enthält. Diese Minerale können in unterschiedlicher Form betonschädigend oder -zerstörend wirken. Durch gezielte Beeinflussung der Bindemittelzusammensetzung kann die Menge der gebildeten Schadminerale reduziert werden. Da die Sulfationen zur Bildung von Ettringit bzw. Monosulfat mit Al-haltigen Phasen reagieren, wird der chemische Widerstand vor allem durch Verwendung von Portlandzement mit geringem  $C_3A$ - bzw.  $Al_2O_3$ -Gehalt erhöht.

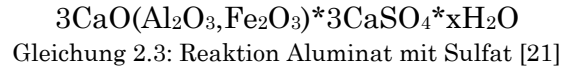
Durch die Zugabe latent hydraulischer oder puzzolanischer Zusatzstoffe, die zu diesem Zweck auch eingesetzt werden, wird gleichzeitig auch der physikalische Widerstand des Betons verbessert. Es ist jedoch bisher nicht möglich, gleichzeitig die Bildung aller Schadphasen auf chemischem Weg auszuschalten [8].

Die eindringenden Sulfationen reagieren mit Al-haltigen Phasen des Betons. Durch Verwendung von Portlandzement mit geringem  $C_3A$ - bzw.  $Al_2O_3$ -Gehalt wird der chemische Widerstand laut [8] erhöht.

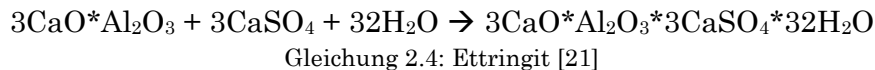
Die Klinkerphase Aluminatferrit setzt auch Aluminium frei, deswegen sollte ihr Anteil unter 15% liegen.

#### 2.4.4 Ettringit

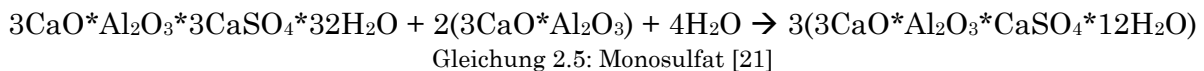
In der Anfangsphase der Zementhydratation reagiert das C<sub>3</sub>A mit dem Gips und bildet Mischkristalle folgender Zusammensetzung:



Die entstehenden Kristalle werden unter dem Namen AFt-Phase zusammengefasst. Das relevanteste unter ihnen ist das Ettringit [21]:



Ettringit bildet stäbchenförmige bis nadelige Kristalle. Laut [22] ist Ettringit ein meist nadelförmig hexagonal-prismatisch kristallisierendes Mineral. Ebenso bildet sich Monosulfat. Das C<sub>3</sub>A reagiert mit dem Ettringit zu dem sulfatärmeren Monosulfat:



Die C<sub>3</sub>A-Gehalte in Klinkern liegen üblicherweise zwischen 6,8 – 15,6%. Zwischen 2,35 - 4,14% ist der SO<sub>3</sub>-Gehalt eines Normzements.

Zusätzlich kann das C<sub>3</sub>A mit dem Portlandit reagieren und Aluminathydrate bilden. Die, am Anfang der Hydratation, entstehenden Minerale Ettringit, Monosulfat und Aluminathydrat führen zu keinen Kristallisationsdrücken da in der noch weichen Zementkonstellation keine Zwangskräfte erzeugt werden [8]. Nach [22] bildet sich Ettringit topochemisch, auf der Oberfläche der C<sub>3</sub>A-Körner und umhüllt diese, so dass in der Folge die Reaktion zwischen der Aluminatphase und dem Sulfat stark gebremst wird. Sobald die Sulfat-Konzentration nicht mehr für die Ettringitbildung ausreicht bildet sich Monosulfat.

Nach der Erhärtung des Betons können von außen, z.B. durch sulfathaltige Wässer, durch Diffusion eindringende Sulfationen ebenfalls mit den Aluminatphasen, den aluminatisch-ferritischen Bestandteilen und den Aluminathydraten des Betons reagieren und Ettringit bilden. Das große Volumen des Ettringits füllt zuerst die Porenräume und steigert dadurch zuerst die Druckfestigkeit des Betons. Nach Verfüllung der Porenräume drückt das Ettringit an die Porenwände und verursacht Dehnungen im Beton. Nach [22] entsteht Ettringit primär bei pH-Werten von 12 – 12,5. Bei pH-Werten < 10,6 ist das Produkt nicht stabil und zerfällt.

Ebenso wichtig ist auch die Art des angreifenden Salzes. Die, für diese Arbeit, geprüften Probekörper werden einer Natriumsulfat-Lösung ausgesetzt. Das Natriumsulfat (Na<sub>2</sub>SO<sub>4</sub>) wird laut [21] zuerst vom Monosulfat gebunden und es bildet sich Ettringit. Das entstehende Ettringit ist eng mit den C-S-H-Phasen verwachsen. Auch der Ca(OH)<sub>2</sub>-Gehalt sinkt weil sich in späteren Stadien auch Gips bildet. [21] geht davon aus das auch die C-S-H-Phasen durch die Lösung angegriffen werden.

Die Zugabe von Microsilica reduziert die Dehnung im Beton. [21] gehen von einer Reaktion der Alkalien mit dem Microsilica aus. Dadurch werden der Alkaligehalt und die Reaktionsfreude des Betons gesenkt. Laut [21] wird die verspätete Ettringitbildung durch Zugabe von Microsilica zwar verlangsamt, aber nicht gestoppt. Da die Zugabe anderer puzzolanischer oder latent hydraulischer Stoffe auch eine Verringerung des Alkaligehaltes in der Porenlösung bewirken kann, ist diesen Zusätzen eine ähnliche Wirkung zuzuschreiben, die sich auf die Ettringitbildung positiv auswirken kann [22].

[17] geht von unterschiedlichen Expansionsverhalten des Ettringits in Portlandzementen und Hüttenzementen aus. In den klinkerarmen Hüttenzementen bilden sich demnach winzige Kristalle über die Lösungsphase und nicht direkt aus dem  $C_3A$  und wirken in der Folge nicht treibend [17].

Die Literatur unterscheidet zwei Dehnungsmechanismen bezüglich des Ettringits:

- Kristallwachstumstheorie: Die Dehnung wird durch das Wachstum der Ettringitkristalle (topochemisch auf den  $C_3A$ -Partikeln oder aus übersättigter Lösung) verursacht. Der dabei entstehende Druck kann sehr stark variieren. Sie ist von der Bildungsreaktion abhängig.
  - Aus  $C_3A$ : 0,64 N/mm<sup>2</sup>
  - Aus der Lösung: 1,00 N/mm<sup>2</sup>
  - Aus Calciumaluminathydrat: 1,40 N/mm<sup>2</sup>
  - Aus festem  $Ca(OH)_2$ : 20 N/mm<sup>2</sup>
- Quelltheorie: [18, 19, 20] vertreten die Meinung dass die Dehnung durch die Adsorption von Wasser an der Oberfläche feinkristalliner gelähnlicher Ettringitpartikel durch die sehr große spezifische Oberfläche hervorgerufen wird, und nicht durch den Vorgang der Ettringitbildung selbst. Nach [22] sinkt mit steigender Sulfatzufuhr die Calciumhydroxidmenge durch Gipsbildung, so dass in dieser Umgebung mit geringerer Hydroxid-Ionen-Konzentration die Festigkeit der C-S-H-Phasen nachlässt und die Dehnung des schwach kristallinen Ettringits durch Wasseranlagerung wirksam werden kann. Demnach wird der Hauptanteil der Dehnung nicht in der ersten Phase des Sulfatangriffs durch die Ettringitbildung selbst, sondern erst später durch das „Quellen“ des entstandenen Ettringits und den Festigkeitsverlust des Zementsteins hervorgerufen. Voraussetzungen dafür, dass ein Stoff einen Quelldruck ausbildet sind, dass er ausreichend porös und im Wesentlichen unlöslich ist. [18] verschreibt nur dem bei hohen Hydroxid-Ionen-Konzentration entstehenden mikrokristallinen oder gelförmigen Ettringit ein Quellpotential. Der Grund ist die weitaus größere Oberfläche des sehr feinen Ettringits.

Es ergibt sich aus den Ergebnissen der verschiedenen Autoren eine weitgehende Übereinstimmung darin, dass der aus der Lösungsphase rekristallisierte Ettringit in Poren und auch Rissen keine schädigende Dehnung verursacht. Es wird eher davon ausgegangen, dass in der Matrix über topochemische Mechanismen sich bildender Ettringit die Ursache der Dehnungen sein könnte. Damit wird überwiegend dem Bildungsmechanismus die entscheidende Rolle hinsichtlich schädigender Ettringitbildung zugeschrieben. Zu Ursachen der verschiedenen Bildungsmechanismen gibt es keine einheitlichen Theorien. Die Wasseranlagerung an den bereits vorhandenen Ettringit wird selten als Ursache der Dehnungen angesehen.

Das Potential zur Ettringitbildung im erhärteten Beton und das tatsächliche Auslösen des Mechanismus werden durch verschiedene stoffliche, technologische und nutzungsbedingte Faktoren beeinflusst. [22] sieht als wichtigste Grundelemente für eine Ettringitbildung im erhärteten Beton eine verspätet verfügbare Sulfatquelle, Mikrorisse im Gefüge und die Einwirkung von Wasser.

Mögliche Schädigungsmechanismen [18,19,20]:

- Aus den verschiedenen beschriebenen Theorien lassen sich folgende mögliche Schädigungsmechanismen ohne äußere Sulfatquellen ableiten: Der primär während der Anfangshydratation oder verspätet im Gefüge gebildete Ettringit ist feinkristallin und entwickelt einen Quelldruck durch Anlagerung von Wasser, der Schäden hervorrufen kann, wenn er die Zugfestigkeit des Gefüges übersteigt
- Der verspätet (z.B. infolge erhöhter Temperaturen während der Anfangshydratation) oder zusätzlich (aufgrund innerer Sulfatquellen, z.B. durch Frost-, Frost-Tausalz-Belastung, durch Carbonatisierung, aus Klinker) im bereits erhärteten Betongefüge aus sulfatärmeren Verbindungen gebildete Ettringit verursacht durch das Kristallwachstum oder durch die Volumenvergrößerung des Ettringits gegenüber seinen Ausgangskomponenten einen Druck, der die Zugfestigkeit des Gefüges übersteigen und Schäden erzeugen kann
- Die Rekristallisation des Ettringits im erhärteten Gefüge infolge von Feuchtewechseln und der Anreicherung von Reaktionspartnern führt durch Kristallwachstumsdruck bei der Neubildung und Volumenzuwachs zu Gefügeschäden
- Bereits im Gefüge vorhandene Mikroschäden fördern in der Folge durch verstärkten Feuchte- und Stofftransport bei Vorhandensein innerer Sulfatquellen die Ettringitbildung an diesen exponierten Stellen und verursachen eine Rißaufweitung
- Der in den künstlich eingebrachten Luftporen rekristallisierte Ettringit führt indirekt zu Frostschäden, weil die Luftporen hinsichtlich Frost-Tausalz-Widerstand unwirksam werden
- Es ist auch nicht ausgeschlossen, daß Ettringit häufig gar nicht am Schadensmechanismus beteiligt ist, sondern nur eine Folgeerscheinung der Gefügeschädigung darstellt.



#### 2.4.5 Gips

Gips besitzt die chemische Zusammensetzung  $\text{Ca}(\text{SO}_4) \cdot 2\text{H}_2\text{O}$ . Das Mineral tritt häufig mit Anhydrit ( $\text{CaSO}_4$ ) in salinaren Ablagerungen mit Tonen, Karbonaten, Halit und Kalisalzen auf. Es weist tafelige, prismatische bis nadelige Kristalle auf. Außerdem ist Gips hygroskopisch (wasseranziehend).

Die Einwirkung einer Natriumsulfatlösung auf die silikatischen Klinkerphasen Alit und Belit führt zu einer Gipsbildung, aber kaum zu einer Dehnung. Bei einem Angriff von Magnesiumsulfatlösung wurden sowohl Dehnungen als auch Gefügeschäden beobachtet. Dies kann auf die Bildung von Gips aus Portlandit sowie auf die Ausfällung von Brucit bei einem Angriff von  $\text{MgSO}_4$  zurückgeführt werden [8]. Puzzolanische Zusatzstoffe sind von Vorteil, da bei der Reaktion das Portlandits zusätzliche C-S-H-Phasen gebildet werden. Solche Zusatzstoffe können u.a. Silikastaub, der zu 95% aus Siliziumdioxid besteht, Metakaolin oder Zeolith sein [8].

Die Umwandlung von Portlandit in Gips kann von einer äußeren Dehnung begleitet sein, die jedoch teilweise erst sehr spät auftritt. Eine schädigende Gipsbildung und somit eine äußere Dehnung kann durch die Umwandlung von Portlandit in zusätzliche C-S-H-Phasen während einer puzzolanischen Reaktion vermieden werden. Neben einer äußeren Volumendehnung ist bei der Bildung von Gips auch eine Erweichung der Oberfläche des exponierten Zementsteins zu verzeichnen.

Da Gips im Wesentlichen aus dem bei der Zementhydratation abgeschiedenen Portlandit gebildet wird, neigen Zemente mit hohem Alitgehalt zu einer verstärkten Gipsbildung. Demgegenüber steht der positive Beitrag des Alits zur Festigkeit und Dichtigkeit der Zementsteinmatrix, die den physikalischen Sulfatwiderstand von Beton und Mörtel erheblich verbessert [8].

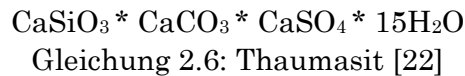
Die bei hohen Sulfationenkonzentrationen zu erwartende Bildung der zwei Schadminerale Gips und Ettringit kann auf chemischem Weg durch den Einsatz von Portlandzementen mit geringem Aluminatgehalt in Kombination mit einem puzzolanischen Zusatzstoff verhindert werden. Durch den geringen Aluminatgehalt wird die sekundäre Ettringitbildung im erhärteten Beton begrenzt. Durch die puzzolanische Reaktion wird der Portlanditgehalt gesenkt und demzufolge die Bildung von Gips verringert. Infolge einer puzzolanischen oder latent hydraulischen Reaktion kommt es zur Ausbildung eines dichteren Gefüges, wodurch der physikalische Sulfatwiderstand verbessert wird [8].

Durch die späte Hydratation der meisten latent hydraulischen und puzzolanischen Stoffe kommt es zu einer Verminderung des Anteils an Kapillarporen, die für das Eindringen von Sulfationen verantwortlich sind [8]. Bei sehr hohen  $\text{Ca}^{2+}$ ,  $\text{OH}^-$  bzw.  $\text{SO}_4^{2-}$ -Gehalten bildet sich laut [22] neben Ettringit zusätzlich Portlandit und Gips. Enthält die Lösung hingegen hohe Gehalte an Aluminium, bilden sich verschiedene metastabile Phasen, wie Monosulfat,  $\text{C}_4\text{AH}_{13}$  und Aluminiumhydroxid.

*„Nach [8]: [...] steigt die Sulfatbeständigkeit mit dem Hüttensandgehalt und sinkt bei zunehmendem Aluminatanteil im Klinker sowie bei steigendem  $\text{Al}_2\text{O}_3$ -Gehalt des Hüttensands.“*

### 2.4.6 Thaumasit

Thaumasit ist nach [22] ein Calcium-Silicat-Carbonat-Sulfat-Hydrat mit folgender chemischer Formel:



Der wesentliche Unterschied zum Ettringit ist, dass kein Aluminat als Reaktionspartner enthalten ist. Silikate und Karbonate bilden mit dem Sulfat den Thaumasit. Erwähnenswert ist auch die relativ große Menge an gebundenen Wasser.

Das Silikat entnimmt der Thaumasit den Di- und Tricalciumsilikathydraten. Das Karbonat kann von karbonatischen Gesteinskörnungen oder durch Kontakt von der Lösung mit den in der Luft vorhandenen  $\text{CO}_2$ .

Den festigkeitsbildenden Phasen  $\text{C}_2\text{S}$  und  $\text{C}_3\text{S}$  wird das Silikat entzogen und der Beton verliert an Festigkeit und es kommt zu einem Aufweichen des Betons [21]. Laut [21] gibt es zwei **Entstehungswege** des Thaumasits:

- Woodfordit-Route: Aus dem  $\text{C}_3\text{A}$  bildet sich bis zu dessen kompletten Verbrauch Ettringit. Danach wird das Aluminat im Ettringit über komplizierte Reaktionen durch Silikat ersetzt und es bildet sich Thaumasit. Aluminium wird frei und kann mit Sulfat und Portlandit reagieren. Somit kommt es zur neuerlichen Bildung von Ettringit, sodass zusätzlich zur Thaumasitbildung, eine Treibreaktion ablaufen kann.
- Direkter Weg: Das Thaumasit entsteht durch direkte Reaktion des Sulfats mit Karbonat und Silikat. Dafür ist eine Carbonatquelle erforderlich. Das Carbonat kann auch vom Dolomit zur Verfügung gestellt werden. Deswegen muss auch auf die Gesteinskörnung Acht gegeben werden. Die dolomithaltigen Gesteinskörnungen sollten nicht verwendet werden. Auf Kalksteinmehl sollte auch verzichtet werden. Er ist eine Carbonatquelle für den Thaumasit.

Bezüglich des Temperatureinflusses spaltet sich die Meinung. [12, 8] behaupten dass Thaumasit nur bei Temperaturen  $< 15^\circ\text{C}$  gebildet werden kann, da die Neigung des Siliciums zur oktaedrischen Koordination mit sinkender Temperatur steigt.

[16] meint dass auch bei höheren Temperaturen Thaumasit gebildet werden kann.

Nach [8] werden zwei Arten von Schäden im Beton durch Thaumasit unterschieden:

- TF („thaumasite formation“) ist eine vereinzelte Ausfällung von Thaumasit in Rissen und Poren des Gefüges – dieser Angriff gilt als unschädlich für Festigkeit oder E-Modul des Betons.
- TSA („thaumasite form of sulfate attack“) wird die Umwandlung der C-S-H-Phasen, als Hauptfestigkeitsbildners des Betongefüges, in Thaumasit bezeichnet. Die Folgen können die vollständige Zerstörung des Betons sein.

Ein  $C_3A$ -freier Zement ist keine Garantie auf Thaumasitbeständigkeit [8]. Ein hoher  $C_3A$ -Gehalt kann möglicherweise die Bildung von Thaumasit zurückdrängen, da die Reaktion des Sulfats zu Ettringit erleichtert wird [81]. Da Thaumasit selbst kein Aluminium enthält, ist die Rolle des Aluminiums vermutlich auf eine Katalysatorfunktion beschränkt. Dies gilt sowohl aus chemischer Sicht als auch für die Schädigung des Mikrogefüges. Die Verwendung von Hochofenzementen bietet Vorteile gegenüber normalen Portlandzementen, kann eine Schädigung jedoch nicht ausschließen.

Das  $CO_2$  aus der Atmosphäre ist ebenfalls thaumasitfördernd. Es reagiert mit den kalziumhaltigen Phasen des Zements zum Kalziumkarbonat und bildet somit eine Ausgangskomponente für den Thaumasit [8].

## 2.5 GWP und PEI

### 2.5.1 GWP Treibhauspotenzial

Das GWP (global warmin potential) ist das Treibhauspotenzial einer chemischen Verbindung. Es ist eine Maßzahl für den relativen Effekt des Beitrags einer chemischen Verbindung zum Treibhauseffekt. Als Vergleichswert dient Kohlenstoffdioxid, deshalb wird das Treibhauspotenzial auch CO<sub>2</sub>-Äquivalent bezeichnet. Das GWP von Methan beträgt 25. Das bedeutet, dass 1kg Methan nach der Freisetzung 25-mal so stark zum Treibhauseffekt beiträgt wie 1kg CO<sub>2</sub> [31].

### 2.5.2 PEI Primärenergiebedarf

Der PEI (Primärenergieinhalt) eines Stoffes gibt an, wieviel Energie für die Bereitstellung von elektrischen Strom und/oder Prozesswärme für die Rohstoffgewinnung und Herstellung des Baustoffes benötigt wurde und bezieht den eigenen Heizwert der Rohstoffe mit ein. Der PEI wird in MJ/kg bzw. kWh/m<sup>3</sup> angegeben [32].

### 3 Experimentelle Untersuchungen

Die Arbeitsgruppe für mineralische Baustoffe des Institutes für Materialprüfung und Baustofftechnologie (TU Graz) konzipierte 16 verschiedene Zusammensetzungen für neue Öko- und Vergleichsbetone der Klassen B6 (Fertigteilbetone) und IXAT (Transportbetone). Als Teilarbeit dieses Projekts befasst sich diese Arbeit mit der chemischen Beständigkeit der o.a. Zusammensetzungen und den einzelnen Beiträgen der verwendeten Zusatzstoffe zur Erhöhung der chemischen Beständigkeit als Beitrag zur Dauerhaftigkeit.

Bevor auf die experimentellen Untersuchungen eingegangen wird, werden die Betonklassen (B6 und IXAT) und die verwendeten Stoffe, ihre chemische Reaktions- und Resistenzerwartung beschrieben.

#### 3.1 Betonklassen

B6-Betone nach ÖNORM B4710-1:2007 [27], die üblich in Kläranlagen verwendet werden und Innenschalenbetone IXAT nach ÖBV-Richtlinie für Tunnelinnenschalen [28] werden ökologisch optimiert mit verschiedenen Zusatzstoffen.

In nachstehender Tabelle 3.1 sind die Expositionsklassen, Festigkeit, Konsistenz und Luftgehalt, die von den Betonklassen erfüllt werden müssen, aufgelistet.

Tab.3.1: B6 und IXAT-Betone

Kurzbez.	Abgedeckte Umweltklassen	Festigkeit	W/B-Wert	Konsistenz	Luftgehalt
B6	XC4, XD2, XF3, XA2L, XA2T SB (A)	C35/45	0,45	F45	2,5-5,0%
IXAT	XC4, XF3, XA2T, XA1L	C25/30	0,58	F52	2,5-5,0%

### 3.2 Verwendete Stoffe und Betonzusammensetzungen

Für die B6-Reihe wurden ein Standardbeton (B64) und zwei ökologisch optimierte B6-Betone hergestellt (B61 und B63). Bei den IXAT-Betonen wurden neben dem Standardbeton (E65) noch zwölf Ökobeton- und Vergleichsbetonzusammensetzungen (E66 - E75; E80; E81) hergestellt (siehe Tab.3.4 und Tab.3.5).

#### 3.2.1 Codierungen der Stoffe

Jedem verwendeten Stoff wurde, zwecks der Ordnung und Schweigepflicht den industriellen Partnern gegenüber, eine Codierung zugeteilt.

##### 3.2.1.1 Zemente

Aus der Literatur ist bekannt, dass C<sub>3</sub>A-freie Zemente resistenter gegenüber treibenden Angriffen sind. Daher wurden Betone mit Zementen, mit üblichen Al-Gehalte, als auch Betonmischungen mit verringertem, der Norm nach C<sub>3</sub>A-freien Gehalten, hergestellt.

**99** – C<sub>3</sub>A freier Zement CEM I 42,5 R mit 95 M% Klinkergehalt

**236** – Zement mit typischem Aluminatgehalt von 4-7% CEM I 52,5 R mit 95 M% Klinkergehalt

##### 3.2.1.2 Gesteinskörnung

**246** - 0/4: Kornrohddichte: 2,60 – 2,66 g/cm<sup>3</sup>; Karbonatgehalt: CO<sub>2</sub> 5,2 %; Alkali – Kieselsäure - Reaktivität: 2;

**119** - 4/8: Kornrohddichte: 2,60 – 2,66 g/cm<sup>3</sup>; Karbonatgehalt: nicht deklariert

**120** - 8/16: Kornrohddichte: 2,60 – 2,66 g/cm<sup>3</sup>; Karbonatgehalt: nicht deklariert

##### 3.2.1.3 Aufbereitete hydraulisch wirksame Zusatzstoffe

**100** – ein aufbereiteter Zusatzstoff AHWZ nach ÖNORM B 3309-1– Kombinationsprodukt aus 2/3 Hüttensand und 1/3 Kalksteinmehl; k-Wert = 0,8.

**201** – ein aufbereiteter Zusatzstoff AHWZ nach ÖNORM B 3309-1aus annähernd reinem, typischen Hüttensand; k-Wert = 1,0.

3.2.1.4 *Zusatzstoffe*

**218** – Kalksteinmehl, inerter Ecofüller (Zusatzstoff Typ I nach ÖNORM B 4710-1)

**165** – Mikrofüller 1: sehr feiner inerter Mikrofüller, Kalkstein (Zusatzstoff Typ I nach ÖNORM B 4710-1)

**213** – Mikrofüller 2: ein sehr feines, inertes Quarzmehl, 95% Quarz (Zusatzstoff Typ I nach ÖNORM B 4710-1)

**219** – Mikrofüller 3: Mikrosilika (amorphes, 95% reaktionsfähiges SiO<sub>2</sub>) (Zusatzstoff Typ II nach ÖNORM B 4710-1); k-Wert = 1,0.

**204** – Mikrofüller 4: Metakaolin; 50-55% SiO<sub>2</sub>, 40% Al<sub>2</sub>O<sub>3</sub> und kleinen Anteilen CaO und Na<sub>2</sub>O – reaktivstes Mineral, hoher Wasseranspruch; k-Wert = 1,0.

**154** – Mikrofüller 5: technisch aufbereitetes, natürliches Zeolith; Klinoptilolith (85-90%); Rest: Calcit, Glimmer, Feldspat, Quarz; k-Wert = 1,0.

3.2.1.5 *Fließmittel, Luftporenbildner*

Jeweils zwei verschiedene Fließmittel und Luftporenbildner werden verwendet.

**108** – Fließmittel der IXAT-Zusammensetzungen

**144** – Fließmittel der B6-Betonmischungen

**238** – Luftporenbildner der IXAT-Betone

**148** – Luftporenbildner der B6-Betone

## 3.2.2 Wichtige Parameter der Zusatzstoffe

In Tabelle 3.2 sind die Kurzbezeichnungen, chemische Reaktionsfähigkeit, Rohdichten und  $d_{50}$  (mittlerer Korndurchmesser der Verteilung bei 50% Durchgang), erwähnt.

Tab.3.2: Parameter der Zusatzstoffe

Kurzbez.	Mineralogie	Reaktionsfähigkeit	Rohdichte [g/cm <sup>3</sup> ]	$d_{50}$
EF 218	Kalksteinmehl, inerte Ecofüller	Inert	2,70	9,0
MF 165	Kalkstein, inerte Mikrofüller	Inert	2,70	1,2
MF 213	Quarzmehl, inerte Mikrofüller	Inert	2,62	4,4
MF 154	Zeolith, hydraulisch wirksamer Mikrofüller	Puzzolanisch	2,24	7,5
MF 204	Metakaolin, hydraulisch wirksamer Mikrofüller	Puzzolanisch	2,50	
MF 219	Reaktionsfähiges SiO <sub>2</sub> , Mikrosilika, hydraulisch wirksamer Mikrofüller	Puzzolanisch	2,20	4,7
AHWZ 100	AHWZ, 2/3 Hüttensand + 1/3 Kalkstein	hydr. wirksam	2,65	13,8
AHWZ 201	AHWZ, Hüttensand	hydr. wirksam	2,86	
Zement 99	C <sub>3</sub> A-freier Zement	hydr. wirksam	3,24	14,9
Zement 236	nicht C <sub>3</sub> A-freier Zement	hydr. wirksam	3,14	7,5

Zusätzlich sind auch die Korngrößenverteilungskurven der verwendeten Stoffe angegeben, die vom RCPE (research center pharmaceutical engineering) im Auftrag des Instituts für Materialprüfung und Baustofftechnologie durchgeführt wurden.

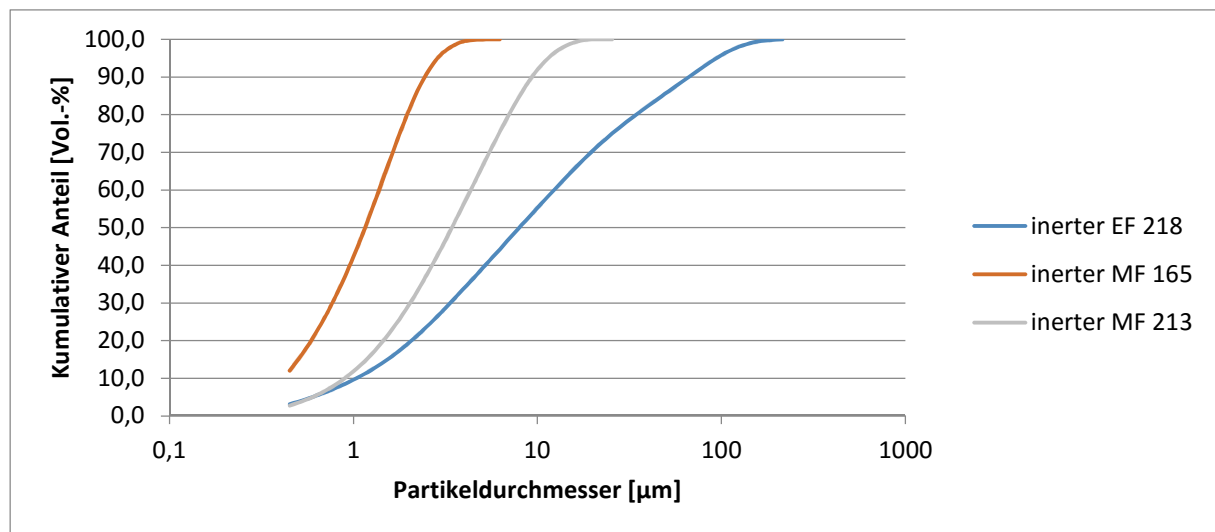


Abb. 3.1: KGV der inerten Stoffe

Der inerte Ecofüller hat eine breite Korngrößenverteilung zwischen ca. 0,45<sup>1)</sup> – 100 µm und einen mittleren Korndurchmesser  $d_{50}$  von 9,0 µm.

Die Mikrofüller haben deutlich schmalere Korngrößenverteilungen. Der inerte Kalksteinmehl-Mikrofüller 165 hat mit 1,2µm einen sehr kleinen mittleren Korndurchmesser  $d_{50}$ . Die größten Partikel dieses Mikrofüllers haben maximale Korndurchmesser von ca. 10µm.

Die Partikeldurchmesser des Quarzmehl-Mikrofüllers 213 reichen von 0,45 – 25µm. Der mittlere Korndurchmesser  $d_{50}$  ist mit 4,4µm 3mal so groß wie jener des inerten Kalksteinmehl-Mikrofüllers.

1) Der Meßbereich der angewandten Laserdiffraktometrie beträgt 0,45 – rd. 90µm (Sympathec Helos)



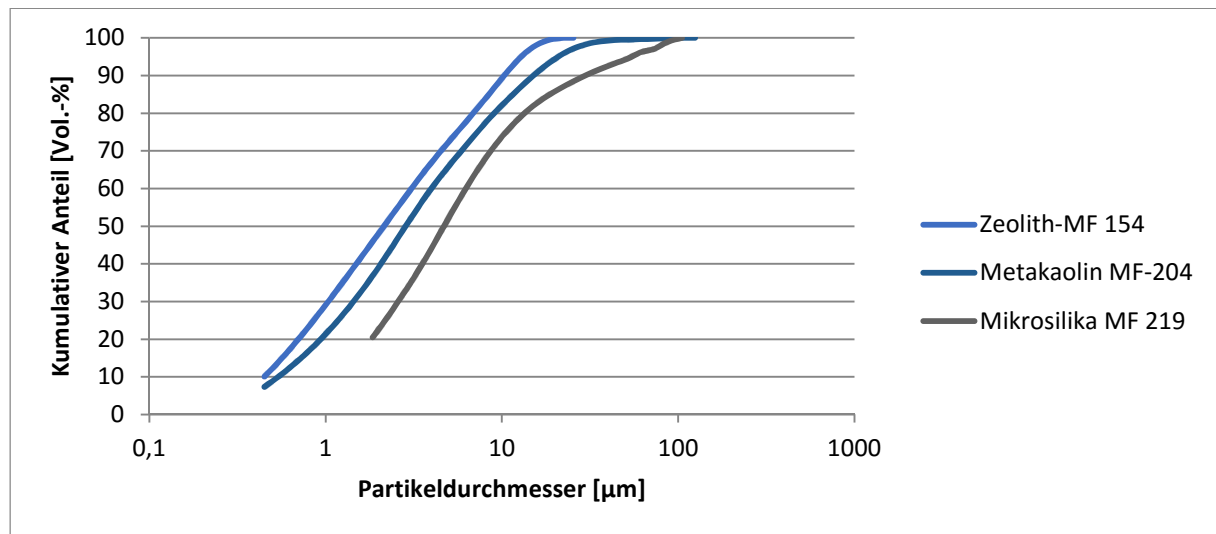


Abb. 3.2: KGV der puzzolanischen Stoffe

Die breiteste Verteilung der Partikeldurchmesser hat das Metakaolin. (Da Metakaolin plättchenförmig ist und mit der angewandten Methode (Laserdiffraktometrie) immer idealisiert von runden bzw. sphärischen Partikeln ausgegangen wird, ist die Messung nur bedingt aussagekräftig). Die Durchmesser der Körner reichen von 0,45 – 100µm. Die Körner des zeolithischen MF 154 reichen von 0,45 – 20µm und sein mittlerer Korndurchmesser beträgt 7,5µm. Mikrosilika MF 219 hat Korngrößen von 2 – 100µm. Die Messung des Mikrosilika ist nicht geeignet, da Korngrößen < 2µm nicht erfasst wurden und da keine ausreichende Dispergierung vorlag.

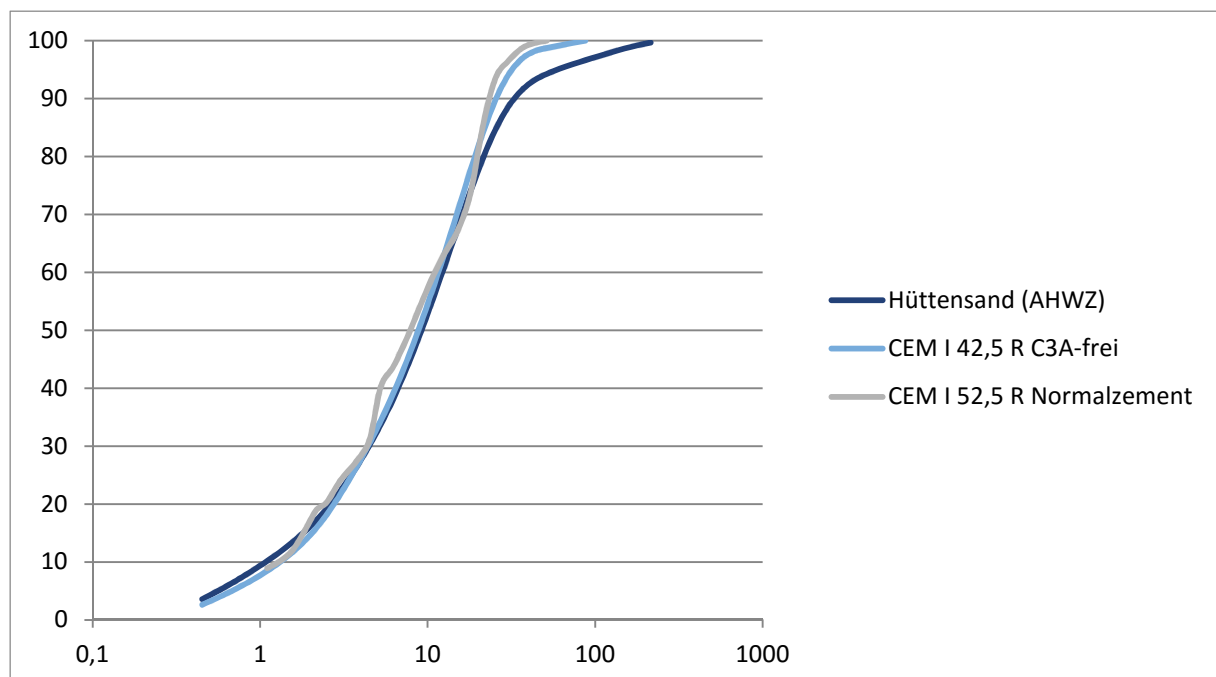


Abb. 3.3: KGV der Zemente und Hüs

Der nicht C<sub>3</sub>A-freier Zement hat einen geringfügig kleineren mittleren Korndurchmesser als der C<sub>3</sub>A-freie Zement. Der kleinere Korndurchmesser wird vermutlich zu höherer Reaktivität führen.

## 3.2.3 GWP und PEI der verwendeten Stoffe

Tab.3.3: Ökobilanzkennwerte der Zusatzstoffe [33]

Stoffe	PEI – nicht erneuerbar	PEI - erneuerbar	GWP
	[MJ/kg]	[MJ/kg]	[kg CO <sub>2</sub> /kg]
Zement allgemein	2,713	$5,49 \cdot 10^{-2}$	0,670
CEM I 42,5	5,750	$9,40 \cdot 10^{-2}$	0,956
Flugasche Masseanteil	49,70	49,70	4,180
Flugasche Anteil Wertschöpfung	4,84	4,84	0,350
Hüttensand Masseanteil	22,20	22,20	1,390
Hüttensand Anteil Wertschöpfung	3,54	3,54	0,149
Kalksteinsand	0,114	$4,64 \cdot 10^{-3}$	$6,11 \cdot 10^{-3}$
Quarzmehl	0,820	$3,16 \cdot 10^{-2}$	$2,34 \cdot 10^{-2}$
Fließmittel PCE	27,95	1,20	0,944

Die Kennwerte verraten, dass durch den Einsatz von Hüttensand und Flugasche der Primärenergiebedarf und das GWP des Betons gesenkt werden. Durch den hohen Einsatz von Fließmittel (mit großem PEI) werden die Verbesserungen bezüglich PEI aber wieder wettgemacht. Ökobetone können einen bis zu 30% kleineren PEI und GWP als der Standardbeton aufweisen [34].

### 3.2.4 Konzipierung der Betonzusammensetzungen

Der Standardbeton der B6-Betone besitzt keine Zusatzstoffe. Der IXAT – Standardbeton dagegen 18% des latent hydraulischen Zusatzstoffs 100. In den nachstehenden Tabellen 3.3 und 3.4 sind die Zusammensetzungen und Anteile an Füllern der hergestellten Betone aufgelistet. Die Standardbetone der jeweiligen Betonklasse sind in der Tabelle grau hinterlegt.

Tab.3.4: IXAT – Zusammensetzungen

IXAT	Nr.	Serie	Zement	%	AHYZ	%	inerte Ecofüller	%	Mikrofüller	%	Fließmittel	kg/m <sup>3</sup>	Luftporenbildner	kg/m <sup>3</sup>
	E65	Standardbeton	99 (C3A-frei)	82	100	18	-	0	-	0	108	2,08	238	0,12
	E66	Vergleichsbeton	99 (C3A-frei)	100	-	0	-	0	-	0	108	2,08	238	0,12
	E67	Öko-Beton	99 (C3A-frei)	60	201 (HÜS)	32,5	-	0	MF 165	7,5	108	2,37	238	0,08
	E68	Vergleichsbeton	236	100	-	0	-	0	-	0	108	2,60	238	0,06
	E69	Vergleichsbeton	236	100	-	0	-	0	-	0	108	2,60	-	-
	E70	Öko-Beton	236	50	201 (HÜS)	42,5	-	0	MF 165	7,5	108	3,01	238	0,00
	E71	Öko-Beton	236	40	201 (HÜS)	42,5	EF 218	10	MF 219	7,5	108	3,16	238	0,04
	E72	Öko-Beton	99 (C3A-frei)	60	201 (HÜS)	32,5	-	0	MF 213	7,5	108	2,64	238	0,04
	E73	Öko-Beton	236	40	201 (HÜS)	42,5	EF 218	10	MF 165	7,5	108	3,36	238	0,06
E74	Öko-Beton	99 (C3A-frei)	50	201 (HÜS)	32,5	EF 218	10	MF 165	7,5	108	3,57	238	0,06	
E75	Öko-Beton	236	40	201 (HÜS)	42,5	EF 218	10	MF 204	7,5	108	4,02	238	0,04	
E80	Öko-Beton	236	50	201 (HÜS)	42,5	-	0	MF 213	7,5	108	2,2	238	0,05	
E81	Öko-Beton	236	40	201 (HÜS)	42,5	EF 218	10	MF 154	7,5	108	4,29	238	0,04	

Tab.3.5: B6 – Zusammensetzungen

B6	Nr.	Serie	Zement	%	AHYZ	%	inerte Ecofüller	%	Mikrofüller	%	Fließmittel	kg/m <sup>3</sup>	Luftporenbildner	kg/m <sup>3</sup>
	B61	Ökobeton	99 (C3A-frei)	70	201 (HÜS)	10	218	15	165 (MF 1)	5	144	3,16	148	0,20
	B63	Ökobeton	236	55	201 (HÜS)	30	218	10	165 (MF 1)	5	144	2,90	148	0,18
	B64	Standardbeton	99 (C3A-frei)	100	-	0	-	0	-	0	144	2,88	148	0,20

### 3.2.5 Eingangparameter

Für die spätere Interpretation der Ergebnisse ist es wichtig alle Eingangparameter der Betonmischungen zu haben. In folgender Tabelle sind die wichtigsten Parameter aufgelistet.

Tab.3.6: Eingangsparameter

	Beton	W/B-Wert	W/Pm-Wert	W/Pv-Wert	W/Bv-Wert	Zementgehalt	Mehlkorngehalt	Leimvolumen	Leimvolumen mit Luft	Gesteinskörnungsvolumen
		[-]	[-]	[-]	[-]	[kg/m <sup>3</sup> ]	[kg/m <sup>3</sup> ]	[l/m <sup>3</sup> ]	[l/m <sup>3</sup> ]	[l/m <sup>3</sup> ]
<b>B6</b>	B61	0,43	0,324	0,989	1,371	333,1	518,7	338,8		676,9
	B63	0,435	0,316	0,985	1,332	262,4	519,2	340,2	385,2	675,7
	B64	0,43	0,395	1,256	1,406	428,9	471,3	334,8	339,3	681,0
<b>IXAT</b>	E65	0,541	0,460	1,411	1,701	274,7	380,5	299,6	333,6	717,1
	E66	0,544	0,480	1,522	1,701	274,7	381,9	304,7	360,7	711,8
	E67	0,545	0,417	1,263	1,704	218,2	408,7	306,0	364,0	710,5
	E68	0,541	0,478	1,471	1,698	334,8	379,1	305,0	380,0	711,9
	E69	0,541	0,478	1,471	1,698	334,8	379,2	305,0	349,0	711,9
	E70	0,531	0,398	1,177	1,611	185,4	415,8	306,0	333,0	710,2
	E71	0,528	0,348	1,090	1,626	153,6	410,9	307,0	361,0	713,8
	E72	0,542	0,415	1,255	1,692	218,5	408,5	305,2	365,2	711,3
	E73	0,538	0,350	1,020	1,626	154,3	410,6	305,1	352,1	715,0
	E74	0,526	0,351	1,046	1,463	195,5	415,5	306,7	341,7	713,4
	E75	0,473	0,368	1,154	1,399	148,9	397,9	303,9	338,9	716,2
	E80	0,530	0,398	1,175	1,608	185,4	415,1	306,2	360,2	710,4
	E81	0,536	0,373	1,068	1,575	145,6	393,7	304,7	336,7	716,1

Anmerkung: gewählte K-Werte: Silikastaub = 1,0

Hüttensand = 0,8 (weil über 90% Glasgehalt)

Die beiden im Folgenden beschriebenen Parameter sind sowohl massebezogen als auch volumenbezogen aufgezählt.

- W/B-Wert: Das Verhältnis Wasser / (Zement +  $k$  \* hydraulisch-wirksame Zusatzstoffe)
- W/P: Das Verhältnis Wasser / Pulvergehalt (inerte und hydraulisch-wirksame Zusatzstoffe)

Mehlkorngehalt: Material mit Korngröße  $<125\mu\text{m}$ . Ein wichtiges Merkmal für die mögliche Zwickelfüllung der Körner mit kleinerem Durchmesser.

### 3.3 Prüfkörperherstellung

Die 16, für den chemischen Angriff konzipierten Betonzusammenstellungen wurden an den in der Tab 3.5 aufgelisteten Tagen betoniert.

Tab.3.7: Herstellungsdaten

<b>B6</b>	B61	Ökobeton	01.04.2015
	B63	Ökobeton	01.04.2015
	B64	Standardbeton	01.04.2015
<b>IXAT</b>	E65	Standardbeton	14.04.2015
	E66	Referenzbeton	14.04.2015
	E67	Ökobeton	15.04.2015
	E68	Referenzbeton	15.04.2015
	E69	Referenzbeton	15.04.2015
	E70	Ökobeton	16.04.2015
	E71	Ökobeton	16.04.2015
	E72	Ökobeton	16.04.2015
	E73	Ökobeton	30.04.2015
	E74	Ökobeton	30.04.2015
	E75	Ökobeton	30.04.2015
	E80	Ökobeton	12.05.2015
	E81	Ökobeton	12.05.2015

Die Herstellung der Prüfkörper dauert ca. eineinhalb Monate an. Die Betonage der 16 Betone verlief nach konstanten Bedingungen. Für den Mischvorgang wird der am Institut vorhandene Zyklus-110l-Mischer verwendet. Vor jeder Betonsorte wurden die genauen Mengen abgewogen und bereitgestellt. In nachfolgender Tabelle 3.7 sind die Mischabläufe aufgezählt.

Tab.3.8: Schema des Mischablaufs

Zeitpunkt	Mischdauer	Vorgang	Anmerkung (Temperatur etc.)
[min]	[sec]		°C
0	0	Trockenmischung: Gesteinskörnung, Zement, Zusatzstoffe in den Mischer geben	
0	90“	Trockene Stoffe mischen	
1’30’’	180“	Wasser und Luftporenbildner zugeben	
4’30’’	120“	Zusatzmittel-Dosierung	
6’30’’		Frischbetonprüfung	
6’30’’		Aufmischen, AM nach 45 min und Probekörperherstellung	



### 3.3.1 Gewählte Prüfkörperform

Für den treibenden Angriff wurde das SVA-Verfahren des DAfStb [30] gewählt. Da das Verfahren eigentlich für die Prüfung von Mörtelprismen ausgelegt ist, wurde die Prüfkörperform und Dauer der Prüfung verändert. Kapitel 3.5 beinhaltet die Parameter der durchgeführten Prüfung.

Aus jeder Betonsorte wurde ein würfelförmiger Probekörper mit Kantenlänge 200 mm hergestellt, aus dem dann 9 Zylinder mit einem Durchmesser 50 mm und einer Länge von 160 mm gebohrt wurden. Für den treibenden Angriff mittels SVA-Verfahren standen also 9 Prüfkörper je Betonsorte zur Verfügung.

Für die Prüfung der Beständigkeit gegen lösenden Angriff wurde die Essigsäureprüfung nach ÖNORM B4710-1:2007 [27] gewählt. Pro Betonsorte wird ein Probewürfel mit einer Kantenlänge von 150 mm betoniert. Aus diesen Würfeln wurden dann jeweils 9 prismatische Prüfkörper mit den Abmessungen ( $b \cdot h \cdot l = 40 \cdot 40 \cdot 150$  mm) rausgeschnitten.

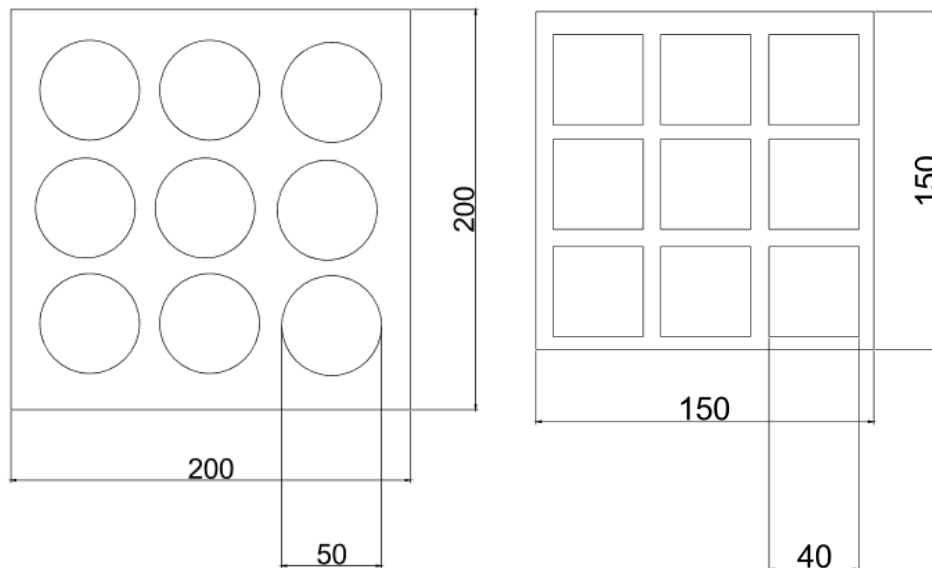


Abb.3.4: Prüfkörperform

Die hergestellten Probekörper (Abbildung 3.4) wurden nach dem Ausschalen 7 Tage unter Wasser, anschließend bei  $20^{\circ}\text{C} \pm 2^{\circ}\text{C}$  und  $65\% \pm 10\%$  relativer Feuchtigkeit bis zur Prüfkörperherstellung gelagert. Nach der Bohrung der Prüfkörper wurden diese in Plastiksäcke luftdicht verpackt, um Karbonatisierung an der Luft zu verhindern.

### 3.4 Frischbetonprüfungen

Bei der Prüfkörperherstellung wurden die frisch hergestellten Betone zusätzlich durch Frischbetonprüfungen untersucht. Die Konsistenz des Betons ist eine der wichtigen Frischbetoneigenschaften. Sie beschreibt die Verarbeitbarkeit und die Verdichtbarkeit des Betons. Nach ÖNORM EN 206-1:2004 sind vier verschiedene Konsistenzprüfverfahren möglich, wonach der Beton in folgende Konsistenzklassen eingestuft wird:

- Setzmaß nach EN 12350-2;
- Setzfließmaß nach EN 12350-8;
- Verdichtungsmaß nach EN 12350-4;
- Ausbreitmaß nach EN 12350-5

Nach ÖNORM B 4710-1 [27] sind in Österreich das Verdichtungsmaß und das Ausbreitmaß relevant.

In nachstehender Tabelle 3.8 sind die Grenzwerte der Klassen beschrieben.

Tab.3.9: Konsistenzklassen

Ausbreitmaß (Klassen nach DIN) [cm]		F1 < 34,0	F2 35,0 – 41,0	F3 42,0 – 48,0	F4 49,0 – 55,0	F5 56,0 – 62,0	F6 >63,0
Verdichtungsmaß [-]	C0 >1,46	C1 1,45 – 1,26	C2 1,25 – 1,11				
Ausbreitmaß (Klassen nach ÖNORM) [cm]			F38 35,0 – 41,0	F45 42,0 – 48,0	F52 49,0 – 55,0	F59 56,0 – 62,0	F66 63,0 – 69,0
Konsistenz	Sehr steif	Steif	Plastisch	Weich	Sehr weich	Fließfähig	Sehr fließfähig

In nachfolgender Tabelle 3.9 sind die Eigenschaften des Frischbetons mit folgenden Abkürzungen aufgelistet:

Verdichtungsmaß = VM; Ausbreitmaß = AM; Luftgehalt = LG; Fließmittel = FM;

Tab.3.10: Frischbetonprüfungsergebnisse

	Sorte	VM ohne FM (7min)	AM mit FM (15min)	AM mit FM (45min)	AM mit FM (90min)	LG (15min)	LG (45min)	LG (90min)
		[-]	[cm]	[cm]	[cm]	[%]	[%]	[%]
<b>B6</b>	B61	1,497	60,5	45,0		1,2	5,5	
	B63	1,58	59,0	38,0		5,2	4,5	
	B64	1,42	52,0	38,0		3,6	4,5	
<b>IXAT</b>	E65	1,34	46,0	44,5		7,4	3,4	
	E66	1,22	50,0	43,0		6,0	5,6	
	E67	1,41	49,0	43,0		8,2	5,8	
	E68	1,32	50,0	45,5		7,0	7,5	
	E69	1,32	49,0	43,0		5,1	5,4	
	E70	1,43	51,0	42,5		3,8	2,7	
	E71	1,45	49,0	42,0		9,5	5,4	
	E72	1,46	52,0	45,0	37,5	7,5	7,5	6,0
	E73	1,52	51,0	41,0		6,0	4,7	
	E74	1,42	55,0	48,0		4,4	3,5	
	E75	1,45	51,5	43,0		4,6	4,0	
E80	1,52	52,0	43,0		6,1	5,4		
E81	1,52	55,0	46,0			3,2		

Bei den Innenschalenbetonen IXAT war auffällig das ein und derselbe Beton aber mit unterschiedlichem Mikrofüller Konsistenzunterschiede zeigen. Der Beton mit zeolithischem Mikrofüller 154 ist nicht so zäh wie der Beton mit Metakaolin 204. Dieses Verhalten bestätigt die Vermutung dass das Metakaolin 204 einen höheren Wasseranspruch hat.

## 3.5 Lösender Angriff

Tab.3.11: Daten der Lagerungen

	Betonsorte	Herstellungsdatum	d	Bohrung	d	Vorlagerung	d	Start (L)
<b>B6</b>	B61	01.04.2015	69	09.06.2015	2	11.06.2015	6	17.06.2015
	B63	01.04.2015	69	09.06.2015	2	11.06.2015	6	17.06.2015
	B64	01.04.2015	69	09.06.2015	2	11.06.2015	6	17.06.2015
<b>IXAT</b>	E65	14.04.2015	56	09.06.2015	2	11.06.2015	6	17.06.2015
	E66	14.04.2015	56	09.06.2015	2	11.06.2015	6	17.06.2015
	E67	15.04.2015	55	09.06.2015	2	11.06.2015	6	17.06.2015
	E68	15.04.2015	55	09.06.2015	2	11.06.2015	6	17.06.2015
	E69	15.04.2015	55	09.06.2015	2	11.06.2015	6	17.06.2015
	E70	16.04.2015	54	09.06.2015	2	11.06.2015	6	17.06.2015
	E71	16.04.2015	54	09.06.2015	2	11.06.2015	6	17.06.2015
	E72	16.04.2015	54	09.06.2015	2	11.06.2015	6	17.06.2015
	E73	30.04.2015	40	09.06.2015	13	22.06.2015	21	13.07.2015
	E74	30.04.2015	40	09.06.2015	13	22.06.2015	21	13.07.2015
	E75	30.04.2015	40	09.06.2015	13	22.06.2015	21	13.07.2015
E80	12.05.2015	28	09.06.2015	13	22.06.2015	21	13.07.2015	
E81	12.05.2015	28	09.06.2015	13	22.06.2015	21	13.07.2015	

Die B6 – Betone müssen XA2L beständig sein. Die IXAT – Betone haben die Expositions-kategorie XA1L für den lösendem Angriff.

Für die Prüfung der Beständigkeit gegen lösenden Angriff wurde, wie bereits erwähnt, die Essigsäureprüfung aus der ÖNORM B 4710-1:2007-Anhang K [27] gewählt. Von den neun hergestellten prismatischen Prüfkörpern pro Betonsorte wurden acht für das Verfahren verwendet und ein Prüfkörper als Rückstellprobe zurückgelegt.

## 3.5.1 Allgemeiner Ablauf der Essigsäureprüfung nach ÖNORM B 4710-1:2007 [27]

- 1) Wiegung und Unterwasserwiegung der Prüfkörper
- 2) Messung des Prismenquerschnittes in halber Prismenlänge mit einem Messschieber auf 0,1 mm genau.
- 3) Beschriftung der Prüfkörper  
Die Prüfkörper wurden mit ihrer Sortennummer und einer durchlaufenden Nummerierung von 1 bis 8 beschriftet.
- 4) Bevor die Essigsäurelagerung begann, wurden die Prüfkörper in eine übersättigte Kalziumhydroxidlösung gelegt, um Einflüsse aus der Umgebung zu vermeiden. Nach dieser Vorlagerung begann die Säureprüfung.
- 5) Nachdem alle Prüfkörper abgemessen und gewogen wurden und die Vorlagerung beendet war, konnte die eigentliche Prüfung beginnen: Vier der jeweils acht Prüfkörper wurden in Wasser und die anderen vier in Säurelagerung gelegt.
- 6) Bei der Wasserlagerung ist kein besonderes Verhältnis zwischen Flüssigkeit und Oberfläche der Prismen gegeben. Die Prüfkörper wurden auf Metallgitter in Kunststoff-Kisten gelegt und die Kisten anschließend mit Wasser befüllt.
- 7) Die Prismen für die Säurelagerung sollten auch in einem Kunststoffbecken von etwa 60 cm x 30 cm x 30 cm in 2 Lagen mit etwa 1,5 cm Abstand zwischen den Prismen und zum Boden gelagert werden. Vor Prüfbeginn wurden 20l Wasser und 2,75l 80% Essigsäure in das Becken gefüllt, homogenisiert und der pH-Wert gemessen. Der pH-Wert sollte nach 1, 4, 7 und 14 Tagen gemessen werden und falls er sich nicht im Bereich zwischen 3,5 und 4,0 befindet, dementsprechend Essigsäure dazugegeben bis die Flüssigkeit den benötigten pH-Wert 3,5 hat.
- 8) Die Lagerungsdauer betrug 21 Tage.

## 9) Prüfende

- a) alle losen Gesteinsteilchen und Zementpartikel mittels einer Stahlbürste entfernen
- b) Wiegung und Unterwasserwiegung der Prismen  
→**Errechnung des Masseverlustes**
- c) Ermittlung der Biegezugbruchlast aller Prüfkörper (Wasser und Säurelagerung) mit einem Zementnormen-Biegezugprüfer  
→**Berechnung des theoretischen Bruchquerschnittes**
- d) Besprühen der Bruchflächemit 1% Phenolphtaleinlösung (Farbindikator)  
→**Bestimmung der Essigsäureeindringtiefe durch veränderten pH-Wert**

Anmerkung: Bei der für diese Arbeit durchgeführten Säureprüfung wurden die Messungen des pH-Wertes nicht täglich durchgeführt. Die Kisten wurden an Titratoren angeschlossen, die den pH-Wert regulierten und falls nötig immer wieder Essigsäure in die Kisten zugaben.

Im Anhang A1 sind alle Daten und Werte der Essigsäureprüfung aufgelistet.

### 3.5.2 Details der Prüfung

Bei dieser Arbeit war die Anzahl der Prüfkörper sehr hoch, da 16 Betonsorten mit jeweils 4 Prüfkörpern für die Essigsäurelagerung verwendet wurden. Daher wurden die Betone in Gruppen geteilt. Das besondere Kriterium solch einer Gruppe war der Zeitpunkt der Herstellung. In unten-stehender Tabelle 3.11 sind die Gruppen aufgelistet.

Tab.3.12: Gruppeneinteilung der Betonsorten

	Betonsorte	Herstellungsdatum	Gruppe
<b>B6</b>	B61	01.04.2015	1
	B63	01.04.2015	1
	B64	01.04.2015	1
<b>IXAT</b>	E65	14.04.2015	2
	E66	14.04.2015	2
	E67	15.04.2015	2
	E68	15.04.2015	2
	E69	15.04.2015	2
	E70	16.04.2015	2
	E71	16.04.2015	2
	E72	16.04.2015	2
	E73	30.04.2015	3
	E74	30.04.2015	3
	E75	30.04.2015	3
	E80	12.05.2015	4
	E81	12.05.2015	4

#### 3.5.2.1 Titratoren

Für die Prüfung standen 3 Titratoren zur Verfügung. Wegen Platzmangel werden bei der Essigsäureprüfung zuerst die 11 Betone der ersten 2 Gruppen geprüft und dann, nach Abschluss dieser ersten Prüfung, die restlichen Betonsorten der Gruppe 3 und 4 der Essigsäureprüfung ausgesetzt.

Da der pH-Wert konstant zwischen 3,5 und 4,0 liegen musste, wurden Titratoren, Abbildung 3.9 verwendet, die den pH-Wert durch Zugabe von Essigsäure regulierten.

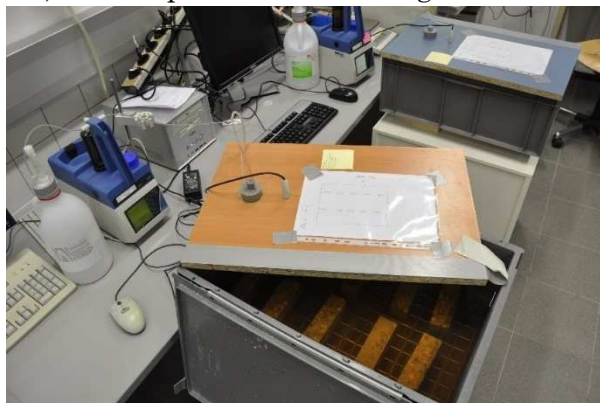


Abb.3.5: Titrator und Essigsäurelagerung

### 3.5.2.2 Vorlagerung

Die Vorlagerung dauerte unterschiedlich lang da nicht alle Betone an einem Tag hergestellt werden konnten. Auswirkungen auf das Prüfergebnis hat die unterschiedliche Lagerungszeit jedoch nicht.

### 3.5.2.3 Verhältnis Flüssigkeit/Prüfkörperoberfläche

Um die Gleichheit der Beanspruchung sicherzustellen wurde bei allen Gruppen das Verhältnis 1:8 gewählt. Da der Titrator Essigsäure dazu gibt kann das Verhältnis nicht ganz genau bestimmt werden. Deshalb wurde das Verhältnis ausgerechnet und eine innere Markierung auf der Kiste gemacht. Sobald die Flüssigkeit die Markierung und damit das Verhältnis überstieg wurde mit einer Handschaufel Flüssigkeit entnommen um das Verhältnis immer gleich beizubehalten.

### 3.5.2.4 Wiegung, Unterwasserwiegung, Bemessung und Beschriftung der Prüfkörper

Wie in Kapitel 3.5.1 erwähnt wurden die Prüfkörper trocken und unter Wasser gewogen um die Masse und das Volumen zu bestimmen. Die Prüfkörper wurden nicht geschliffen und deswegen sind die Abmessungen nicht exakt 40\*40\*150mm. Aus diesem Grund wurden sie mittels Messschieber nochmals bemessen.



Abb.3.6: Messschieber (links) und beschriftete Prüfkörper (rechts)



### 3.5.2.5 Essigsäure- und Wasserlagerung

Jeweils 4 Prismen einer Betonsorte wurden in Wasser als Vergleichslagerung gelegt. Hier wurde kein besonderes Verhältnis berücksichtigt.

Bei der Essigsäurelagerung, wie bereits erwähnt, wurde auf das bestimmte Verhältnis Flüssigkeit/Prüfkörperoberfläche Acht gegeben. Kisten mit den Abmessungen ( $l \cdot b \cdot h = 36,6 \cdot 56,6 \cdot 22,0\text{cm}$ ) wurden verwendet.



Abb.3.7: Wasserlagerung

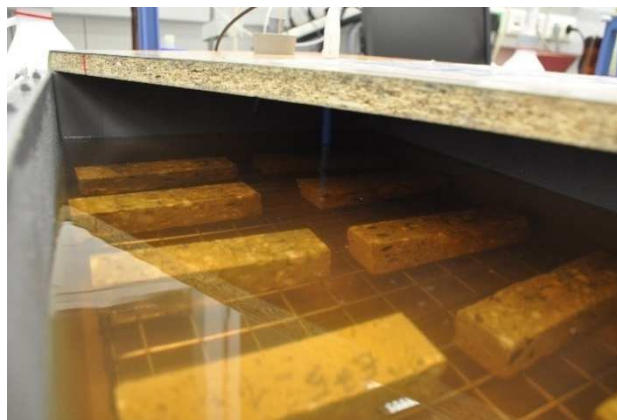


Abb.3.8: Essigsäurelagerung

### 3.5.2.6 Bemerkungen zu den Prüfkörpern

Bei den hier aufgezählten Prüfkörpern war vor der Prüfung bereits eine Schädigung zu sehen. Dies muss in den Ergebnissen berücksichtigt werden.

E66\_1; E66\_2; E66\_9; E67\_9; E71\_1; E71\_2; E71\_3; E72\_9; E73\_2; E74\_1

## 3.5.2.7 Prüfende

Nach 21 Tage Lagerung war die Prüfung zu Ende. Folgende Untersuchungen waren durchzuführen:

- 1) Alle losen Teile entfernen und den Zerstörungsgrad der Prüfkörper dokumentieren – hierzu wurden Fotos gemacht.
- 2) Bemessen, Trocken- und Unterwasserwiegun

- 3) Biegezugversuch

Bevor die Prüfkörper dem Biegezugversuch ausgesetzt wurden musste der Auflagerabstand der Maschine (in unserem Fall = 10 cm) auf den Prüfkörpern aufgetragen werden.

Zuerst wurden die im Wasser gelagerten Prüfkörper dem Biegezugversuch ausgesetzt. Dadurch wurde die Biegezugfestigkeit ermittelt. Danach wurden die Prüfkörper aus der Essigsäurelagerung in die Biegezugmaschine eingelegt und die Bruchlast ermittelt. Mit den Biegezugfestigkeitswerten von der Wasserlagerung kann der Querschnitt des in der Prüfmaschine liegenden Prüfkörpers errechnet und der theoretische Querschnittsverlust ermittelt werden.

Anmerkung: Die Prüfkörper aus der Essigsäurelagerung mussten gegipst werden da sie wegen des Angriffes nicht mehr eben waren. Die Prüfkörper der Wasserlagerung wurden nicht gegipst.



Abb.3.9: Biegezugversuch (oben) und gegipste Prüfkörper (unten)

Die Biegezugprüfmaschine gibt folgende Diagramme aus. Die Bruchlast kann abgelesen werden.

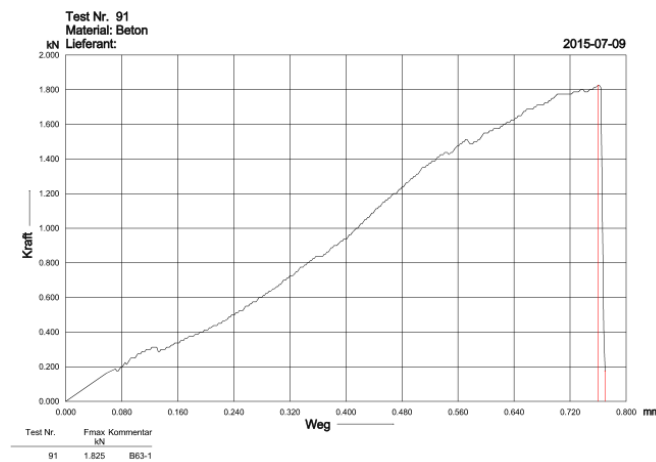


Abb.3.10: Ausgabe der Biegezugprüfmaschine

#### 4) Anteil geschädigter Fläche

Nach dem Biegezugversuch waren die Prüfkörper in der Mitte gebrochen und die Bruchfläche wurde mit einer 1%igen Phenolphthaleinlösung besprüht. Der Indikator färbt den Bereich mit einem pH-Wert >9 rosa. Dieser Bereich ist nicht geschädigt und ist tragfähig, der farblose Bereich wird als geschädigt angenommen und die Schädigungstiefe bzw. Anteil der geschädigten Fläche kann bestimmt werden.

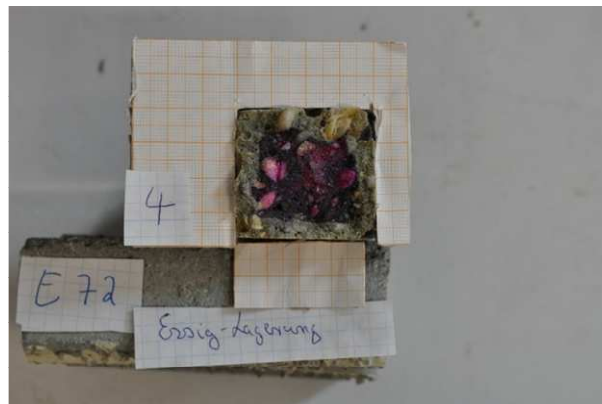


Abb.3.11: mit Phenolphthalein besprühter Prüfkörper

Üblicherweise wird die Eindringtiefe mit dem Messschieber ermittelt. Bei dieser Arbeit wurde mittels Adobe Acrobat die geschädigte Fläche bestimmt.

Zuerst wurde im Programm die ungeschädigte Fläche bemessen. Da die Bilder nicht im Maßstab sind ist die, mittels Flächenmesswerkzeug, ermittelte Fläche nicht richtig. Deswegen wird eine Referenzfläche, mit Hilfe der Kästchen des karierten Zettels, neben den Prüfkörpern auf dem Bild, ermittelt und die ungeschädigte Fläche kann errechnet werden.

Als Ergebnis liegt nun

- Masseverlust
- Tragfähigkeitsverlust
- Theoretischer Querschnittsverlust und
- Anteil geschädigter Fläche

jeder einzelnen Betonsorte vor.

Und zusätzlich erhält man die Biegezugfestigkeit, die in den Ergebnissen der Festbetonprüfungen aufgelistet ist, jeder Betonsorte.

## 3.6 Treibender Angriff

Tab 3.13: Daten der Lagerungen

	Betonsorte	Herstellungsdatum	d	Bohrung	d	Vorlagerung	d	Start (T)
<b>B6</b>	B61	01.04.2015	76	09.06.2015	7	16.06.2015	14	01.07.2015
	B63	01.04.2015	76	09.06.2015	7	16.06.2015	14	01.07.2015
	B64	01.04.2015	76	09.06.2015	7	16.06.2015	14	01.07.2015
<b>IXAT</b>	E65	14.04.2015	63	09.06.2015	7	16.06.2015	14	01.07.2015
	E66	14.04.2015	63	09.06.2015	7	16.06.2015	14	01.07.2015
	E67	15.04.2015	62	09.06.2015	7	16.06.2015	14	01.07.2015
	E68	15.04.2015	62	09.06.2015	7	16.06.2015	14	01.07.2015
	E69	15.04.2015	62	09.06.2015	7	16.06.2015	14	01.07.2015
	E70	16.04.2015	61	09.06.2015	7	16.06.2015	14	01.07.2015
	E71	16.04.2015	61	09.06.2015	7	16.06.2015	14	01.07.2015
	E72	16.04.2015	61	09.06.2015	7	16.06.2015	14	01.07.2015
	E73	30.04.2015	67	09.06.2015	27	06.07.2015	16	23.07.2015
	E74	30.04.2015	67	09.06.2015	27	06.07.2015	16	23.07.2015
	E75	30.04.2015	67	09.06.2015	27	06.07.2015	16	23.07.2015
E80	12.05.2015	54	09.06.2015	27	06.07.2015	16	23.07.2015	
E81	12.05.2015	54	09.06.2015	27	06.07.2015	16	23.07.2015	

Sowohl die B6- als auch die IXAT- Betone müssen der 2. Intensitätsstufe des treibenden Angriffs XA2T beständig sein. Auch beim treibenden Angriff wurden die hergestellten Betone in die 4 Gruppen unterteilt, dazu später mehr.

Um die Beständigkeit gegen treibenden Angriff zu prüfen wurde das SVA-Verfahren des DAfStb [30] angewendet. Das SVA-Verfahren ist eigentlich eine Prüfung für Mörtel und dauert 91 Tage. Als Kriterium ist die Dehnung der Prüfkörper bestimmt. Im Falle dass ein Prüfkörper größere Dehnungen als 0,5 mm/m nach 91 Tagen Sulfatlagerung aufweist gilt jene Mischung als nicht beständig.

Da es sich bei dieser Arbeit um Betonprüfkörper handelt ist das Kriterium 0,5 mm/m nach 91 Tagen nicht anzuwenden. Da die Treiberscheinungen durch chemische Reaktionen im Leimvolumen stattfinden treten Dehnungen im Mörtel, der wegen den feineren Gesteinskörnungen ein größeres Leimvolumen als der Beton aufweist, früher als im Beton auf. Im Masterprojekt [29] wird auf die Kompatibilität des Verfahrens eingegangen.

### 3.6.1 Prüfungsvorbereitungen

Wie bereits in Kapitel 3.2 erwähnt stehen für die Prüfung der Beständigkeit gegen treibenden Angriff 9 Prüfkörper je Betonsorte zur Verfügung. Die Prüfkörper sind Zylinder mit einem Durchmesser von 50 mm und einer Länge von 160 mm. In der Zeit zwischen Bohren und Vorlagerung der Zylinder wurden sie luftdicht gelagert um nicht an der Luft zu karbonatisieren.

#### 3.6.1.1 Bemessung, Beklebung, Beschriftung, Wiegung

Bevor die Prüfkörper in die Vorlagerung gelegt wurden, wurden die Längen und Durchmesser der Prüfkörper gemessen. Außerdem wurde die Masse bestimmt und die Prüfkörper wurden mit ihrer jeweiligen Betonsorte und einer Durchnummerierung von 1 bis 9 beschriftet. Zusätzlich wurde ein Strich mit schwarzem Lackstift auf die Prüfkörper gemalt um die Prüfkörper immer in der gleichen Position ins Längenmessgerät reinstellen zu können und um die Genauigkeit der Durchführung zu garantieren.



Abb.3.12: Prüfkörper des SVA-Verfahren

Die Prüfkörper wurden auf beiden Enden mit genormten Zäpfchen beklebt um in das Gerät der Längenänderungsmessung zu passen und die Dehnungen zu messen.



Abb.3.13: Beklebung der Prüfkörper

Zusammenfassend hat jede Betonsorte neun zylindrische Prüfkörper mit jeweils 50mm Durchmesser und einer Länge von 160 mm. Alle Prüfkörper müssen durchnummeriert, beidseitig mit Zäpfchen beklebt und mit einem Strich entlang der Länge versehen werden. Zusätzlich sollte eine Markierung mit einem Lackstift auf die Prüfkörper aufgebracht sein. Ebenso müssen die Prüfkörper noch vor der Vorlagerung gewogen und ihre genaue Länge mit einem Messschieber gemessen werden.

### 3.6.1.2 Vorlagerung

Auch bei dieser Prüfung wurden die Prüfkörper in gesättigter  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  – Lösung vorgelagert. Es wurde auf kein bestimmtes Verhältnis zwischen Flüssigkeit und Prüfkörperoberfläche geachtet.

### 3.6.2 SVA-Verfahren des DAfStb

Pro Betonsorte standen 9 Prüfkörper zur Verfügung. Davon verbleiben drei in der Vorlagerung (Kalziumhydroxidlösung), drei Prüfkörper werden in 5%iger  $\text{Na}_2\text{SO}_4$ -Lösung bei  $20^\circ\text{C}$  und drei Prüfkörper in 5%iger  $\text{Na}_2\text{SO}_4$ -Lösung bei  $5^\circ\text{C}$  gelagert. Bei den praktischen Versuchen der TU Darmstadt [3] wurde 4,4%ige Natriumsulfatlösung verwendet.

Die obere Grenze der Dehnung wurde vorerst bei 0,5mm/m festgelegt. Überschreitet ein Prüfkörper diese Marke ist er nicht beständig.

#### 3.6.2.1 $\text{Na}_2\text{SO}_4$ – Lösung

Beim SVA-Verfahren wird eigentlich eine 4,4%ige  $\text{Na}_2\text{SO}_4$  – Lösung verwendet. Bei dieser Arbeit wurde eine 5%ige Lösung verwendet. Natriumsulfat wird mit deionisiertem Wasser vermischt (z.B. bei 9,5 Liter deionisiertem Wasser werden 500 g Natriumsulfat zugegeben → 5%ige Natriumsulfatlösung).

Da sich das Natriumsulfat nicht gut auflöst wurde bei der Herstellung der Lösung ein Handmixer zum Umrühren verwendet.

#### 3.6.2.2 Lagerung

*Parallellagerung:* Jeweils 3 Prüfkörper einer Betonsorte verbleiben in der Parallellagerung. Dort ist kein besonderes Verhältnis verlangt und deswegen lassen wir die Prüfkörper einfach in der gleichen Kiste in der sie für die Vorlagerung bereits waren.

*5°C – und 20°C - Lagerung:* Drei Prüfkörper einer Betonsorte kamen in die  $5^\circ\text{C}$  und jeweils drei in die  $20^\circ\text{C}$  Lagerung. Hierfür wurden die sogenannten grünen Boxen des Instituts verwendet. Die Abmessungen sind ( $l * b * h = 36,9 * 26,7 * 26,0$  cm).

Pro Betonsorte und Lagerungsstätte wurde eine Box verwendet. Da bei dieser Arbeit 16 verschiedene Betonsorten zusammengestellt wurden und wir zwei unterschiedliche Lagerungstemperaturen haben werden 32 grüne Boxen gebraucht. Die Prüfkörper liegen auf einem Kunststoffgitter in der Box.



Abb.3.14: SVA – Boxen

### 3.6.2.3 Verhältnis Prüfkörperoberfläche/Flüssigkeit

Ein Kriterium des SVA-Verfahrens ist das Verhältnis der Prüfkörperoberfläche zum Flüssigkeitsvolumen. Es ist festgelegt mit 1:10.

In unserem Fall:

Radius eines Prüfkörpers = 2,5 cm

Höhe eines Prüfkörpers = 16 cm

$$\text{Oberfläche: } 2 \cdot (r^2 \cdot \pi) + 2 \cdot r \cdot \pi \cdot h = 2(2,5^2 \cdot \pi) + 2 \cdot 2,5 \cdot \pi \cdot 16 \\ = 290,597 \text{ cm}^2$$

$$290,597 \text{ cm}^2 \cdot 3 \text{ Prüfkörper} = \underline{871,791 \text{ cm}^2}.$$

$$871,791 \cdot 10 = \underline{8,72 \text{ Liter Lösung pro Box.}}$$

Wir haben pro Box 9,5 Liter (davon 475 g Natriumsulfat) eingefüllt. Damit haben wir ein Verhältnis von  $\rightarrow 1:10,8!$

Es werden 9,5 Liter verwendet weil sonst die Prüfkörper nicht vollständig von der Lösung überdeckt wären.



### 3.6.2.4 Lösungswechsel

Anfangs alle 14 Tage und ab Tag 56 1-mal im Monat wurde die Natriumsulfatlösung, jeder einzelnen Box gewechselt (ausgeleert und eine neue hergestellt). Folgende Tätigkeiten sind beim Lösungswechsel einer Box durchzuführen:

- Der pH-Wert und die Leitfähigkeit müssen gemessen werden  
Hierzu muss die pH-Sonde immer mit der entsprechenden Lagerungstemperatur kalibriert werden (5°C- und 20°C-Puffer). Auch das Leitfähigkeitsgerät muss vor jedem Einsatz neu kalibriert werden. Die pH-Sonde muss so lang in der Lösung verbleiben bis der Wert nicht mehr variiert (kann bis zu 3-4 Minuten pro Box dauern).
- Ausleeren der alten Lösung und neue Lösung herstellen  
Aus 9025g deionisiertem Wasser und 475g Natriumsulfat besteht eine 5%ige Natriumsulfatlösung.  
*Anmerkung:* Es wird empfohlen die Leitfähigkeit des deionisierten Wassers zu prüfen. Befindet sich die Leitfähigkeit zwischen 1-10 $\mu$ S/cm ist das Wasser deionisiert.
- Utensilien: Waage, Natriumsulfat, Handmixer, deionisiertes Wasser, Messgerät (für pH und Leitfähigkeit), destilliertes Wasser, Tücher, Handschuhe.



Abb.3.15: Lösungswechsel - Utensilien

### 3.6.3 Längenänderungsmessung, Dehnung und Wiegung

Im 14 - Tage Rhythmus wurde die Längenänderung der Prüfkörper gemessen und ihre Masse gewogen.

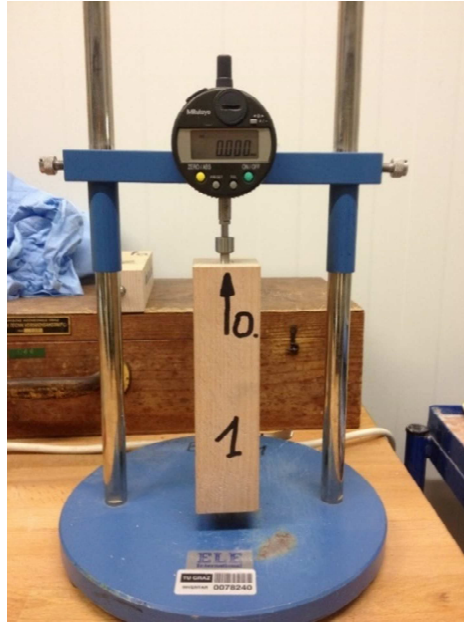


Abb.3.16: LÄM – Messgerät

#### 3.6.3.1 Längenänderungsmessung

Der Ablauf einer Messung verläuft wie folgt:

- Die Temperatur und Luftfeuchtigkeit im Lagerungsraum müssen notiert werden, weil auf gleiche Temperatur im Raum und Lagerungsbox geachtet wird.
- Der Kalibrierstab wird in das Gerät getan und die Anzeige wird tariert.
- Danach wird eine Box mit 3 Prüfkörpern auf den bereitgestellten Platz neben dem Messgerät getan. Erwähnt muss das werden, weil die Prüfung einer Sorte und Lagerung nicht länger als 2 Minuten betragen darf.
- Danach werden die drei Prüfkörper einer Betonsorte und Lagerung aus der Box gehoben, mit einem trockenen Tuch abgetrocknet und nacheinander in das Gerät gestellt und die Längenunterschiede zum Kalibrierstab notiert (jeder Prüfkörper hat einen Längenunterschied zum Kalibrierstab 1).
- Nach den Prüfkörpern stellt man wieder den Kalibrierstab in das Gerät und notiert den Messfehler, falls einer existiert. Nach längerem und öfterem Ausführen der Messung sollte der Messfehler 0,000 mm betragen.
- Da der Kalibrierstab aus einer Stahlfigur besteht, die nur mit Holz umhüllt ist beziehen sich die Längenänderungsmessungen immer auf ihn und es kann eine Längenänderung, falls vorkommend, abgelesen werden.

- Zusätzlich gibt es einen zweiten Kontrollstab, der auch eine genormte Länge hat und falls es beim Kontroll- oder Eichstab 1 durch mechanischen Verschleiß zu Verkürzungen des Stabes kommt, können jene durch Längenvergleiche mit Kontrollstab 2 vermerkt werden.
- Zusätzliche Sicherheit der Prüfung gibt uns auch die Parallellagerung. Falls sich der Kalibrierstab durch mechanischen Verschleiß verkürzt spielt das keine Rolle weil die Prüfkörper aus der Parallellagerung mit demselben Kalibrierstab und somit selben Fehler gemessen werden.
- Die Dehnungen einer Betonsorte und Lagerungstemperatur werden gemittelt und die Dehnungsdifferenz zur Parallellagerung aufgezeigt. Falls der Kalibrierstab durch den mechanischen Verschleiß kürzer wird hat das für die Auswertung keinen Einfluss. Da der gleiche Kalibrierstab bei der Sulfat- und Parallellagerung verwendet wird, fällt dieser Fehler wieder aus der Rechnung.

### 3.6.3.2 Dehnungen

Die Dehnungen wurden mit folgender Formel berechnet (Bsp.: Messung nach 14 Tagen).

$$\frac{\text{Messung Probe}(14d) - \text{Kalibrierfehler}(14d) - \text{Messung Probe}(0d) + \text{Kalibrierfehler}(0d)}{\text{Länge der Probe}}$$

Als Resultat liegt uns die Dehnung in mm/m vor. Die 0-Messung (Messung vor dem Start der Prüfung) ist die Referenzlänge der Prüfkörper.

### 3.6.3.3 Wiegung

Die Prüfkörper werden immer am selben Tag, an dem die LÄM stattfindet auch gewogen. Beim treibenden Angriff kann es zu Volumenvergrößerungen und damit auch zu Massezunahmen kommen.

Als Ergebnis werden folgende Diagramme gewählt:

- ➔ 1 Diagramm mit den 2 Dehnungskurven von 20°C und 5°C (bei denen die Dehnung der Parallellagerung jeweils abgezogen ist) über die Lagerungszeit und einer Markierung bei 0,5 mm/m um diese Marke leichter als Kriterium zu erkennen
- ➔ 1 Diagramm mit den Massen der Prüfkörper.

### 3.6.4 pH-Wert- und Leitfähigkeitsmessung

Der pH-Wert und die Leitfähigkeit wurden auch im 14-Tage Rhythmus gemessen. Je nach Lagerungstemperatur wurden die Sonden mit dementsprechenden Puffern kalibriert. Bei der Ausführung wurde auf Genauigkeit und Sauberkeit Wert gelegt. So wurden z.B. die Sonden so lange in der Flüssigkeit gehalten bis sich der Wert auf der Anzeige stabilisiert hat und nicht mehr variiert ist.

Als Ergebnisdarstellung werden Diagramme mit pH- und Leitfähigkeitswerten aufgezeigt sein.

## 4 Auswertung und Ergebnisse

Bevor auf die Ergebnisse der chemischen Resistenz eingegangen wird, werden zuerst in Kapitel 4.1 die betontechnologischen Eingangsparameter und Zusammensetzungen der einzelnen Betonsorten aufgelistet.

In Kapitel 4.2 und 4.3 sind die Ergebnisse der Frisch- und Festbetonprüfungen aufgelistet. Somit liegen uns zu jeder Betonsorte folgende Attribute vor:

- Physikalische Eingangsparameter
- Stoffzusammensetzung
- Verarbeitbarkeit
- Festigkeiten und Porositäten
- Beständigkeitsgrad gegenüber lösenden Angriff und
- Beständigkeitsgrad gegenüber treibenden Angriff.

In Kapitel 4.2 sind die Ergebnisse der Frischbetonprüfungen. Es werden das Verdichtungsmaß nach 7 Minuten, der Luftgehalt nach 45 Minuten und das Ausbreitmaß nach 15 Minuten verglichen. Das Ausbreitmaß nach 45 Minuten ist eigentlich aussagekräftiger für vor Ort eingebaute Betone als jenes nach 15 Minuten. Da bei dieser Arbeit auch Betone für die Fertigteilindustrie konzipiert und geprüft wurden, nämlich Betone der Betonsortenkurzbezeichnung B6 nach ÖNORM B 4710-1 [27] ist das Ausbreitmaß nach 15 Minuten relevanter.

Bei der Prüfkörperherstellung wurden Prismen für die Analyse der Porositäten und 28-Tage-Druckfestigkeiten hergestellt. Die Ergebnisse der Druckfestigkeit nach 28 Tagen, der Porositäten (offene und Gesamtporosität) und der Biegezugfestigkeit, welche mit den in Wasser gelagerten Prismen für den lösenden Angriff nach der Essigsäureprüfung ermittelt wurden, sind in Kapitel 4.3. Die Biegezugfestigkeit wurde, abhängig vom Herstellungsdatum der Prüfkörper nach 81 bis bzw. 97 Tagen geprüft.

In Kapitel 4.4 sind die Ergebnisse des lösenden Angriffs nach ÖNORM B 4710-1:2007 [27]. In Diagrammen werden die ermittelten Masse-, theoretischer Querschnitts- und Tragfähigkeitsverlust sowie der Anteil der geschädigten, nicht tragfähigen Fläche dargestellt.

Die Beständigkeit der einzelnen Betonsorten gegenüber treibenden Angriffs ist in Kapitel 4.5 dargestellt. Die Dehnungen und Masseänderungen der Betonzylinder werden aufgezeigt und verglichen.

#### 4.1 Eingangsparameter und Betonzusammensetzungen

In Tabelle 4.1 sind die Parameter aufgelistet. Die vorhandenen Parameter sind W/B- und W/P- Wert, Zement- und Mehlkorngehalt und die jeweiligen Leim- und Gesteinskörnungsvolumen. Der W/B- Wert ist der Wasser/Bindemittel-Wert bei dem zur Ermittlung von B die Massen der verwendeten hydraulisch wirksamen Zusatzstoffe mit ihren jeweiligen, in der Norm gegeben, k-Faktor multipliziert und anschließend zur Wasser/Zement-Masse dazu addiert werden.

Der W/P-Wert ist das Verhältnis des Wassergehaltes zum gesamten Pulvergehalt. Hier wird auch die Masse bzw. das Volumen der inerten Stoffe miteinbezogen. Die zwei angeführten Parameter sind sowohl masse- als auch volumenbezogen angegeben. Der Pulver- oder Mehlkorngehalt ist der Gehalt im Beton mit einem Korndurchmesser <125 $\mu$ m.

Tab 4.1 Parameter der Betone

	Abk.	W/Bm -Wert	W/Bv- Wert	W/Pm -Wert	W/Pv- Wert	Zement- gehalt	Mehlkorn- gehalt	Leim- volumen	Leimvolume n mit Luft	Gesteins- körnungsvol
		[-]	[-]	[-]	[-]	[kg/m <sup>3</sup> ]	[kg/m <sup>3</sup> ]	[l/m <sup>3</sup> ]	[l/m <sup>3</sup> ]	[l/m <sup>3</sup> ]
<b>B6</b>	B61	0,43	1,371	0,324	0,989	333,1	518,7	338,8		676,9
	B63	0,435	1,332	0,316	0,985	262,4	519,2	340,2	385,2	675,7
	B64	0,43	1,406	0,395	1,256	428,9	471,3	334,8	339,3	681,0
<b>IXAT</b>	E65	0,541	1,701	0,460	1,411	274,7	380,5	299,6	333,6	717,1
	E66	0,544	1,701	0,480	1,522	274,7	381,9	304,7	360,7	711,8
	E67	0,545	1,704	0,417	1,263	218,2	408,7	306,0	364,0	710,5
	E68	0,541	1,698	0,478	1,471	334,8	379,1	305,0	380,0	711,9
	E69	0,541	1,698	0,478	1,471	334,8	379,2	305,0	349,0	711,9
	E70	0,531	1,611	0,398	1,177	185,4	415,8	306,0	333,0	710,2
	E71	0,528	1,626	0,348	1,090	153,6	410,9	307,0	361,0	713,8
	E72	0,542	1,692	0,415	1,255	218,5	408,5	305,2	365,2	711,3
	E73	0,538	1,626	0,350	1,020	154,3	410,6	305,1	352,1	715,0
	E74	0,526	1,463	0,351	1,046	195,5	415,5	306,7	341,7	713,4
	E75	0,473	1,399	0,368	1,154	148,9	397,9	303,9	338,9	716,2
E80	0,530	1,608	0,398	1,175	185,4	415,1	306,2	360,2	710,4	
E81	0,536	1,575	0,373	1,068	145,6	393,7	304,7	336,7	716,1	

In Tabelle 4.2 und Tabelle 4.3 sind die Zusammensetzungen der Betonsorten aufgelistet. Wie bereits in Kapitel 3.1 erwähnt werden verschiedene Zemente, AHWZ, Eco- und Mikrofüller, Fließmittel, Luftporenbildner und in unterschiedlichem Maß verwendet.

Tab.4.2: IXAT – Zusammensetzungen

Nr.	Serie	Zement	%	AHYZ	%	inerte Ecofüller	%	Mikrofüller	%	Fließmittel	kg/m <sup>3</sup>	Luftporenbildner	kg/m <sup>3</sup>
65	Standardbeton	99 (C3A-frei)	82	100	18	-	0	-	0	108	2,08	238	0,12
66	Vergleichsbeton	99 (C3A-frei)	100	-	0	-	0	-	0	108	2,08	238	0,12
67	Öko-Beton	99 (C3A-frei)	60	201 (HÜS)	32,5	-	0	MF 165	7,5	108	2,37	238	0,08
68	Vergleichsbeton	236	100	-	0	-	0	-	0	108	2,60	238	0,06
69	Vergleichsbeton	236	100	-	0	-	0	-	0	108	2,60	-	-
70	Öko-Beton	236	50	201 (HÜS)	42,5	-	0	MF 165	7,5	108	3,01	238	0,00
71	Öko-Beton	236	40	201 (HÜS)	42,5	218	10	MF 219	7,5	108	3,16	238	0,04
72	Öko-Beton	99 (C3A-frei)	60	201 (HÜS)	32,5	-	0	MF 213	7,5	108	2,64	238	0,04
73	Öko-Beton	236	40	201 (HÜS)	42,5	218	10	MF 165	7,5	108	3,36	238	0,06
74	Öko-Beton	99 (C3A-frei)	50	201 (HÜS)	32,5	218	10	MF 165	7,5	108	3,57	238	0,06
75	Öko-Beton	236	40	201 (HÜS)	42,5	218	10	MF 204	7,5	108	4,02	238	0,04
80	Öko-Beton	236	50	201 (HÜS)	42,5	-	0	MF 213	7,5	108	2,2	238	0,05
81	Öko-Beton	236	40	201 (HÜS)	42,5	218	10	MF 154	7,5	108	4,29	238	0,04

Tab.4.3: B6 – Zusammensetzungen

Nr.	Serie	Zement	%	AHYZ	%	inerte Ecof.	%	Mikrof.	%	Fließmittel	kg/m <sup>3</sup>	Luftporen.	kg/m <sup>3</sup>
61	Ökobeton	99 (C3A-frei)	70	201 (HÜS)	10	218	15	MF 165	5	144	3,16	148	0,20
63	Ökobeton	236	55	201 (HÜS)	30	218	10	MF 165	5	144	2,90	148	0,18
64	Standardbeton	99 (C3A-frei)	100	-	0	-	0	-	0	144	2,88	148	0,20

## 4.2 Frischbetonprüfungsergebnisse

Die Tabelle 4.4 beinhaltet die Ergebnisse der Frischbetonprüfungen. Aufgelistet sind das Verdichtungsmaß nach 7 Minuten, die Ausbreitmaße nach 15, 45 und 90 Minuten und der Luftgehalt nach 15, 45 und 90 Minuten.

Tab 4.4: Ergebnisse der Frischbetonprüfungen

	Sorte	VM	AM	AM	AM	LG	LG	LG
		(7min)	(15min)	(45min)	(90min)	(15min)	(45min)	(90min)
		[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[%]	[%]	[%]
<b>B6</b>	B61	1,497	60,5	45,0		1,2	5,5	
	B63	1,58	59,0	38,0		5,2	4,5	
	B64	1,42	52,0	38,0		3,6	4,5	
<b>IXAT</b>	E65	1,34	46,0	44,5		7,4	3,4	
	E66	1,22	50,0	43,0		6,0	5,6	
	E67	1,41	49,0	43,0		8,2	5,8	
	E68	1,32	50,0	45,5		7,0	7,5	
	E69	1,32	49,0	43,0		5,1	5,4	
	E70	1,43	51,0	42,5		3,8	2,7	
	E71	1,45	49,0	42,0		9,5	5,4	
	E72	1,46	52,0	45,0	37,5	7,5	7,5	6,0
	E73	1,52	51,0	41,0		6,0	4,7	
	E74	1,42	55,0	48,0		4,4	3,5	
	E75	1,45	51,5	43,0		4,6	4,0	
E80	1,52	52,0	43,0		6,1	5,4		
E81	1,52	55,0	46,0			3,2		

Die Konsistenz der B6-Betone muss nach 45 Minuten die Klasse F45 (ein Ausbreitmaß zwischen 42 und 48 cm) haben und die IXAT-Betone sollten nach 45 Minuten die Klasse F52 (AM von 49 bis 55 cm) erreichen.

Durch Variieren der Fließmittelzugabe wurde versucht die gleiche Verarbeitbarkeit bei allen Betonsorten zu schaffen.



### *Verdichtungsmaß*

Das Verdichtungsmaß wurde nach 7 Minuten und ohne Fließmittelzugabe ermittelt. Alle Betonzusammensetzungen weisen eine steife bzw. sehr steife Konsistenz auf. Die Vergleichsbetone mit 100% Zementanteil und die beiden Standardbetone der Betonklassen weisen die fließfähigsten Konsistenzen auf. Der Vergleichsbeton mit 100% C<sub>3</sub>A-freiem Zement ist die weichste Mischung mit einem Verdichtungsmaß von 1,22 und fällt in die Gruppe ‚plastisch‘.

Das Verdichtungsmaß der Betone mit 100% Zementanteil ist signifikant kleiner als das der Ökobetone. Sie sind, nach dem Verdichtungsmaß beurteilt, weicher und fließfähiger als die Ökobetone.

### *Ausbreitmaß*

Kompariert wird das Ausbreitmaß nach 15 Minuten. Anders als beim Verdichtungsmaß sind die Ökobetonvarianten, dem Ausbreitmaß zufolge, weicher als die Standard- und Vergleichsbetone.

Bei den B6-Betonen sind die zwei Ökobetone weicher als der Standardbeton. Die beiden Ausbreitkuchen haben jeweils einen Durchmesser von ca. 60cm. Der Ausbreitkuchen des Standardbetons hingegen beträgt nur 52 cm. Die IXAT-Betone erreichen alle bis auf den Standardbeton die geforderte Konsistenz. Die größten Ausbreitkuchendurchmesser haben die Sorten E74 und E81, Ökobetonvarianten mit aber unterschiedlichen Zementarten, Zementanteil und Mikrofüller.

Nach Fließmittelzugabe wird die Konsistenz der Ökobetone enorm weicher. Alle Betonmischungen, sowohl B6 als auch IXAT, sind weicher als der Standardbeton der jeweiligen Klasse.

### *Luftgehalt*

Bezüglich des Luftgehaltes haben lediglich E68 und E72 einen zu hohen Luftgehalt. E68 ist ein Vergleichsbeton mit 100% nicht C<sub>3</sub>A-freiem Zement, dem ein Luftporenbildner zugegeben wurde. E72 besteht zu 50% aus C<sub>3</sub>A-freiem Zement, 42,5% Hüttensand und zu 7,5% aus einem inerten Quarzmehl-Mikrofüller.

### 4.3 Festbetonprüfungsergebnisse

In nachstehender Tabelle 4.5 sind die Porositäten und Festigkeiten der Betone tabellarisch aufgelistet. Die Biegezugfestigkeiten, welche mit den Prüfkörpern aus der Wasserlagerung beim lösenden Angriff ermittelt wurden, werden hier miteinbezogen. Die Biegezugfestigkeit wurde, je nach Betonsorte nach 81 - 97 Tage nach Herstellung ermittelt.

Tab 4.5: Festbetoneigenschaften

	Sorte	Offene Porosität	Gesamtporosität	28-Tage-Druckfestigkeit	Biegezugfestigkeit nach 81-97d
	-	[%]	[%]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]
<b>B6</b>	B61	14,0	20,1	87,7	9,217
	B63	14,3	20,7	87,8	10,233
	B64	14,1	20,2	83,6	8,868
<b>IXAT</b>	E65			57,3	7,232
	E66			56,5	6,354
	E67	10,1	20,0	61,4	8,515
	E68	10,6	20,5	44,1	7,103
	E69	9,9	21,7	55,4	6,920
	E70	9,8	18,4	82,6	8,864
	E71	7,7	20,8	65,0	9,385
	E72	10,8	22,2	61,2	7,397
	E73	11,2	18,9	77,4	10,059
	E74	11,5	18,0	79,9	10,015
	E75	9,7	18,8	74,0	9,406
	E80	12,6	20,3	70,2	9,346
	E81	12,5	20,9	-	8,102

#### *Druckfestigkeit*

Die Druckfestigkeit der B6-Betone ist höher als jene der IXAT-Betone. Argumentiert wird das durch kleinere W/B- und W/P-Werte und das dadurch dichtere Gefüge.

Die beiden **B6-Ökobetone** (B61 und B63) sind fester als der Standardbeton. Der Ökobeton mit dem niedrigsten W/P-Wert hat auch die höchste Druckfestigkeit.

Bei den **IXAT**-Betonen schneiden die Vergleichsbetone mit 100% Zement schlechter und alle Ökobetone besser als der Standardbeton ab. Die höchsten Druckfestigkeiten unter den IXAT-Betonen erreichen E70, E74, E73.

#### *Biegezugfestigkeit*

Die Ergebnisse der Biegezugfestigkeiten korrelieren mit den Druckfestigkeiten. Alle Ökovarianten erreichen höhere und alle Vergleichsbetone niedrigere Festigkeiten als der Standardbeton. Die höchsten Biegezugfestigkeiten haben der Reihe nach die Ökobetone B63 (B6) und E73, E74 (IXAT).

#### 4.4 Lösender Angriff

In diesem Kapitel 4.4 werden die Ergebnisse der Essigsäureprüfung nach ÖNORM B 4710-1:2007 [27] aufgezeigt. Als Ergebnis liegen uns pro Betonsorte einerseits Bilder, für die optische Beurteilung und andererseits folgende Ergebnisse vor:

- Masseverlust (roter Balken)
- Theoretischer Querschnittsverlust (grauer Balken) infolge des 3-Punkte-Biegezugversuchs
- Tragfähigkeitsverlust (dunkelgrauer Balken)
- Anteil geschädigter Fläche (violetter Balken)

Um die Ergebnisse vergleichen zu können wurden Balkendiagramme erstellt. Für jede Betonsorte werden die oben aufgezählten „Verluste“ in Balken dargestellt und im ersten Auswertungsschritt mit dem Standardbeton der jeweiligen Betonklasse verglichen.

Da die Prüfkörper sowohl zu Beginn als auch am Ende der Essigsäureprüfung gewogen wurden kann der Masseverlust ermittelt werden. Der Masseverlust aller Prüfkörper wurde ermittelt und dann pro Betonsorte ein Mittelwert des Verlustes mit dem Variationskoeffizienten angegeben. Der Masseverlust und der Variationskoeffizient sind in Prozent gegeben. Beim Masseverlust werden trotz teilweise hoher Streuungen keine Werte gestrichen und als Ausreißer vermerkt da nach der Auslagerung alle Prüfkörper gewissenhaft und einheitlich mit einer Stahlbürste geschrubbt wurden und erst danach gewogen wurde.

Der theoretische Querschnitt wird mit Hilfe der Biegezugfestigkeitsprüfung an den in Wasser gelagerten Prüfkörpern ermittelten, Biegezugfestigkeit und der an den in Säure gelagerten Prüfprismen ermittelten Bruchlast durch Umformen der Biegezugfestigkeitsformel ermittelt.

Biegezugfestigkeitformel:

$$\frac{1,5 * (\text{ermittelte Bruchlast}) * \text{Auflagerabstand}}{(b * h^2)}$$

Fläche des in Säure gelagerten Prüfkörpers:

$$\left( \frac{1,5 * \text{ermittelte Bruchlast} * \text{Auflagerabstand}}{\text{Biegezugfestigkeit(Wasserlagerung)}} \right)^{2/3}$$

Nachdem der theoretische Querschnitt ermittelt wird kann der theoretische Querschnittsverlust errechnet werden.

Wenn ein Wert des Querschnittsverlustes eines Prüfkörpers >15% vom Mittelwert jener Betonsorte abweicht wird er gestrichen und als Ausreißer betrachtet. In der Tabelle im Anhang A1 sind diese Werte rot hinterlegt.

Der Tragfähigkeitsverlust ist das Verhältnis der Widerstandsmomente des Anfangs- im Vergleich zum theoretischen Endquerschnitt. Auch hier werden Werte mit >15%

Abweichung zum Mittelwert der jeweiligen Betonsorte gestrichen und als Ausreißer betrachtet.

Der Anteil geschädigter Fläche wurde wie bereits erwähnt mit der Phenolphthaleinprüfung ermittelt. Alle besprühten Prüfkörper wurden fotodokumentiert und mit dem Programm Adobe Acrobat Pro wurde die geschädigte Fläche gemessen.

4.4.1 Ergebnisse der B6-Betone

4.4.1.1 „Verluste“ der B6-Betone

Im ersten Diagramm Abbildung 4.1 sind die Ergebnisse der B6-Betone. B64, die ganz rechte Balkengruppe, ist der Standardbeton dieser Betonklasse, mit welchem die anderen Sorten im ersten Interpretationsschritt kompariert werden.

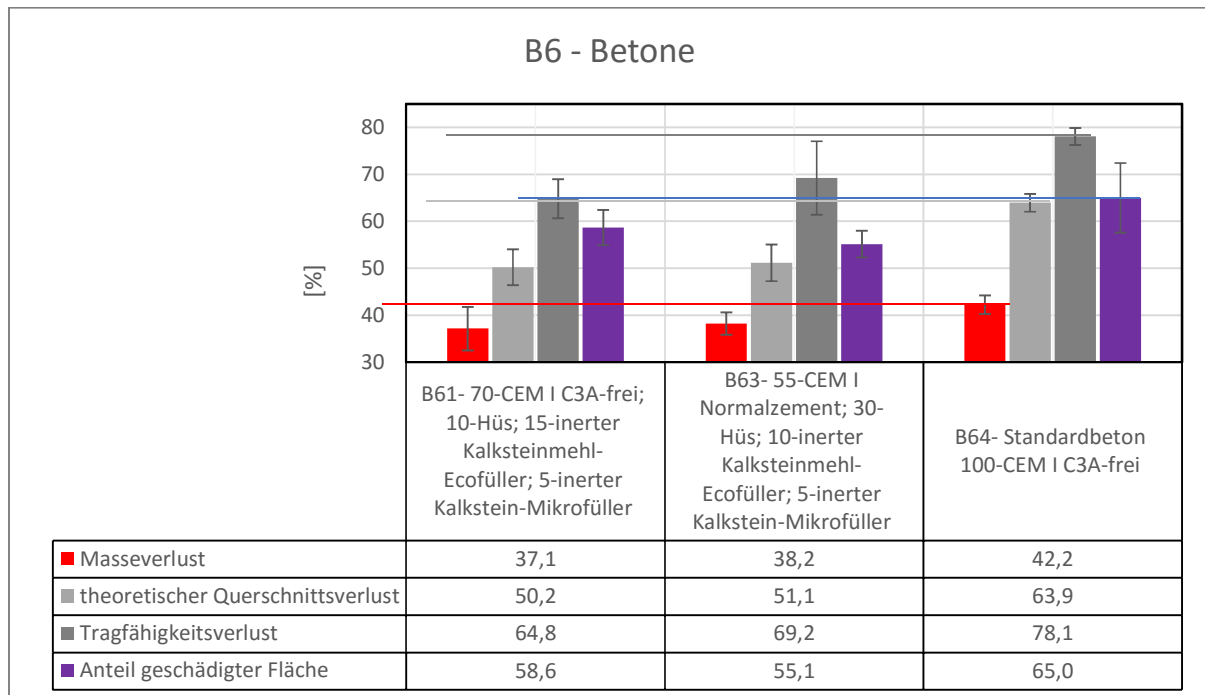


Abb.4.1: B6-Betone – Ergebnis der Verluste

Die beiden Ökobetone schneiden in allen Kategorien besser als der Standardbeton ab. Die Ergebnisse der Ökobetone sind ähnlich, jedoch ist der Anteil der geschädigten Fläche bei den Betonen mit C<sub>3</sub>A-freiem Zement höher.

4.4.1.2 *Optische Beurteilung*



Abb.4.2: B61 (70- C<sub>3</sub>A-freier Zement; 10-Hüs; 15-inertes Kalksteinmehl; 5-inerter Kalkstein-MF 165)



Abb.4.3: B63 (55- nicht C<sub>3</sub>A-freier Zement; 30-Hüs; 10-inertes Kalksteinmehl; 5-inerter Kalkstein-MF 165)



Abb.4.4: B64 (Standardbeton 100- C<sub>3</sub>A-freier Zement)



Abb.4.5: B6-Betone – vor (oben) und nach (unten) dem Bürsten



Abb.: 4.6: B6-Betone – Optischer Vergleich des Zerstörungsgrades mit den IXAT-Betonen

Die Verwitterung der B6 – Betone ist viel stärker als die der IXAT – Betone. Signifikante optische Unterschiede zwischen den B6 – Betonen gibt es aber nicht.

4.4.2 Ergebnisse der IXAT-Betone

Da wir 13 Betonsorten der Betonklasse IXAT haben werden die Ergebnisse wegen der Übersichtlichkeit in mehreren Diagrammen dargestellt. Erst werden die Vergleichsbetone der Klasse mit dem Standardbeton E65 kompariert und danach werden die Ergebnisse der Ökobetone beurteilt.

4.4.2.1 Verluste der IXAT-Betone

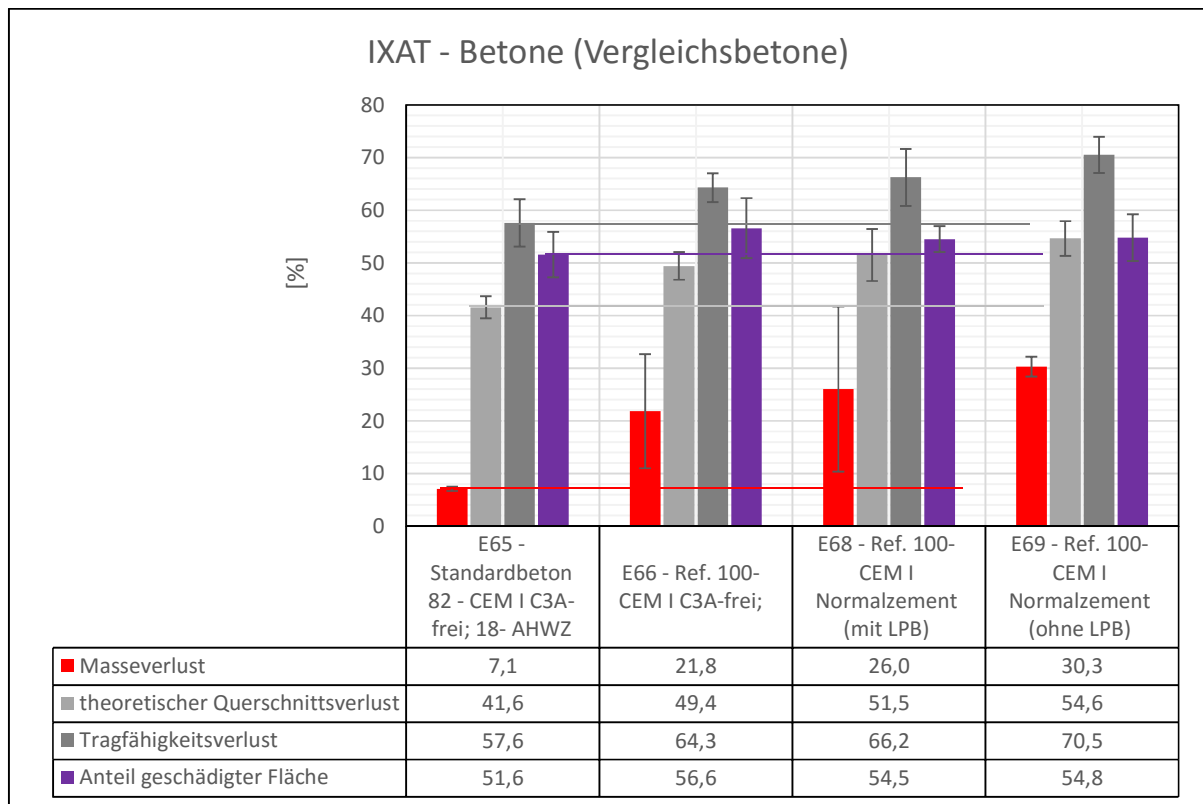


Abb.4.7: IXAT – Betone (Vergleichsbetone) - Ergebnis der Verluste

Die Vergleichsbetone schneiden, wie erwartet, in allen Kategorien schlechter als der Standardbeton ab.



### IXAT - Betone (Ökobetone)

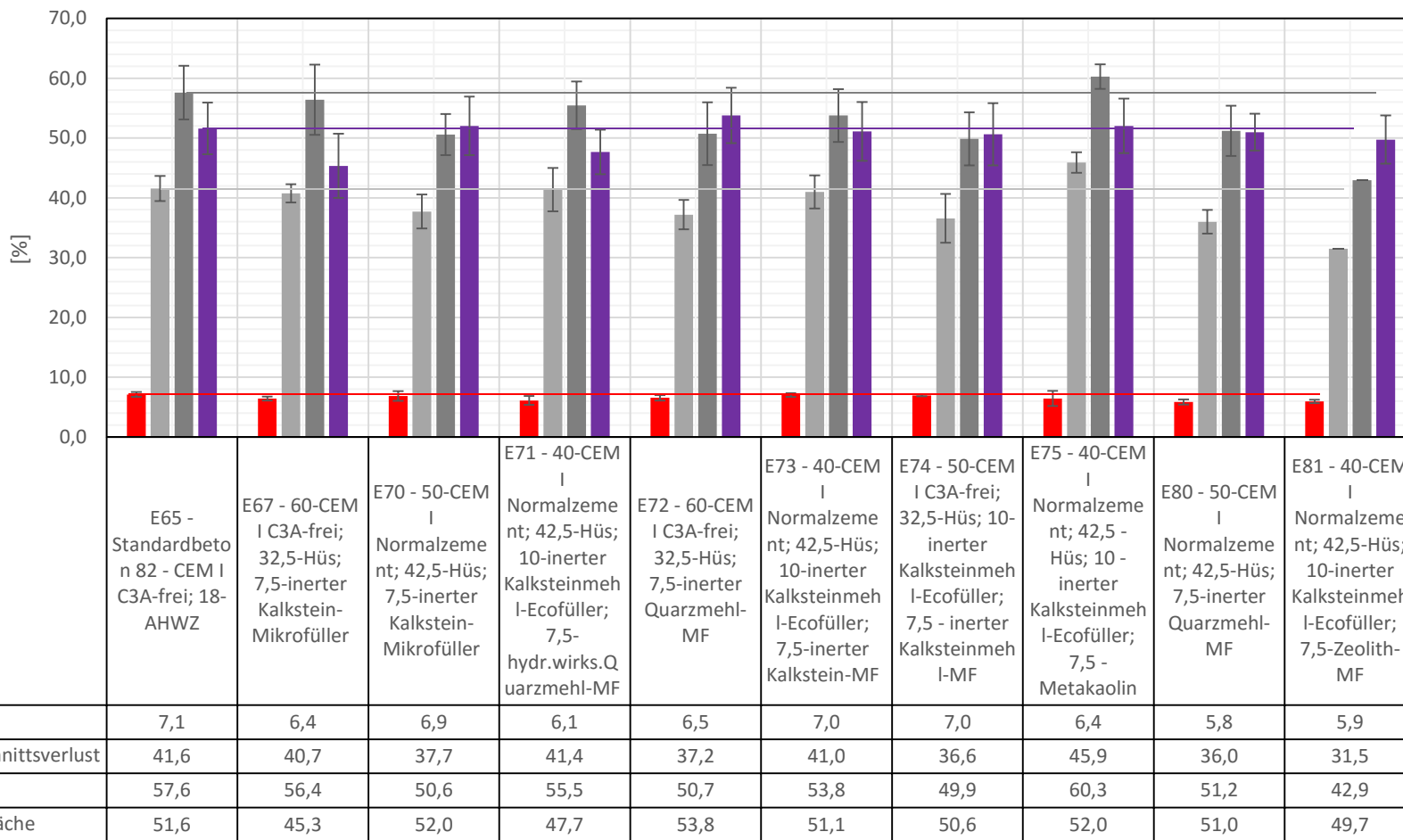


Abb.4.8: IXAT – Betone (Ökobetone) – Ergebnis der Verluste

Bezüglich des lösenden Angriffs offenbaren uns die Diagramme dass die Vergleichsbetone mit 100% Zement niedrigere und die ökologisch optimierten Betone höhere Beständigkeiten als der Standardbeton aufweisen. E80 und E81 haben die kleinsten Masseverluste. Ebenso die geringsten theoretischen Querschnittsverluste hat E81. Also kann man die höchste Beständigkeit gegen lösenden Angriff der Betonsorte E81 zuschreiben.

#### 4.4.2.2 Optische Beurteilung



Abb.4.9: E65 (Standardbeton 82-C<sub>3</sub>A-freier Zement; 18-AHWZ)



Abb.4.10: E66 (Vergleichsbeton 100-C<sub>3</sub>A-freier Zement)



Abb.4.11 E68 (Vergleichsbeton 100- nicht C<sub>3</sub>A-freier Zement mit LPB)



Abb.4.12: E69 (Vergleichsbeton 100 - nicht C<sub>3</sub>A-freier Zement (ohne LPB))

Die Verwitterung der Vergleichsbetone ist immenser als die des Standardbetons.



Abb.4.13: E67 (60-C<sub>3</sub>A-freier Zement; 32,5-Hüs; 7,5-inerter Kalksteinmehl-Mikrofüller 165)



Abb.4.14: E70 (50- nicht C<sub>3</sub>A-freier Zement 42,5-Hüs; 7,5- inerter Kalksteinmehl-Mikrofüller 165)



Abb.4.15: E71 (40 - nicht C<sub>3</sub>A-freier Zement; 42,5-Hüs; 10-inerter Kalksteinmehl-Ecofüller; 7,5-hydraulisch wirksames Mikrosilika)



Abb.4.16: E72 (60-C<sub>3</sub>A-freier Zement; 32,5-Hüs; 7,5-inerter Quarzmehl-Mikrofüller 213)



Abb.4.17: E73 (40- nicht C<sub>3</sub>A-freier Zement; 42,5-Hüs; 10-inerter Kalksteinmehl-EF; 7,5 - inerter Kalksteinmehl-MF 165)



Abb.4.18: E74 (50-C<sub>3</sub>A-freier Zement; 32,5-Hüs; 10-inerter Kalksteinmehl-EF; inerter Kalksteinmehl-MF 165)



Abb.4.19: E75 (40- nicht C<sub>3</sub>A-freier Zement, 42,5-Hüs; 10-inerter Kalksteinmehl-Ecofüller; 7,5 – Metakaolin)



Abb.4.20: E80 (50- nicht C<sub>3</sub>A-freier Zement; 42,5-Hüs; 7,5-inerter Quarzmehl-Mikrofüller 213)



Abb.4.21: E81 (40- nicht C<sub>3</sub>A-freier Zement; 42,5-Hüs; 10-inerter Kalksteinmehl-Ecofüller; 7,5 – Zeolith-MF)

Auch die optische Beurteilung verdeutlicht uns die höhere Beständigkeit der Ökobetone. Die Verwitterung der Ökobetone ist sehr viel geringer als die der Vergleichsbetone und des Standardbetons. Unter den Ökobetonen ist der E71, eine Sorte mit einem hydraulisch wirksamen Mikrosilika, am stärksten angegriffen.

## 4.5 Treibender Angriff

Um die Beständigkeit der Betone gegenüber treibenden Angriff zu prüfen wurden die hergestellten Zylinder dem SVA-Verfahren des DAfStb [30] ausgesetzt. Im 2-Wochen-Rhythmus wurden die Dehnungen und Massen der Prüfkörper gemessen. Das Kriterium für die Beständigkeit ist eine kleinere Dehnung als 0,5mm/m nach 91 Tagen. Da das SVA-Verfahren für Mörtel und Mörtelprismen konzipiert wurde muss die Dauer und die obere Quellgrenze von 0,5mm/m abgeändert werden.

Die Dauer der Prüfung wurde auf 238 Tage ausgedehnt. Die 0,5mm/m Grenze wurde dann bei einigen Betonen erreicht.

### 4.5.1 Ergebnisdarstellung

Pro Betonsorte stehen 9 Prüfzylinder zur Verfügung. Drei der Prüfkörper verbleiben in der gesättigten  $\text{Ca(OH)}_2$ -Lösung. Die restlichen sechs Prüfkörper werden in 5%iger Natriumsulfatlösung und bei unterschiedlichen Temperaturen gelagert. Schlussendlich haben wir pro Betonsorte drei Prüfkörper in folgenden Lagerungsarten:

- Parallellagerung in  $\text{Ca(OH)}_2$
- Natriumsulfatlagerung bei 20°C und
- Natriumsulfatlagerung bei 5°C.

Die Dehnungen der Prüfkörper werden im 14-Tage-Rhythmus gemessen und dann wird pro Lagerung ein Mittelwert der jeweils drei gemessenen Prüfkörper gebildet. Also besitzt jede Betonsorte nur einen Dehnungswert pro Messtag und Lagerungsart.

Der nächste Schritt ist die Bildung der Dehnungsdifferenz zwischen dem Mittelwert der in Natriumsulfat und dem Mittelwert der in Parallellagerung gelagerten Prüfkörper. Somit gibt es pro Betonsorte 2 Dehnungskurven. Die rote Kurve zeigt die Dehnungsdifferenz der 20°C-Lagerung zur Parallellagerung. Die blaue Kurve veranschaulicht den Dehnungsverlauf der 5°C-Lagerung abzüglich der Parallellagerung.

Die Wiegung der Prüfkörper wird in den Ergebnissen nicht mit einbezogen da die Gewichtszunahme sehr minimal ist und bei den Prüfkörpern in der Parallellagerung sogar am größten.

## 4.5.2 Auswertung

### 4.5.2.1 Temperatur

Da die 5°C-Lagerung der Gruppe 1&2 bei der 0-Messung auf 20°C waren wurde der Einfluss der Temperatur nun im Nachhinein miteinbezogen.

Um den Temperatureinfluss zu berücksichtigen wurde bei Gruppe 1 und 2 (B6 Betone und E65 bis E72) die 0-Messung abgeändert.

Der Temperaturdehnungskoeffizient von Beton nach Norm EC2 beträgt  $10^{-6}$ .

$$\Delta L = 10 * 10^{-6} * L * \Delta T \text{ mit } L = 160\text{mm und } \Delta T = -15^{\circ}\text{C}$$

$$\underline{\Delta L = -0,024 \text{ mm}}$$

Dieser  $\Delta L$  – Wert wurde der 5°C-Lagerung abgezogen um den Temperatureinfluss und den dadurch verursachten Schwund zu eliminieren.

Die nachfolgende Abb. 4.22 zeigt ein Beispiel der korrigierten, mit Berücksichtigung des Temperatureinflusses, 0-Messung.

	0-Messung	Neue 0-Messung
Eichstab	0	0
B61-1	1,093	1,069
B61-2	0,646	0,622
B61-3	0,553	0,529
Eichstab	-0,003	-0,003

Abb.4.22: neue 0-Messung

Bei Gruppe 3 & 4 war die Ausbesserung der 0-Messung nicht notwendig, da die 5°C Lagerung nach einem Tag noch einmal gemessen wurde und somit die Temperaturunterschiede miteinbezogen und die Messung nach 1d als neue 0-Messung angenommen werden konnte.

Vergleicht man die 0-Messung und die Messung nach 1d bei Gruppe 3 & 4 stellt man fest dass sich die Prüfkörper genau um den oben ermittelten  $\Delta L$  –Wert verkürzt haben. Diese Tatsache bestätigt die Korrektheit des  $\Delta L$ -Wertes. Die Dehnungen sind im Anhang.



#### 4.5.2.2 Gewertete Messtage Gruppe 1&2

Folgende Messtage wurden in die Ergebnisauswertung miteinbezogen: Tag 0, 14, 56, 70, 77, 84, 98-280. Von 88d – 91d waren die Prüfkörper aus der 5°C Lagerung draußen. Deswegen wurden diese Tage nicht mit einbezogen. Tag 28 und 42 wurden nicht miteinbezogen weil keine Messung der Parallellagerung an diesen Tagen durchgeführt wurde.

#### 4.5.2.3 Gewertete Messtage 3&4

Bei Gruppe 3 & 4 wurden folgende Messtage miteinbezogen: Tag 0, 28, 42, 56, 63, 77-280.

#### 4.5.2.4 Gestrichene Werte und Maßnahmen

##### *Gestrichene Werte:*

B61-1 (Ausreißer)  
B64-9 (Ausreißer)  
E66-3 (Prüfkörper bei der Ausübung der Messung beschädigt)  
E66-9 (Ausreißer)  
E69-1 (Ausreißer)  
E71-5 (Prüfkörper bei der Ausübung der Messung beschädigt)  
E71-9 (Ausreißer)  
E75-3 (Ausreißer)  
E74-5 (Ausreißer)  
E74-6 (Ausreißer)  
E80-8 (Ausreißer)

##### *Maßnahmen:*

E66: Bei der Parallellagerung wurde Tag 14 als 0-Messung angenommen, weil die O-Messung nicht ordentlich war.

E67: Bei der Parallellagerung wurde Tag 56 als 0-Messung angenommen, weil die O-Messung nicht ordentlich war.

E69: bei der 5°C Lagerung wurde Tag 14 als 0-Messung angenommen, weil die O-Messung nicht ordentlich war.

E74: Nur E74\_4 wurde in die 20°C-Wertung genommen, da die zwei anderen Prüfkörper einen ähnlichen aber geringeren Dehnungsverlauf aufzeigen. Somit führt die Entscheidung die beiden anderen zu eliminieren zum ungünstigsten Fall bei dieser Betonsorte.

4.5.3 Dehnungen

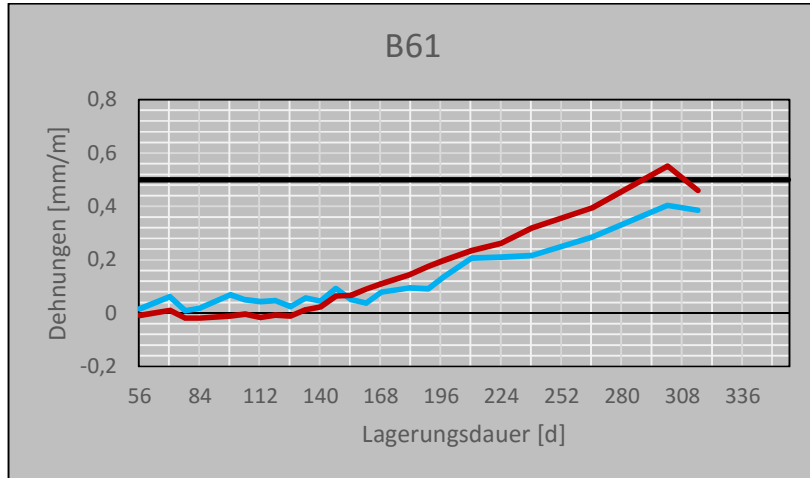


Abb.4.23: B61 (70-C<sub>3</sub>A-freier Zement; 10-Hüs; 15-inertes Kalksteinmehl; 5-inerter Kalkstein-Mikrofüller 165)

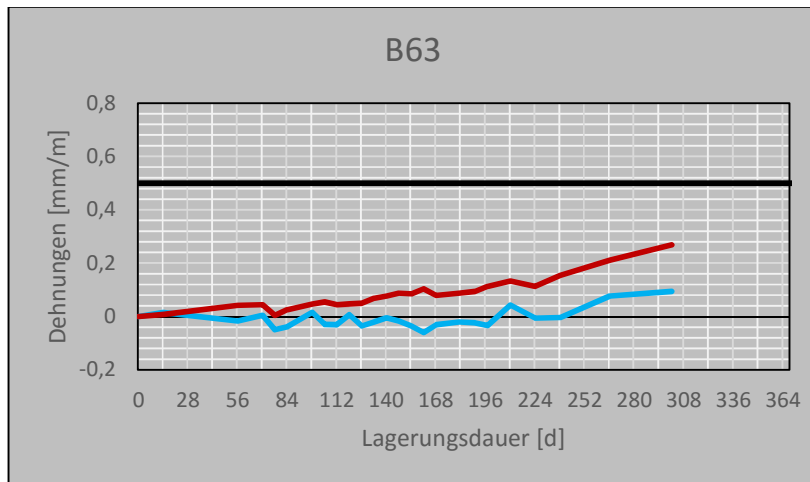


Abb.4.24: B63 (55- nicht C<sub>3</sub>A-freier Zement; 30-Hüs; 10-inertes Kalksteinmehl; 5-inerter Kalkstein-Mikrofüller 165)

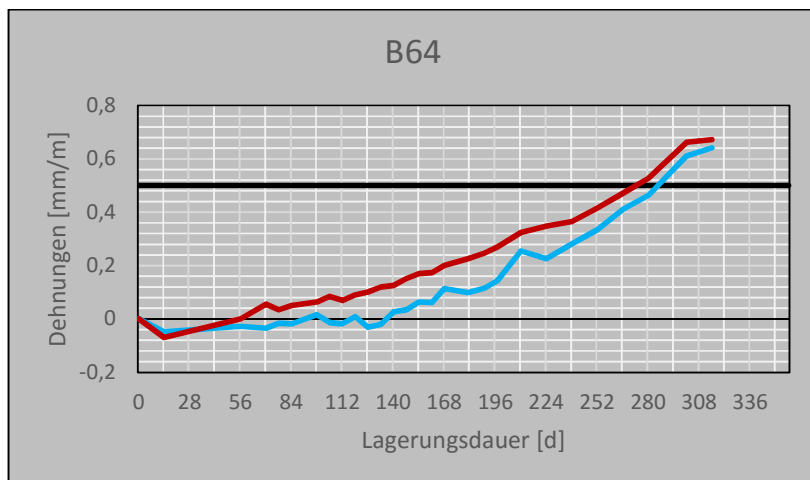


Abb.4.25: B64 (Standardbeton 100-C<sub>3</sub>A-freier Zement)

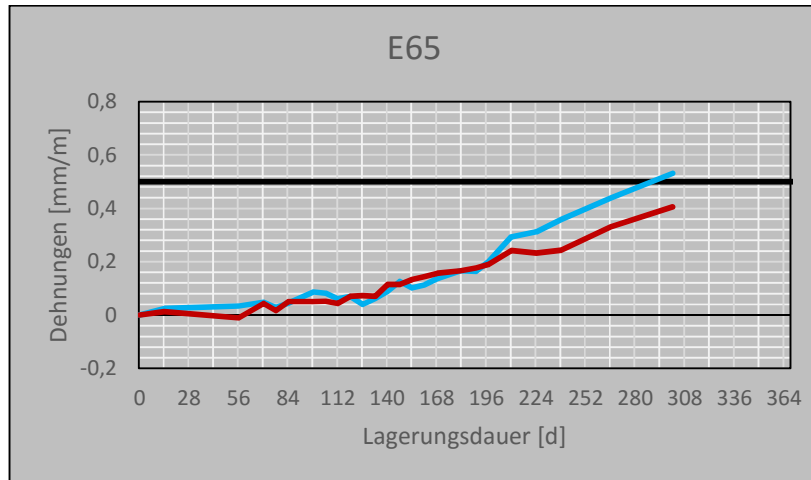


Abb.4.26: E65 (Standardbeton 82-C<sub>3</sub>A-freier Zement; 18 – AHWZ)

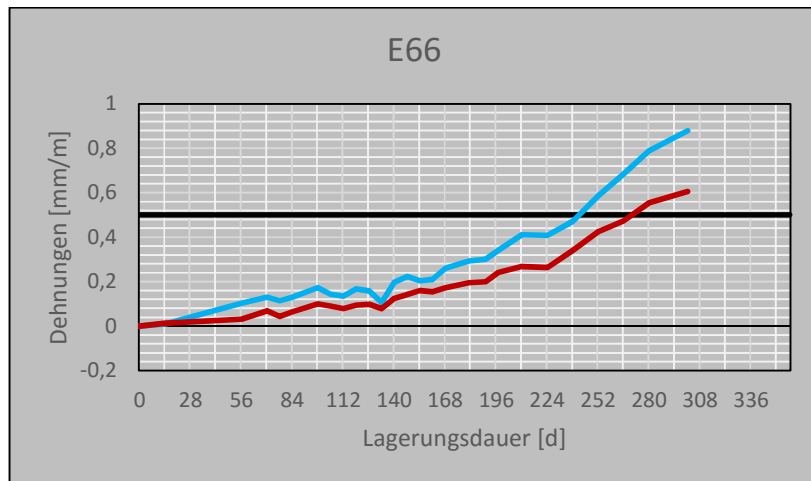


Abb.4.27: E66 (Vergleichsbeton 100-C<sub>3</sub>A-freier Zement)

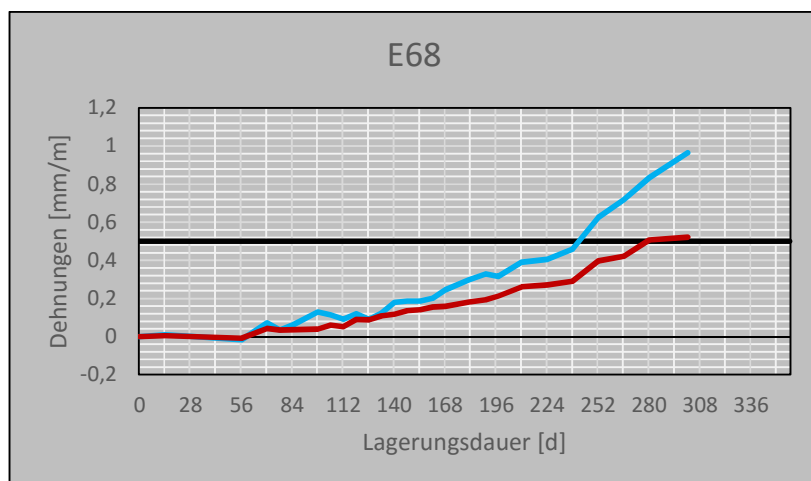


Abb.4.28: E68 (Vergleichsbeton 100- nicht C<sub>3</sub>A-freier Zement mit LPB)

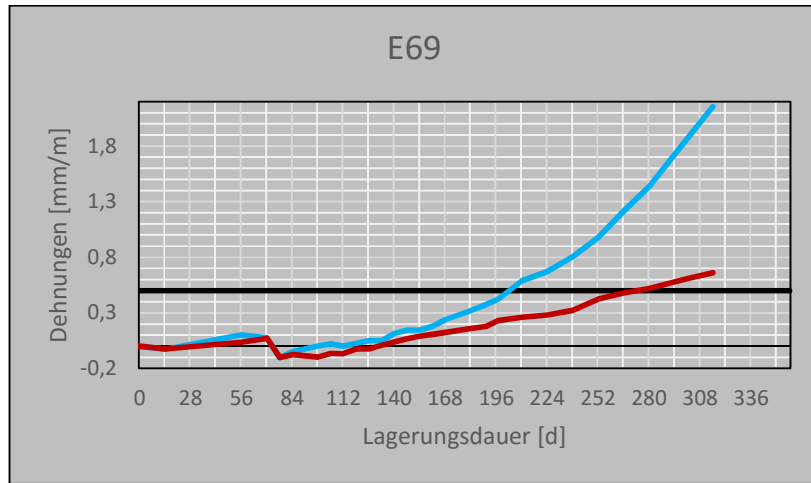


Abb.4.29: E69 (Vergleichsbeton 100- nicht C<sub>3</sub>A-freier Zement ohne LPB)

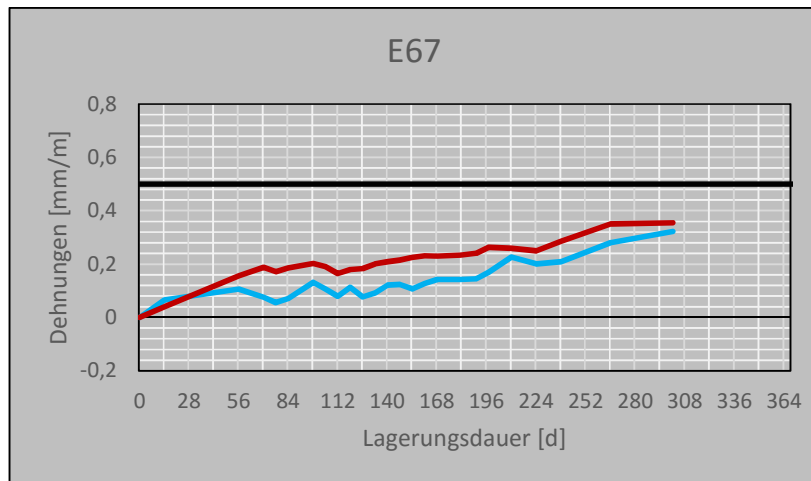


Abb.4.30: E67 (60-C<sub>3</sub>A-freier Zement; 32,5-Hüs; 7,5-inerter Kalksteinmehl-Mikrofüller 165)

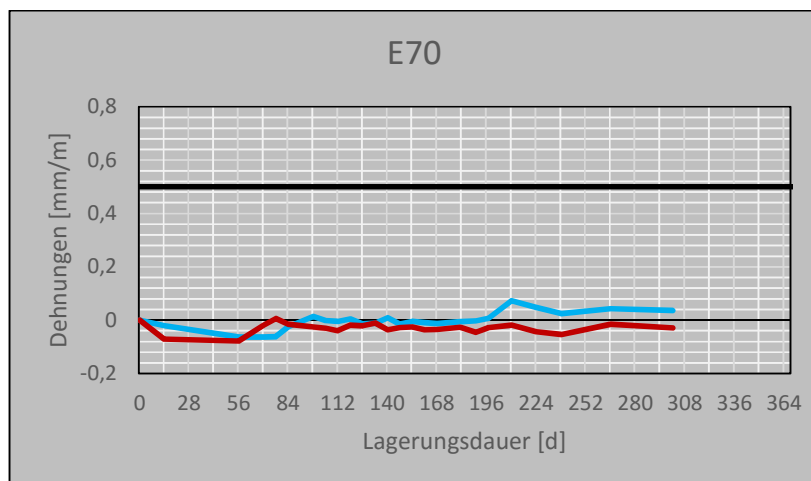


Abb.4.31: E70 (50- nicht C<sub>3</sub>A-freier Zement; 42,5-Hüs; 7,5-inerter Kalksteinmehl-Mikrofüller 165)

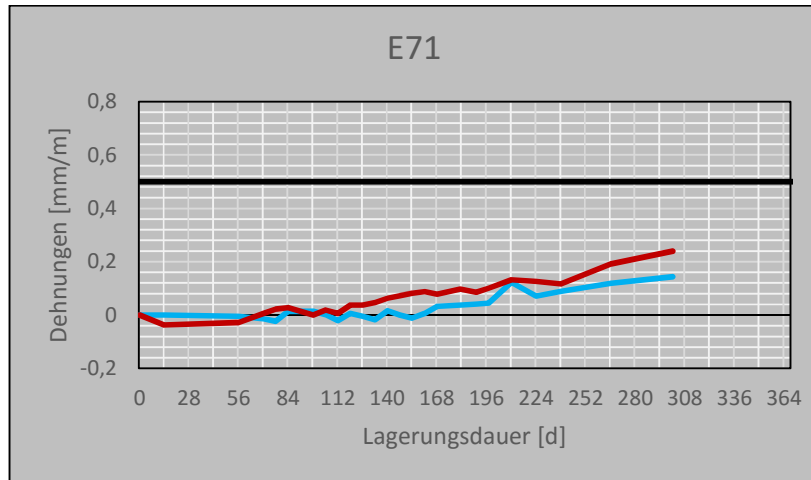


Abb.4.32: E71 (40- nicht C<sub>3</sub>A-freier Zement; 42,5-Hüs; 10-inertes Kalksteinmehl; 7,5-hydr.wirksames Mikrosilika)

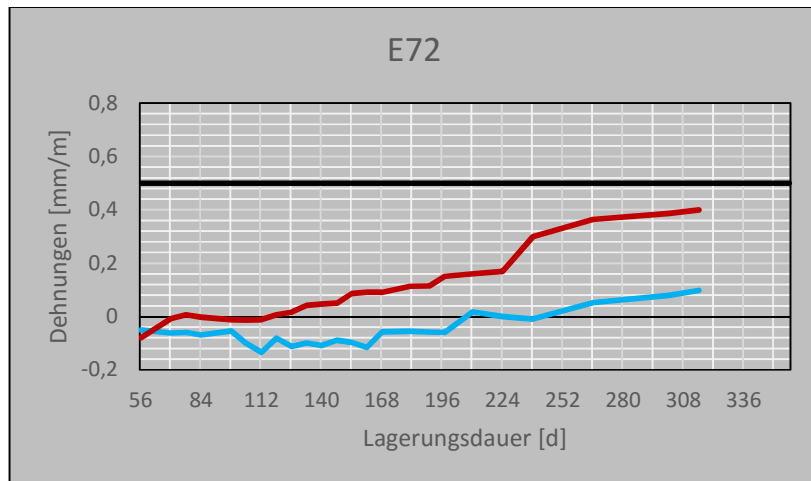


Abb.4.33: E72 (60-C<sub>3</sub>A-freier Zement; 32,5-Hüs; 7,5-inerter Quarzmehl-Mikrofüller 213 (MF2))

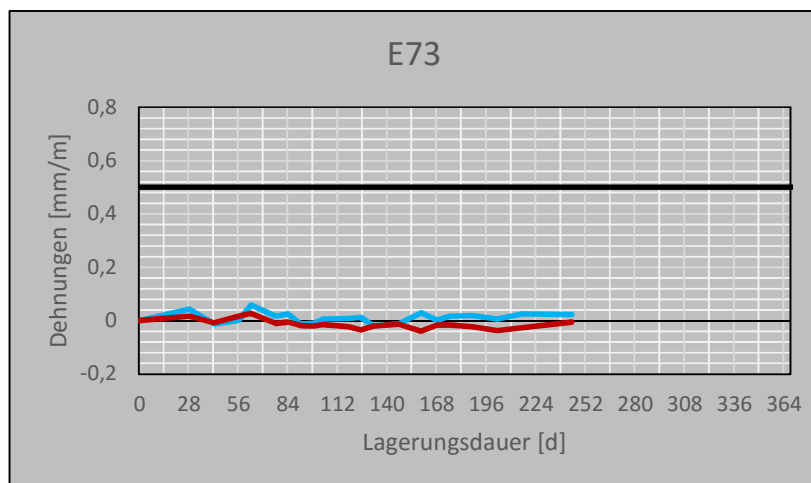


Abb.4.34: E73 (40- nicht C<sub>3</sub>A-freier Zement; 42,5-Hüs; 10-inertes Kalksteinmehl; 7,5-inerter Kalkst.-MF. 165)

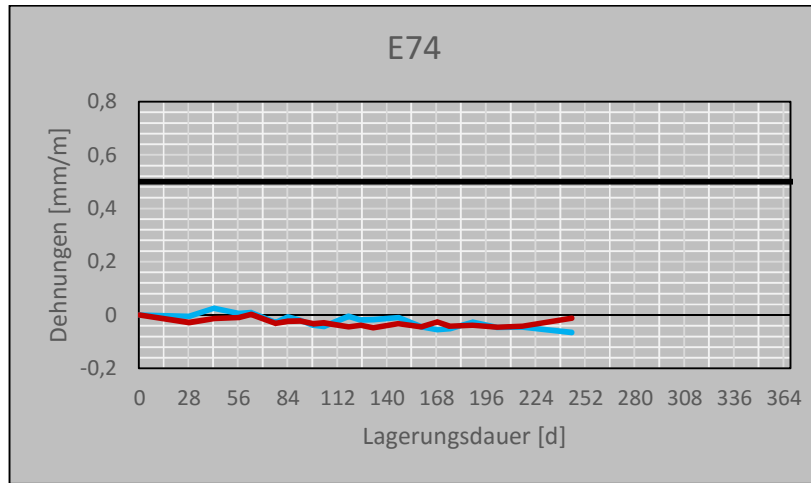


Abb.4.35: E74 (50- $C_3A$ -freier Zement; 32,5-Hüs; 10-inertes Kalksteinmehl; inerter Kalkst.-Mikrof. 165 (MF1))

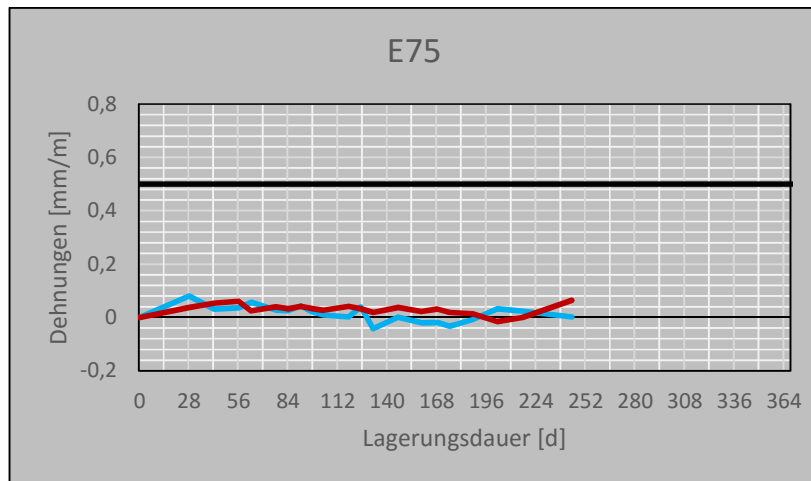


Abb.4.36: E75 (40- nicht  $C_3A$ -freier Zement, 42,5-Hüs; 10-inertes Kalksteinmehl; 7,5-Metakaolin (MF4))

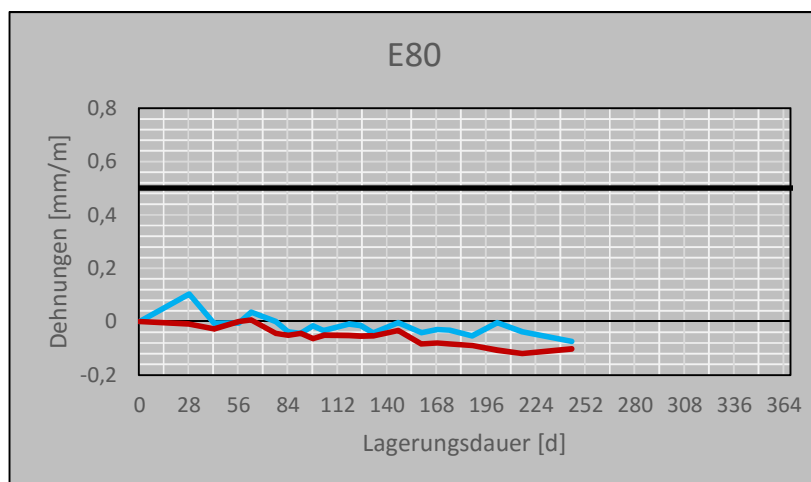


Abb.4.37: E80 (50- nicht  $C_3A$ -freier Zement; 42,5-Hüs; 7,5-inerter Quarzmehl-Mikrofüller 213 (MF2))

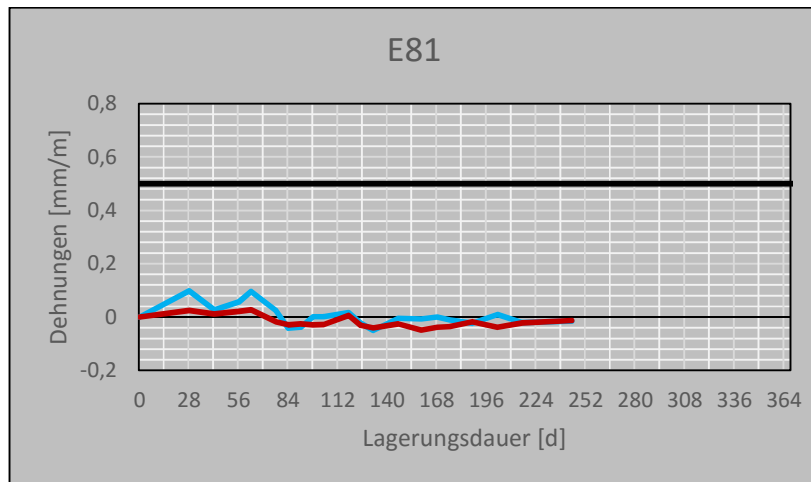


Abb.4.38: E81 (40- nicht C<sub>3</sub>A-freier Zement; 42,5-Hüs; 10-inertes Kalksteinmehl; 7,5-hydr.wirksamer Mikrofüller Zeolith)

## 4.5.4 pH-Wert und Leitfähigkeit

Nachfolgend sind die gemessenen pH-Werte und Leitfähigkeiten der Betonsorte B61 dargestellt. Bei allen drei Lagerungsarten wurden die pH-Werte und Leitfähigkeiten im 2-Wochen-Rhythmus gemessen. Als Beispiel ist eben B61 aufgezeigt. Der pH-Wert der Lösung war immer zwischen 10,0 und 12,5. Eine 5% Natriumsulfat-Lösung hat einen pH-Wert von ca. 6,0. In der Abbildung 4.39 erkennt man auch den Messrhythmus. Anfangs wurde alle 2 Wochen gemessen und ab Tag 56 im Monatstakt. Die Diagramme der anderen Betonsorten befinden sich im Anhang A2. Sie wurden hier nicht aufgezeigt, da pH-Wert und Leitfähigkeit bei allen Betonsorten ähnlich waren.

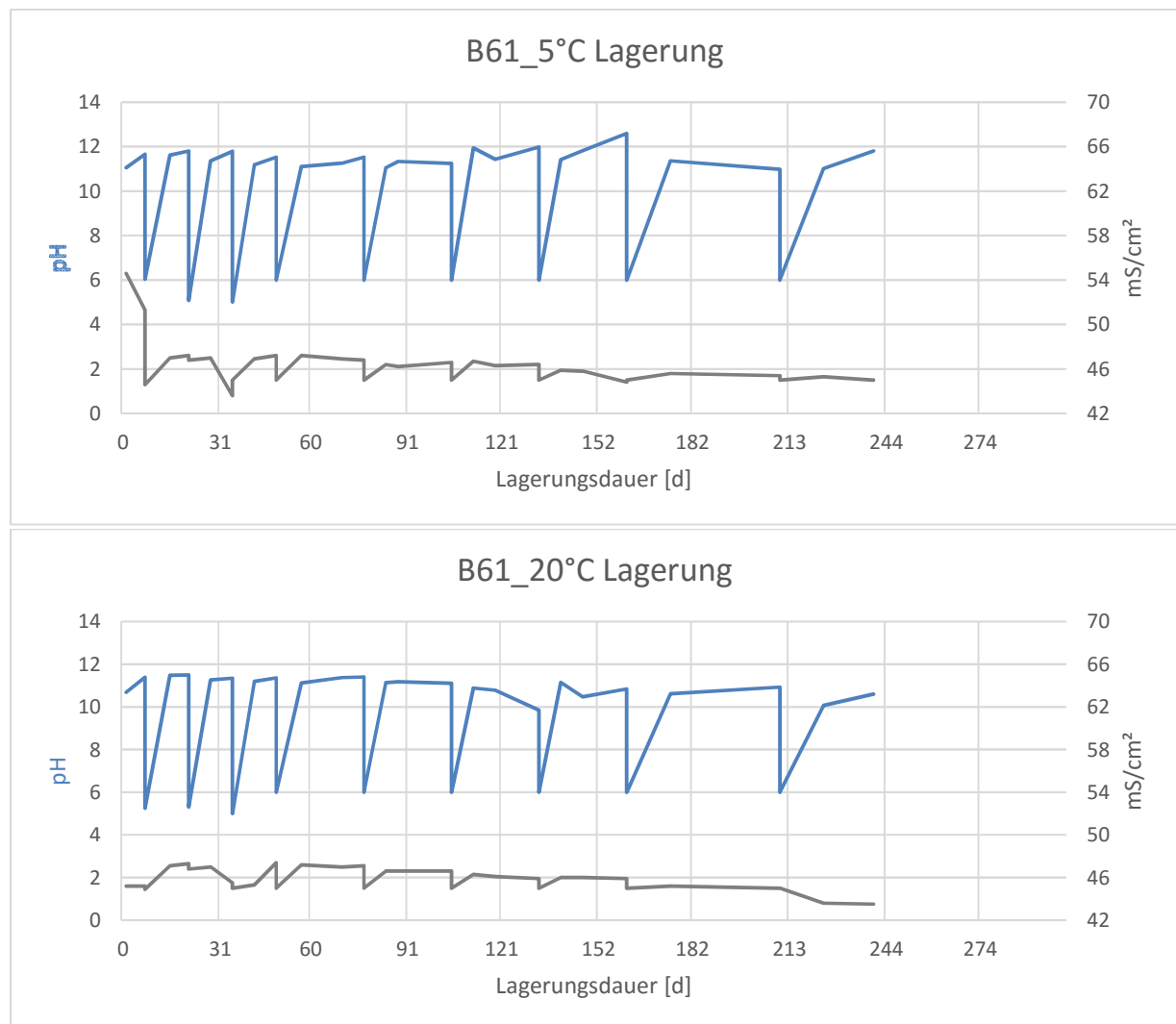


Abb.4.39: B61 (70-C<sub>3</sub>A-freier Zement; 10-Hüs; 15-inertes Kalksteinmehl; 5-inerter Kalkstein-Mikrofüller 165)



## 5 Interpretation der Ergebnisse

### 5.1 Frischbetonprüfungsergebnisse

In Kapitel 4.2 sind die Ergebnisse der durchgeführten Frischbetonprüfungen. Die Ergebnisse offenbaren eine zumindest gleiche Verarbeitbarkeit der hergestellten Ökobetonvarianten, sowohl B6 als auch IXAT, im Vergleich zum Standardbeton. Der Einsatz der Zusatzstoffe hat keine negativen Auswirkungen auf die Verarbeitbarkeit. Sowohl die B6- als auch IXAT-Ökobetone haben, zwar nur gering, aber dennoch, größere Ausbreitmaße als der jeweilige Standardbeton.

Die B6-Ökobetone sind weicher als ihr Standardbeton. Das Ausbreitmaß der B6-Ökobetone B61 und B63 ist nach 15 Minuten mit 60,5cm und 59,0cm größer als beim Standardbeton B64 (52,0cm). Die B6 Betone sind nach 15 Minuten fließfähig und gut verarbeitbar. Nach 45 Minuten sinkt die Verarbeitbarkeit der B6-Betone aber drastisch von F5 auf F2, der Grund ist die effiziente, aber kurzanhaltende Fließmittelwirkung.

Bei den IXAT-Betonen erreichen alle außer der Standardbeton E65 die geforderte Ausbreitmaßklasse F4 nach 15 Minuten. Die Durchmesser der IXAT-Ökobeton-Ausbreitkuchen variieren zwischen 49,0 und 55,0cm. Der Standardbeton E65 hat ein Ausbreitmaß von 46,0cm. Das größte Ausbreitmaß, demnach die weichste Konsistenz, haben die Ökobetone E74 und E81 (jeweils 55,0cm). E74 und E81 sind Ökobetonvarianten mit aber unterschiedlichen Zementarten, Zementanteil und Mikrofüllern.

Um gleiche bzw. ähnliche Konsistenz der Betonsorten zu schaffen wurde das Fließmittel in unterschiedlichen Mengen den Betonsorten zugegeben. Die Fließmitteldosierung reicht von 2,08 bis 4,29 kg/m<sup>3</sup>. Betrachtet man die Ausbreitkuchendurchmesser der jeweiligen Klasse (B6 oder IXAT) erkennt man dass sie jeweils in einer Konsistenzklasse sind und die Unterschiede der einzelnen Ökobetonvarianten untereinander eher minimal sind. Die verwendeten Zusatzstoffe wirken sich auf die Verarbeitbarkeit positiv aus. Dennoch sind die Unterschiede der Betonsorten bezüglich des Ausbreitmaßes zu klein um gewissenhafte Urteile über den Beitrag der einzelnen Zusatzstoffe zu fällen.

Fakt ist dass die eventuell schlechtere Verarbeitbarkeit von Ökobetonvarianten, **mit bis zu 42,5% Hüttensand anstelle des Zements in der Zusammensetzung durch größere Fließmittelzugabe wettgemacht werden kann**. Die Ausbreitmaße der Vergleichsbetone mit 100% Zementanteil betragen 50,0cm. **Der Beton mit C<sub>3</sub>A-freiem Zement (Fließmittelzugabe = 2,08 kg/m<sup>3</sup>) hat jedoch einen geringeren Wasseranspruch als die zwei Betonsorten mit nicht C<sub>3</sub>A-freiem Zement (Fließmittelzugabe = 2,60kg/m<sup>3</sup>)**. Bezüglich der Mikrofüller gibt es keine besonderen Unterschiede. **Der Einsatz von Mikrofüllern in Kombination mit höherer Fließmittelzugabe wirkt sich positiv auf die Verarbeitbarkeit aus.**

## 5.2 Festbetonprüfungsergebnisse

Die Ökobetonvarianten, sowohl B6 als auch IXAT, erreichen höhere Festigkeiten als der jeweilige Standardbeton. Die Vergleichsbetone, welche gewollt „schlecht“, schwach resistent und mit 100% Zementanteil konzipiert wurden, haben allesamt niedrigere Festigkeiten als der Standardbeton.

Bei den B6-Betonen hat die Betonsorte B63 die höchsten Druck- und Biegezugfestigkeiten. Diese B6-Ökovariante besteht aus 55% nicht C<sub>3</sub>A-freiem Zement, 30% Hüs, 10% inertem Ecofüller und zu 7,5% aus einem inerten Kalkstein-Mikrofüller.

Bei den IXAT-Betonen erreichen ähnliche Zusammensetzungen wiederum die höchsten Druck-(E70, E73, E74) und Biegezugfestigkeiten (E73, E74).

Die Zusammensetzungen dieser Sorten sind sehr ähnlich. Die verwendete Zementart der Betonsorten ist zwar unterschiedlich, der **Zementanteil aber mit 40 bzw. 50%** ähnlich. Ihr **Hüttensandanteil variiert zwischen 32,5 – 42,5%** und wirkt sich positiv auf die Festigkeitsbildung aus. Ebenso verfügen sie sowohl über einen **inerten Eco- als auch über einen inerten Mikrofüller in ihrer Zusammensetzung**. Dieses Ergebnis verlautet dass hydraulisch wirksame, an den festigkeitsbildenden C-S-H-Phasen mitwirkende, Mikrofüller weniger als inerte Eco- bzw. Mikrofüller zur Festigkeitssteigerung beitragen. Diese positive Eigenschaft der inerten Kalkstein- Eco- und Mikrofüller muss vermerkt werden. Dieses Ergebnis demonstriert ebenso die Wichtigkeit der Anwesenheit eines inerten Zwickelfüllers.

Kompariert man die Vergleichsbetone, mit 100% Zementanteil miteinander erkennt man dass die unterschiedlichen Zementarten keine Verschiedenheiten bezüglich der Druckfestigkeit nach 28 Tagen aufweisen. Die Unterschiede in der Festigkeit sind minimal. Der Beton mit nicht C<sub>3</sub>A-freiem Zement erreicht eine Druckfestigkeit von 55,4 N/mm<sup>2</sup> und der Beton mit C<sub>3</sub>A-freiem Zement 56,5 N/mm<sup>2</sup>. Das fehlende Aluminium, aufgrund des C<sub>3</sub>A-freien Zements im Beton vermindert die Festigkeit nicht. Die Anwendung von Eco- und Mikrofüller anstelle des Zements erweist sich als positiv und festigkeitssteigernd. Die Füllerwirkung eines inerten Kalksteins trägt mehr als zusätzliche Hydratationsprodukte der hydraulisch wirksamen Mikrofüller zur Festigkeitsbildung bei.

Die Betonsorte E67 hat ähnliche Bestandteile wie die Mischung E74. Der einzige Unterschied ist das E74 statt 60% Zement nur 50% hat und anstelle der 10% Zement einen inerten Kalkstein-Ecofüller. Der Beton mit dem Ecofüller erreicht eine 28-Tage-Druckfestigkeit von 79,9 N/mm<sup>2</sup>. Der Beton ohne Ecofüller erreicht nur Druckfestigkeiten von 61 N/mm<sup>2</sup>. Dieses Beispiel verdeutlicht die positive Wirkung des inerten Kalksteinmehls als Zwickelfüller.

Die erwähnten Betonsorten, mit den höchsten Festigkeiten, haben auch, nicht die kleinsten aber sehr niedrige W/B- und W/P-Werte. Zwei (E73 und E74) der drei genannten Sorten haben volumenbezogen die kleinsten W/P-Werte. Diese Tatsache verstärkt die Wichtigkeit der niedrigen volumenbezogenen Wasser/Bindemittel bzw. Wasser/Pulver-Werte für hohe Festigkeiten.

5.2.1 Korrelationen

Die Ergebnisse der Festigkeiten korrelieren nicht mit den Porositäten. Die Sorte E74, mit hohen Festigkeiten, hat zwar die niedrigste Gesamtporosität mit 18,0%, trotzdem ist kein Zusammenhang zwischen den Festigkeiten und Porositäten vorhanden. Miteinander korrelieren die Festigkeiten, nicht sehr stark aber, mäßig.

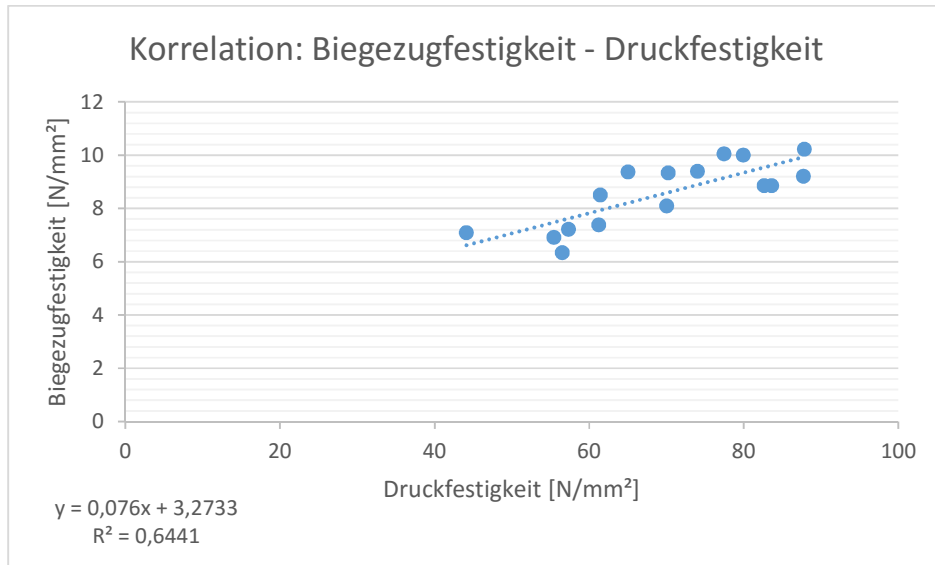


Abb.5.1: Korrelation Druckfestigkeit – Biegezugfestigkeit

Von den Eingangsparametern korrelieren nur die W/B- und W/P-Werte mit den Festigkeiten. Je kleiner diese physikalischen Kennwerte sind desto höhere Festigkeiten können erzielt werden. Mit den W/P-Werten korrelieren die Festigkeiten jedoch stärker und etwas unerwartet mit den massebezogenen W/P-Werten am stärksten.

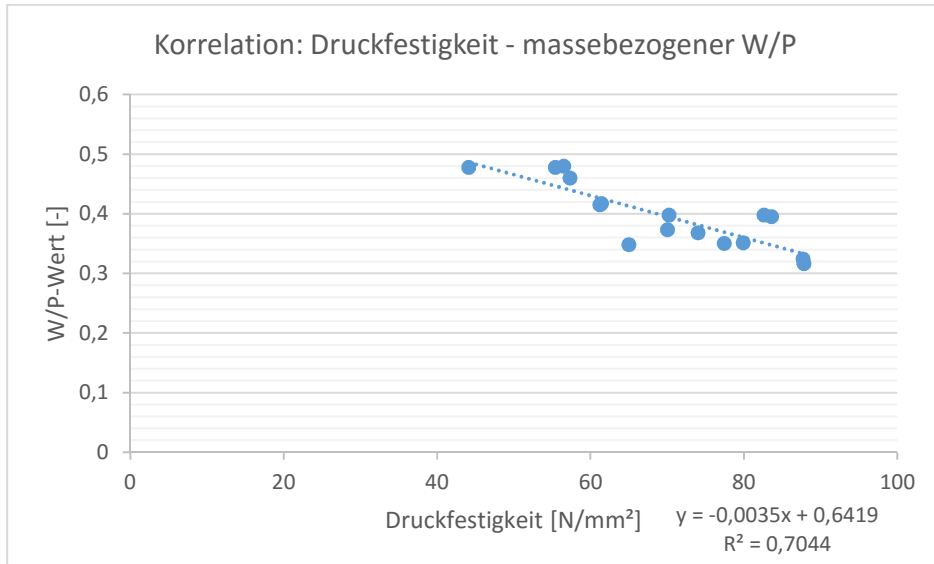


Abb.5.2: Korrelation Druckfestigkeit – W/Pm-Wert

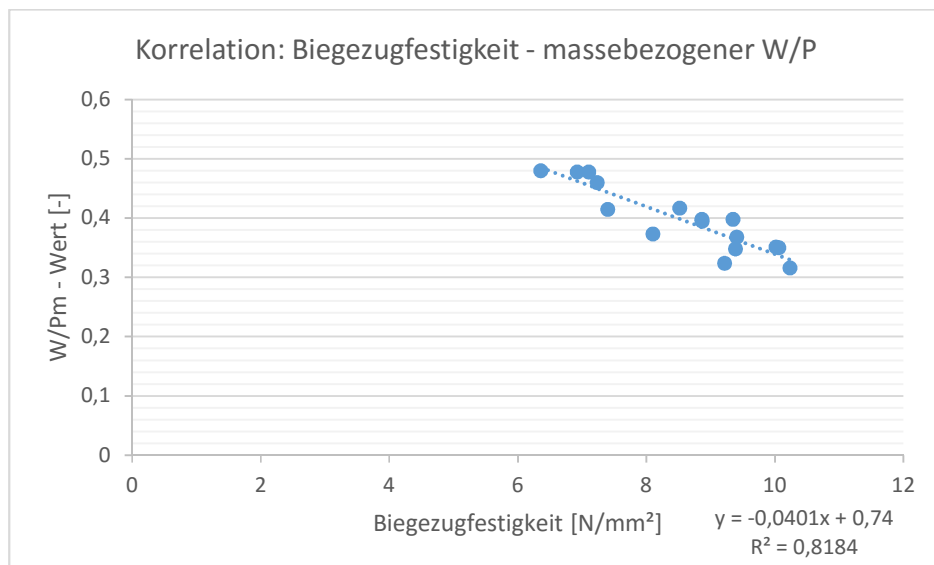


Abb.5.3: Korrelation Biegezugfestigkeit – W/Pm-Wert

Mit den restlichen Eingangsparametern korrelieren die Festigkeiten nicht. Einzig die Korrelation, Abbildung 5.4 mit dem Mehlkorngelalt, dem Gehalt im Beton mit einem Korndurchmesser  $<125\mu\text{m}$ , zeigt einen Zusammenhang. Die Korrelation ist mäßig, jedoch beeinflusst ein höherer Mehlkorngelalt im Beton unumstritten positiv die Festigkeitssteigerung. Weil umso größer der Mehlkorngelalt ist, desto mehr Zwischenräume können mit den kleinen Partikeln gefüllt und somit die Festigkeit des Betons erhöht werden. Ein wiederum zu hoher Mehlkorngelalt könnte wegen der Korngrößenverteilung auch negative Folgen mit sich ziehen.

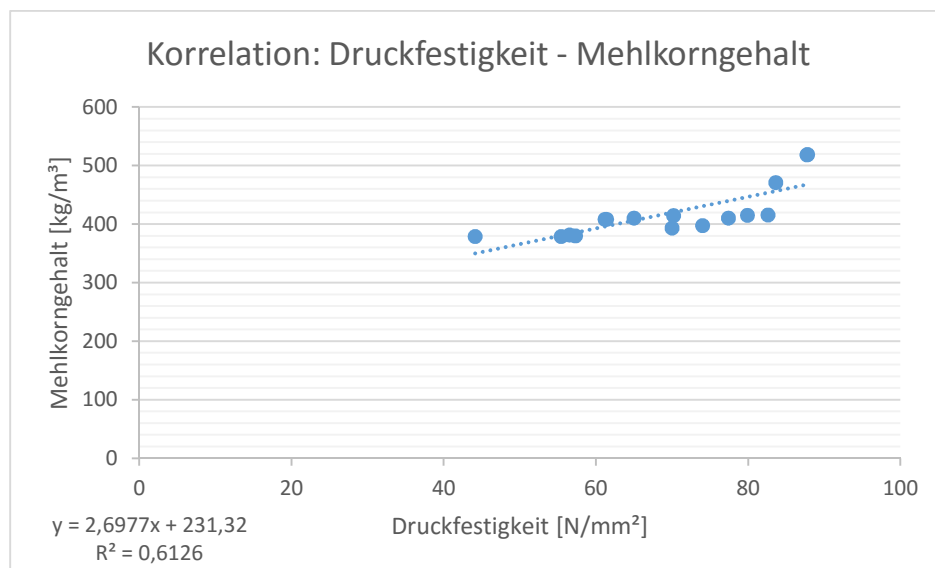


Abb.5.4: Korrelation Druckfestigkeit – Mehlkorngelalt

Zusammenfassend lässt sich sagen dass kleine W/P- und W/B-Werte festigkeitssteigernd sind. **Vor allem kleine W/P-Werte korrelieren stark mit hohen Festigkeiten. Demnach ist es viel bedeutender die Dichte des Gefüges durch Einsatz von inerten Füllern mit kleinen mittleren Korndurchmessern zu erhöhen als die zusätzliche Bildung von Hydratationsprodukten durch Einsatz hydraulisch wirksamer Mikrofüllern.**

## 5.3 Lösender Angriff

### 5.3.1 Ergebnisinterpretation

Beim lösenden Angriff durch verdünnte Essigsäure lösen sich unedle Metalle, wie z.B. Calcium, Magnesium, Eisen oder Zink unter Bildung wasserlöslicher Acetate und Freisetzung von Wasserstoff.

Der Beton wird durch schwache, meist organische oder starke, meist anorganische Säuren angegriffen. Beim lösenden Angriff wird primär der Zementstein angegriffen. Schwache Säuren lösen Calciumhydroxid  $\text{Ca(OH)}_2$  aus dem Zementstein. Starke Säuren hingegen greifen auch die C-S-H Phasen an.

Eine Verbesserung der Beständigkeit gegen lösenden Angriff ist mit der Senkung des Portlanditgehaltes verbunden. Durch Zusatz puzzolanischer Zusatzstoffe, die  $\text{SiO}_2$  enthalten und dadurch mit dem Portlandit  $\text{Ca(OH)}_2$  zusätzliche Calciumsilicathydrate (C-S-H-Phasen) bilden, kann jene Beständigkeit verbessert werden. Ebenso durch Zugabe des Hüttensandes, der durch alkalische Anreger zwar kalziumärmere, aber dennoch festigkeitsbildende Phasen bildet, und dem dadurch kleineren Anteil des Portlandits im Gefüge kann die Beständigkeit verbessert werden.

Folgende Punkte sind für die Erhöhung der Beständigkeit gegen lösenden Angriff wichtig:

- Niedrige W/B- und W/P-Werte
- Verwendung von Eco- und Mikrofüller,
  - zur Erhöhung der Packungsdichte
  - um dem Portlandit  $\text{Ca(OH)}_2$  den benötigten silikatischen Reaktionspartner für die Bildung von C-S-H-Phasen zur Verfügung zu stellen
- Zementsubstitution durch Hüttensand, weil dessen calcium-, damit auch Portlandit-ärmere Hydratationsprodukte der Säure resistent sind.
- Durch Fließmittelzugabe wird der Wassergehalt im Beton zusätzlich gesenkt

In Kapitel 4.4 sind die Ergebnisse der Essigsäureprüfung nach ÖNORM B4710-1:2007 [27]. In den dortigen Diagrammen kann man erkennen dass die ökologisch optimierten Betonzusammensetzungen beständiger als die Standard- und Vergleichsbetone gegenüber lösenden Angriff sind. Bei den B6-Betonen sind die beiden Ökobetone B61 und B63 beständiger als der Standardbeton B64. Bei den IXAT-Betonen erreichen ebenfalls alle Ökobetone höhere Beständigkeiten als der Standardbeton E65. Als widerstandsfähigste Zusammensetzung kann E81 betitelt werden.

### 5.3.2 Urteil über die verwendeten Zusatzstoffe

Bei den B6-Betonen sind beide Ökobetone resistenter als der Standardbeton E65. Auch die Ökovarianten der IXAT-Klasse sind dem lösenden Angriff resistenter als ihr Standardbeton.

Bei den B6-Betonen haben die widerstandsfähigsten Sorten folgende Zusammensetzungen:

- B61: 70%-C<sub>3</sub>A-freier Zement, 10%-Hüttensand, 15%-inertes Kalkstein-Ecofüller, 5% inertes Kalkstein-Mikrofüller,
- B63: 55% - nicht C<sub>3</sub>A-freier Zement, 30%-Hüttensand, 10%-inertes Kalkstein-Ecofüller, 5%-inertes Kalkstein-Mikrofüller.

In der IXAT-Klasse ist E81 die widerstandsfähigste Konstellation mit folgender Zusammensetzung:

- E81: 40% - nicht C<sub>3</sub>A-freier Zement; 42,5%-Hüttensand; 10%-inertes Kalksteinmehl-Ecofüller; 7,5%-Zeolith-Mikrofüller.

Die Zementsubstitution durch Hüttensand wirkt sich, wie erwartet, positiv auf die Beständigkeit gegen lösenden Angriff aus. Grund für die höhere Beständigkeit von Betonsorten mit Hüs-Anteil sind die, im Vergleich zum Zement, kalziumärmeren C-S-H-Phasen, die der Hüttensand durch alkalische Anregung bildet. Dadurch fehlt der Essigsäure der Reaktionspartner um die lösenden Produkte zu bilden.

Die Verwendung von Kalksteinmehl sollte sich negativ auswirken, da durch dessen Anwesenheit der Säure mehr Angriffsmaterial geboten wird. Das Kalksteinmehl dient aber auch als Zwickelfüller. Die beständigsten Sorten beinhalten den Kalksteinmehl-Ecofüller. Die positive Zwickelfüllerfunktion übertrifft den negativen Kalzium-Beitrag des inerten Ecofüllers aus Kalkstein.

Die drei genannten, beständigsten Betonsorten beinhalten alle einen Mikrofüller. Bei den IXAT-Betonen wurden Betone mit verschiedensten Mikrofüllern hergestellt. Deswegen kann dem zeolithischen Mikrofüller die beste Mikrofüller-Wirkung zugeschrieben werden. Zeolithe haben, wegen ihrer großen inneren Oberfläche, große Reaktionsfähigkeit.

Zusammenfassend wirken sich folgende Zusatzstoffe positiv auf die Beständigkeitserhöhung gegen lösenden Angriff aus:

- Zementsubstitution durch Hüttensand
- Verwendung eines inerten, mit kleineren mittleren Korndurchmessern als der Zement, Kalksteinmehl-Ecofüller als Zwickelfüller
- Verwendung von silikatischen und auch von hydraulisch bzw. puzzolanisch wirksamen Mikrofüllern um das Portlandit im Gefüge zu binden und somit der Säure den Reaktionspartner zu entziehen.

5.3.3 nicht C<sub>3</sub>A-freier Zement oder C<sub>3</sub>A-freier Zement

Die nächsten Diagramme widmen sich den verwendeten Zementarten. Da beim treibenden Angriff ein C<sub>3</sub>A-freier Zement Beständigkeitserhöhungen liefert wurden auch Ökobetone mit C<sub>3</sub>A-freiem Zement konzipiert. Wie sich der C<sub>3</sub>A-freie Zement auf den lösenden Angriff auswirkt ist in den folgenden Abbildungen 5.5 a,b,c sichtbar. Verglichen werden die Betonsorten mit 100% Zementanteil um den Einfluss der anderen Zusatzstoffe auszuschließen.

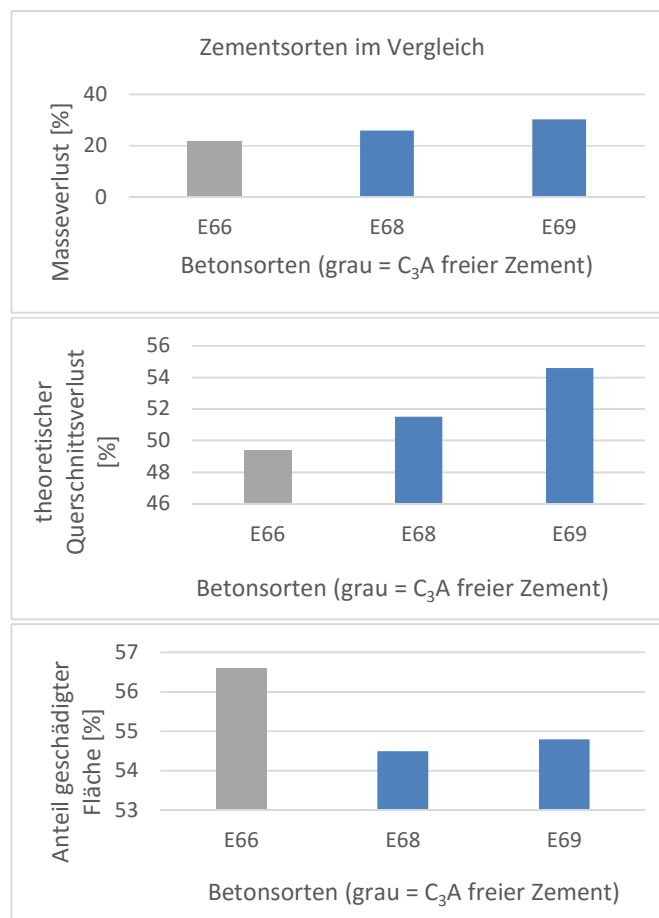


Abb.5.5 a,b,c: Zementsorten im Vergleich

Der graue Balken ist eine Betonsorte mit C<sub>3</sub>A-freiem Zement. Die zwei blauen Balken sind Betone mit jeweils 100% nicht C<sub>3</sub>A-freiem Zement. Die obigen Abbildungen 5.5 a,b,c veranschaulichen bezüglich des Masse- und Querschnittsverlustes eine Verbesserung der Beständigkeit durch Gebrauch des C<sub>3</sub>A-freien Zements. Im Unterschied dazu ist der Anteil geschädigter Fläche, mit pH-Wert < 9, bei der Betonsorte mit C<sub>3</sub>A-freiem Zement größer als bei den Sorten mit Normalbeton.



**Der C<sub>3</sub>A-freie Zement hat einen größeren Anteil geschädigter Fläche weil das Aluminium, welches hier eben nicht vorhanden ist, eine hohe Säurepufferkapazität hat und die Senkung des pH-Wertes damit erschwert.**

Die Sorte E81 mit der höchsten Beständigkeit gegenüber lösenden Angriffen beinhaltet nicht C<sub>3</sub>A-freien Zement und hat die niedrigsten Verluste. Es gibt keine chemische Erklärung für eine bessere Resistenz eines C<sub>3</sub>A-freien Zements, im Vergleich zum nicht C<sub>3</sub>A-freien Zement, gegen lösenden Angriff.

Deshalb kann kein Urteil über die Zementart gemacht werden.

5.3.4 Inerter Kalksteinmehl-Mikrofüller statt Zement

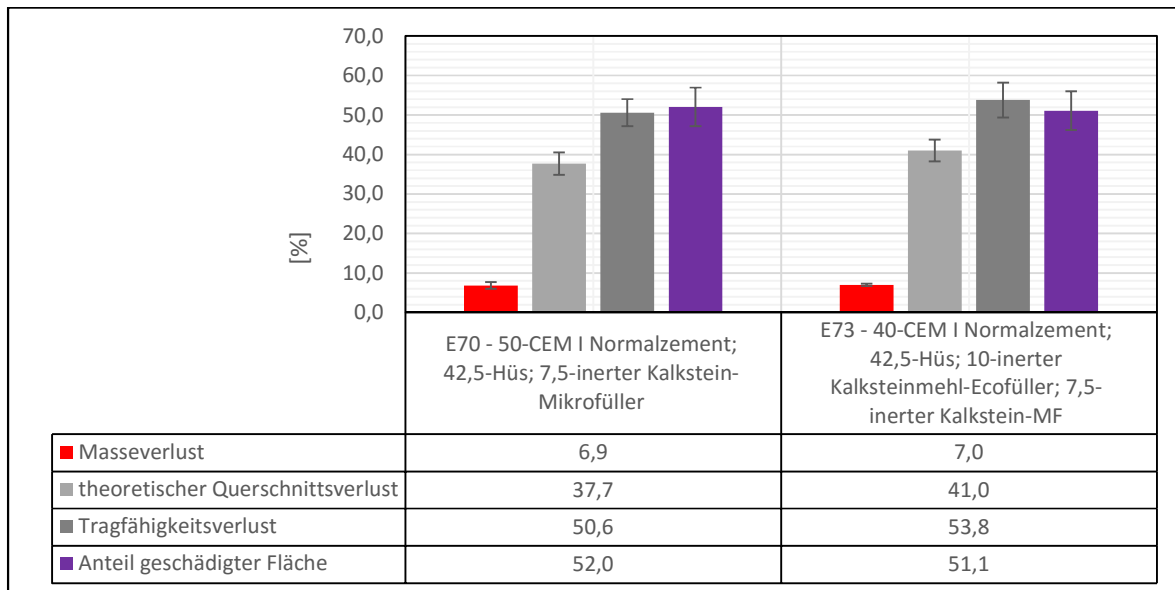


Abb.5.6: 10% Kalksteinmehl statt Zement 1

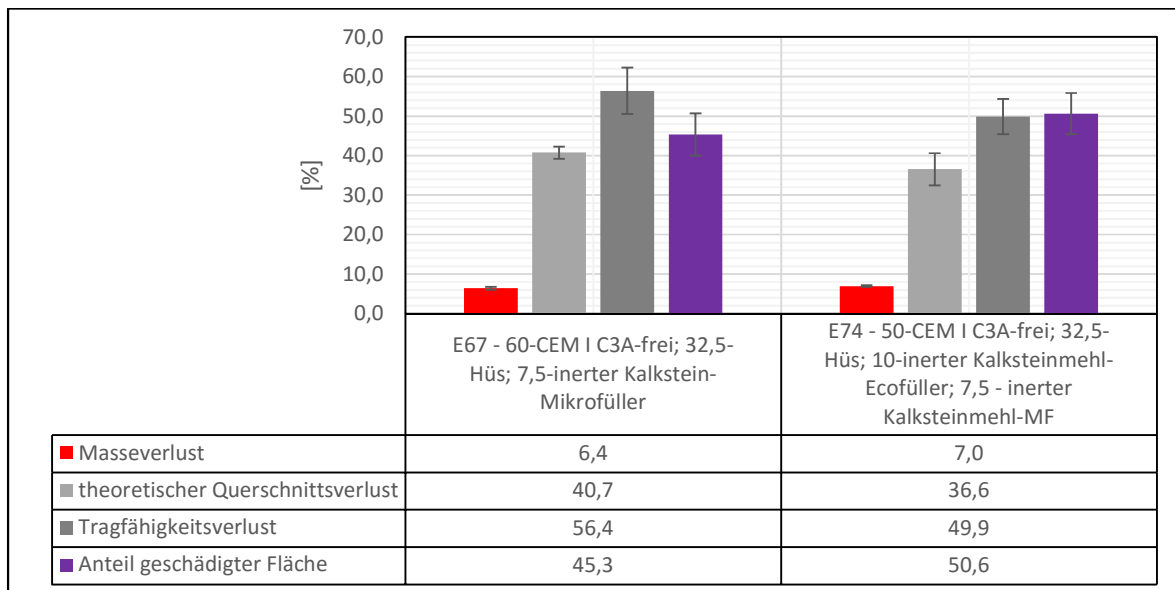


Abb.5.7: 10% Kalksteinmehl statt Zement 2

Die obigen Abbildungen 5.6 und 5.7 veranschaulichen dass die Zugabe des Kalksteinmehls zu keiner Verbesserung der Beständigkeit gegen lösenden Angriff führt. Das Kalksteinmehl wird ebenfalls von der Säure angegriffen. Die Anwendung eines Kalksteinmehls ist trotz der obigen Ergebnisse sinnvoll, da der mittlere Korndurchmesser  $d_{50}$  des Mehls kleiner als der Zementkorndurchmesser ist und durch seine Anwesenheit das Gefüge verdichtet wird.

5.3.5 Mikrofüller Vergleich

Um die Mikrofüller zu beurteilen wurde das nachfolgende Diagramm, wo vier idente Mischungen verglichen werden, erstellt. Der Unterschied in der Zusammensetzung der Betonsorten ist lediglich die Wahl der Mikrofüller.

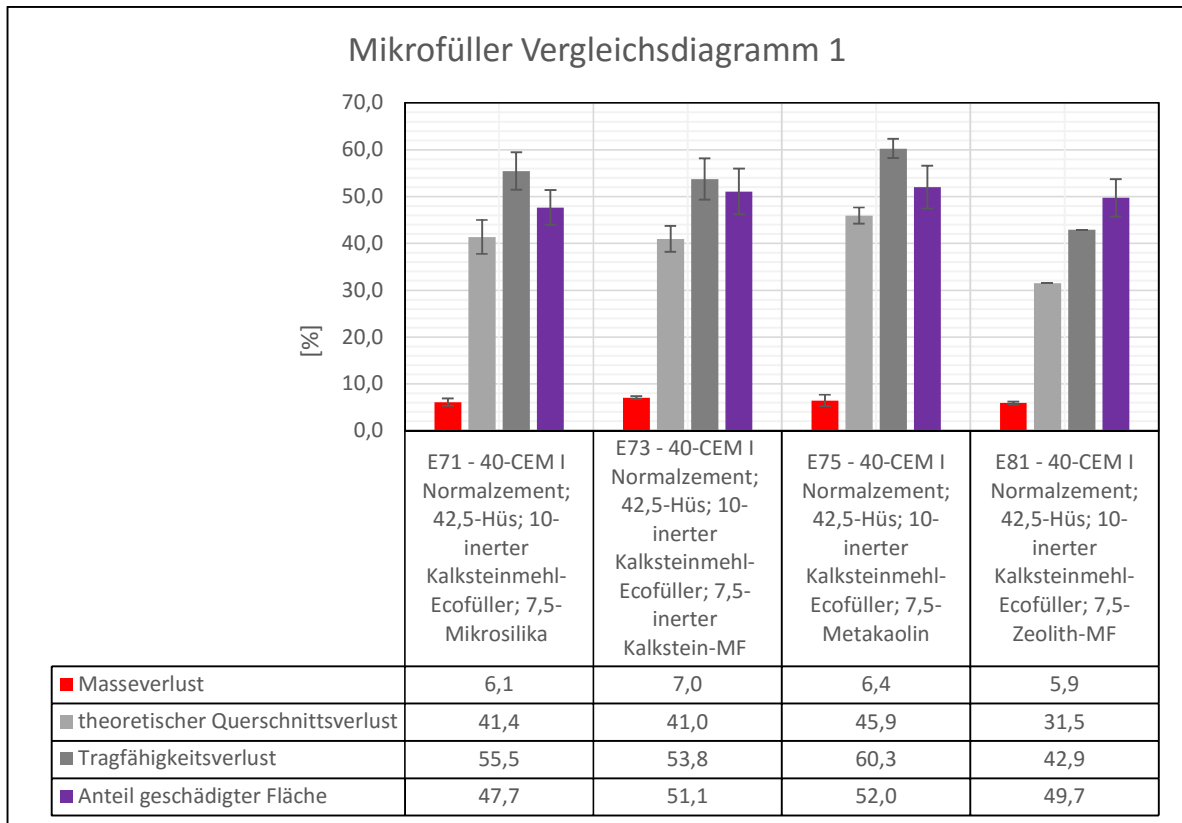


Abb.5.8: Mikrofüller Diagramm 1

Die niedrigsten Verluste, somit am beständigsten, ist die Sorte E81. Diese Mischung hat einen hydraulisch wirksamen zeolithischen Mikrofüller in seiner Zusammensetzung. Die drei Sorten mit puzzolanischen Mikrofüllern sind, bezüglich des Masseverlustes, beständiger als der Kalkstein-Mikrofüller. Die Betonsorte mit dem inerten Kalksteinmehl als Mikrofüller hat den größten Masseverlust. Das Kalksteinmehl bietet der Essigsäure zusätzliches Angriffsmaterial. Dennoch sind alle in Abbildung 5.8 aufgezeigten Betonsorten beständiger als der Standardbeton der IXAT-Klasse.

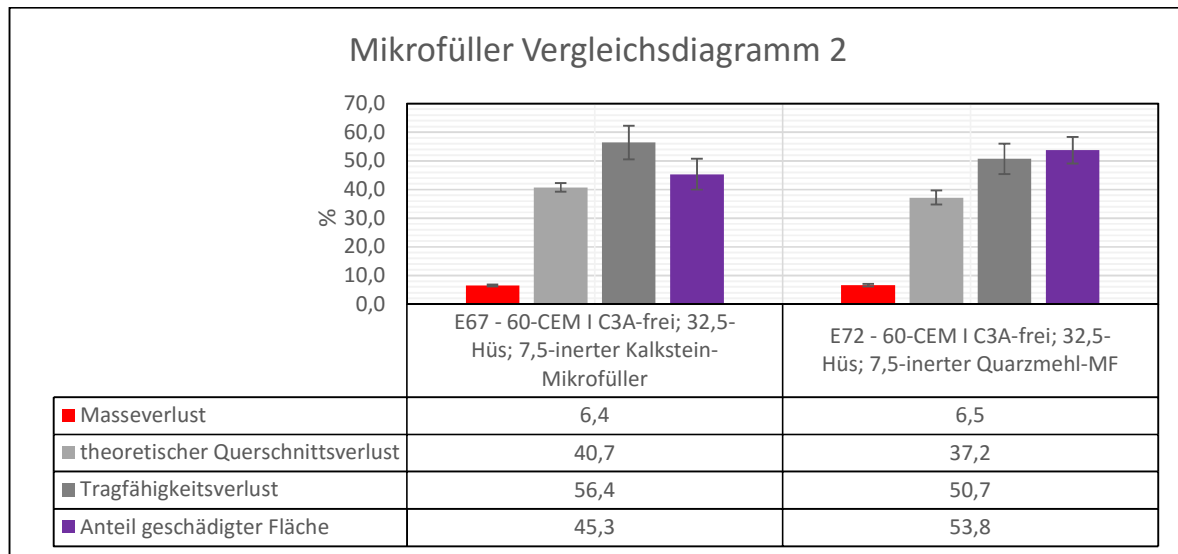


Abb.5.9: Mikrofüller Diagramm 2

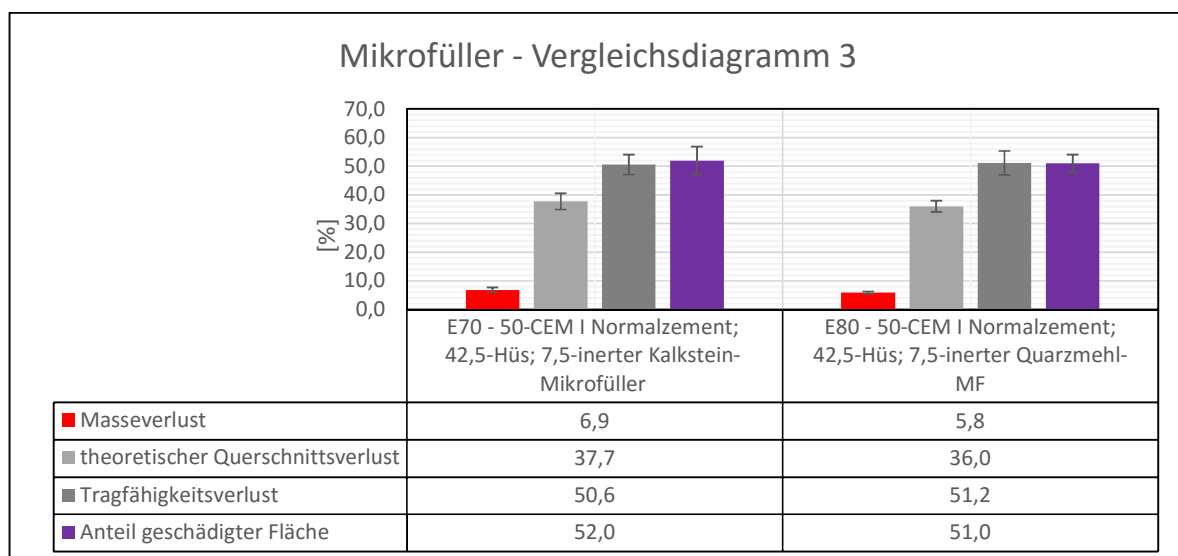


Abb.5.10: Mikrofüller Diagramm 3

In den obigen Diagrammen Abbildung 5.9 und 5.10 werden die zwei inerten Mikrofüller verglichen. In der Abbildung 5.9 verhalten sich die Betone mit unterschiedlichen Mikrofüllern ähnlich. Lediglich der Anteil der geschädigten Fläche ist beim Beton mit Quarzmehl-Mikrofüller höher. In Abbildung 5.10 sind die Verluste der zwei angeführten Betonsorten ähnlich. Die Ergebnisse des Betons mit Quarzmehl sind minimal besser als die des Betons mit Kalkstein-Mikrofüller.

Hydraulisch wirksame Mikrofüller sind dem lösenden Angriff beständiger als inerte Mikrofüller weil sie das Portlandit binden und dadurch der Säure den Hauptreaktionspartner entziehen. Die besten Ergebnisse liefert der zeolithische Mikrofüller, mit großer innerer Oberfläche und hoher Reaktionsfreude. Metakaolin und Mikrosilika liefern ähnliche Ergebnisse.

### 5.3.6 Urteil über die physikalischen Eingangsparameter

Die Korrelationen zwischen den Verlusten durch lösenden Angriff und den geprüften Festigkeiten sind sehr schwach und nicht erwähnenswert.

Nachfolgend werden die Korrelationen mit den Eingangsparametern aufgezeigt. Zuerst werden die Korrelationen der Verluste gegenseitig aufgezeigt. Die Abbildungen 5.11 a,b zeigen die Stärke der Korrelation zwischen Masse- und theoretischem Querschnittsverlust. Der Korrelationsfaktor ist hoch und ein Zusammenhang der Ergebnisse ist ohne Zweifel vorhanden. In Abbildung 5.11b ist aber die Punktwolke bei 5-8% Masseverlust und 30-50% theor. Querschnittsverlust zu erkennen. Diese Punkte sind die Ökobetone der IXAT-Serie. Die drei anderen Punkte in der Abbildung 5.11b sind die Vergleichsbetone. Die Punktwolke offenbart dass die Korrelation der Verluste eher mäßig ist. Die restlichen Verluste korrelieren analog und mit ähnlicher Stärke untereinander, werden hier nicht abgebildet da sie nichts zu den Erklärungen der Ergebnisse beitragen. Die Parameter Masseverlust, theoretischer Querschnittsverlust und Tragfähigkeitsverlust korrelieren untereinander mäßig. Eine Analogie der Ergebnisse wird dennoch vermerkt. Die einzige Auffälligkeit bei den Verlusten ist dass der Anteil der geschädigten Fläche nicht so stark mit den anderen Faktoren korreliert.

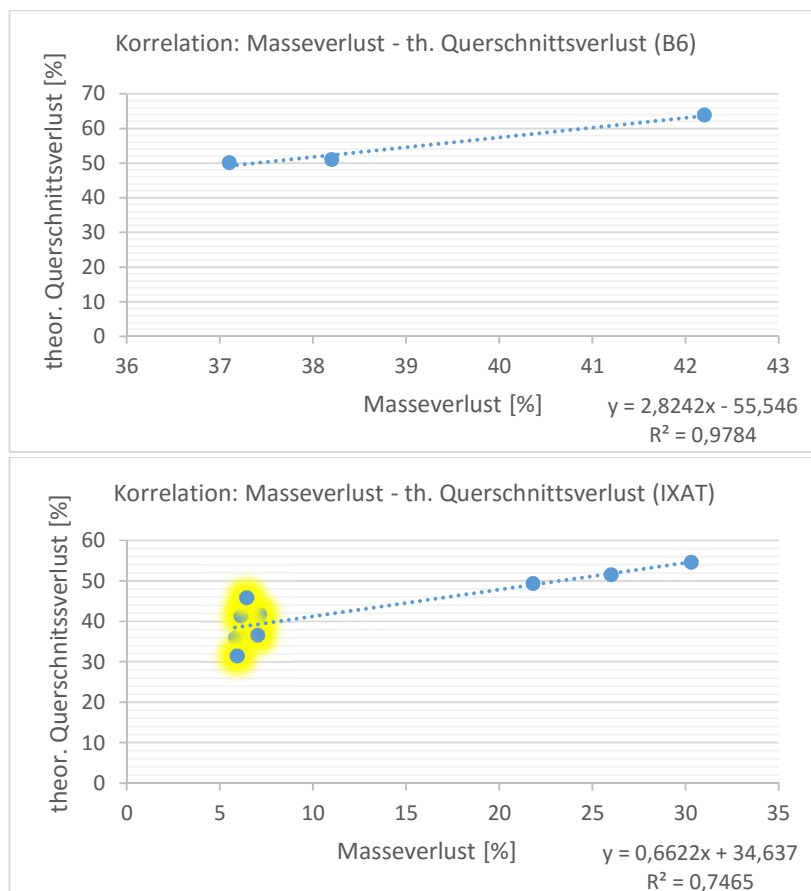


Abb.5.11a,b: Korrelation Masseverlust – theoretischer Querschnittsverlust

Die nächsten Abbildungen versuchen den Zusammenhang zwischen den physikalischen Eingangsparametern und den Verlusten aufzuklären.

Die Abbildungen zeigen die Korrelationen des Masseverlustes mit den Eingangsparametern. Alle Korrelationen zwischen den Verlusten beim lösenden Angriff und den Eingangsparametern wurden gesucht und die Diagramme befinden sich im Anhang A1. Wie erwähnt folgen nun die Korrelationen des Masseverlustes, der als Stellvertreter der Ergebnisse des lösenden Angriffs fungiert, mit den physikalischen Eingangsparametern.

Niedrige W/B und W/P-Werte sind Signale für einen geringen Kapillarporenanteil. Ein niedriger Kapillarporenanteil ist wichtig für die Beständigkeit. Mit niedrigen W/B und W/P-Werten steigt die Packungsdichte. Die genannten Eingangsparameter sind sowohl masse- als auch volumenbezogen angegeben. Von den vier Werten (W/Bm; W/Bv; W/Pm; W/Pv) korreliert der Masseverlust am stärksten mit dem volumenbezogenen W/P-Wert, siehe Abbildung 5.12 a,b. Niedrige volumenbezogene W/P-Werte sind wichtig für eine hohe Packungsdichte und die damit verbundene hohe Beständigkeit gegen lösenden Angriff.

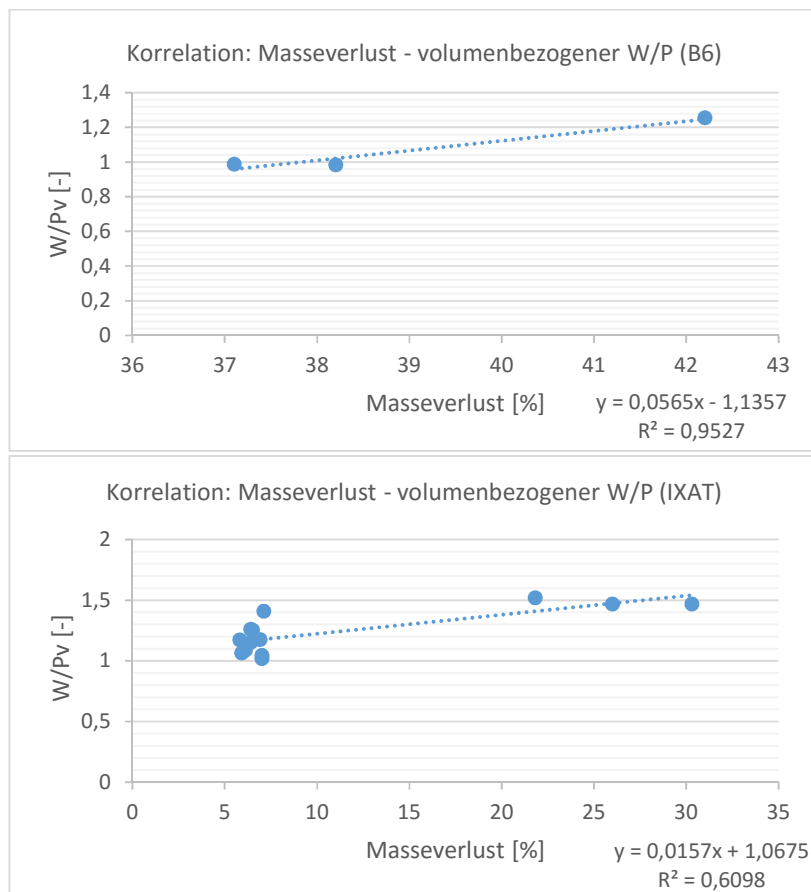


Abb.5.12 a,b: Korrelation Masseverlust – W/Pv-Wert

Die Tatsache dass der volumenbezogene W/P-Wert besser als die anderen physikalischen Eingangsparameter mit den Ergebnissen korreliert demonstriert zum Einen die größere Relevanz des Wasser/Pulver-Wertes im Vergleich zum Wasser/Bindemittel-Wert. Ebenso lässt das Ergebnis die Wichtigkeit des physikalischen Widerstandes und der volumenbezogenen Parameter erkennen. Ein niedriger volumenbezogener W/P-Wert ist die größte Gewähr, aus physikalischer Sicht, für eine hohe Beständigkeit.

Umso höher der Zementgehalt pro  $\text{m}^3$  ist desto mehr Angriffsmaterial wird den Säuren gegeben. Mit dem Zementgehalt korreliert der Masseverlust stark, Abbildung 5.13. Je größer der Zementgehalt pro  $\text{m}^3$  Beton ist desto höher ist der Masseverlust. Die Ökobetone und der Standardbeton der IXAT-Betone haben sehr niedrige Masseverluste.

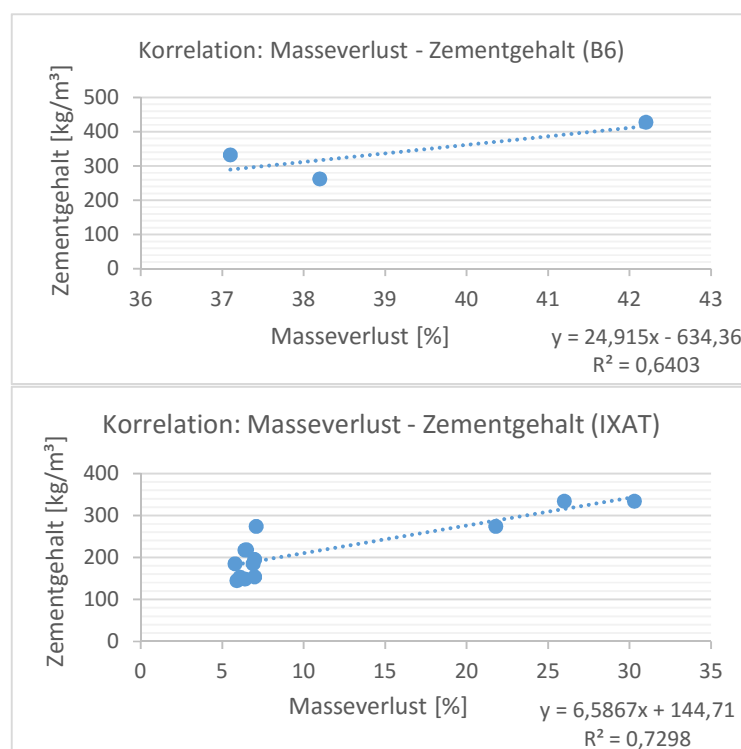


Abb.5.13 a,b: Korrelation Masseverlust – Zementgehalt

Der Korrelationsfaktor lässt eine starke Korrelation vermuten. Dennoch beweist uns die Punktwolke bei den IXAT-Betonen im Diagramm 5.13b das bei variierendem Zementgehalt zwischen 145 - 274  $\text{kg}/\text{m}^3$  der Masseverlust sehr ähnlich, zwischen 5 und 8%, bleibt. Niedrige Zementgehalte sind trotzdem bedeutend für hohe Resistenz gegen lösenden Angriff.

Auch der Mehlkorngelalt korreliert, laut Korrelationsfaktor, mit den Masseverlusten.

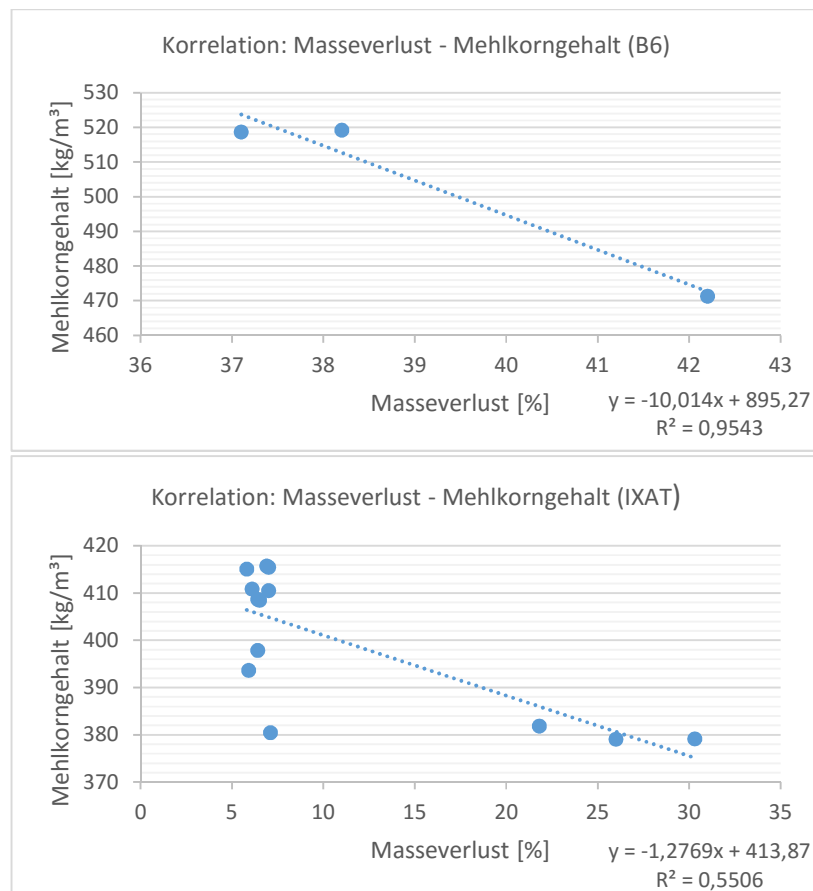


Abb.5.14 a,b: Korrelation Masseverlust – Mehlkorngelalt

Der Mehlkorngelalt korreliert, ähnlich wie der Zementgelalt, mäßig mit den Verlusten. Auch hier ist die Punktelolke eindeutig sichtbar. Zumindest kann ein Zusammenhang des Mehlkorngelaltes mit dem Masseverlust vermerkt werden. Die restlichen Eingangsparameter (Leim- und Gesteinskörnungsvolumen) korrelieren nicht mit dem Masseverlust.

Generell sind die Korrelationen nicht so stark weil der Widerstand gegen lösenden Angriff von mehreren Parametern abhängt und kein Kriterium alleine so starken Einfluss auf die Resistenz haben kann. Zusammenfassend lässt sich über die physikalischen Eingangsparameter Folgendes sagen:

- niedriger volumenbezogener W/P-Wert,
- niedriger Zementgelalt und ein
- hoher Mehlkorngelalt

haben positiven Einfluss auf die Beständigkeit gegenüber lösenden Angriff.



## 5.4 Treibender Angriff

In Kapitel 4.5 sind die Dehnungskurven der Betonsorten abgebildet. Folgend werden kurz die möglichen schädlichen Treibreaktionen zusammengefasst.

### *Ettringit*

Ettringit bildet sich durch die Reaktion eines Sulfats mit den Al-haltigen Phasen des Zements. Die Volumenzunahme durch Bildung des Ettringits ist viel größer als jene durch Bildung von Gips. In der Literatur finden sich unterschiedliche Theorien zum Schädigungsablauf des Ettringits. Einerseits kommt es durch den Kristallisationsdruck zu Treiberscheinungen. Einige Autoren vermuten einen Quelldruck, der durch die massive Adsorption des Wassers vom Ettringit, ausgeht.

### *Gips*

Das nicht gebundene Portlandit reagiert mit dem Sulfat und bildet Gips.

### *Thaumasit*

Zum Thaumasit gibt es auch keine einheitliche Meinung zum Entstehungsvorgang und Schädigungsmechanismus. Der Thaumasit hat Silikate in seiner Zusammensetzung. Das ist der wesentliche Unterschied zum Al-haltigen Ettringit. Ebenso braucht der Thaumasit Karbonat um gebildet zu werden. Das Karbonat kann von karbonatischen Gesteinskörnungen oder durch Kontakt mit CO<sub>2</sub> kommen. Das Silikat wird den C-S-H-Phasen entnommen. Laut der Woodfordit-Route wird zuerst Ettringit gebildet und danach das Aluminium im Ettringit durch Silikate ersetzt. Ein weiterer möglicher Entstehungsvorgang ist die direkte Reaktion der Silikate aus den C-S-H-Phasen mit dem Sulfat. Die Mehrheit der recherchierten Literatur behauptet dass sich Thaumasit nur bei niedrigen Temperaturen bilden kann und dass die entstehenden Produkte keine Treiberscheinungen hervorrufen können.

Um die Beständigkeit eines Betons gegenüber treibenden Angriffen zu erhöhen, wird versucht den Kapillarporenanteil zu minimieren um den Sulfationen somit den Reaktionsweg zu verhindern. Erreicht wird das durch Zugabe von

- Fließmittel, um den Wasseranteil gering zu halten
- Stoffen mit kleineren mittleren Korndurchmessern als der Zement um die Packungsdichte zu erhöhen
- C<sub>3</sub>A-freiem Zement um das Ettringit-bildende Aluminium zu vermeiden
- hydraulisch wirksamen Mikrofüllern um zusätzliche C-S-H-Phasen mit dem Portlandit zu bilden und so der Gipsbildung vorzubeugen.
- Der Hüttensand besitzt, neben der Bildung der kalziumärmeren Festigkeitsprodukten, auch noch die, für den treibenden Angriff positive Eigenschaft, Aluminium zu binden.

Die Wiegungen der Prüfkörper wurden nicht in die Ergebnisse miteinbezogen, da die Massezunahmen mit durchschnittlich 0,5% nach 238 Tagen sehr minimal sind. Ebenso wenig Aussagekraft haben die pH-Wert- und Leitfähigkeits-Messungen.

#### 5.4.1 Ergebnis der B6-Betone

Nach den Kriterien des SVA-Verfahrens sind alle drei B6-Betone dem treibenden Angriff beständig. Die Dehnungen der Prüfkörper erreichen nach 91 Tagen nicht die kritische 0,5mm/m – Marke und sind demnach beständig. Bereits zu Beginn der Prüfung war klar dass die Betone nicht bereits nach 91 Tagen die kritische Dehnung erreichen, da das angewendete Prüfverfahren eigentlich für die Prüfung von Mörtelflachprismen vorgesehen ist. Die Lagerungszeit der Prüfkörper betrug 315 Tage.

Die Betonsorte B61 (70%-C<sub>3</sub>A-freier Zement, 10%-Hüs, 15%-inertes Ecofüller, 7,5% inertes Kalksteinmikrofüller) ist nach 91 Tagen (Kriterium des SVA-Verfahrens) dem treibenden Angriff noch beständig.

Langfristig beobachtet ist die Betonsorte aber unbeständig. Da C<sub>3</sub>A-freier Zement verwendet wurde, muss von einer Gipsbildung ausgegangen werden. Dr. Mittermayr meint der Dehnungsverlauf ist ein typischer Gipsbildung-Verlauf, da die Kurve nicht plötzlich gestiegen ist, was bei einer Ettringitbildung der Fall wäre, sondern kontinuierlich wächst.

Die Sorte B64 (Standardbeton der B6-Klasse) mit 100% C<sub>3</sub>A-freiem Zement ist dauerhaft ebenfalls nicht beständig und zeigt einen ähnlichen Dehnungsverlauf wie die Sorte B61. Die Dehnungen des B64 sind ein bisschen größer als jene des B61. Grund für die größeren Dehnungen ist der größere Zementgehalt und der fehlende Hüttensand im Vergleich zum B61.

Die Sorte B63 (55%-nicht C<sub>3</sub>A-freier Zement, 30%-Hüs, 10%-inertes Ecofüller, 5%-inertes Mikrofüller) beinhaltet Zement mit Aluminatgehalt und ist dem treibenden Angriff beständig. In der Abbildung 4.24 erkennt man Dehnungen, jedoch überschreiten diese nicht die 0,5mm/m Marke und die Sorte ist somit dauerhaft beständig. Hier kommt es anscheinend zu keiner Gipsbildung, diese Tatsache ist mit dem Hüttensandanteil in der Zusammensetzung zu erklären. Einerseits bindet der Hüttensand Aluminate und beugt somit einer Ettringitbildung vor und andererseits sind die kalziumärmeren Verbindungen positiv für eine Erhöhung der Beständigkeit gegen Gipsbildung. Die Ergebnisse der B6-Betone sagen Folgendes über die Zusammensetzung aus.

- C<sub>3</sub>A-freier Zement ist kein Garant auf Beständigkeit gegen treibenden Angriff, da die Gipsbildung durch Einsatz eines C<sub>3</sub>A-freien Zements nicht ausgeschlossen wird.
- Gips ist im Vergleich zum Ettringit die gefährlichere Treibreaktion
- Hüttensand hat zwei positive Eigenschaften:
  - Er bindet Aluminate (positive für die Beständigkeit gegen Ettringitbildung)
  - Kalziumärmere Zusammensetzung (positiv für die Beständigkeit gegen Gips)

#### 5.4.2 IXAT-Betone

13 verschiedene Zusammensetzungen wurden für die Prüfung der Beständigkeit gegen treibenden Angriffs konzipiert und dem SVA-Verfahren ausgesetzt. Auch hier sind alle Beton, nach den Kriterien des SVA-Verfahrens, dem treibenden Angriff beständig.

Beim Standardbeton E65 (82%-C<sub>3</sub>A-freier Zement, 18%-Hüs) kommt es zu Treiberscheinungen. Obwohl die Sorte C<sub>3</sub>A-freien Zement enthält ist sie dem treibenden Angriff nicht dauerhaft beständig. Die Ursache des Treibens ist vermutlich Gipsbildung.

Die Sorte E66 mit 100% C<sub>3</sub>A-freiem Zement in der Zusammensetzung, ist dem treibenden Angriff auch nicht beständig. Der Dehnungsverlauf ist jenem des Standardbetons ähnlich, die Dehnungen sind aber ein bisschen intensiver im Vergleich zum Standardbeton. Die kleineren Dehnungen des Standardbetons können mit seinem Hüttensand- und dem dadurch kleineren Zementanteil begründet werden.

E68 und E69 sind Vergleichsbetone mit 100% nicht C<sub>3</sub>A-freiem Zement in ihrer Zusammensetzung. Beide Sorten treiben und sind dem Angriff nicht dauerhaft beständig. Auch nach Absprache mit Dr. Mittermayr konnten die Dehnungen nicht mit 100%iger Sicherheit durch eine Ettringitbildung der Aluminatphasen erklärt werden. Auch hier kann sich Gips gebildet haben. Die Sorte E68 unterscheidet sich nur durch die Zugabe eines LPB zur Sorte E69. Die Dehnungen der Sorte E68 mit LPB sind signifikant kleiner. Somit kann die Zugabe eines LPB als positiv, bezüglich der Beständigkeit gegen treibenden Angriffs, vermerkt werden.

- Betonsorten mit 100% Zementanteil (C<sub>3</sub>A-frei oder nicht C<sub>3</sub>A-frei) sind dem treibenden Angriff nicht dauerhaft beständig.
- Die Zugabe eines LPB wirkt sich positiv auf die Beständigkeit gegen treibenden Angriff aus.

Die Dehnungen der Sorte E67 (60%-C<sub>3</sub>A freier Zement, 32,5%-Hüs, 7,5% inerter Kalksteinmikrofüller) sind mit ca. 0,4 mm/m noch unter der kritischen Markierung, dennoch muss die Sorte als nicht dauerhaft beständig bezeichnet werden. Der C<sub>3</sub>A-freie Zement ist wiederum kein Garant für eine Beständigkeit. Die Dehnungen sind kleiner als die des Standardbetons. Die Sorte beinhaltet 32,5% Hüttensand und damit um 14,5% mehr Hüttensand als der Standardbeton. Die kleineren Dehnungen werden mit dem größeren Hüs-Gehalt begründet.

Die Sorte E70 (50%-nicht C<sub>3</sub>A-freier Zement, 42,5%-Hüs, 7,5% inerter Kalksteinmikrofüller) ist dem treibenden Angriff dauerhaft beständig. Bei dieser Sorte sind keine Dehnungen ersichtlich. Obwohl E70 Aluminium-haltigen Zement in seiner Zusammensetzung beinhaltet reicht der Anteil anscheinend nicht um Ettringit zu bilden. Ein Gipstreiben tritt ebenfalls nicht auf. Der hohe Hüttensandanteil wirkt sich positiv aus. Die positive Eigenschaft des inertes Kalkstein-Mikrofüllers die Zwickel zu füllen, ist effizienter als sein negatives Merkmal mit dem Sulfat Gips zu bilden.

- Umso kleiner der Zementgehalt ist, desto kleiner sind die Dehnungen der Betone. Die Sorte E70 hat nur 50% Zement in seiner Zusammensetzung und ist dem treibenden Angriff dauerhaft beständig. Bei der Sorte E67, mit 10% mehr Zement als E70 sind Dehnungen sichtbar.
- Bei hohem Hüttensandgehalt ist auch ein Aluminium-haltiger Beton dem treibenden Angriff resistent, weil der Hüttensand das Aluminium bindet.

Die Dehnungen (0,25mm/m nach 315 Tagen) der Sorte E71 sind unter der kritischen Marke, aber dennoch höher als die Dehnungen der vergleichbaren Sorten E73, E75, E81.

E73, E75 und E81 (jeweils 40%- nicht C<sub>3</sub>A-freier Zement, 42,5%-Hüttensand, 10%-inertes Ecofüller, 7,5% unterschiedliche Mikrofüller), die sich bezüglich der Zusammensetzung nur in der Mikrofüllerwahl unterscheiden, verzeichnen keine Dehnungen. Beim E71 wurde ein Mikrosilika als Mikrofüller verwendet. Die anderen Betonsorten haben Metakaolin, inerten Kalkstein oder Zeolith als Mikrofüller. Demnach ist das Mikrosilika der unbeständigste Mikrofüller bezüglich treibenden Angriffs.

Bei der Sorte E72 (60%-C<sub>3</sub>A freier Zement, 32,5%-Hüs, 7,5%-inertes Quarzmehl-Mikrofüller) kommt es trotz Zementsubstitution durch Hüttensand und Anwendung eines Quarzmehl-Mikrofüllers zu Dehnungen von 0,4mm/m. Auffällig ist dass sobald der Zementgehalt 60% der Zusammensetzung ausmacht, der Beton auch Treiberscheinungen aufzeigt.

- Alle, bei dieser Arbeit, konzipierten Betone mit Zementanteil < 55% sind dem treibenden Angriff dauerhaft beständig.

Bei den Sorten E73, E75 und E81, alle mit jeweils 40% Zement und 42,5% Hüttensand aber mit unterschiedlichen Mikrofüllern kommt es zu keinen Dehnungen. Auch die Sorten E80 und E74 (jeweils 50% Zementanteil) verzeichnen keine Dehnungen.

Die Sorte E74 hat, bis auf 10% Kalksteinmehl anstelle von Zement, die gleiche Zusammensetzung wie die Sorte E67 (60% Zement). Die Dehnungen aber sind viel kleiner als die der Sorte E67. Begründet werden die größeren Dehnungen des E67 durch den höheren Zementgehalt und der kleineren Packungsdichte wegen Fehlen des Ecofüllers.

- Ein Beton mit 50% C<sub>3</sub>A-freiem Zement, 32,5% Hüttensand, 10% inertem Ecofüller und 7,5 % inertem Kalksteinmikrofüller in der Zusammensetzung ist dem treibenden Angriff beständig.
- Wird anstelle des Ecofüllers aber Zement eingesetzt verliert der Beton enorm an Beständigkeit (siehe E67).

## 5.4.3 Korrelationen

In den nächsten Abbildungen werden Korrelationen der Dehnungen mit den Eingangsparametern, Frischbeton- und Festbetoneigenschaften gesucht.

Die Dehnungen korrelieren mit den volumenbezogenen W/P-Werten stärker als mit den restlichen W/B bzw. W/P-Werten. Umso kleiner die physikalischen Parameter sind, desto kleiner sind die Dehnungen. Zusätzlich korrelieren die Dehnungen mit dem Zementgehalt pro m<sup>3</sup>.

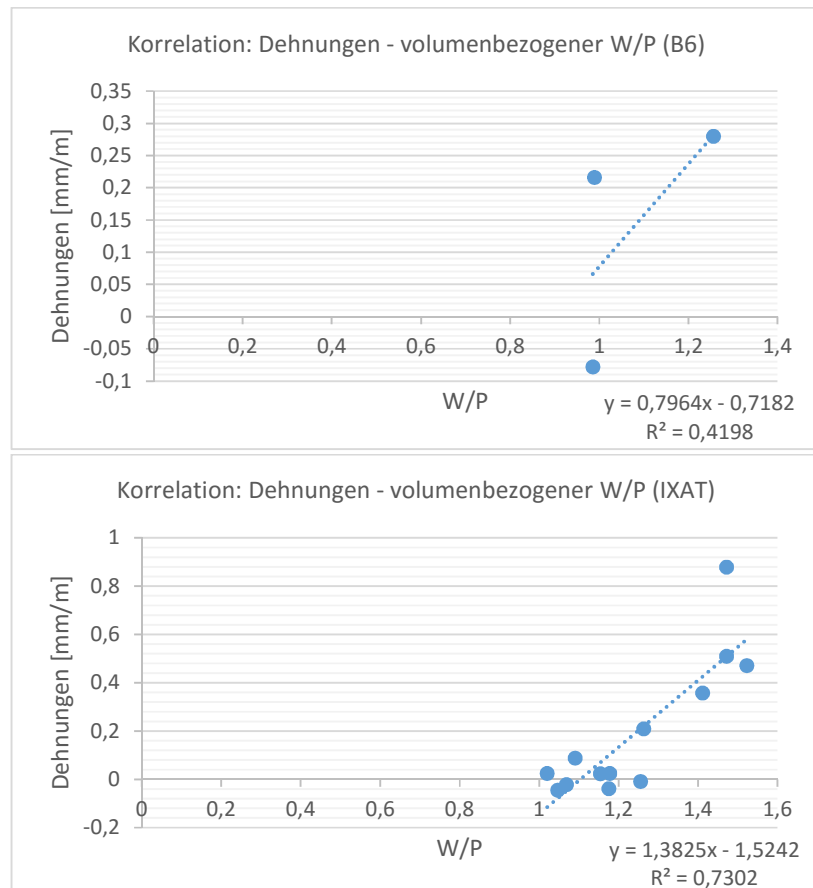


Abb.5.15a,b: Korrelation Dehnungen – W/P

Die Tatsache dass der volumenbezogene W/P-Wert am stärksten korreliert bestätigt die bisherige Annahme der großen Wichtigkeit des physikalischen Widerstands. Von den übrigen Eingangsparametern korreliert noch der Zementgehalt, Abbildung 5.17a,b.

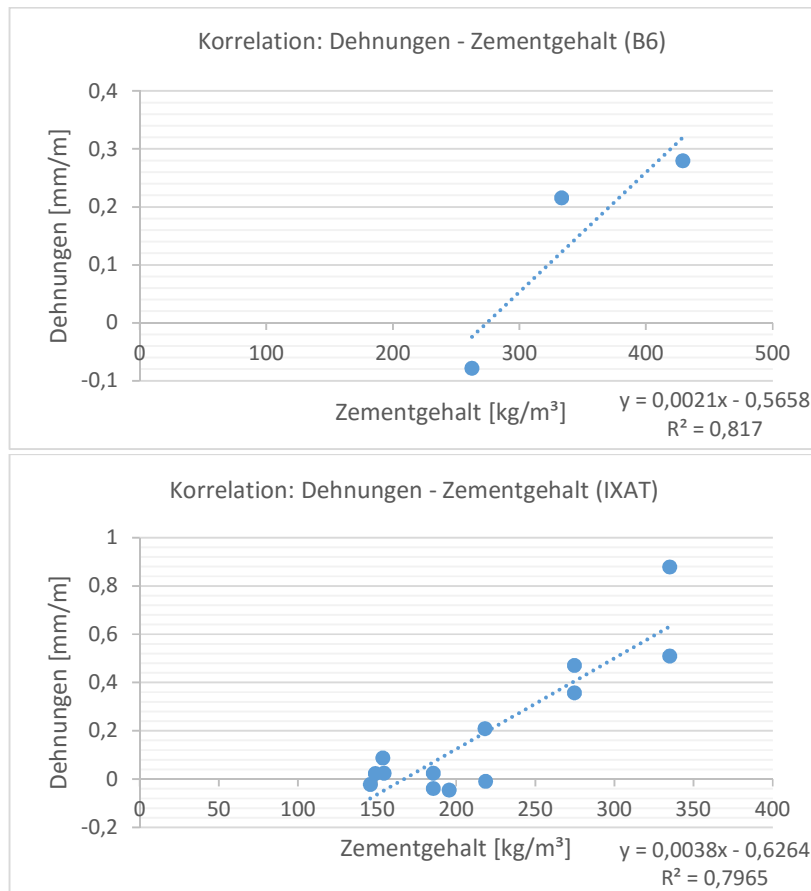


Abb.5.16a,b: Korrelation Dehnungen – Zementgehalt

Ein hoher Zementgehalt ist negativ für die Beständigkeit gegen lösenden Angriff. Die Tatsache dass die Dehnungen mit dem Zementgehalt korrelieren lässt Gipsbildung als Hauptverursacher der Dehnungen vermuten.

Eine Korrelation zu den Porositäten ist nicht vorhanden. Die Ergebnisse der Festigkeiten (Druckfestigkeit und Biegezugfestigkeit) korrelieren aber mit den Dehnungen des treibenden Angriffs. Die Korrelation ist zwar nicht stark, dennoch erwähnenswert, Abbildung 5.18.

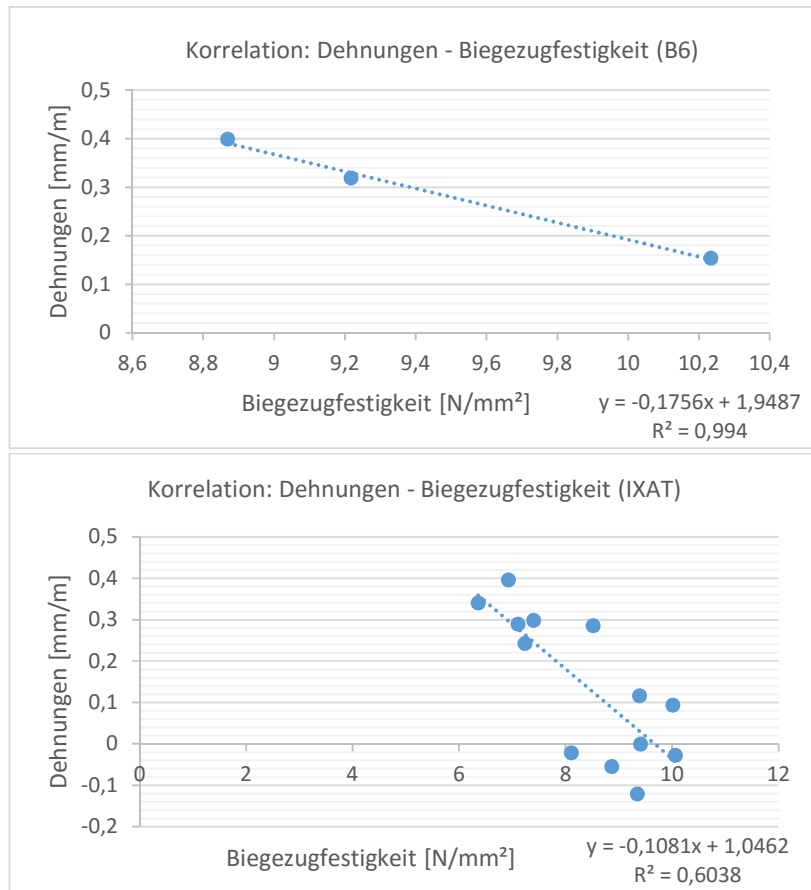


Abb.5.17a,b: Korrelation Dehnungen – Festigkeiten

Die Betone mit höheren Festigkeiten haben die kleinsten Dehnungen. Der Grund für die guten Ergebnisse bezüglich Festbetonprüfungen war eine hohe Packungsdichte und die Verwendung von inerten Eco- und Mikrofüller, mit kleineren mittleren Korndurchmessern. Die Korrelation zu den Festigkeiten verrät dass beim treibenden Angriff dieselben Ursachen zu Beständigkeitserhöhungen führen.

## 6 Zusammenfassung und Schlussfolgerungen

Zuerst wird auf die Thematik der Arbeit „Chemische Beständigkeit ökologisch optimierter, Klinker-reduzierter Betone im Vergleich zu Standardbeton“ eingegangen:

Ja, es ist möglich einen ökologisch optimierten Beton mit gleicher chemischer Beständigkeit wie von einem Standardbeton und ohne Festigkeits- und Konsistenzverluste herzustellen. Und ja, es ist möglich, den Anteil des Klinkers im Beton durch Zusatzstoffe, die die Umwelt geringer belasten, zu senken und dabei gleiche chemische Beständigkeit des Betons zu gewährleisten.

Einige der in dieser Arbeit konzipierten Ökoetone sind gegen die chemischen Angriffe „lösend und treibend“ sogar beständiger als der Standardbeton. Ebenso haben sie keine Defizite in der Verarbeitbarkeit im Vergleich zu Standardbeton und sie erreichen auch höhere Festigkeiten als der Standardbeton.

In Kapitel 5.3 – Lösender Angriff und Kapitel 5.4 – Treibender Angriff sind die Ergebnisse der chemischen Angriffe interpretiert. Nun folgt eine Zusammenfassung der Korrelationen und Erkenntnisse.



## 6.1 Erkenntnisse – Lösender Angriff

### 6.1.1 Bewertung des gewählten Prüfverfahrens

In dieser Arbeit wurde für die Prüfung der Beständigkeit gegen lösenden Angriff die Essigsäureprüfung im Anhang der ÖNORM B4710-1:2007 [27] angewendet. Bei unseren Versuchen wurden automatische Titratoren, die den pH-Wert konstant halten, verwendet. Deswegen musste nicht jeden Tag manuell der pH-Wert gemessen und eventuell Essigsäure nach geschüttet werden. Der gesamte Ablauf der Prüfung ist im Vergleich zum angewendeten Prüfverfahren der Beständigkeit gegen treibenden Angriff, dem SVA-Verfahren, nicht aufwendig. Nachdem die Prüfkörper in der Essigsäure gelagert werden, müssen bis zum Prüfen keine weiteren Arbeiten vollbracht werden. Es wird trotzdem geraten, 1mal täglich den Stand der pH-Werte zu überprüfen und 1mal wöchentlich neue Flaschen an die Titratoren anzuschließen.

### 6.1.2 Erkenntnisse bezüglich der Stoffwahl

16 verschiedene Betonzusammensetzungen wurden konzipiert um den Einfluss verschiedenster Zusatzstoffe und physikalischer Parameter herauszufinden.

Beim Angriff durch Essigsäure löst die Säure Calciumhydroxid  $\text{Ca(OH)}_2$  aus dem Zementstein und greift auch die C-S-H Phasen des Zements an. Vor allem das Portlandit (kristallines Calciumhydroxid)  $\text{Ca(OH)}_2$  reagiert mit der Säure und löst sich auf. Der Zement sollte, um höhere Beständigkeit gegen lösenden Angriff zu erreichen, teilweise substituiert werden und dazu sollten puzzolanische oder latent hydraulische Stoffe, die das  $\text{Ca(OH)}_2$  binden, eingesetzt werden.

Die in dieser Arbeit widerstandsfähigste Konstellation der Feinststoff-Zusammensetzung gegen lösenden Angriff war:

- 40% nicht  $\text{C}_3\text{A}$ -freier Zement (CEM I)
- 42,5% Hüttensand (AHWZ)
- 10% inerter Kalkstein-Ecofüller (fein gemahlen)
- 7,5% Zeolith-Mikrofüller (sehr fein gemahlen)

Die Zementart ( $\text{C}_3\text{A}$ -frei oder nicht  $\text{C}_3\text{A}$ -frei) hatte keinen Einfluss auf die Beständigkeit gegen lösenden Angriff.

Die teilweise Substitution des Zements durch Hüttensand (AHWZ) ist empfehlenswert. Der Hüttensand bildet kalziumärmere Hydratationsprodukte als der Zement. Dadurch ist der Säure weniger Angriffsmaterial geboten und der Beton löst sich nicht. Außerdem setzt Hüttensand in einer latent hydraulischen Reaktion  $\text{Ca(OH)}_2$  um und verdichtet somit zudem das Gefüge

Der Einsatz von inerten Kalksteinmehl-Mikrofüllern, mit kleineren Korndurchmessern als der Zement, wirkt sich nicht negativ auf die Beständigkeit gegen lösenden Angriff aus, wenn nach dem Konzept für ökologisch optimierten Beton nach [7] der Wasser/Pulver-Wert der Mischung bei gleichbleibender Verarbeitbarkeit sehr niedrig wird. Die beständigste Betonsorte beinhaltet auch den inerten Kalksteinmehl-Ecofüller. Obwohl es sich um ein Kalksteinmehl handelt, erhöht sich die Beständigkeit gegen lösenden Angriff durch Einsatz von Ecofüllern im Vergleich zu den untersuchten Standard-Betonen aufgrund der Verdichtung des Gefüges durch eine Optimierung der Packungsdichte und geeignete weitere Zusatzstoffe (in erster Linie AHWZ Hüttensand).

Der Einsatz von Mikrofüllern im Zusammenhang mit dem Konzept nach [7] verbessert die Beständigkeit ebenfalls. Silikatische und hydraulisch wirksame (oder puzzolanische) Mikrofüller reagieren mit dem Portlandit  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  und bilden Kalziumsilikathydrate. In dieser Arbeit waren inerte Mikrofüller (Kalkstein und Quarz) und hydraulisch wirksame Mikrofüller (Metakaolin, Mikrosilika, Zeolith) im Einsatz.

Der zeolithische Mikrofüller brachte vermutlich aufgrund seiner großen inneren Oberfläche und der dadurch hohen Reaktionsfähigkeit die besten Ergebnisse im Vergleich zu den anderen Mikrofüllern. Alle Betone, die einen Mikrofüller in ihrer Zusammensetzung hatten sind beständiger als der Standardbeton. Trotzdem werden bezüglich lösenden Angriffs die hydraulisch wirksamen Mikrofüller empfohlen, da sie effektiver sind.

### 6.1.3 Erkenntnisse bezüglich der physikalischen Parameter

Die Ergebnisse des lösenden Angriffs korrelieren mit den physikalischen Eingangsparametern bzw. den Rezepturkennwerten, in erster Linie mit den volumenbezogenen Wasser/Pulver-Werten, mit dem Zement- und dem Mehlkorngesamtgehalt.

Niedrige volumenbezogene W/P-Werte korrelieren mit kleinen Masseverlusten durch Säureangriff. Je dichter das Gefüge ist, desto weniger wird der Beton angegriffen. Die richtige Stoffwahl ist aus physikalischer Sicht auch wichtig. Es wird empfohlen Stoffe, mit kleineren mittleren Korndurchmesser als der Zement und sehr niedrigem Wasseranspruch auch zum Einsatz zu bringen.

Die Tatsache dass die W/P-Werte besser als W/B-Werte mit den Ergebnissen korrelieren verrät, dass die Packungsdichte großen Einfluss auf die Beständigkeit hat.

## 6.2 Erkenntnisse – Treibender Angriff

### 6.2.1 Bewertung des gewählten Prüfverfahrens

Das verwendete SVA-Verfahren des DAfStB [30] ist für die Prüfung von Beton nur in modifizierter Form sinnvoll und die Grenzwerte des Verfahrens gelten für Mörtel.

Das SVA-Verfahren des DAfStB ist eigentlich eine Prüfung für Mörtelflachprismen. Beim Beton ist der Anteil des Leimvolumens wegen dem größeren Gesteinskörnungsanteil kleiner als beim Mörtel und deswegen dauert es länger bis Quellerscheinungen auftreten bzw. werden Grenzwerte nach einer längeren als der vom DAfStB vorgegebenen Prüfdauer von 91d erst überschritten.

In dieser Arbeit dauerte die Prüfung gegen treibenden Angriff 315 Tage. Im 2-Wochen Rhythmus wurden die Dehnungen gemessen und die Massen gewogen. Da bei dieser Arbeit 16 verschiedene Betonzusammensetzungen hergestellt und drei unterschiedlichen Lagerungen ausgesetzt wurden, war die praktische Arbeit mühsamer als geplant. Deswegen wird empfohlen die Längenänderungsmessung im 1-Monats-Rhythmus, nicht wie bis dato alle 14 Tage, durchzuführen. Nach 91 Tagen kam es bei keiner Betonsorte zu Quellerscheinungen. Eine sinnvolle Lagerungszeit kann nicht bestimmt werden. Wiegen der Prüfkörper brachte keine aussagekräftigen Ergebnisse. Die Sorte E69, mit den größten Dehnungen, hatte eine geringe Massezunahme von 0,5%. Die anderen Betone hatten ähnliche, unbedeutende Massezunahmen. Die Masseänderungen korrelieren nicht mit den Dehnungen.

### 6.2.2 Erkenntnisse bezüglich der Angriffsmechanismen und Stoffauswahl

Zu Treiberscheinungen kann die Ettringit- und die Gipsbildung führen. Ebenso kann der Beton durch die Bildung von Thaumasit angegriffen und gelöst werden.

Laut Literaturrecherche war vor allem die Ettringitbildung für das Gefüge als gefährlich anzunehmen, weil die dabei entstehenden Produkte ein 8-mal größeres Volumen als die Ausgangsprodukte haben. Stand des Wissens war, dass ein C<sub>3</sub>A-freier Zement ein Garant für die Beständigkeit gegen treibenden Angriff ist.

Die Thaumasitbildung führt laut [21] zu Festigkeitsverlusten des Betons bis hin zu dessen völligem „Aufweichen“ aber zu keiner Voluminstabilität. Optische Auffälligkeiten gab es nur bei den zwei Vergleichsbetonen mit nicht C<sub>3</sub>A-freiem Zement E68 und E69. Bei den Prüfkörpern der genannten Sorten führten die Treiberscheinungen zu Abplatzungen an den Rändern.

Dem treibenden Angriff wurden auch 16 verschiedene Betonzusammensetzungen ausgesetzt und die Ergebnisse des Verfahrens sagen Folgendes aus:

Ein  $C_3A$ -freier Zement ist kein Garant für Beständigkeit gegen treibenden Angriff. Betone mit  $C_3A$ -freiem Zement waren gegen den treibenden Angriff langfristig nicht beständig. Die Gefahr des Treibens ist also trotz Einsatz von Aluminat-freien Zementen präsent.

Der Einsatz von Hüttensand (AHWZ) ist sehr empfehlenswert. Einerseits bildet er kalziumärmere Hydratationsprodukte als der Zement und dem Sulfat fehlt dadurch der Reaktionspartner um Gips zu bilden. Andererseits behauptet die Literatur dass Hüttensand Aluminium bindet und es dadurch auch zu keiner Ettringitbildung kommen kann. Bei dieser Arbeit waren Zusammensetzungen mit Aluminium-haltigen Zement, aber dafür hohem Hüttensandanteil dem treibenden Angriff beständig. Die besten Ergebnisse liefern Konstellationen mit 40% Zement und 42,5% Hüttensand in ihrer Zusammensetzung des Feinststoffanteils bzw. Pulvers. Auffällig bei den Ergebnissen war der Zusammenhang des Zementanteils mit den Treiberscheinungen. Sobald eine Konstellationen über 50% Zement in ihrer Zusammensetzung der Feinststoffe beinhaltet hatte, kam es zu Treiberscheinungen.

Zusammenfassend für die Zementarten und AHWZ kann man sagen:

- Um den Beton resistent gegen treibenden Angriffs herzustellen, wird der Einsatz von Hüttensand AHWZ empfohlen. Es wird geraten den Zement bis zu 42,5% durch Hüttensand zu ersetzen, um Treiben weitgehend auszuschließen.
- Bei Zugabe von Hüttensand kann auch Aluminiumhaltiger Zement verwendet werden. Der Hüttensand bindet das Aluminium und es kam zu keinen Treiberscheinungen durch Ettringitbildung.

Bei den Versuchen konnte auch die positive Eigenschaft des LPB aufgezeigt werden. Durch die Zugabe eines LPB entsteht mehr Platz im Gefüge für die Treibreaktionsprodukte und es kommt dadurch zu kleineren Dehnungen im Beton.

Die beständigsten Sorten haben folgende Zusammensetzung:

- 40-50% Zement (CEM I und CEM I  $C_3A$ -frei)
- 32,5-42,5% Hüttensand (AHWZ)
- 10% inerter Kalksteinmehl-Ecofüller
- 7,5% Mikrofüller

Bei Betonen mit obiger Zusammensetzung kommt es zu keinen Treiberscheinungen. Die Zementsubstitution durch Hüttensand ist wegen den kalziumärmeren Hydratationsprodukten des Hüttensands und dessen Fähigkeit Aluminium zu binden positiv.

Der Einsatz von inerten Ecofüllern ist im Rahmen des Konzeptes [7] empfehlenswert. Vergleicht man die Sorten (E67) und (E74), siehe Abbildung 6.1, erkennt man Folgendes: Eine Betonzusammensetzung mit 60% Zement (E67) ist weniger beständig als eine Zusammensetzung (E74), bei der 10% des Zements durch einen inerten Kalkstein-Ecofüller mit kleineren Korndurchmessern ersetzt wurden. Dafür ist wohl die größere Dichte des Gefüges verantwortlich oder auch der Zementgehalt.

Auch die Festigkeiten des E74 sind höher als die des E67.

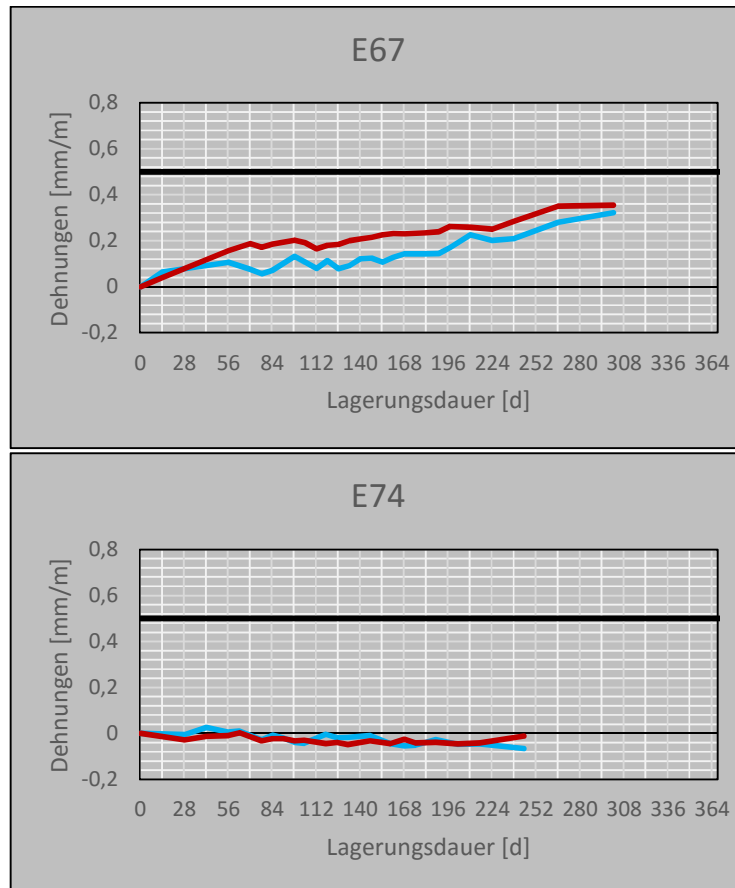


Abb. 6.1: Betonsorte mit 60%-Zement (oben), Betonsorte mit 50%-Zement +10%-Ecofüller (unten)

### 6.2.3 Erkenntnisse über die physikalischen Parameter

Große Dehnungen der Betonzylinder korrelieren sehr stark mit folgenden Parametern:

- großen volumenbezogenen W/P-Werten
- großem Zementgehalt
- niedrigen Druck- und Biegezugfestigkeiten

Auch beim treibenden Angriff korrelieren die Ergebnisse besser mit den W/P- als mit den W/B-Werten. Dem Wasser/Pulver-Wert muss in Zukunft mehr Aufmerksamkeit geschenkt werden.

Die Tatsache, dass große Dehnungen mit hohem Zementgehalt korrelieren, lässt eine Gipsbildung bei den Betonsorten vermuten.

Der physikalische Widerstand wird durch Einsatz von Füllern nach dem Konzept in [7] mit kleineren Korndurchmessern und mit niedrigerem Wasseranspruch als der Zement, erhöht – Packungsdichteoptimierung.

### 6.3 Festigkeiten

Alle Ökobetonzusammensetzungen erreichen trotz in allen Fällen bis auf Beton E75 annähernd konstanten W/B-Werten (0,53-0,54) höhere Festigkeiten als der Standardbeton. Demnach konnten Betone mit höherer Beständigkeit gegen chemische Angriffe und Festigkeit als der Standardbeton hergestellt werden.

Die höchsten Festigkeiten erreichen folgende Zusammensetzungen:

- 40-50% Zementanteil
- 32,5-42,5% Hüttensandanteil
- 10% inerte Ecofüller
- 7,5% Mikrofüller

Die hohe Zementsubstitution durch Hüttensand beeinträchtigt nicht die Festigkeiten. Um hohe Festigkeiten zu erreichen, wird ebenso die Anwendung von inerten Eco- und Mikrofüllern empfohlen.

Hohe Festigkeiten korrelieren, bezüglich der physikalischen Parameter, mit niedrigen W/P-Werten bei konstanten W/B-Werten am stärksten.

Auch die gemessenen, durch treibenden Angriff entstehenden Dehnungen, korrelieren mit den Festigkeiten. Die Betone mit den höchsten Festigkeiten verzeichneten keine Dehnungen.

## 6.4 Resümee

Die größten Beständigkeit gegen lösende und treibende chemische Angriffe und die höchsten Festigkeiten erreichten folgende Zusammensetzungen:

- 40-50% Zementanteil (CEM I)
- 32,5-42,5% Hüttensandanteil (AHWZ)
- 10% inerter Ecofüller
- 7,5% Mikrofüller

Für hohe Beständigkeit gegen chemische Angriffe sind vor allem niedrige W/P-Werte und ein geeignetes AHWZ wie Hüttensand wichtig. Die W/P-Werte korrelieren stärker mit den Festigkeiten und der Beständigkeit als die W/B-Werte bei konstanten W/B-Werten.

Bis zu 42,5% Zement kann/sollte durch Hüttensand ersetzt werden um hohe Beständigkeit gegen chemische Angriffe zu erhalten.

Füller, mit kleineren Korndurchmessern und geringerem Wasseranspruch als der Zement erweisen sich als fördernd für die effektive Gefüge-Verdichtung.

Auch der Einsatz von hydraulisch wirksamen Mikrofüllern muss als positiv, bezüglich Resistenz gegen chemische Angriffe, vermerkt werden, da sie das Portlandit binden und den angreifenden Sulfaten und Säuren dadurch den Reaktionspartner entziehen.

Die Verarbeitbarkeit des Betons kann durch optimale Zugabe des Fließmittels entsprechend gut eingestellt werden.



## 7 Abbildungsverzeichnis

### *Kapitel 1:*

Abb. 1.1: Treibhauspotenzial von Beton – Beispielrezeptur C25/30 [3]

Abb. 1.2: Schema zur Senkung des Wasseranspruchs eines Feinstkorngemisches durch Mikrofüller und Fließmittel sowie der Ersatz von Portlandzement durch Eco-Füller [7]

### *Kapitel 3:*

Abb.3.1: KGV der inerten Stoffe

Abb.3.2: KGV der puzzolanischen Stoffe

Abb.3.3: KGV der Zemente und Hüs

Abb.3.4: Prüfkörperform

Abb.3.5: Titrator und Essigsäurelagerung

Abb.3.6: Messschieber (links) und beschriftete Prüfkörper (rechts)

Abb.3.7: Wasserlagerung

Abb.3.8: Essigsäurelagerung

Abb.3.9: Biegezugversuch (oben) und gegipste Prüfkörper (unten)

Abb.3.10: Ausgabe der Biegezugprüfmaschine

Abb.3.11: mit Phenolphthalein besprühter Prüfkörper

Abb.3.12: Prüfkörper des SVA-Verfahren

Abb.3.13: Beklebung der Prüfkörper

Abb.3.14: SVA – Boxen

Abb.3.15: Lösungswechsel - Utensilien

Abb.3.16: LÄM – Messgerät

### *Kapitel 4:*

Abb.4.1: B6-Betone – Ergebnis der Verluste

Abb.4.2: B61 (70- C<sub>3</sub>A-freier Zement; 10-Hüs; 15-inertes Kalksteinmehl; 5-inerter Kalkstein-MF 165)

Abb.4.3: B63 (55- nicht C<sub>3</sub>A-freier Zement; 30-Hüs; 10-inertes Kalksteinmehl; 5-inerter Kalkstein-MF 165)

Abb.4.4: B64 (Standardbeton 100- C<sub>3</sub>A-freier Zement)

Abb.4.5: B6-Betone – vor (oben) und nach (unten) dem Bürsten

Abb.4.6: B6-Betone – Optischer Vergleich des Zerstörungsgrades mit den IXAT-Betonen

Abb.4.7: IXAT – Betone (Vergleichsbetone) - Ergebnis der Verluste

Abb.4.8: IXAT – Betone (Ökobetone) – Ergebnis der Verluste

Abb.4.9: E65 (Standardbeton 82-C<sub>3</sub>A-freier Zement; 18-AHWZ)

Abb.4.10: E66 (Vergleichsbeton 100-C<sub>3</sub>A-freier Zement)

Abb.4.11 E68 (Vergleichsbeton 100- nicht C<sub>3</sub>A-freier Zement mit LPB)

Abb.4.12: E69 (Vergleichsbeton 100 - nicht C<sub>3</sub>A-freier Zement (ohne LPB))

Abb.4.13: E67 (60-C<sub>3</sub>A-freier Zement; 32,5-Hüs; 7,5-inerter Kalksteinmehl-Mikrofüller 165)

Abb.4.14: E70 (50- nicht C<sub>3</sub>A-freier Zement 42,5-Hüs; 7,5- inerter Kalksteinmehl-Mikrofüller 165)

- Abb.4.15: E71 (40 - nicht C<sub>3</sub>A-freier Zement; 42,5-Hüs; 10-inerter Kalksteinmehl-Ecofüller; 7,5-hydraulisch wirksames Mikrosilika)
- Abb.4.16: E72 (60-C<sub>3</sub>A-freier Zement; 32,5-Hüs; 7,5-inerter Quarzmehl-Mikrofüller 213)
- Abb.4.17: E73 (40- nicht C<sub>3</sub>A-freier Zement; 42,5-Hüs; 10-inerter Kalksteinmehl-EF; 7,5 - inerter Kalksteinmehl-MF 165)
- Abb.4.18: E74 (50-C<sub>3</sub>A-freier Zement; 32,5-Hüs; 10-inerter Kalksteinmehl-EF; inerter Kalksteinmehl-MF 165)
- Abb.4.19: E75 (40- nicht C<sub>3</sub>A-freier Zement, 42,5-Hüs; 10-inerter Kalksteinmehl-Ecofüller; 7,5 – Metakaolin)
- Abb.4.20: E80 (50- nicht C<sub>3</sub>A-freier Zement; 42,5-Hüs; 7,5-inerter Quarzmehl-Mikrofüller 213)
- Abb.4.21: E81 (40- nicht C<sub>3</sub>A-freier Zement; 42,5-Hüs; 10-inerter Kalksteinmehl-Ecofüller; 7,5 – Zeolith-MF)
- Abb.4.22: neue 0-Messung
- Abb.4.23: B61 (70-C<sub>3</sub>A-freier Zement; 10-Hüs; 15-inertes Kalksteinmehl; 5-inerter Kalkstein-Mikrofüller 165)
- Abb.4.24: B63 (55- nicht C<sub>3</sub>A-freier Zement; 30-Hüs; 10-inertes Kalksteinmehl; 5-inerter Kalkstein-Mikrofüller 165)
- Abb.4.25: B64 (Standardbeton 100-C<sub>3</sub>A-freier Zement)
- Abb.4.26: E65 (Standardbeton 82-C<sub>3</sub>A-freier Zement; 18 – AHWZ)
- Abb.4.27: E66 (Vergleichsbeton 100-C<sub>3</sub>A-freier Zement)
- Abb.4.28: E68 (Vergleichsbeton 100- nicht C<sub>3</sub>A-freier Zement mit LPB)
- Abb.4.29: E69 (Vergleichsbeton 100- nicht C<sub>3</sub>A-freier Zement ohne LPB)
- Abb.4.30: E67 (60-C<sub>3</sub>A-freier Zement; 32,5-Hüs; 7,5-inerter Kalksteinmehl-Mikrofüller 165)
- Abb.4.31: E70 (50- nicht C<sub>3</sub>A-freier Zement; 42,5-Hüs; 7,5-inerter Kalksteinmehl-Mikrofüller 165)
- Abb.4.32: E71 (40- nicht C<sub>3</sub>A-freier Zement; 42,5-Hüs; 10-inertes Kalksteinmehl; 7,5-hydr.wirksames Mikrosilika)
- Abb.4.33: E72 (60-C<sub>3</sub>A-freier Zement; 32,5-Hüs; 7,5-inerter Quarzmehl-Mikrofüller 213 (MF2))
- Abb.4.34: E73 (40- nicht C<sub>3</sub>A-freier Zement; 42,5-Hüs; 10-inertes Kalksteinmehl; 7,5-inerter Kalkst.-MF. 165)
- Abb.4.35: E74 (50-C<sub>3</sub>A-freier Zement; 32,5-Hüs; 10-inertes Kalksteinmehl; inerter Kalkst.-Mikrof. 165)
- Abb.4.36: E75 (40- nicht C<sub>3</sub>A-freier Zement, 42,5-Hüs; 10-inertes Kalksteinmehl; 7,5-Metakaolin )
- Abb.4.37: E80 (50- nicht C<sub>3</sub>A-freier Zement; 42,5-Hüs; 7,5-inerter Quarzmehl-Mikrofüller 213 )
- Abb.4.38: E81 (40- nicht C<sub>3</sub>A-freier Zement; 42,5-Hüs; 10-inertes Kalksteinmehl; 7,5-hydr.wirksamer Mikrofüller Zeolith)
- Abb.4.39: B61 (70-C<sub>3</sub>A-freier Zement; 10-Hüs; 15-inertes Kalksteinmehl; 5-inerter Kalkstein-Mikrofüller 165)

### *Kapitel 5:*

- Abb.5.1: Korrelation Druckfestigkeit – Biegezugfestigkeit
- Abb.5.2: Korrelation Druckfestigkeit – W/Pm-Wert
- Abb.5.3: Korrelation Biegezugfestigkeit – W/Pm-Wert
- Abb.5.4: Korrelation Druckfestigkeit – Mehlkorngesamt
- Abb.5.5 a,b,c: Zementsorten im Vergleich
- Abb.5.6: 10% Kalksteinmehl statt Zement 1
- Abb.5.7: 10% Kalksteinmehl statt Zement 2
- Abb.5.8: Mikrofüller Diagramm 1
- Abb.5.9: Mikrofüller Diagramm 2
- Abb.5.10: Mikrofüller Diagramm 3
- Abb.5.11a,b: Korrelation Masseverlust – theoretischer Querschnittsverlust
- Abb.5.12 a,b: Korrelation Masseverlust – W/Pv-Wert
- Abb.5.13 a,b: Korrelation Masseverlust – Zementgehalt
- Abb.5.14 a,b: Korrelation Masseverlust – Mehlkorngesamt
- Abb.5.15a,b: Korrelation Dehnungen – W/P
- Abb.5.16a,b: Korrelation Dehnungen – Zementgehalt
- Abb.5.17a,b: Korrelation Dehnungen – Festigkeiten

### *Kapitel 6:*

- Abb. 6.1: 60% Zement (oben), 50% Zement +10% Ecofüller (unten)

## 8 Tabellenverzeichnis

- Tab.2.1: Grenzwerte für die Expositionsklassen bei chemischen Angriff durch natürliche Böden und Grundwasser nach ÖNORM B4710-1:2007 [8]  
Tab.2.2: Grenzwerte für W/B-Werte und Zementgehalt ÖNORM B4710-1:2007 [8]  
Tab.2.3: Zementarten nach ÖNORM B4710-1:2007  
Tab. 2.4: Chemische Zusammensetzung des Klinkers mit durchschnittlichen Schwankungen, Dichte und Schmelzpunkte [8, 11]  
Tab. 2.5: Mineralogische Zusammensetzung mit durchschnittlichen Schwankungen des Klinkers [8]  
Tab. 2.6: chemische Zusammensetzung mit durchschnittlichen Schwankungen des HÜS [8]  
Tab.3.1: B6 und IXAT-Betone  
Tab.3.2: Parameter der Zusatzstoffe  
Tab.3.3: Ökobilanzkennwerte der Zusatzstoffe [33]  
Tab.3.4: IXAT – Zusammensetzungen  
Tab.3.5: B6 – Zusammensetzungen  
Tab.3.6: Eingangparameter  
Tab.3.7: Herstellungsdaten  
Tab.3.8: Schema des Mischablaufs  
Tab.3.9: Konsistenzklassen  
Tab.3.10: Frischbetonprüfungsergebnisse  
Tab.3.11: Daten der Lagerungen  
Tab.3.12: Gruppeneinteilung der Betonsorten  
Tab 3.13: Daten der Lagerungen  
Tab 4.1 Eingangparameter der Betonsorten  
Tab.4.2: IXAT – Zusammensetzungen  
Tab.4.3: B6 – Zusammensetzungen  
Tab 4.4: Ergebnisse der Frischbetonprüfungen  
Tab 4.5: Festbetoneigenschaften

## 9 Literatur- und Quellenverzeichnis

- [1] WWF; Auswirkungen des Klimawandels; <http://wwf.at/de/klimawandel>; 01.12.2015
- [3] Proske T.; Ökobeton zur Herstellung von Betonfertigteilen in: Darmstädter Betonfertigteiltage; TU Darmstadt; Darmstadt 2011; S.42
- [4] Zuber-Knost E.; Grüner Zement in: KIT Karlsruher Institut f. Technologie-Presseinfo. Nr. 143; KIT; Karlsruhe 2009; S.3
- [5] Ludwig H.M.; Zukünftige Zemente und ihre Eigenschaften in: Beton N.5; Universität Weimar; Weimar 2012; S.158-165
- [7] Juhart J.; Ökologisch optimierter Beton: Stoffauswahl und Methoden der Rezepturenentwicklung in: Nachhaltig Bauen mit Beton: Werkstoff und Konstruktion; TU Graz; Graz 2014; S.9-24
- [8] Stark J., Wicht B.; Dauerhaftigkeit von Beton; Springer Verlag; Weimar 2014
- [9] VDZ Verein Deutscher Zementwerke; Hydratation des Zements und Gefüge des Zementsteins; [https://www.vdz-online.de/fileadmin/gruppen/vdz/3LiteraturRecherche/KompodiumZementBeton/1-4\\_Hydratation.pdf](https://www.vdz-online.de/fileadmin/gruppen/vdz/3LiteraturRecherche/KompodiumZementBeton/1-4_Hydratation.pdf); 10.01.2016
- [10] Lunk P.; Beton und Nachhaltigkeit in der Praxis; Betonsuisse Marketing AG; Schweiz 2011; S.62
- [11] Norm: DIN EN 197-1
- [12] Bensted J., Thaumassite-direct, woodfordite and other possible formation routes, Cement and Concrete Composites, 25 (2003) 873-877.
- [16] Schmidt T., Lothenbach B., Romer M, Scrivener K., Rentsch D., Figi R., A thermodynamic and experimental study of the conditions of thaumasite formation, Cement and Concrete Research, 38 (2008) 337-349.
- [17] Mittermayr F., Klammer D., Dietzel M., Bauer C., Böttcher M., Koch M., Köhler S.J., Mayer A., Thaumassitbildung in Tunnelbauten – Hydrogeochemie und stabile Isotope, Gruppe Geotechnik Graz, (2008) 115-132.
- [18] Barnett S.J., Macphee D.E., Crammond N.J., Extent of immiscibility in the ettringite-thaumasite system, Cement and Concrete Composites, 25 (2003) 851-855.
- [19] Bellmann F., Erfurt W., Ludwig H.M., Field performance of concrete exposed to sulphate and low pH conditions from natural and industrial sources, Cement and Concrete Composites, 34 (2012) 86-93
- [20] Brown P., Hooton R.D., Clark B.; Microstructural changes in concretes with sulfate exposure, Cement and Concrete Composites; 26 (2004) 993-999.

- [21] Tritthart J., Mittermayr F.; Ermittlung des kritischen Sulfatgehaltes von Beton; FFG Projekt TU GRAZ; Graz, 2014
- [22] Böllmann K.; Ettringitbildung in nicht wärmebehandelten Betonen; Universität Weimar; Weimar, 2000
- [23] Benedix R., Bauchemie für das Bachelor-Studium, Springer-Verlag, Wiesbaden 2014
- [24] Locher, F.W.; Zement-Grundlagen der Herstellung und Verwendung; Verlag Bau+Technik GmbH; Düsseldorf 2000
- [25] Schneider C.; Zur Konstitution von Hüttsand, seiner quantitativen Bestimmung und seinem Festigkeitsbeitrag im Zement, VDZ Schriftenreihe der Zementindustrie - Heft 72; Clausthal, 2007
- [26] Thienel K.-Ch., Kustermann A.; Sonderbetone – Normalbeton, Hochfester Beton, Hochleistungsbeton, Ultrahochfester Beton; Institut für Werkstoffe des Bauwesens; München 2011
- [27] ÖNORM B4710-1:2007
- [28] ÖBV-Richtlinie für Tunnelinnenschalen
- [29] Ljajic R.: Aspekte der Anwendung des SVA-Verfahren (DAfStb) zur Prüfung der Beständigkeit gegen treibenden Angriff von ökologisch optimierten, Klinker-reduzierten Betonen; TU Graz; Graz 2016
- [30] Schießl P.; 2. Stellungnahme des DAfStb zum „Sulfatangriff auf Beton“ – Aktualisierter Stand Februar 2012-SVA Verfahren; DAfStb; S.1-7; Berlin, 2012
- [31] Weart S.: *The Discovery of Global Warming*, Center of History am American Institute of Physics, 2003
- [32] IBO – Österreichisches Institut für Baubiologie und -ökologie, Ökologischer Bauteilkatalog, Donau Universität Krems, Zentrum für Bauen und Umwelt, Springer Verlag, Wien, 2000
- [33] Windshügel B.; Beton-Kalender 2014, Schwerpunkte: Unterirdisches Bauen Eurocode 7, Ernst und Sohn Verlag; Berlin, 2014
- [34] Juhart J.; Ergebnisbericht zum Forschungsprojekt „ERESCON“ NEUE BETONE FÜR DEN INFRASTRUKTUR-BEREICH, ENERGIE- UND RESSOURCENOPTIMIERT; Verkehrsinfrastrukturforschung VIF 2012; Graz, 2015

## 10 Anhang

CD mit

- Anhang A1 – Diplomarbeit in digitaler Form (Word, pdf)
- Anhang A2 – SVA-Verfahren des DAfStb [30] und Essigsäureprüfung nach ÖNORM B4710-1:2007 [27]