



AAR - Prävention für Beton: Erfahrungen mit Zusatzstoffen

Prévention RAG du béton: retour d'expériences avec les ajouts

ASR – prevention for concrete: experiences with supplementary cementing materials

MERZ Ingenieurberatung GmbH, Möriken
Christine Merz, Dr. ès sc., dipl. géol. UNIL

Empa, Eidgenössische Materialprüfungs- und Forschungsanstalt, Dübendorf
Andreas Leemann, Dr. sc. Nat., Dipl. Geol. ETHZ

**Forschungsprojekt AGB 2016/001 auf Antrag der Arbeitsgruppe
Brückenforschung (AGB)**

März 2019

694

Der Inhalt dieses Berichtes verpflichtet nur den (die) vom Bundesamt für Strassen unterstützten Autor(en). Dies gilt nicht für das Formular 3 "Projektabschluss", welches die Meinung der Begleitkommission darstellt und deshalb nur diese verpflichtet.

Bezug: Schweizerischer Verband der Strassen- und Verkehrsfachleute (VSS)

Le contenu de ce rapport n'engage que les auteurs ayant obtenu l'appui de l'Office fédéral des routes. Cela ne s'applique pas au formulaire 3 « Clôture du projet », qui représente l'avis de la commission de suivi et qui n'engage que cette dernière.

Diffusion : Association suisse des professionnels de la route et des transports (VSS)

La responsabilità per il contenuto di questo rapporto spetta unicamente agli autori sostenuti dall'Ufficio federale delle strade. Tale indicazione non si applica al modulo 3 "conclusione del progetto", che esprime l'opinione della commissione d'accompagnamento e di cui risponde solo quest'ultima.

Ordinazione: Associazione svizzera dei professionisti della strada e dei trasporti (VSS)

The content of this report engages only the author(s) supported by the Federal Roads Office. This does not apply to Form 3 'Project Conclusion' which presents the view of the monitoring committee.

Distribution: Swiss Association of Road and Transportation Experts (VSS)



AAR – Prävention für Beton: Erfahrungen mit Zusatzstoffen

Prévention RAG du béton: retour d'expériences avec les ajouts

ASR – prevention for concrete: experiences with supplementary cementing materials

**MERZ Ingenieurberatung GmbH, Möriken
Christine Merz, Dr. ès sc., dipl. géol. UNIL**

**EMPA Eidgenössische Materialprüfanstalt, Dübendorf
Andreas Leemann, Dr. sc. Nat., Dipl. Geol. ETHZ**

**Forschungsprojekt AGB 2016/001 auf Antrag der Arbeitsgruppe
Brückenforschung (AGB)**

März 2019

694

Impressum

Forschungsstelle und Projektteam

Projektleitung

Dr. Christine Merz

Dr. Andreas Leemann

Begleitkommission

Präsident

Dr. Martin Käser

Mitglieder

Dr. Ulrich Angst

Dr. Walter Kaufmann

Dr. Albin Kenel

Dr. Kristian Schellenberg

Stéphane Cuchet (Gast)

Antragsteller

Arbeitsgruppe Brückenforschung

Bezugsquelle

Das Dokument kann kostenlos von <http://www.mobilityplatform.ch> heruntergeladen werden.

Inhaltsverzeichnis

Impressum	4
Zusammenfassung	7
Résumé	9
Summary	11
1 Einleitung	13
1.1 Ausgangslage.....	13
1.2 Erfahrungen beim Einsatz von Zusatzstoffen	13
1.2.1 Ausland	13
1.2.2 Schweiz	14
1.3 Wirksamkeit von Zusatzstoffen	14
1.3.1 Praxisübliche reaktive Zusatzstoffe	15
1.3.2 Die puzzolanische Reaktion der Zusatzstoffe.....	16
1.3.3 Die Rolle der Alkalien bei der AAR	16
1.3.4 Die Rolle von Calcium	22
1.3.5 Wirkungsweise bei Laborversuchen	24
1.4 Feldversuche	28
1.4.1 Kanada	28
1.4.2 USA	34
1.4.3 Europa	34
1.4.4 Island.....	37
1.4.5 Schlussfolgerungen aus den Feldversuchen	37
1.5 Bauwerke mit puzzolanhaltigen Betonrezepturen.....	38
1.6 Projektziele.....	42
1.7 Untersuchungsmethoden	43
1.7.1 Beton – Performance – Prüfung.....	43
1.7.2 Optische Mikroskopie	44
1.7.3 Elektronenmikroskopie	45
1.7.4 Zustandserfassung und Probenentnahme	45
2 Untersuchte Bauwerke	47
3 Untersuchungsergebnisse	51
3.1 Ergebnisse der Beton-Performance-Prüfungen.....	51
3.2 Ergebnisse der mikroskopischen Untersuchungen.....	55
3.2.1 Wettingen	55
3.2.2 Berner Oberland.....	58
3.2.3 Fully	61
3.2.4 Vevey	64
3.2.5 Métro Lausanne	66
3.2.6 Visp	69
3.2.7 Salgesch.....	72
3.2.8 Collombey	74
3.3 Zusammensetzung der AAR-Produkte	78
4 Vergleich Ergebnisse am Bauwerk und im Labor	81
4.1 Bauwerke	81
4.1.1 Wettingen	81
4.1.2 Berner Oberland.....	82
4.1.3 Fully	82
4.1.4 Vevey	82
4.1.5 Lausanne.....	83
4.1.6 Visp	83

4.1.7	Salgesch	84
4.1.8	Collombey	84
4.2	Rissindex.....	85
5	Beurteilung der Untersuchungsergebnisse.....	87
5.1	Beurteilung der AAR-Beständigkeit der untersuchten Bauwerke	87
5.2	Beurteilung der Grenzwerte nach SIA 2042	91
5.3	Langfristige Wirksamkeit von Zusatzstoffen	93
5.4	Einsatz von Zusatzstoffen.....	93
6	Schlussfolgerungen	97
7	Empfehlungen	99
	Anhänge.....	101
	Glossar.....	115
	Literaturverzeichnis.....	117
	Projektabschluss	121
	Verzeichnis der Berichte der Forschung im Strassenwesen.....	125

Zusammenfassung

Die Beton-Performance-Prüfung nach SIA 2042 zum Nachweis der AAR-Beständigkeit von Beton stellt, neben konstruktiven Massnahmen, den wichtigsten Schritt zur Prävention von AAR-Schäden bei Neubauten dar. Heute wird diese Prüfung von den Betonherstellern routinemässig durchgeführt und ihre Grenzwerte werden allseitig angewandt.

Die Prüfung nach SIA 2042 ist aus der Prüfung nach AFNOR P18 454 hervorgegangen. Bei der Einführung wurden die Grenzwerte für die AAR-Beständigkeit der AFNOR FD P18-456 mit einigen Ergänzungen grundsätzlich übernommen. Die Aussagekraft der Prüfung bei der Verwendung Schweizer Gesteinskörnungen und die Gültigkeit der Grenzwerte wurden im Rahmen des Forschungsprojektes AGB 2006/003 für Betone ohne reaktive Zusatzstoffe validiert.

Der Einsatz von reaktiven, das heisst puzzolanisch oder latent hydraulisch reagierenden Zusatzstoffen (Hüttensand, Flugasche oder Silikastaub) gilt heute weltweit als die effizienteste Massnahme zur Vermeidung der AAR. Allerdings sind zwei Aspekte nicht ausreichend geklärt. Erstens gibt es in der Fachliteratur bei der Zudosierung, die benötigt wird, um AAR zu vermeiden, widersprüchliche Aussagen. Zweitens ist nicht klar, ob beschleunigte Laborverfahren wie die Beton-Performance-Prüfung bei der Verwendung reaktiver Zusatzstoffe aussagekräftige Prüfergebnisse liefern.

In der Schweiz wird davon ausgegangen, dass die Ergebnisse der Beton-Performance-Prüfung von Beton mit reaktiven Zusatzstoffen auf den Bauwerksbeton übertragbare Resultate liefern. Dies ist allerdings eine nicht validierte Annahme, die von erheblicher wirtschaftlicher Bedeutung sein könnte, wenn sie nicht korrekt ist. Mit der vorliegenden Untersuchung wird eine solche Validierung angestrebt.

Für diese Validierung wurden 10 bis 20-jährige Bauwerke untersucht, die aus Beton mit reaktiven Zusatzstoffen hergestellt wurden und von denen Daten von Beton-Performance-Prüfungen vorlagen. Das Vorhandensein und das Ausmass einer allfälligen AAR wurde mittels Mikroskopie analysiert. Die Validierung beruht auf dem Vergleich des Verhaltens von solchen Betonrezepturen bei der Beton-Performance-Prüfung unter Berücksichtigung der aktuellen Grenzwerte und dem Ausmass oder dem Ausbleiben einer AAR im Bauwerk während dem gegebenen Beobachtungszeitraum.

Die hier untersuchten Bauwerksbetone weisen im Alter von 11-18 Jahren keine oder nur geringfügige Rissbildungen und Gefügeschäden auf. Es zeigen sich aber im Gefüge schon deutliche Unterschiede in der Entwicklung der AAR zwischen den Bauwerksbetonen mit genügender bis hoher AAR-Beständigkeit und den Bauwerksbetonen mit ungenügender AAR-Beständigkeit.

Die relativen Ausdehnungen der Beton-Performance-Prüfung stimmen grundsätzlich mit dem Befund am Bauwerk überein. Anhand des doch begrenzten Datensatzes scheint sich, wie bei den Betonen ohne Zusatzstoffe, eine Korrelation zwischen den Ausdehnungen im Labor und dem bisher erreichten Ausmass der AAR im Bauwerksbeton abzuzeichnen. Mit zunehmenden Ausdehnungen im Labor nehmen auch die Anzahl der reagierenden Körner und die Menge an Reaktionsprodukten in den Bauwerksbetonen tendenziell zu.

Eine erste Abweichung hiervon betrifft einen Bauwerksbeton, bei dem der beigemischte Silikastaub so ungenügend dispergiert ist, dass sich die groben Silikastaubaggregate wie ein hoch alkali-reaktiver Feinsand verhalten und eine AAR hervorrufen.

Eine zweite Abweichung wurde bei einem Beton festgestellt, bei dem die Beton-Performance-Prüfung ohne Alkali-Zudosierung durchgeführt worden ist. Infolgedessen wurden im Vergleich zum Befund am Bauwerk zu geringe Ausdehnungen im Labor

erreicht. Es wird deshalb empfohlen für aussagekräftige Ergebnisse die Vorgaben für Alkali-Zudosierung bei der Durchführung der Prüfung zu respektieren.

Zusammenfassend lässt sich schliessen, dass sich die AAR-Beständigkeit von Bauwerksbetonen, die reaktive Zusatzstoffe enthalten, mit der Beton-Performance-Prüfung korrekt beurteilen lässt. Mit den aktuell gültigen Grenzwerten ist es möglich, nicht AAR-beständige Betone zu identifizieren. Ein Vergleich mit der Literatur zeigt, dass die Grenzwerte nach SIA 2042 streng sind im Verhältnis zu international verwendeten Grenzwerten bei vergleichbaren Prüfmethode und eine Beurteilung auf der sicheren Seite erlauben.

Die vorliegende Untersuchung bestätigt, dass die AAR-Beständigkeit von Beton für eine gegebene Gesteinskörnung vom Gesamtalkaligehalt des Betons und der Höhe der Dosierung der Zusatzstoffe abhängt. Zur Erreichung einer hohen AAR-Beständigkeit, bei hoch alkali-reaktiven Gesteinskörnungen sind mit Mindestdosierungen von 10 % Silikastaub oder 30 % Flugasche oder 50 % Hüttensand zu rechnen. Mit den in der Schweiz aktuell zugelassenen Portlandkompositzementen sind die Erfahrungen meist positiv und es können damit in der Regel auch mit hoch alkali-reaktiven Gesteinskörnungen AAR-beständige Betone hergestellt werden.

Für diese Forschungsarbeit stand eine begrenzte Auswahl an verschiedenartigen Bauwerksbetonen mit einem Beobachtungszeitraum zur Verfügung, der relativ kurz ist im Vergleich zur üblichen Nutzungsdauer von Tiefbauten. Die Untersuchungsergebnisse erlauben vorerst eine positive, wenn auch keine abschliessende Beurteilung über die langfristige Wirksamkeit der Zusatzstoffe. Der Einsatz von reaktiven Zusatzstoffen hat aber in den letzten Jahren sehr an Bedeutung gewonnen, so dass die aktuelle und zukünftige Datenlage deutlich breiter ist. Sowohl Restquellmessungen an den älteren schon untersuchten Bauwerksbetonen, wie auch einfache Überwachungen neuerer Bauwerke mittels Ausdehnungsmessungen und Rissbildaufzeichnungen würden zu einer besseren Beurteilungsgrundlage führen. Eine erneute Beurteilung der langfristigen Wirksamkeit der reaktiven Zusatzstoffe in ungefähr 20 Jahren wird dringend empfohlen. Ebenso lohnenswert wäre die Einrichtung einer schweizerischen Langzeit-Feldversuchsanlage mit eng überwachten Betonprüfkörpern mit alkali-reaktiven Gesteinskörnungen, um die Wirksamkeit von unterschiedlichen Bindemittelkonzepten für die AAR-Prävention gezielt und systematisch zu untersuchen.

Résumé

L'essai de performance du béton selon SIA 2042 pour le contrôle de la résistance à la RAG représente, outre des mesures constructives, l'instrument le plus important pour la prévention des dégâts dus à la RAG des nouvelles constructions. Aujourd'hui cet essai est entré dans la routine des producteurs de béton et ses valeurs limites sont généralement appliquées.

L'essai selon SIA 2042 est né de l'essai selon AFNOR P18 545. Lors de sa mise en vigueur, les valeurs limite de la résistance à la RAG définies dans AFNOR FD P18-456 ont été en principe adoptées avec quelques compléments. La signification de l'essai appliqué aux granulats suisse et la validité des valeurs limites ont été confirmées dans le cadre du projet de recherche OFROU AGB 2006/003 pour des bétons sans ajouts réactifs.

L'emploi des ajouts réactifs, c. à d. des ajouts pouzzolaniques ou hydrauliques latents (p.ex. laitier, cendres volantes ou fumées de silice) est considéré aujourd'hui mondialement comme le moyen le plus efficace pour prévenir la RAG. Néanmoins deux aspects attendent toujours d'être clarifiés. Premièrement la littérature spécifique énonce des indications contradictoires quant aux dosages nécessaires pour palier la RAG. Deuxièmement les opinions divergent si les essais accélérés de laboratoire, comme l'essai de performance du béton, fournissent des résultats représentatifs en cas d'emploi d'ajouts réactifs.

En Suisse on admet que les résultats de l'essai de performance des bétons avec ajouts réactifs livrent des résultats transposables aux bétons d'ouvrage. Or ceci est une hypothèse non validée, d'une importance économique considérable, si elle s'avérait comme fausse. Le présent projet de recherche vise une telle validation.

Cette validation se base sur l'investigation d'ouvrages âgés de 10 à 20 ans, construits avec des bétons incorporant des ajouts réactifs et dont on dispose des résultats d'essai de performance du béton. Le développement d'une éventuelle RAG a été contrôlé au moyen d'analyses microscopiques. La validation repose sur la comparaison du comportement des recettes de béton dans l'essai de performance du béton en considérant les valeurs limites actuelles et l'étendue ou l'absence de la RAG dans l'ouvrage pendant la durée d'observation donnée.

Les bétons d'ouvrage investigués ne montrent à un âge entre 11 et 18 ans pas ou peu de fissurations et de désordres microstructuraux. Mais les bétons d'ouvrage avec une résistance à la RAG suffisante à élevée et les bétons d'ouvrages avec une résistance à la RAG insuffisante présentent déjà des différences notables dans l'évolution de la RAG au niveau de la microstructure.

Les expansions relatives des essais de performance du béton concordent en principe avec le constat sur l'ouvrage. Sur la base toutefois restreinte de données se dessine une corrélation entre les expansions en laboratoire et l'étendue de la RAG atteinte à ce jour dans le béton d'ouvrage, de manière analogue à ce qui a été constaté chez les bétons sans ajouts réactifs. Avec l'augmentation des expansions en laboratoire, le nombre de granulats réagissant et la quantité de produits de réaction a tendance à augmenter dans les bétons d'ouvrage.

Une première exception concerne un béton d'ouvrage où la fumée de silice ajoutée est insuffisamment dispersée, de sorte que les agrégats grossiers de fumée de silice se comportent comme un sable fin hautement alcali-réactif qui provoque une RAG.

Une seconde divergence a été constatée dans le cas d'un béton, où l'ajout d'alcalins prévu dans l'essai de performance du béton n'a pas été pratiqué. Par conséquence les expansions atteintes en laboratoire sont trop faibles par rapport au constat de RAG sur

ouvrage. De ce fait il est recommandé de respecter les prescriptions de l'ajout d'alcalins lors de la réalisation de l'essai de performance du béton.

En résumé on peut conclure que la résistance à la RAG des bétons d'ouvrage incorporant des ajouts réactifs se laisse correctement évaluer avec l'essai de performance du béton. Les valeurs limites actuellement en vigueur permettent d'identifier des bétons dont la résistance à la RAG est insuffisante. Une comparaison avec la littérature montre que les valeurs limites selon SIA 2042 sont sévères par rapport aux valeurs limites internationalement appliquées aux méthodes d'essai similaires et qu'elles permettent une évaluation du côté sûr.

Les résultats confirment que la résistance à la RAG du béton avec un granulats donné dépend de la teneur totale en alcalins et du niveau de dosage des ajouts réactifs. Pour obtenir une haute résistance à la RAG en cas de granulats fortement alcali-réactifs il faut compter avec des dosages minimaux de 10 % de fumées de silice ou de 30 % de cendres volantes ou de 50 % de laitier. Les expériences faites avec les ciments portland composés actuellement agréés en Suisse sont pour la plupart positives. Il est en général possible de produire avec ces ciments des bétons résistants à la RAG même en cas de granulats fortement alcali-réactifs.

Le choix des bétons d'ouvrage adéquats pour ce projet de recherche était restreint et la durée d'observation était relativement courte en comparaison avec la durée de service habituelle des ouvrages du génie civil. Les résultats des investigations aboutissent pour l'instant à une évaluation positive, mais pas concluante quant à l'efficacité à long terme des ajouts réactifs. Or l'emploi des ajouts réactifs a gagné beaucoup d'importance durant les dernières années, de sorte que la base de données actuelle et future s'élargit. Non seulement des mesures d'expansion résiduelle sur les plus anciens bétons d'ouvrage ici investigués, mais aussi des monitorages simples des expansions et de la fissuration des ouvrages plus récents mèneraient à une meilleure base d'évaluation. Une réévaluation de l'efficacité à long terme des ajouts réactifs dans environ 20 ans est vivement recommandée. Tout aussi bénéfique serait l'installation d'un site d'essai d'exposition de terrain de longue durée avec des éprouvettes de béton contenant des granulats alcali-réactifs, dont la surveillance continue permet une étude ciblée et systématique de l'efficacité des différentes mesures de prévention RAG.

Summary

The concrete performance test according SIA 2042 is the most important tool to prevent AAR-induced damages in new structures. Today, concrete producers routinely control their products with the test and the defined limit values are well accepted.

The concrete performance test is based on AFNOR P18 454. The limit values of AFNOR FD P18-456 defining high resistance to AAR have been adopted with a few additions during the introduction of the test. The applicability of the test and its limit values for Swiss aggregates used in concrete without mineral additions have been validated in the research project AGB 2006/003.

The use of pozzolanic or latent hydraulic mineral additions like silica fume, fly ash or slag is accepted internationally as the most efficient way to avoid AAR. However, two points are not clarified to a sufficient degree so far. Firstly, there are contradictions about the amount of mineral additions needed to suppress AAR. Secondly, it has not been clarified whether the accelerated laboratory test delivers reliable results for concrete with mineral additions.

It is currently assumed in Switzerland, albeit without experimental validation, that the test results of such concrete mixtures are transferable to concrete structures. If this assumption were wrong, serious economic damages could result in the future. The goal of the current project is to fill this gap and provide the missing validation.

The eight concrete structures chosen for the validation had to fulfill two requirements. The concrete had to contain mineral additions and the results of the concrete performance test of the used concrete at the time of construction had to be available. The validation was based on these test results and on the current state of AAR in the concrete structures as determined by microscopy.

The 11-18 years old structures exhibited no or little damage on the concrete surface. However, the microstructural investigation revealed the occurrence of AAR and clear differences in its degree between the concrete with high and low AAR-resistance as determined in the concrete performance test. In general, the relative length changes in the test correlate with the degree of damage in the structures assessed by the number of reacted aggregates and by the crack-index.

A first exception is caused in one case by insufficiently dispersed silica fume, which acts as highly reactive aggregate and contributes to AAR. A second exception relates to a case where no alkali addition was provided in the concrete performance test, as explicitly required by the standard. As a result, the expansion in the test was very low, but AAR-induced micro-cracks were present in the structure.

Based on this limited data set, it can be concluded for the time being that AAR-resistance of concrete with mineral additions used in structures can be assessed by the concrete performance test in the same way as concrete without additions. The current limit value allows to identify concrete with low AAR resistance. It is relatively strict compared with limit values of other similar tests used internationally and provides a certain safety margin.

The obtained results confirm that AAR resistance of concrete produced with specific aggregates is both dependent on the total alkali level and on the dosage of mineral additions. The minimum dosage for concrete with highly reactive aggregates is 10 mass-% silica fume, 30 mass-% fly ash or 50 mass-% of slag. So far, the experience with blended cements produced by the Swiss cement industry shows that AAR-resistant concrete can be produced with highly-reactive aggregates.

The service time of structures at the time of investigation was relatively short compared to their planned service life and the range of concrete mix design used was limited. So far, the results indicate a long term effect of mineral additions to prevent ASR. However, a longer period of observation is needed for a final conclusion.

The use of mineral additions has increased substantially in recent years. Therefore, the opportunity for improving the data base is given. This could be achieved by the determination of the residual expansion potential of the investigated structures and by monitoring expansion and cracking of more recent structures. A re-evaluation of the long-term effectiveness of mineral additions and concrete mix designs used in Switzerland to prevent AAR is strongly recommended in about 20 years. The set-up of a field-site with closely monitored concrete specimens containing reactive aggregates and countermeasures to prevent AAR is advised as an important complimentary approach.

1 Einleitung

1.1 Ausgangslage

Die Beton-Performance-Prüfung nach [SIA 2042] zum Nachweis der AAR-Beständigkeit von Beton stellt, neben konstruktiven Massnahmen, den wichtigsten Schritt zur Prävention von AAR-Schäden bei Neubauten dar. Heute wird diese Prüfung von den Betonherstellern routinemässig durchgeführt und ihre Grenzwerte werden allseitig angewandt.

Die Anforderungen an die Durchführung der Prüfung und die Grenzwerte wurden im Rahmen des Forschungsprojektes AGB 2006/003 [1] zwischen 2007-2011 untersucht und festgelegt. Dabei wurden Bauwerksbetone aus verschiedenen Regionen der Schweiz und mit unterschiedlich stark ausgeprägten Schäden im Labor nachgestellt und geprüft. Da die Schweizer Gesteinskörnungen generell langsam reagieren, dauert es üblicherweise mindestens 10 - 20 Jahre bis Schäden am Bauwerk sichtbar werden. Für einen sicheren Vergleich zwischen dem Verhalten der Betone im Labor und im Bauwerk wurden deshalb für die Validierung ältere Bauwerke ausgewählt. Das jüngste Bauwerk stammte aus dem Jahr 1982.

Die erste Validierung hat gezeigt, dass die Beton-Performance-Prüfung grundsätzlich aussagekräftige Ergebnisse für das Verhalten der Betone ohne Zusatzstoffe im Bauwerk liefert (vergleichbare Reaktionen im Labor wie im Bauwerksbeton, keine Artefakte).

Diese Bauwerksbetone enthielten aber keine reaktiven Zusatzstoffe, das heisst puzzolanische oder latent hydraulische Zusatzstoffe Typ II nach SN EN 206, wie z.B. Hüttensand, Silikastaub oder Flugasche, da solche im Tiefbau erst ab 2000 in der Schweiz allmählich zum Einsatz kamen. Reaktive Zusatzstoffe verändern die Reaktionskinetik positiv und führen zu einer Verringerung, bzw. Verlangsamung der AAR. Heute werden deshalb Tiefbaubetone praktisch nur noch mit reaktiven Zusatzstoffen (z.B. Flugasche oder Silikastaub), mit Portlandkompositzementen und weniger häufig mit Hochofenzementen hergestellt.

In der Schweiz wird davon ausgegangen, dass die Ergebnisse der Beton-Performance-Prüfung von Beton mit reaktiven Zusatzstoffen auf den Bauwerksbeton übertragbare Resultate liefern. Dies ist allerdings eine nicht validierte Annahme, die von erheblicher wirtschaftlicher Bedeutung sein könnte, wenn sie nicht korrekt ist.

Inzwischen haben die ersten Bauwerksbetone, die reaktive Zusatzstoffe enthalten, ein Alter erreicht, das die Durchführung der ausstehenden Validierung ermöglicht.

1.2 Erfahrungen beim Einsatz von Zusatzstoffen

1.2.1 Ausland

Die Erfahrungen im Ausland mit dem Einsatz von reaktiven Zusatzstoffen zur Vermeidung von AAR-Schäden sind allgemein positiv. Weltweit gehört der Einsatz von reaktiven Zusatzstoffen in Normen und Richtlinien zu den möglichen Präventionsmassnahmen (vgl. z.B. [CEN/TR 16349, 2012] oder [RILEM 2016]).

In Ländern, in welchen traditionsgemäss z.B. Hochofenzemente verwendet werden (z.B. Österreich, Belgien, Frankreich, Deutschland), werden eigentlich keine AAR-Schäden bei solchen Bauwerksbetonen beschrieben. Da schadenfreie Bauwerke normalerweise nicht untersucht werden, ist es aber schwierig, genauere Informationen zu erhalten. Bei den beschriebenen Schadenfällen liegt der Fokus meistens auf den verwendeten Gesteinskörnungen und es finden sich kaum Angaben zur weiteren

Betonzusammensetzung (vgl. z.B. die nationalen Reviews in [ICAAR, 1989], [CR1901,1995] oder die nationalen Beiträge im Bericht des europäischen Forschungsprojektes PARTNER [2]). Deshalb bieten Schadenuntersuchungen kaum Material, um allfällige negative Einflüsse von Zusatzstoffen beurteilen zu können.

Silikastaub wurde seit 1979 in Island jahrelang offenbar erfolgreich verwendet, um der AAR bei Beton mit hoch alkali-reaktiven vulkanischen Gesteinskörnungen vorzubeugen [3]. Die Wirksamkeit des Silikastaubs hängt von seiner Dosierung, seinem Gehalt an reaktiver Kieselsäure und seiner Verteilung im Zementstein ab. Schon seit längeren bestehen aber Bedenken, dass Silikastaub insbesondere bei geringen Dosierungen langfristig die AAR nicht unterdrückt, sondern nur verzögert [4, 5, 6].

Die Wirksamkeit von Flugasche und Hüttensand wurde vielfach untersucht und mit einigen Vorbehalten als grundsätzlich positiv beurteilt. Dies hat dazu geführt, dass teilweise Qualitätsanforderungen und Mindestdosierungen vorgeschrieben werden (z.B. ASTM C 618-15, RILEM 2016, BS 8500-2, CSA A23.1 / A23.2). Grundsätzlich geht man davon aus, dass die notwendige Dosierung von der Art der alkali-reaktiven Gesteinskörnung und dem Alkaligehalt des Betons abhängt. Falls die Mindestdosierung nicht eingehalten wird, ist zur Beurteilung AAR-Beständigkeit des Betons der Alkalibeitrag des Zusatzstoffes zu berücksichtigen (z.B. BS 8500-2, LCPC 1994).

Das Langzeitverhalten von Betonen mit reaktiven Zusatzstoffen wird v.a. in Feldversuchen untersucht. Einige dieser Feldversuche dauern schon Jahrzehnte an und werden regelmässig ausgewertet (siehe Kap.1.4).

1.2.2 Schweiz

Beim Bau der NEAT-Tunnel wurde festgestellt, dass Flugasche, je nach Qualität, die AAR-Beständigkeit von Betonen im Labor verschlechtern oder verbessern kann [7]. Vermutlich wurden beim Bau der Schweizer Talsperren vereinzelt zusatzstoffähnliche Beimischungen (z.B. Schlacken) gemacht. Der Staudamm von Hongrin ist das älteste bekannte Schweizer Beispiel aus den 60ziger Jahren für die gezielte Verwendung von Flugasche. Über die Qualität der verwendeten Flugasche ist den Autoren jedoch nichts bekannt, vermutlich ist sie nicht vergleichbar mit einer Flugasche, welche die Anforderungen der SN EN 450 erfüllt.

Puzzolanische Zusatzstoffe, wie das häufig in der Schweiz verwendete vulkanische Steinmehl Hydrolith F200, können die AAR-Beständigkeit auch negativ beeinflussen und innert kürzester Zeit zu signifikanten Schadenfällen führen (Kap. 1.5). Die Prüfung der AAR-Beständigkeit von Betonrezepturen mit Hydrolith F200 wird deshalb in der SN EN 206 vorgeschrieben.

In der Schweiz müssen Zusatzstoffe die entsprechenden Produktnormen, wie z.B. SN EN 450-1/2 für Flugasche, einhalten. Anforderungen an Mindestdosierungen sind nicht festgelegt, da ja angestrebt wird, mit Hilfe der Performance-Prüfung die Wirksamkeit einer Dosierung im Rahmen einer gegebenen Betonrezeptur zu beurteilen.

1.3 Wirksamkeit von Zusatzstoffen

Im Rahmen dieser Arbeit werden nur reaktive Zusatzstoffe Typ II gemäss SN EN 206 behandelt. An dieser Stelle werden deshalb der Vollständigkeit halber nur ein paar Hinweise auf den Einfluss von inerten Zusatzstoffen Typ I gegeben.

Inerte Zusatzstoffe wie Kalkfiller oder andere Gesteinsmehle können die AAR-Beständigkeit eines Betons über ihre eigene Alkali-Empfindlichkeit in Abhängigkeit ihrer mineralogischen und chemischen Zusammensetzung und Mahlfineinheit positiv oder negativ beeinflussen. Durch den Ersatz des Zementes mit Fillern wird der aktiv an der Reaktion beteiligte Anteil an Alkalien reduziert, was sich grundsätzlich positiv auf die

AAR-Beständigkeit auswirkt. Bei schwach alkali-reaktiven Gesteinskörnungen kann dies eine ausreichende betontechnologische Massnahme sein um die AAR-Beständigkeit zu gewährleisten.

Die Filler verändern aber auch die Porenstruktur der Zementmatrix, indem sie bei hoher Mahlfineinheit verdichtend wirken und die Ionendiffusion in der Porenlösung verlangsamen, so dass eine zusätzliche günstige Wirkung bzgl. AAR möglich ist. Infolge des erhöhten Wasseranspruchs und des damit verbundenen schwächeren Wasserrückhaltevermögens, können sie aber auch die Porosität negativ beeinflussen. Ein schnelleres Auslaugen der Alkalien bei Betonen mit Kalkfillern bei der Beton-Performance-Prüfung ist nicht auszuschliessen, so dass u.U. die AAR-Beständigkeit von fillerhaltigen Betonrezepturen überbewertet wird.

1.3.1 Praxisübliche reaktive Zusatzstoffe

Flugasche

Unter dem Begriff Flugasche werden Elektrofilteraschen verstanden, die in thermischen Kraftwerken bei der Verfeuerung von Stein- oder Braunkohle, aber auch Klärschlamm oder Abfall gewonnen werden. Die mineralogische und chemische Zusammensetzung, Kornform, Korngrössenverteilung usw. der Flugaschen hängt nicht nur vom Ausgangsstoff, sondern auch von der Anlagentechnik des Kraftwerkes sowie seiner Betriebsweise ab. Normalerweise werden für die Betonherstellung Steinkohleflugaschen verwendet, da diese eine konstante Zusammensetzung mit einem geringen Glühverlust und einem hohen reaktionsfähigen Anteil SiO_2 und Al_2O_3 in einer glasigen, bzw. amorphen Form aufweisen. In der Schweiz gelten die Anforderungen der Produktnorm SN EN 450-1 und es dürfen nur siliziumreiche Flugaschen der Kategorie A, die aus Steinkohle mit wenig Mitverbrennungsstoffen gewonnen werden, d.h. mit einem maximalen Glühverlust von 5 M.-% eingesetzt werden. Die Flugaschen müssen mindestens 25 % reaktionsfähiges SiO_2 enthalten. Nach SN EN 206 dürfen aktuell bei der Verwendung von CEM I maximal 66 %, bzw. bei CEM II/A-LL max. 45 % des Zementes durch Flugaschen ersetzt werden.

Silikastaub

Silikastaub wird aus dem Filterstaub gewonnen, der beim Schmelzprozess von Siliziumlegierungen entsteht. Er besteht hauptsächlich aus amorphem SiO_2 in Form von kugelförmigen Partikeln mit einem Durchmesser unter einem Nanometer. Dank ihrer Feinheit und dem hohen Kieselsäuregehalt besitzen Silikastäube ausgeprägte puzzolanische Eigenschaften. In der Schweiz gelten die Anforderungen der Produktnorm SN EN 13263-1. Silikastaub muss mindestens 85 % reaktionsfähiges SiO_2 enthalten. Nach SN EN 206 dürfen für Stahl- und Spannbeton maximal 11 % des Zementes durch Silikastaub ersetzt werden und ein gemeinsamer Einsatz mit Hüttensand oder Hydrolith plus Flugasche ist nicht erlaubt.

Hüttensandmehl

Hüttensandmehl wird durch Trocknung und Mahlung von granulierter Hochofenschlacke aus der Roheisenherstellung gewonnen. Durch das Abschrecken (Granulierung) der Schlackenschmelze wird ein hoher Anteil glasiger Bestandteile gewonnen, die bei geeigneter Anregung latent hydraulisch reagieren. Die Eigenschaften von Hüttensandmehl variieren je nach Zusammensetzung und Mahlungsgrad. In der Schweiz gelten die Anforderungen der Produktnorm SN EN 15167-1, wonach Hüttensandmehl zu mindestens zwei Dritteln aus SiO_2 , CaO und MgO bestehen muss und das Verhältnis $(\text{CaO} + \text{MgO}) / \text{SiO}_2$ muss grösser als 1 sein. Der Anteil glasiger Bestandteile muss ebenfalls grösser als zwei Drittel sein und die Mahlfineinheit wird über eine Mindestanforderung an die spezifische Oberfläche geregelt. Nach SN EN 206 dürfen bei Verwendung von CEM I maximal 80 %, bzw. bei CEM II/A-LL max. 60 % des Zementes durch Hüttensandmehl ersetzt werden. Hüttensandmehl wird in der Schweiz kaum als separat zugegebener Zusatzstoff, sondern in Form von Hochofenzementen (CEM III) oder Portlandkompositzementen (z.B. CEM II/B-M) eingesetzt.

Gebrannter Schiefer

Gebrannter Schiefer wird durch Brennen bei ca. 800 °C von Ölschiefern gewonnen und enthält Klinkerphasen (v.a. Dicalciumsilikat, Monocalciumaluminat), aber auch puzzolanisch reagierende Oxide, insbesondere SiO₂. Fein gemahlen weist er sowohl hydraulische als auch puzzolanische Eigenschaften auf. Da gebrannter Schiefer ausschliesslich als Zementbestandteil eingesetzt wird, sind die Anforderungen in der Zementnorm SN EN 197-1 geregelt.

Puzzolane

Als Puzzolane gelten verschiedene natürliche oder industriell aufbereitete Stoffe mit einem ausreichend hohen Anteil an reaktionsfähigem SiO₂ und Al₂O₃. Je nach Ausgangsstoff werden sie unterschiedlich aufbereitet, wobei man zwischen Puzzolanen und getemperten (thermisch aktivierten) Puzzolanen unterscheidet. Zu den natürlichen Puzzolanen gehören Gesteinsmehle sedimentären und vulkanischen Ursprungs, wie z.B. vulkanische Tuffe, Aschen, Schlacken usw. Getemperte Puzzolane sind z.B. gebrannte Tone, Metakaolin, Schiefer, vulkanische Gesteine (Hydrolith, Trass). Metakaolin entsteht aus der thermischen Behandlung bei 600-800 °C des Tonminerals Kaolin.

Auch industriell hergestellte Stoffe werden als Puzzolane eingesetzt, wie z.B. Ziegelmehl, Glas, Schlacken, Aschen aus Biomaterial usw. So gross die Auswahl der möglichen Ausgangsstoffe ist, so unterschiedlich sind auch die Eigenschaften. Momentan sind die Anforderungen an die Puzzolane kaum geregelt, mit Ausnahme der Minimalanforderungen der SN EN 197-1 für die Herstellung von Puzzolanzementen. In der Schweiz werden v.a. getemperte vulkanische Gesteinsmehle wie Hydrolith F200, oder rheinischer Trass verwendet. Die Anforderungen an Hydrolith F200 sind in einer Europäischen technischen Zulassung geregelt.

1.3.2 Die puzzolanische Reaktion der Zusatzstoffe

Puzzolanische Zusatzstoffe reagieren nicht mit Wasser wie Zement bei der hydraulischen Reaktion. Ihr in den glasigen Phasen vorhandenes reaktionsfähiges SiO₂ und Al₂O₃ reagiert mit Calciumhydroxid (CaOH₂ aus der Hydratation des Portlandzementklinkers) zu Calciumsilikathydrat (C-S-H-Phasen, Calciumaluminathydrat (C-A-H-Phasen) und Calciumalumosilikathydrat (C-A-S-H-Phasen). Dabei wird Calciumhydroxid aufgebraucht und der pH-Wert der Porenlösung abgesenkt. Die Reaktion findet in einer wässrigen Lösung statt, im Gegensatz zur hydraulischen Reaktion von Portlandzement wird dabei aber kein Wasser gebunden.

Durch die Bildung der Hydratphasen erfolgt auch eine Verdichtung der Porenstruktur des Zementsteines, gleichzeitig wirken Zusatzstoffe als Nuklei für die C-S-H-Phasen der Zementhydratation und beeinflussen die Kristallstruktur der Zementsteinphasen positiv, was sich nicht nur verfestigend auswirkt, sondern auch diffusionsabhängige Schadenmechanismen erschwert (z.B. Chloriddiffusion). Die positive Wirkung bzgl. AAR wird deshalb einerseits der verminderten Alkalität der Porenlösung, aber auch der Reduktion der Diffusionsraten der Alkalien in der Porenlösung zugeschrieben.

1.3.3 Die Rolle der Alkalien bei der AAR

Die ausschlaggebenden Faktoren für die Entwicklung einer schädigenden AAR sind das Vorhandensein einer hoch alkalischen Porenlösung, einer alkali-empfindlichen (reaktiven) Gesteinskörnung, sowie eine ausreichend hohe Feuchtigkeit für die Reaktion und die Volumenzunahme des resultierenden quellfähigen Gels. Die Alkali-Reaktivität der Gesteinskörnung wird dabei in erster Linie vom Gehalt an amorpher Kieselsäure und/oder an Silikaten, v.a. Quarz mit Defekten in der Kristallstruktur bestimmt. Die Löslichkeit der Kieselsäure in der Gesteinskörnung nimmt mit steigender Temperatur und steigendem pH-Wert der Porenlösung zu (Abb. 1).

Die Alkalität der Porenlösung (d.h. Alkali- und Hydroxidionenkonzentration) spielt eine entscheidende Rolle, wobei der überwiegende Anteil der Alkalien im Beton aus dem

Portlandzement stammt. Mit zunehmendem Na_2O - und K_2O -Gehalt des Zementes nimmt die Konzentration von Kalium-, Natrium und Hydroxidionen in der Porenlösung zu (Abb. 2 und 3).

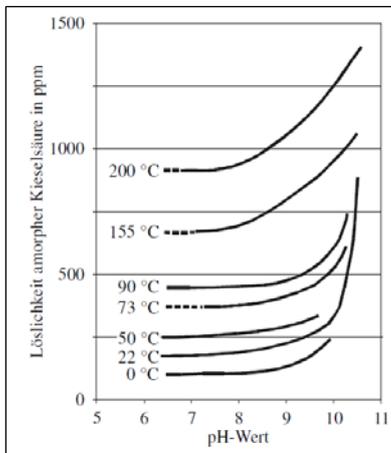


Abb. 1: Löslichkeit amorpher Kieselsäure in Funktion der Temperatur und des pH-Wertes. Mit der erhöhten Temperatur bei Laborprüfungen im Vergleich zu den Bauwerksbedingungen kann die Reaktion beschleunigt werden [8].

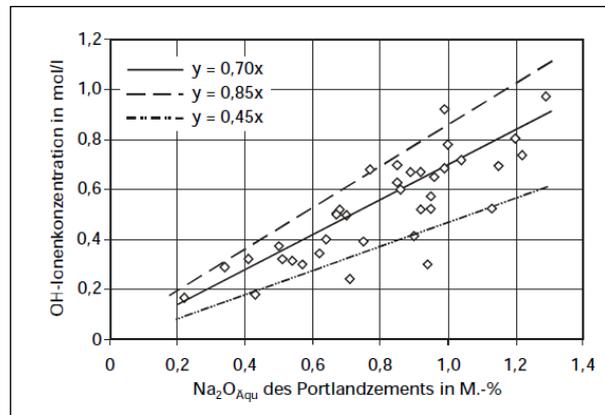


Abb. 2: Hydroxidionenkonzentration der Porenlösung in Funktion des $\text{Na}_2\text{O}_{\text{eq}}$ -Gehaltes des Zementes (Literaturauswertung in [5]).

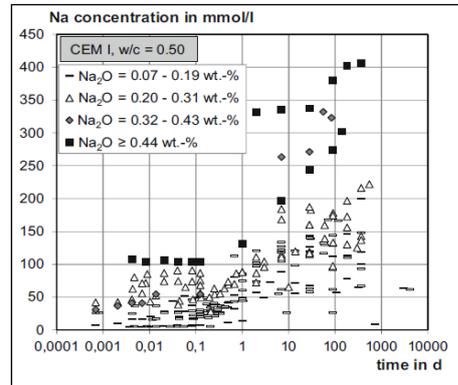
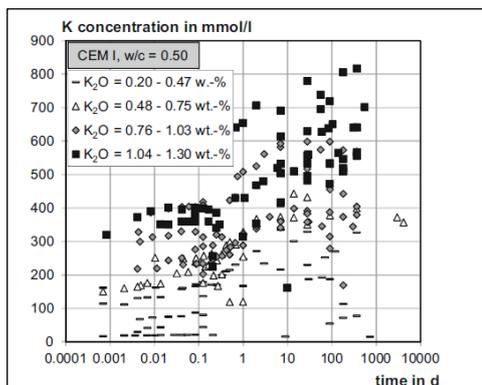


Abb. 3: Zeitliche Entwicklung der Kalium- und Natriumkonzentration der Porenlösung bei einem w/z-Wert von 0.50 für verschiedene Kalium- und Natriumgehalte des Zementes (Literaturauswertung in [9]).

Zusatzstoffe steuern ebenfalls zum Gesamtalkaligehalt des Betons bei, wobei die in den Glasphasen eingebundenen Alkalien langsamer in Lösung gehen als die Alkalien des Portlandzementes, welche zum grössten Teil in Form von sofort löslichen Alkalisulfaten vorliegen. Das Zusammenspiel der Alkalien im Betonsystem ist in Abbildung 4 schematisch dargestellt.

Zur Vorbeugung der AAR ist eine Verminderung der Alkalität der Porenlösung notwendig, um die Reaktion der alkali-empfindlichen Gesteinskörnung zu verringern oder zu vermeiden. Der Einsatz von Zusatzstoffen wurde schon seit Beginn der Forschung auf dem Gebiet der AAR untersucht und die Wirkungsweise der Zusatzstoffe, d.h. Einbindung und Freisetzung von Alkalien ist Gegenstand von zahlreichen Arbeiten, z.B. [5, 10-18, 65-67]. In Anwesenheit von Zusatzstoffen werden die Alkalikonzentration und damit der pH-Wert der Porenlösung reduziert, sodass auch weniger Kieselsäure aus der Gesteinskörnung gelöst werden kann.

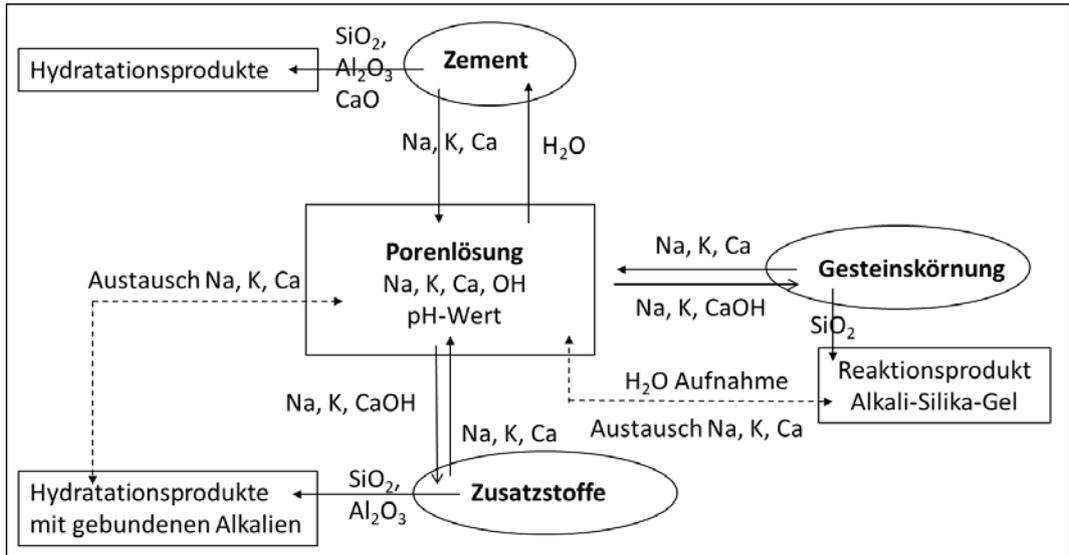


Abb. 4: Wechselwirkungen zwischen den einzelnen Betonkomponenten über den Alkaliaustausch in der Porenlösung

Viele Untersuchungen zeigen, dass die Absenkung der Alkalikonzentration der Porenlösung ungefähr proportional zur Menge der Zusatzstoffe ist, jedoch von der Art des Zusatzstoffes abhängt, z.B. [5, 16 - 22] (Abb. 5 und 6).

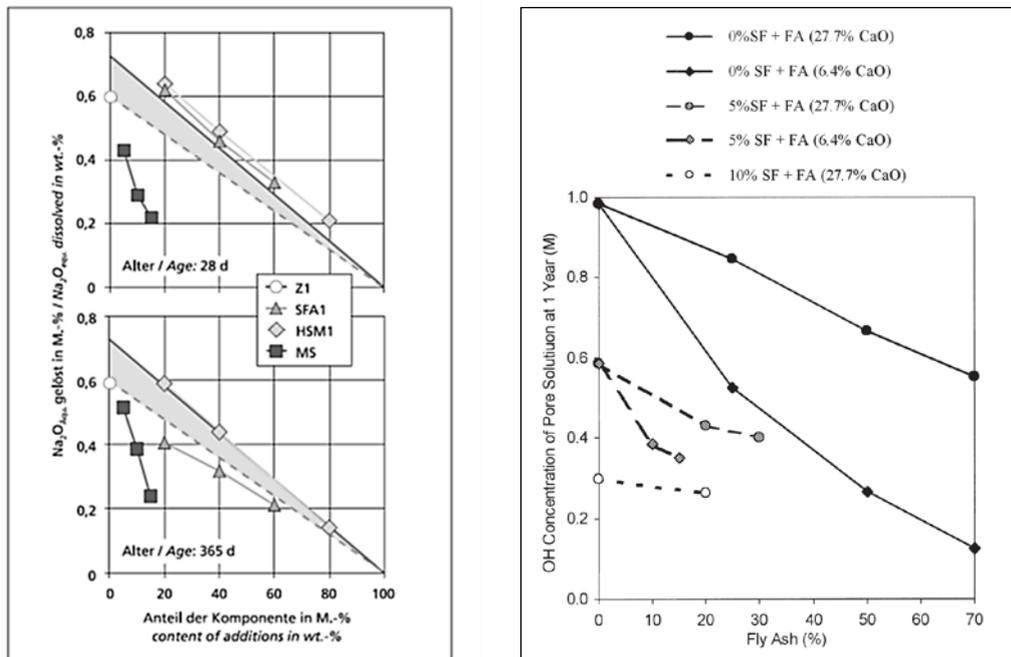


Abb. 5: Unterschiedlich starke Absenkung des $\text{Na}_2\text{O}_{\text{eq}}$ -Gehaltes der Porenlösung in Funktion der Art und Dosierung der Zusatzstoffe (prozentualer Zementersatz)

Links: Z1: Portlandzement, SFA 1: Flugasche, HSM: Hüttensandmehl, MS: Silikastaub [19].

Rechts: Einfluss der Flugaschequalität (CaO-Gehalt) und der Dosierung von Silikastaub und Flugasche auf die Hydroxidionenkonzentration der Porenlösung [16].

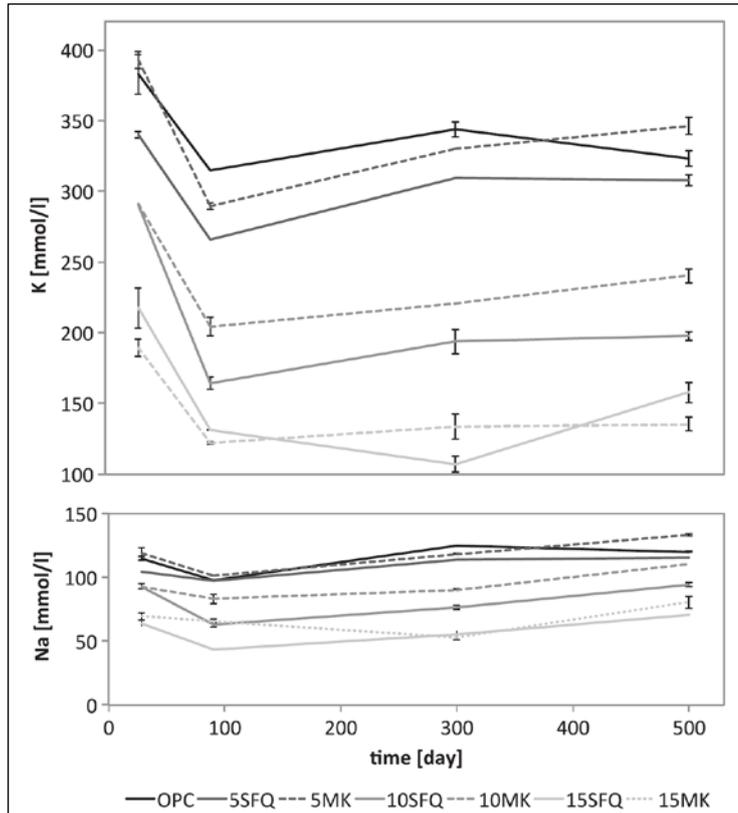


Abb. 6: Zeitliche Entwicklung von Kalium- und Natriumkonzentrationen von Porenlösungen von Zement mit unterschiedlichen Zusatzerdosierungen von Silikastaub und Metakaolin. OPC: Portlandzement, 5, 10 und 15 % Silikastaub (SFQ), 5 und 10 % Metakaolin (MK) [20].

Modellberechnungen aufgrund der vorhandenen Literaturdaten [9] bestätigen, dass Absenkungen der Hydroxidionenkonzentration bei w/b-Werten zwischen 0.4 und 0.5 erst bei einem Zementersatz mit Hüttensand > 40 % zu erwarten sind und unabhängig vom Alkaligehalt des Hüttensandes sind, der in der Regel kleiner ist als bei Portlandzement. D. h. der Zementersatz durch Hüttensand wirkt in erster Linie verdünnend, während erst bei hohen Dosierungen (z.B. CEM III/B) eine zusätzliche absenkende Wirkung der Alkalikonzentration festgestellt wird [5, 13, 22 - 24].

Bei Flugasche hängt die Alkalikonzentration der Porenlösung vom Alkaligehalt des Zementes, aber auch der Zusammensetzung der Flugasche ab und nimmt erst mit zunehmendem Alter infolge der langsamer verlaufenden puzzolanischen Reaktion deutlich ab [22, 25] (Abb. 7). Bei der puzzolanischen Reaktion der Flugaschen werden Alkalien sowohl gelöst wie auch in die Hydratationsprodukte eingebunden. Alkalireiche Flugaschen steuern u.U. mehr Alkalien dem System bei als sie binden, während alkaliarme Flugaschen die Alkalität der Porenlösung am stärksten vermindern. In den USA, wo auch calciumreiche Flugaschen verwendet werden, zeigen die Studien, dass die Wirksamkeit dieser Flugaschen bzgl. Alkalibindung beschränkt ist und dass die Ausdehnungen mit zunehmendem Calcium- und/oder Alkaligehalt der Flugaschen zunehmen, sodass eine Mindestmenge an Flugaschezugaben notwendig ist, um den Alkalibetrag der Flugaschen zu kompensieren und nicht die AAR zu fördern [16, 26]. Solche Flugaschen sind in der Schweiz für die Betonherstellung nicht zugelassen.

Silikastaub erweist sich dank seiner höheren Reaktivität bei der Absenkung der Alkalikonzentrationen, bzw. der Hydroxidionenkonzentration deutlich wirkungsvoller als Flugasche oder Hüttensand. Bei hohen, in der Praxis unüblichen Silikastaubzugaben (30 %) wird praktisch der gesamte Calciumhydroxid-Gehalt der Porenlösung durch die puzzolanische Reaktion aufgebraucht [5, 11].

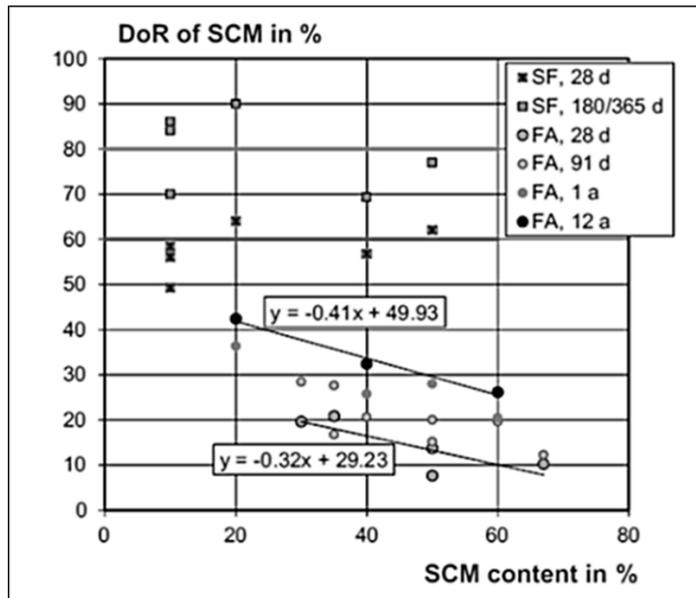


Abb. 7: Reaktionsgrad (DoR) von Silikastaub und Flugasche in Funktion von Alter und Dosierung. Die Flugaschen zeigen mit zunehmender Dosierung einen geringeren Hydratationsgrad, der deutlich niedriger ist als derjenige von Silikastaub und erst allmählich mit der Zeit zunimmt ([Literatursauswertung in [9]).

Die Untersuchungen von [20, 22] zeigen, dass mit Metakaolin ebenfalls ausgeprägte Absenkungen der Alkalikonzentrationen in der Porenlösung erreicht werden können. Zudem erhöht Metakaolin aufgrund seines hohen Aluminiumgehaltes die Aluminiumkonzentration der Porenlösung und den Aluminiumgehalt der Hydratationsprodukte. Dadurch reduziert sich die Löslichkeit der Kieselsäure der alkali-reaktiven Gesteinskörnungen und es wird vermutet, dass Aluminium auch die Quellfähigkeit des Gels beeinflusst [22, 27].

Durch die puzzolanische Reaktion der Zusatzstoffe werden C-S-H-Phasen mit einem niedrigeren atomaren Ca/Si-Verhältnis im Vergleich zu denjenigen von Portlandzement gebildet. Mit zunehmender Dosierung der Zusatzstoffe nimmt das Ca/Si-Verhältnis in der Zusammensetzung der Hydratationsprodukte ab. Mit abnehmendem Ca/Si-Verhältnis nimmt die Bindekapazität C-S-H-Phasen von Alkalien zu [5, 20 - 22].

Die Ergebnisse von [5] verdeutlichen zudem, dass die Alkalibindungskapazität der Hydratationsprodukte stark von der Alkalikonzentration der Porenlösung abhängt, indem mit steigender Konzentration der gelösten Alkalien überproportional Alkalien in die Hydratationsprodukte eingebunden werden. Mit zunehmendem Zementersatz sinkt aber sowohl die Alkalikonzentration der Porenlösung wie auch die Reaktionsrate der Zusatzstoffe, so dass eigentlich der Anteil an gebundenen Alkalien abnehmen sollte. Bei abnehmender Alkalikonzentration sinkt jedoch auch das Ca/Si-Verhältnis der Hydratationsprodukte der Zusatzstoffe, sodass deren Alkalibindekapazität zunimmt und so kompensierend wirkt.

Vereinfachend gesagt, auch wenn die Zusatzstoffe Alkalien dem Gesamtsystem beisteuern, stehen durch die Einbindung der Alkalien in ihre Hydratationsprodukte weniger Alkalien aktiv zur Verfügung für die Reaktion mit der Gesteinskörnung.

Einige Untersuchungen deuten darauf hin, dass die Alkalikonzentration der Porenlösung bei der Verwendung von Silikastaub mit der Zeit wieder zunimmt [3, 5, 13, 26, 28] (Abb. 8 und 9). Es wird angenommen, dass die Alkalien, welche in den Hydratationsprodukten gebunden werden, bei der Verringerung der Alkalität der Porenlösung durch Austauschreaktionen mit Calcium wieder gelöst werden können. In Anwesenheit von Flugasche wird kein Anstieg der Alkalikonzentration beobachtet und es wird vermutet, dass die wieder freigegebenen Alkalien in die Hydratationsprodukte der Flugasche eingebunden werden (Abb. 9).

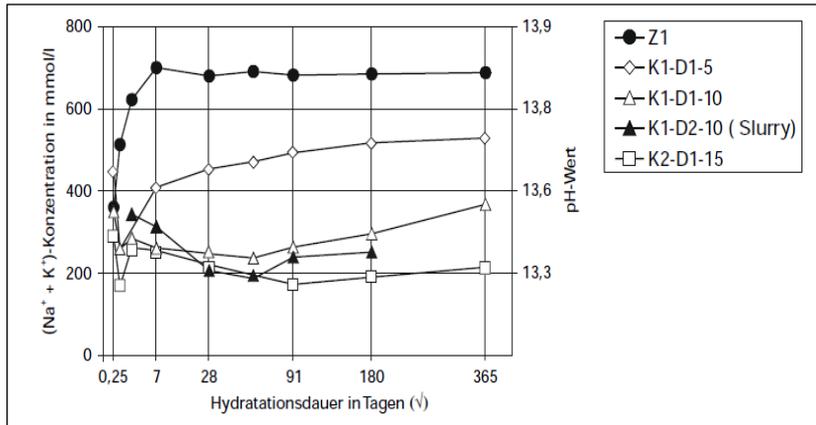


Abb. 8: Zeitliche Entwicklung der Alkaliionenkonzentration der Porenlösung bei einem w/z-Wert von 0.50 für verschiedene Silikastaubdosierungen (5, 10 und 15 %) im Vergleich zu reinem Portlandzement [5].

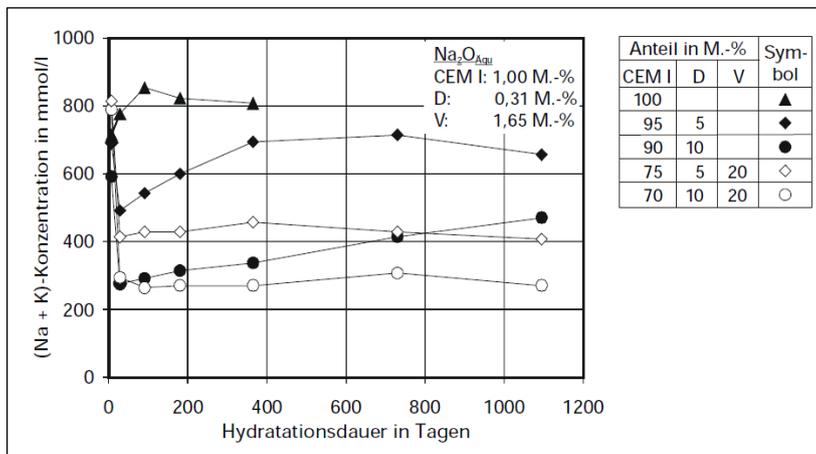


Abb. 9: Zeitliche Entwicklung der Alkalikonzentration der Porenlösung bei der Zugabe von Silikastaub (D) und von Silikastaub mit Flugasche (V). Daten aus [26], aufbereitet in [5].

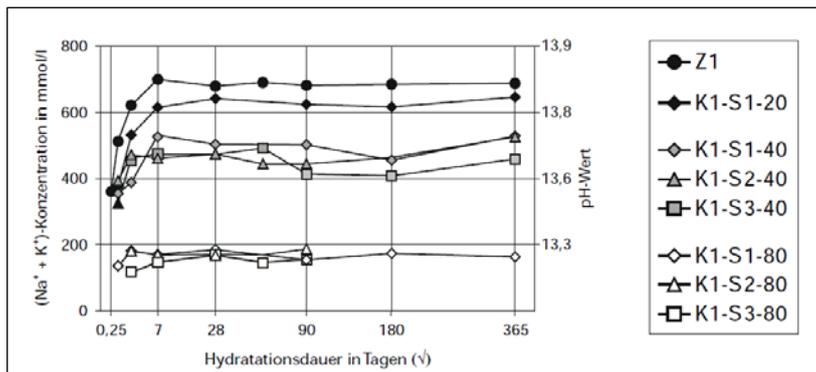


Abb. 10: Zeitliche Entwicklung der Alkalikonzentration der Porenlösung bei der Zugabe von Hüttensand bei einem w/z = 0.50 für unterschiedliche Hüttensande (S1, S2, S3) mit Dosierungen von 20, 40 und 80 M.-% bez. Zement; Z1 = Portlandzement [5].

Gemäss [20] könnte der Anstieg der Alkalikonzentration (Abb. 6) jedoch auch ein Laborartefakt sein, der durch die unterschiedlich angewendeten Drucke beim Auspressen der Porenlösung zurückzuführen ist. In den Untersuchungen von [21] und [29] konnten bis zum Alter von 180 Tagen keine derartigen Anstiege der Alkalikonzentration der Porenlösung beobachtet werden. Die Daten aus der Literatur deuten darauf hin, dass nicht nur beim Einsatz von Flugasche [13, 16], sondern auch mit Hüttensanden keine

allmähliche Erhöhung der Alkalikonzentrationen erfolgt (siehe Beispiel in Abb. 10). Der Beobachtungszeitraum ist jedoch in der Regel sehr kurz.

Schliesslich können auch Gesteinskörnungen (z.B. vulkanische Gesteine, aber auch glimmer- und feldspathreiche Gesteine wie Gneise und Granite), durch den Kationenaustausch mit dem Calciumhydroxid, Alkalien an die Porenlösung abgeben [30, 31]. Restquellmessungen an Bauwerksbetonen, die langfristig kein Abflachen der Ausdehnungen zeigen, deuten ebenfalls auf das Vorhandensein einer inneren Alkaliquelle im Beton hin [1].

1.3.4 Die Rolle von Calcium

Viele Laboruntersuchungen zeigen, dass Ausdehnungen nur dann auftreten, wenn ausreichend Calcium in Form von Calciumhydroxid im System verfügbar ist. Wenn nur Alkalihydroxide, aber kein Calciumhydroxid vorhanden sind, wird zwar die Kieselsäure der Gesteinskörnung gelöst, die Kieselsäure bleibt aber in Lösung und es bildet sich kein Gel [32].

Die Calciumkonzentration der Porenlösung hängt von der Stabilität des Portlandits ab, der bei einem pH-Wert der Porenlösung über 12.6 ausfällt. Mit fortschreitender Zementhydratation nimmt mit steigender Hydroxidionenkonzentration, bzw. pH-Wert die Calciumkonzentration in der Porenlösung rasch ab und stabilisiert sich (Abb. 11).

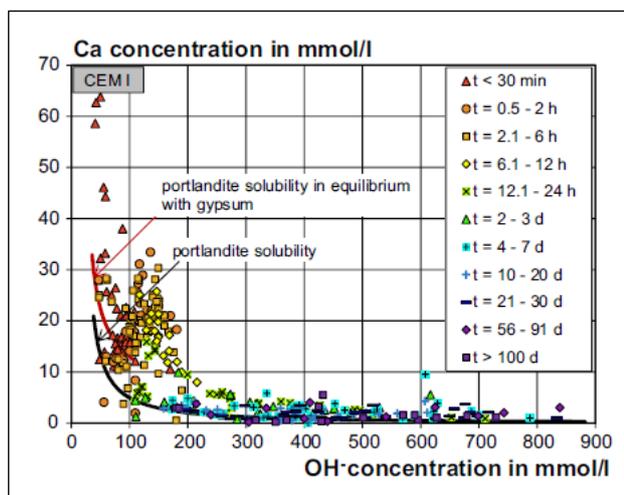


Abb. 11: Zeitliche Entwicklung der Calciumkonzentration in Funktion der Hydroxidionenkonzentration der Porenlösung [Literaturauswertung in [9].

Calcium spielt eine entscheidende Rolle bei der Alkali-Reaktion. Sein Einfluss auf die Reaktionsmechanismen, die Bildung der Reaktionsprodukte und deren Quellverhalten ist vielfältig und nur teilweise geklärt [32 – 41]. Die wichtigsten Punkte sind hier zusammengefasst:

- Die Löslichkeit der Kieselsäure in den Gesteinskörnungen hängt nicht nur von der Alkalität der Porenlösung und der Temperatur (Abb. 1), sondern auch vom Calcium ab.
- Alkalien können über einen Ionenaustausch in den Reaktionsprodukten durch Calcium ausgetauscht und somit wieder freigesetzt werden für die weitergehende Reaktion.
- Der Calcium-Gehalt des Gels variiert je nachdem, wo er sich befindet (in der Gesteinskörnung oder im Zementstein) und nimmt mit zunehmendem Alter zu (Abb. 12).
- Calcium beeinflusst die Zusammensetzung und die Eigenschaften des Gels, wie dessen Quellfähigkeit. Die Viskosität und die Festigkeit des Gels sind entscheidend für den Aufbau eines schädigenden Quelldruckes.

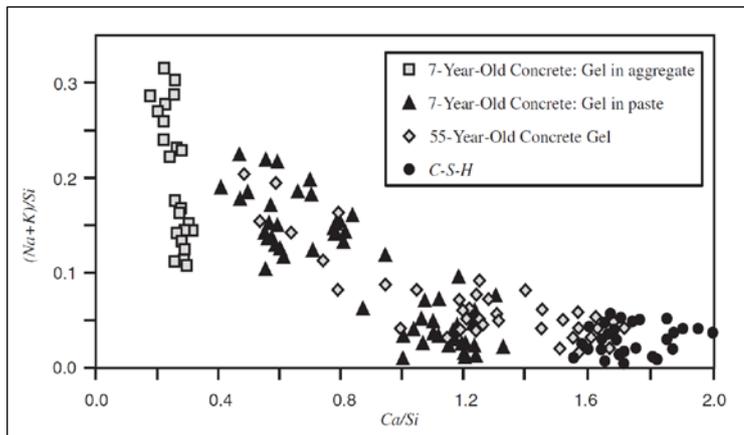


Abb. 12: Zusammensetzung von Alkali-Silikatgel. Mit zunehmendem Alter und Entfernung von reagierenden Gesteinskörnung nimmt der Calciumgehalt zu und der Alkaligehalt ab. Die Zusammensetzung nähert sich derjenigen der C-S-H-Phasen von Zement [42].

Leemann et al [32] zeigten, dass die Calciummenge in Form von Calciumhydroxid die Menge an gelöster Kieselsäure und die Art der Reaktionsprodukte bestimmt. Kieselsäure wird durch die alkalische Porenlösung bis zu deren Sättigung gelöst. In Anwesenheit von Calciumhydroxid wird die gelöste Kieselsäure in das Reaktionsprodukt (Alkali-Calcium-Silikat-Hydrat, das "Gel", nicht zu verwechseln mit den C-S-H-Phasen des Bindemittels) eingebunden und so dem System entzogen. Die Reaktion geht solange weiter, bis das Calciumhydroxid aufgebraucht ist. Mit zunehmendem Calciumhydroxid-Gehalt steigt gleichzeitig das Ca/Si-Verhältnis des Gels, was wiederum dessen Gehalt an chemisch und physikalisch gebundenem Wasser beeinflusst. Der höchste Gehalt an Wasser bei rel. Feuchtigkeiten zwischen 86 % und 97 % liegt bei einem Ca/Si-Verhältnis zwischen 0.2 und 0.3, wobei in diesem Bereich auch die höchsten Änderungen im physikalisch gebundenen Wassergehalt bei Änderungen der rel. Feuchtigkeiten auftreten, demzufolge die grössten Volumenzunahmen zu erwarten sind (Abb. 13). Die Fähigkeit Wasser chemisch und physikalisch zu binden hängt dabei auch vom Natrium/Kalium-Verhältnis ab und ist bei höheren Natriumgehalten grösser [32, 43, 44].

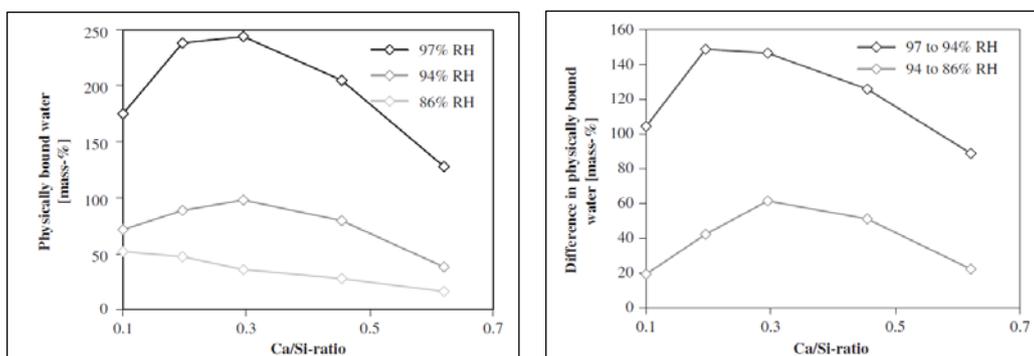


Abb. 13: Rechts: Physikalisch gebundener Wassergehalt der Hydratationsprodukte bei verschiedenen rel. Feuchtigkeiten in Abhängigkeit des mittleren molekularen Ca/Si-Verhältnis. Links: Änderung des physikalisch gebundenen Wassergehaltes bei Änderung der rel. Feuchtigkeit [32].

Die Wirkungsweise der reaktiven Zusatzstoffe besteht nicht nur in der Einbindung von Alkalien, sondern auch im Verbrauch von Calciumhydroxid für die puzzolanische Reaktion, so dass für die AAR auch weniger Calciumhydroxid zur Verfügung steht. Das Gel hat zwar bei geringerem Calciumgehalt eine höhere Quellfähigkeit, aber seine Viskosität ist geringer, so dass es in den umliegenden Porenraum abfließen kann, ohne Schäden zu verursachen. Mit zunehmendem Calciumgehalt nimmt zwar die Quellfähigkeit ab, es erhöht sich aber die Viskosität und der E-Modul des Gels [40].

1.3.5 Wirkungsweise bei Laborversuchen

Es gibt unzählige Beispiele in der Literatur, die veranschaulichen wie mit verschiedenen Zusatzstoffen in unterschiedlichen Dosierungen unter Verwendung verschiedenster Gesteinskörnungen die Ausdehnungen bei Mörtel- und Betonprüfungen beeinflusst werden können. In der Regel nehmen bei der Zugabe von Zusatzstoffen die Ausdehnungen im Labor ab, wobei der Effekt mit zunehmender Dosierung verstärkt wird. Die Abbildungen 14 bis 18 zeigen dies anhand von Beispielen mit Schweizer Gesteinskörnungen.

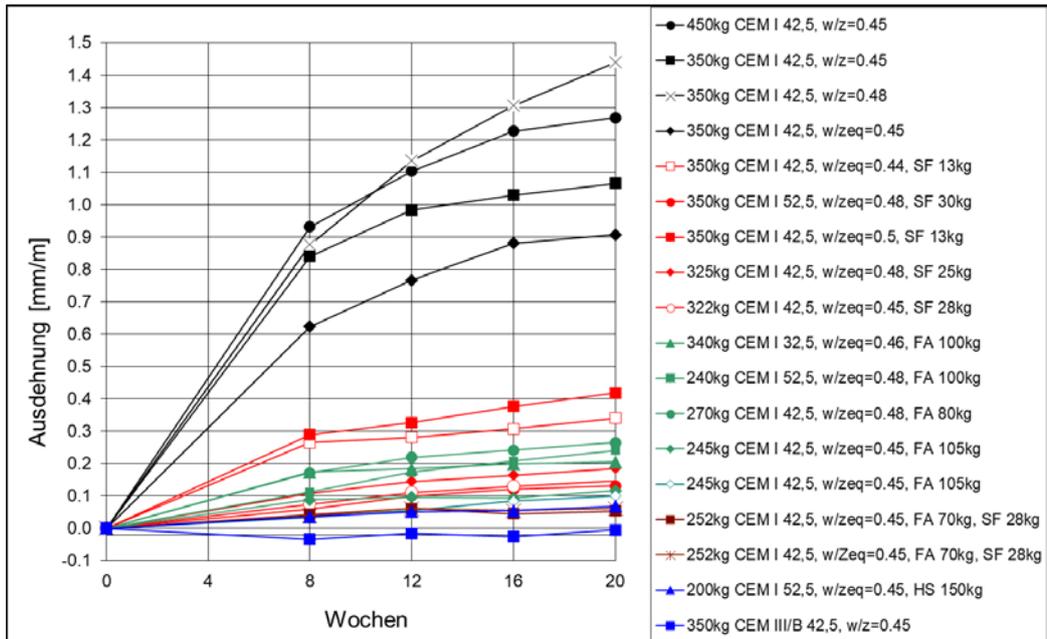


Abb. 14: Beton-Performance-Prüfungen von Betonen mit einer Walliser Gesteinskörnung (vorwiegend Gneise) und unterschiedlichen Zugaben von Flugasche, Silikastaub und Hüttensand.

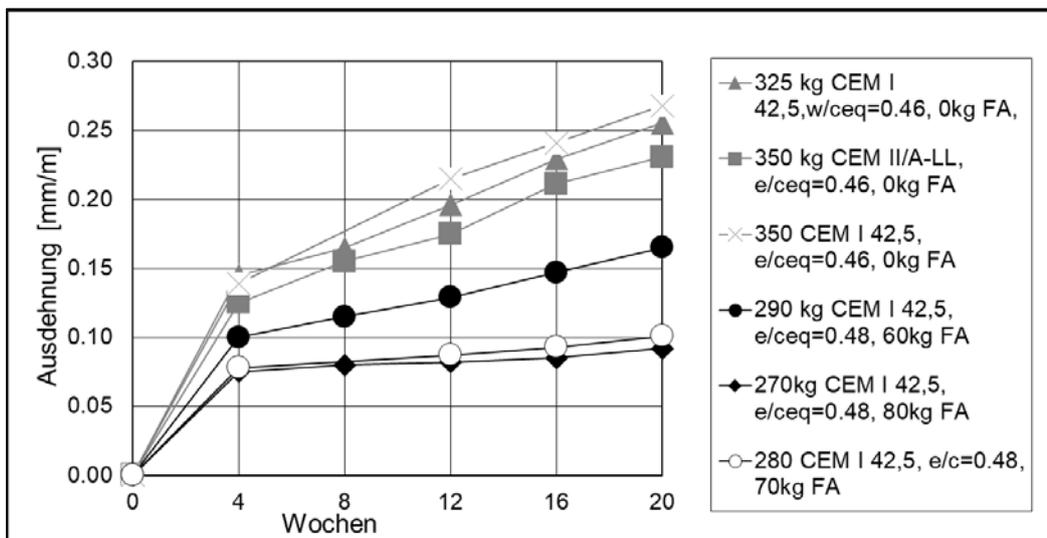


Abb. 15: Beton-Performance-Prüfungen von Betonen mit einer Zentralschweizer Gesteinskörnung (Gemisch aus Kalken, Gneisen und Sandsteinen) und unterschiedlichen Zugaben von Flugasche.

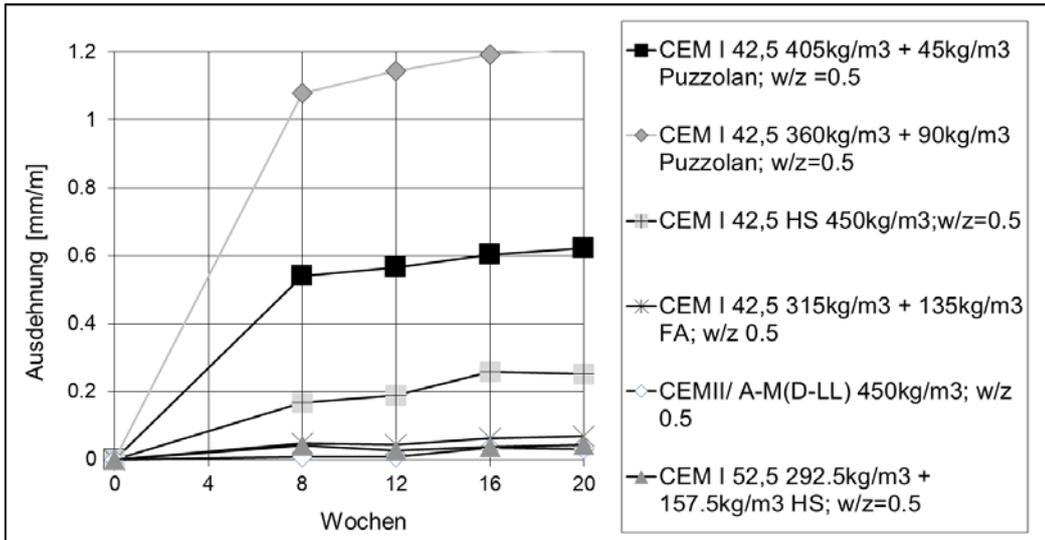


Abb. 16: Beton-Performance-Prüfungen von Betonen mit Kieselkalken (Ausbruchmaterial). Flugasche (FA), Hüttensand (HS) und Silikastaub (CEM II/A-D) wirken sich positiv aus im Vergleich zur Betonmischung mit CEM I, wobei die unterschiedlichen Zementdosierungen zu beachten sind. Hingegen erhöhen sich die Ausdehnungen massiv bei der Verwendung des Pozzolans (Hydrolith F200).

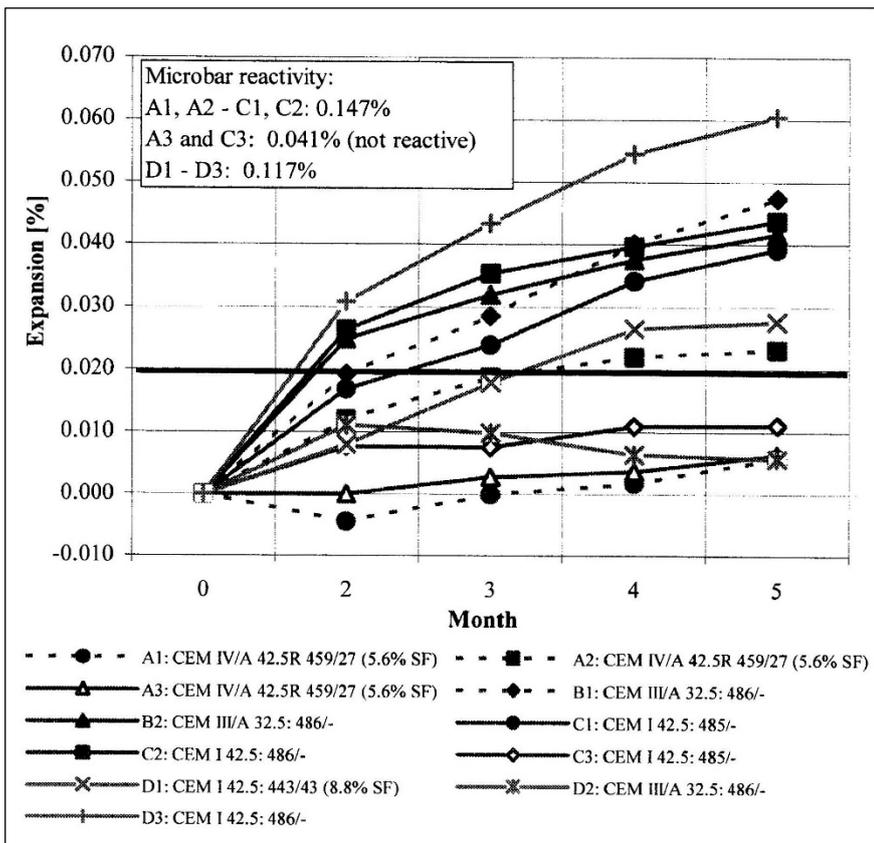


Abb. 17: Beton-Performance-Prüfungen von Spritzbetonen für die NEAT mit einem Alkaligehalt zwischen 3-4 kg Na₂Oeq/m³. Die Spritzbetone A3 und C3 sind mit einer nicht alkali-reaktiven Gesteinskörnung hergestellt [45].

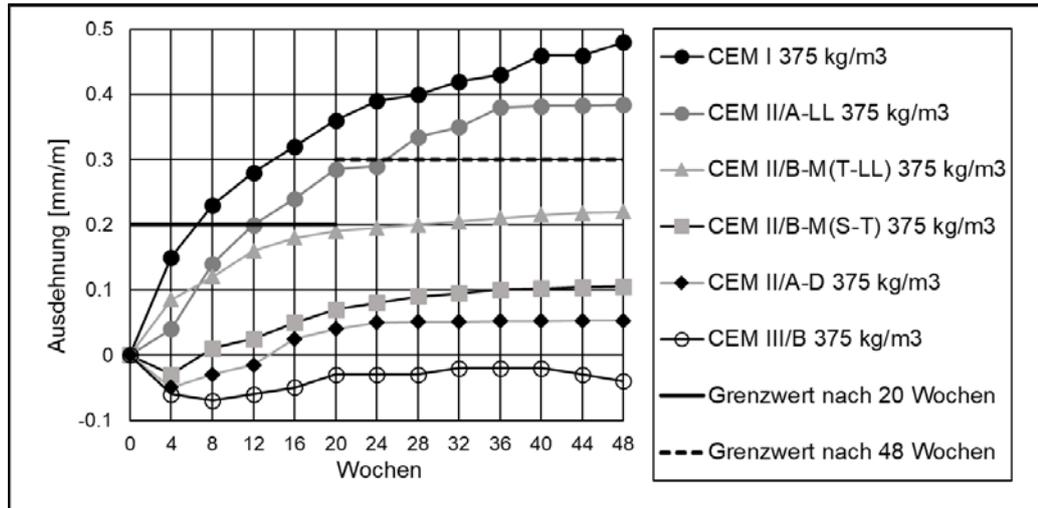


Abb. 18: Beton-Performance-Prüfungen mit einer hoch alkali-reaktiven Walliser Gesteinskörnung und verschiedenen Portland- und Portlandkomposit- sowie Hochofenzementen.

Erfahrungsgemäss haben sich bei hoch alkali-reaktiven Schweizer Gesteinskörnungen Dosierungen bezogen auf den Zement von mindestens ca. 30 M.-% bei Flugasche und von ca. 10 M.-% Silikastaub als notwendig erwiesen, um die Ausdehnungen bei der Beton-Performance-Prüfung unter den Grenzwert einzudämmen.

Bei Hochofenzement CEM III/B werden die Ausdehnungen praktisch auf null gesenkt, während niedrigere Hüttensandgehalte (z.B. CEM II/A-S) u.U. nicht ausreichen. Ternäre Bindemittelsysteme haben sich bei genügendem Zusatzstoffgehalt als sehr wirksam erwiesen. Ebenso erreichen die Portlandkompositzemente in der Regel gute Ergebnisse. Portlandkalksteinzement hat eine begrenzte Wirkung, da er nur verdünnend auf den Zementgehalt wirkt.

Die Ausdehnungskurven in den Abbildungen 14 bis 18 zeigen, dass häufig, aber nicht immer, innerhalb der Versuchsdauer ein deutliches Abflachen auftritt. Dieses wird auf das Auslaugen der Alkalien zurückgeführt [46 – 48, 64]. Im Rahmen des EU PARTNER Forschungsprojektes [2] wurden die Einflussparameter der der Beton-Performance-Prüfung eingehend untersucht und sind in [49] dargestellt. In den Schlussfolgerungen wird das Auslaugen der Alkalien als einer der Hauptparameter betrachtet, der bei der Beurteilung der AAR-Beständigkeit einer Betonrezeptur zu Falscheinschätzungen führt.

Der Effekt von Zusatzstoffen im Labor kann bei einer gegebenen Gesteinskörnung also sehr unterschiedlich sein. Dabei zeigt sich, dass die Ausdehnungen von der Alkali-Reaktivität der Gesteinskörnung und der Alkalität der Porenlösung abhängen, welche von der Zusammensetzung des Bindemittels (Zement und Zusatzstoffe) bestimmt wird. In Abbildung 19 zeigen die Ergebnisse der Arbeit von [50] beispielhaft, wie der pH-Wert der Porenlösung die Ausdehnungen nach 365 Tagen von Betonen mit verschiedenen Gesteinskörnungen (Grauwacken, Quarzporphyr) bei Auslagerungsversuchen bei 40 °C beeinflusst. Die Gesteinskörnungen reagieren unterschiedlich stark auf Änderungen des pH-Wertes, bzw. der Alkali- und Hydroxidionenkonzentration der Porenlösung. In der Regel erfolgen signifikante Ausdehnungen erst über einem gesteinskörnungsspezifischen kritischen pH-Wert (vgl. Abb. 19)¹.

¹ In Nationalen Regelungen wurde versucht, einfachheitshalber über einen kritischen Alkali-Gehalt der Betonmischung Grenzwerte zu definieren. Da die Alkalien nur teilweise in Lösung gehen und teilweise wieder gebunden werden, besteht aber nur ein loser Zusammenhang zwischen der Alkalität der Porenlösung und dem Alkali-Gehalt des Betons.

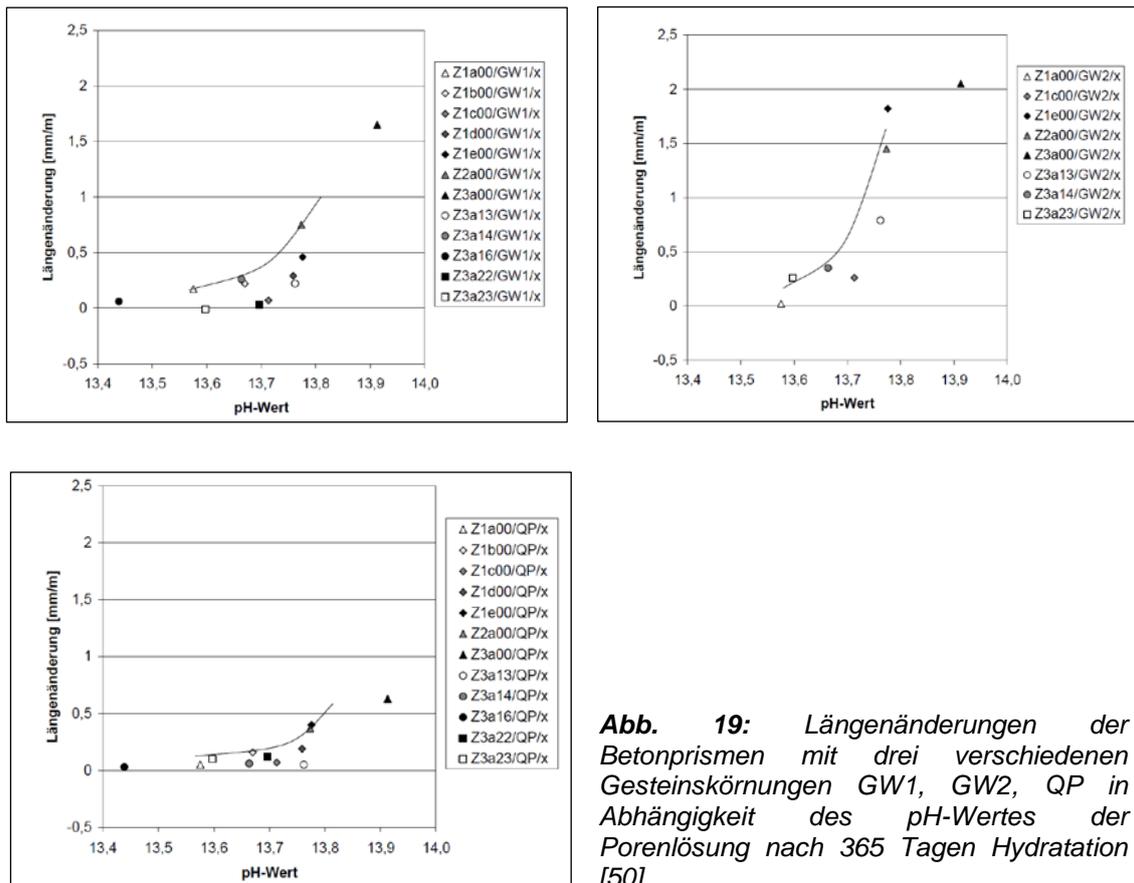


Abb. 19: Längenänderungen der Betonprismen mit drei verschiedenen Gesteinskörnungen GW1, GW2, QP in Abhängigkeit des pH-Wertes der Porenlösung nach 365 Tagen Hydratation [50].

Z1a00, Z2a00, Z3a00: CEM I ohne Alkalizugabe: $\text{Na}_2\text{O}_{\text{eq}}$ 0.55, 1.00 und 1.26 M.-%
 Z1b00-Z1d00: CEM I mit steigender Alkalizugabe: $\text{Na}_2\text{O}_{\text{eq}}$: 0.70 -1.00 M.-%
 Z3a13: CEM II/B-S mit 30 M.-% Hüttensand: $\text{Na}_2\text{O}_{\text{eq}}$: 1.03 M.-%
 Z3a14: CEM III/A mit 40 M.-% Hüttensand: $\text{Na}_2\text{O}_{\text{eq}}$: 0.95 M.-%
 Z3a16: CEM III/A mit 60 M.-% Hüttensand: $\text{Na}_2\text{O}_{\text{eq}}$: 0.80 M.-%
 Z3a22: CEM II/A-V mit 20 M.-% Flugasche: $\text{Na}_2\text{O}_{\text{eq}}$: 1.61 M.-%
 Z3a23: CEM II/B-V mit 30 M.-% Flugasche: $\text{Na}_2\text{O}_{\text{eq}}$: 1.78 M.-%

Die erhöhte Temperatur bei Laborversuchen beschleunigt alle Reaktionsmechanismen (Alkalifreisetzung bei der Zementhydratation und Alkalieinbindung durch die puzzolanische Reaktion der Zusatzstoffe, aber auch die Löslichkeitsrate der Kieselsäure der Gesteinskörnung) und beeinflusst damit auch die Alkalikonzentration und den pH-Wert der Porenlösung. Die Einbindung der Alkalien in die Hydratationsprodukte der Zusatzstoffe und der Verbrauch der Alkalien durch die AAR sind konkurrenzierende Mechanismen. Auch wenn alle Reaktionsmechanismen durch die Temperatur beschleunigt werden, ist nicht auszuschließen, dass in Laborversuchen die puzzolanische Reaktion derart beschleunigt wird, dass eine kritische Alkalikonzentration für das Auslösen der AAR nicht erreicht wird. Der grösste Effekt wäre bei den langsam reagierenden Flugaschen zu erwarten.

Ausserdem nimmt mit zunehmender Temperatur die OH-Konzentration der Porenlösung ab und damit die exponentiell vom pH-Wert abhängige Löslichkeit der Kieselsäure [51]. Weiter nimmt auch die Auswaschung der Alkalien aus dem Probekörpern zu und die Porenstruktur wird vergrößert [52], während die Viskosität des Gels abnimmt, so dass es in die umgebende Zementmatrix fliesst und weniger Quelldruck aufbaut.

Diese Effekte der erhöhten Temperatur bei beschleunigten Laborversuchen wurden vielfach untersucht [z.B. 46, 47, 53]. Eine Übersicht zu den Einflussfaktoren, welche die Laborprüfungen beeinflussen ist in [49] gegeben. Insgesamt ergibt sich aus den Studien, dass die Wirksamkeit der Zusatzstoffe in beschleunigten Laborversuchen, darunter auch eine Prüfanordnung analog zu SIA 2042, überbewertet werden kann.

1.4 Feldversuche

Zur Überprüfung der Übertragbarkeit der Laborergebnisse auf die Bauwerksbetone und um die AAR-Beständigkeit von Betonrezepturen und der Wirksamkeit der eingesetzten Bindemittel sind v.a. in Kanada, USA und England verschiedene langfristig angelegte Auslagerungsversuche seit den 1990ziger Jahren am Laufen. Es gibt aber auch neuere Feldversuche, die in den letzten 10-15 Jahren angelegt wurden (vgl. Übersicht in [54]). Bei den Feldversuchen werden Betonblöcke, -würfel, -platten oder -zylinder in verschiedenen Grössen der Witterung ausgesetzt gelagert. Die mehr oder weniger spannungsfreie Lagerung und die Instrumentierung der Betonkörper, wie auch die Aufzeichnungen variieren zwischen den einzelnen Feldversuchen.

1.4.1 Kanada

Feldversuch des CANMET

Die Auslagerungsversuche werden an zwei verschiedenen Standorten im Rahmen eines Forschungsprojektes des CANMET seit 1991 durchgeführt.



Abb. 20: Ausgelagerte Betonblöcke im Feldversuch des CANMET in Ottawa, Ontario

Dazu wurden Blöcke und Prismen mit unterschiedlichen Betonrezepturen hergestellt, die mit Mörtelprüfungen (AMBT, 80 °C in NaOH) nach ASTM C 1260 und Betonprüfungen nach ASTM C 1293-1 (CPT, 38 °C, 100 % RF)² und mit anderen Bedingungen (in 1N NaOH bei 38 °C und 80 °C, sowie in 5 % NaCl-Lösung) geprüft wurden. Die Ausdehnungen und Rissbildungen der Prüfkörper der Aussenlagerung wird einmal jährlich gemessen. Über die Ergebnisse wurde regelmässig und zuletzt 2016 berichtet [55, 56].

Getestet wurden Portlandzemente mit tiefem und hohem Alkaligehalt (Dosierungen zwischen 375 bis 420 kg/m³) in Kombination mit 20, 30, 56 M.-% Flugaschen oder Hüttensand und 7.5, 10 und 12.5 M.-% Silikastaub. Alle Betone wurden mit künstlichen Luftporen hergestellt und mit w/b-Werten zwischen 0.38 und 0.42. Die meisten Betone wurden mit und ohne Alkali-Zugabe (NaOH-Pellets) hergestellt.

Es wurden 13 Kiese und 2 Sande mit unterschiedlich starker Alkali-Reaktivität getestet.

² Der "Concrete Performance Test" (CPT) nach ASTM C1293-1 ist eigentlich für die Kontrolle der Alkali-Reaktivität der Gesteinskörnung in einer festgelegten Rezeptur konzipiert. Er wird aber auch für die Prüfung der AAR-Beständigkeit von Betonrezepturen verwendet. Die Beton-Performance-Prüfung nach SIA 2042 unterscheidet sich vom CPT in der Lagerungstemperatur, nämlich 60 °C anstelle von 38 °C.

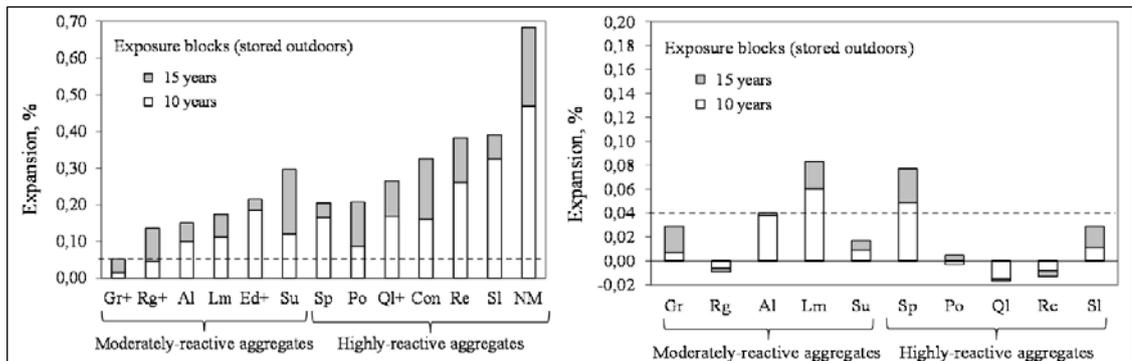


Abb. 21: Erreichte Ausdehnungen nach 10 und 15 Jahren der im Freien gelagerten Prüfkörper mit Portlandzement mit hohem Alkaligehalt (links) und tiefem Alkaligehalt (rechts) [56]. Die gestrichelte Linie gibt entspricht dem Grenzwert des Concrete Prism Test (CPT bei 38 °C, 100 % RF) nach ASTM C1293-1 für nicht alkali-reaktive Gesteinskörnungen.

Bei einigen Gesteinskörnungen reicht die Verwendung eines Zementes mit tiefem Alkaligehalt, um die Ausdehnungen im Feldversuch signifikant zu verringern (Abb. 21). Die Einstufung der Alkali-Reaktivität der Gesteinskörnungen aufgrund der Laborergebnisse korreliert bei hohen Alkaligehalten des Betons gut, bei niedrigeren Alkaligehalten des Betons jedoch nicht mit dem Feldverhalten.

Die Betone mit Flugasche zeigen folgendes Verhalten (Abb. 22):

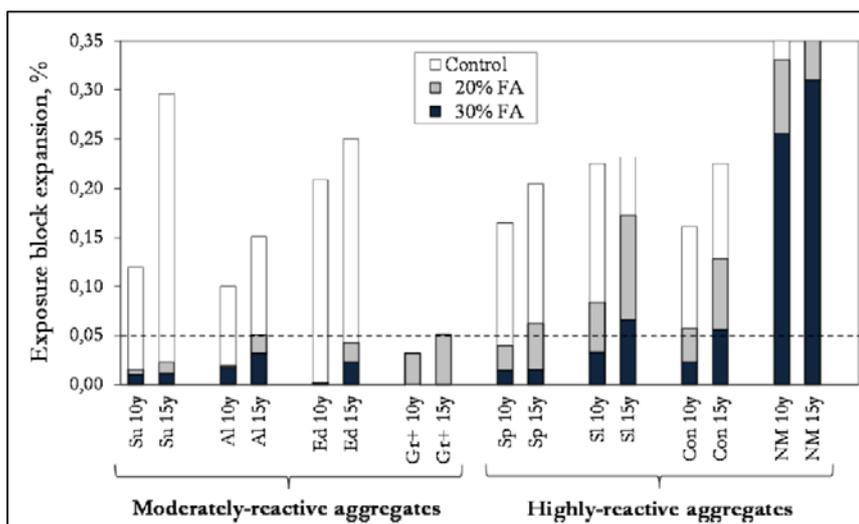


Abb. 22: Ausdehnungen nach 10 und 15 Jahren der Betone mit Flugaschen für verschiedene Gesteinskörnungen. Verwendet wurde ein Portlandzement mit hohem Alkaligehalt ohne weitere Alkalizugabe (Ausnahme Gesteinskörnung Gr+). Ausdehnungen bei NM nach 10 Jahren 0.469 % und 15 Jahren 0.648 % [56].

Für die Beurteilung der Ausdehnungen bei der Aussenlagerung wurde ein Grenzwert von 0.05 % angesetzt (rissfreie Ausdehnung). Bei den schwach bis mässig alkali-reaktiven Gesteinskörnungen erlaubte ein Zementersatz von 20 % die Ausdehnungen nach 15 Jahren unter 0.05 % zu senken. Bei den hoch alkali-reaktiven Gesteinskörnungen erlaubten die Flugaschen zwar eine Reduktion der Ausdehnungen, die jedoch immer noch deutlich zunehmen und in einem betonschädigenden Ausmass liegt. Bei einem Zementersatz von 56 % durch Flugasche und gleichzeitiger Reduktion des Zementgehaltes von 420 kg/m³ auf 375 kg/m³ konnten die Ausdehnungen bei allen Betonen eingedämmt werden (nicht in Abb. 22 dargestellt).

Die Ausdehnungen nach 15 Jahre bei den Betonen mit Silikastaub blieben unter 0.05 %, wobei für die hoch alkali-reaktiven Gesteinskörnungen Silikastaubdosierungen von 10 % und 12.5 % nötig waren (Abb. 23).

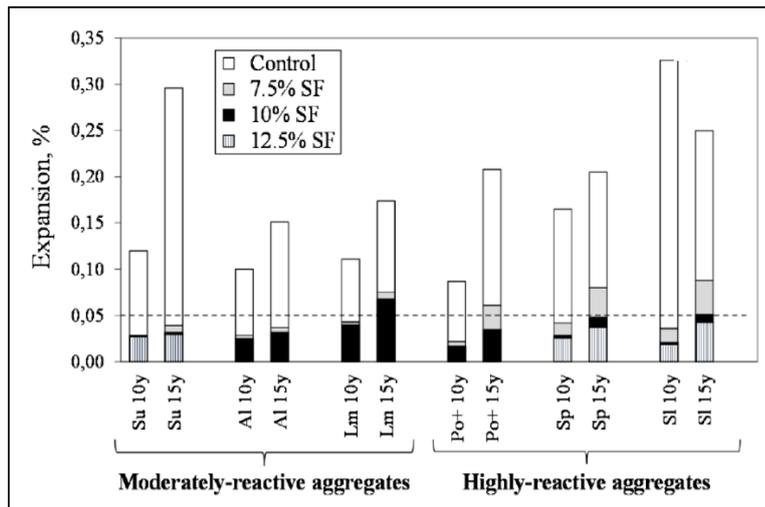


Abb. 23: Ausdehnungen nach 10 und 15 Jahren der Betone mit Silikastaub für verschiedene Gesteinskörnungen. Verwendet wurde ein Portlandzement mit hohem Alkaligehalt, aber ohne Alkalizugabe [56].

Bei den Mischungen mit Hüttensand zeigte keiner der Betone mit 65 % Hüttensand signifikante Ausdehnungen während 15 Jahren. Bei den hoch alkali-reaktiven Gesteinskörnungen erwies sich aber eine Dosierung von 35 % als zu niedrig, um die Ausdehnungen unter 0.05 % zu halten.

Der Vergleich der Ausdehnungen nach 15 Jahren mit den Ergebnissen des Betonversuches nach ASTM 1293-1 (in Abb. 24: CPT 104 w, 38 °C, 95 % RH) zeigt, dass sowohl bei den Mischungen mit Flugasche wie auch mit Hüttensand und Silikastaub die Laborergebnisse zu optimistische Resultate ergeben (Quadrant unten rechts). Die Ausdehnungen in den Blöcken waren nach 15 Jahren ca. doppelt so gross wie diejenigen der Betonversuche im Labor nach 2 Jahren.

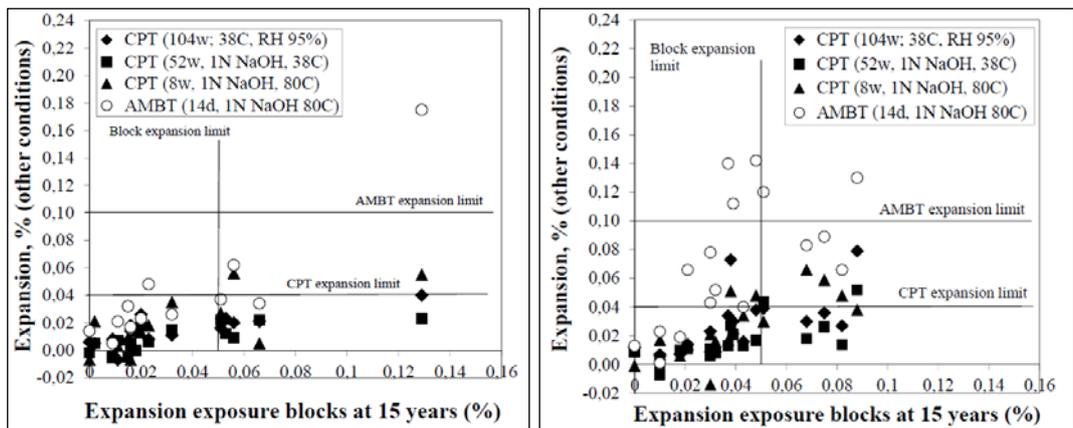


Abb. 24: Vergleich der Ausdehnungen im Labor mit den Ausdehnungen nach 15 Jahren Aussenlagerung. Die Betonprüfung nach ASTM 1293-1 (CPT 104w, 30 °C, 95 % RH) ist die Versuchsanordnung, welche der Beton-Performance-Prüfung nach SIA 2042 am nächsten kommt und korrelierbare Ergebnisse liefert. Links: Mischungen mit Flugasche, rechts: Mischungen mit Hüttensand oder Silikastaub [56].

Als Hauptgrund für die Unterschiede zwischen dem Concrete Performance Test CPT nach ASTM 1293-1 und den Feldergebnissen wird das Auswaschen der Alkalien angesehen, das unter den Laborbedingungen verstärkt auftritt und bei den kleineren Prüfkörpergrößen auch einen stärkeren Effekt hat. Falsche Positiv-Resultate (scheinbare AAR-Beständigkeit) könnten zwar mit einer Lagerung in NaOH bei 80 °C, welche aber sehr oft auch zu falschen Negativ-Resultaten führt, oder einer längeren, aber nicht praktikablen Versuchsdauer von 4 Jahren vermieden werden. Die Verschärfung der

Versuchsbedingungen bei den Laborprüfungen wirkt sich je nach Gesteinskörnung und Zusatzstoff unterschiedlich aus. Die starke Abweichung von den realen Bedingungen wird als problematisch erachtet, denn die hohen Temperaturen und äussere Alkalizufuhr beeinflussen die Stabilitätsbedingungen und Reaktionsmechanismen des Systems und führen zu Laborartefakten. Vergleichbare Effekte wurden schon bei den Untersuchungen zur Mikrobarprüfung festgestellt (vgl. Ausführungen dazu in VSS 648 [1]).

Exposure site des Ontario Ministry of Transportation

Die Anlage in Kingston, Ontario wurde 1991 in Betrieb genommen und hatte zum Ziel die Wirksamkeit von verschiedenen Bindemitteln zu untersuchen und den Mörtelschnelltest nach ASTM C 1260 (AMBT) zu validieren. 2012 wurde nach einer Auslagerungszeit von 20 Jahren eine Zusammenfassung der Ergebnisse verschiedener Studien veröffentlicht, welche mit Betonen mit dem Spratt Kieselkalk durchgeführt worden sind [57]. Die Prüfkörper wurden jährlich ausgemessen und die Wetterbedingungen der Anlage kontinuierlich aufgezeichnet. Während 10 Jahren wurde zudem die Temperatur in den Blöcken in verschiedenen Tiefen aufgezeichnet. Wie in Ottawa sind die Prüfkörper im Winter Frost-Tauzyklen ausgesetzt.

Sechs verschiedene Betonrezepturen wurden in bewehrten und unbewehrten Blöcken (0.6 x 0.6 x 2 m) und Platten (0.2 x 0.1.2 x 4 m) für die Aussenlagerung hergestellt (Bewehrungsdichte 1.41 %). Parallel dazu wurden Prüfkörper im Mörteltest (AMBT) und Betontest (CPT) geprüft. Es wurden keine Alkalizugaben vorgenommen. Als Bindemittel wurden Portlandzement mit tiefem Alkaligehalt und Portlandzement mit hohem Alkaligehalt in Kombination mit Silikastaub, Flugasche und Hüttensand eingesetzt (Tab. 1).

Tab. 1: Zusammensetzung des Bindemittels und Festigkeitswerte der ausgelagerten Betone [57].

Rezeptur	1	2	3	4	5	6
Zement [kg/m ³]	207 HAPC (50%)	350 HAPC (82%)	311 HAPC (75%)	100 HAPC (24%) und 210 CSA Type 10 SF (51%)	415 LAPC (100%)	415 HAPC (100%)
Zusatzstoff [kg/m ³]	207 HS (50%)	77 FA (18%)	104 HS (25%)	104 HS (25%)	-	-
Alkaligehalt [kg/m ³]	3.01	2.98	3.14	3.33	1.91	3.28
Druckfestigkeit nach 28 Tg [N/mm ²]	40	39	42	48	40	36
Druckfestigkeit nach ca. 7 J. [N/mm ²]	58	60	59	62	62	58
Spaltzugfestigkeit nach 28 Tg [N/mm ²]	3.7	3.4	3.8	4.0	3.8	3.5
Spaltzugfestigkeit nach ca. 7 J. [N/mm ²]	3.6	3.8	3.7	3.6	4.4	3.5
Damage Rating Index DRI	51	54	58	5	57	194

Legende: LAPC: Low Alkali Zement, HAPC: High Alkali-Zement. Der w/b betrug 0.40. CSA Type 10 SF enthält 7.5 % SF und ergibt einen effektiv resultierenden Gehalt an Silikastaub von 3.8 %.

Die Ausdehnungskurven der bewehrten und unbewehrten Blöcke sowie der Platten in Abbildung 25 zeigen, dass die Ausdehnungen in den ersten 5 Jahren vergleichbar sind, danach aber die Ausdehnungen in den bewehrten Blöcken v.a. bei der reaktivsten Rezeptur 6 mit dem Zement mit hohem Alkaligehalt ohne Zusatzstoffe deutlich reduziert wird. Der Bewehrungseffekt ist weniger ausgeprägt bei den übrigen Betonen.

Bei den Platten zeigt sich eine deutliche Unterscheidung der Betone mit Flugasche, 25 % Hüttensand und dem Zement mit tiefem Alkaligehalt von den Betonen mit Silikastaub und 50 % Hüttensand.

Nach ca. 10 Jahren sind die Ausdehnungsraten in den verschiedenen Betonen insbesondere bei den bewehrten Blöcken vergleichbar. Nur die Betone mit Silikastaub und 50 % Hüttensand scheinen sich kaum auszudehnen.

Risse wurden nach 5 Jahre bei der Betonrezeptur 6 in den bewehrten und unbewehrten Blöcken festgestellt, während in den Platten Risse erst nach 12 Jahren sichtbar wurden. Nach 20 Jahren zeigen die Betone ohne Zusatzstoffe maximale Rissbreiten von 3 mm in bewehrten und unbewehrten Blöcken. Die Betonrezepturen 2 und 3 zeigen nach 8 Jahren Krakeel-Risse mit Öffnungen < 0.005 mm auf weniger als 10 % der Flächen und nach 20 Jahren nur feine Risse mit Öffnungen deutlich unter 1mm Breite. Die Betonrezepturen 1 und 4 wiesen keine Risse auf. Die Ausdehnung beim ersten Auftreten der Risse liegt bei 0.05 – 0.07 %.

Die Messwerte der Druck- und Spaltzugfestigkeit an Bohrkernen, die nach 7 Jahren aus den Blöcken gebohrt worden sind, zeigen eine erwartungsgemäße Druckfestigkeitsentwicklung, die von den bis dahin noch wenig entwickelten Ausdehnungen nicht beeinflusst zu sein scheint. Die Spaltzugfestigkeit hat offenbar unabhängig von der Druckfestigkeit nicht zugenommen.

Nach 7 und 12 Jahren wurden Proben für mikroskopische Untersuchungen entnommen [58]. In der Betonrezeptur 6 mit dem Zement mit hohem Alkaligehalt wurden nach 12 Jahren in geschätzten 30 – 50 % der groben Gesteinskörner Risse mit Öffnungen zwischen von 0.005 – 0.2 mm vorgefunden, die entweder von den Gesteinskörnern in die Zementmatrix hinaus verliefen oder an den Rändern der Gesteinskörner ausgebildet waren und als AAR-Risse eingestuft wurden. Die Risse in der Zementmatrix und die Luftporen in der Nähe der Gesteinskörnungen waren mit Gelablagerungen teilweise oder ganz gefüllt. In den Gesteinskörnern wurden kristalline Reaktionsprodukte vorgefunden.

Auch in der Betonrezeptur 5 mit dem Zement mit niedrigem Alkali-Gehalt wurden solche Rissbildungen gefunden, mit Ablagerungen von gelförmigen und kristallinen Reaktionsprodukten, jedoch in einem deutlich geringeren Umfang als in der Betonrezeptur 6.

In den Betonrezepturen 2 und 3 mit 18 % Flugasche, bzw. 25 % Hüttensand zeigten sich ebenfalls AAR-typische Rissbildungen und Ausfällungen von Gel und kristallinen Reaktionsprodukten, jedoch in einem geringeren Umfang wie bei der Betonrezeptur 5.

In der Betonrezeptur 4 (Silikastaub und Hüttensand) wurden nur noch feine Risse mit geringen Mengen an kristallinen Reaktionsprodukten innerhalb der Gesteinskörner mit kleinen Ausläufern in die Zementmatrix beobachtet.

Gar keine Anzeichen für AAR wurden in der Betonrezeptur 1 (50 % Hüttensand) festgestellt. Die Risse beschränken sich auf Mikrorisse innerhalb der groben Gesteinskörner, die auf den Brechvorgang bei der Aufbereitung der Gesteinskörner zurückgeführt wurden.

Der Damage Rating Index DRI wurde ebenfalls bestimmt (Tab. 1). Für den DRI werden auf angeschliffenen Proben im Auflicht bestimmte Gefügemerkmale ausgezählt mit einem Faktor gewichtet und auf eine Fläche von 100cm² normalisiert [60, 61]: gerissene Gesteinskörner, gerissene Gesteinskörner mit Reaktionsprodukten, Rissablösungen, Reaktionssäume, Risse in der Zementmatrix, Risse in der Zementmatrix mit Reaktionsprodukten, Luftporen mit Reaktionsprodukten. Über die Aussagekraft des DRI herrscht Uneinigkeit, bzgl. Faktoren und Gewichtung, aber auch wegen der begrenzten Möglichkeiten der Auflichtuntersuchung.

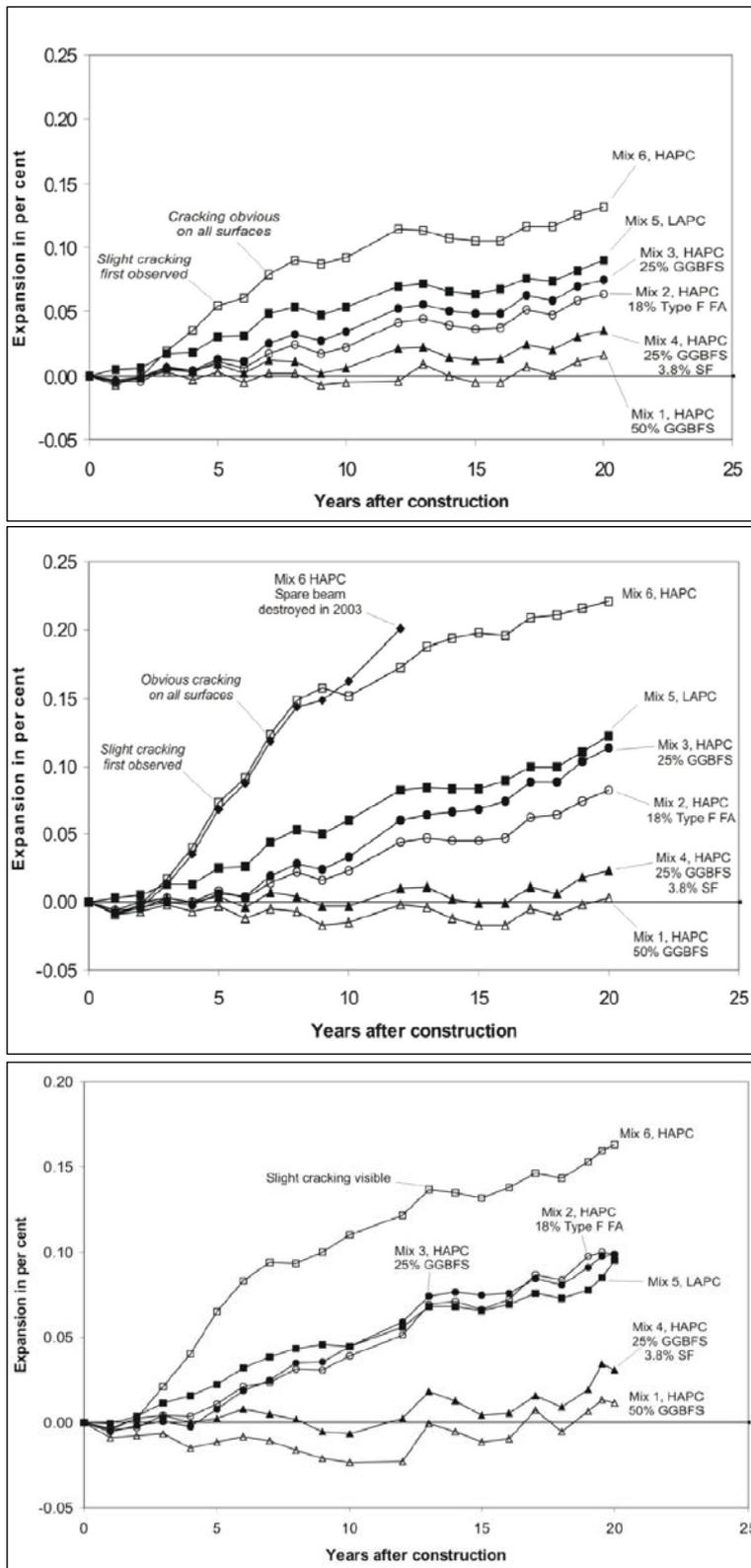


Abb. 25: Ausdehnung der bewehrten Blöcke (oben), der unbewehrten Blöcke (Mitte) und der Platten (unten) [57]. Betonrezepturen: vgl. Tab. 1.

Von einer weiteren Versuchsreihe in Kingston mit ternären Bindemitteln existiert eine interessante Studie, die neben AAR-Beständigkeit auch andere Dauerhaftigkeitsaspekte (Chloridwiderstand, Frosttausalwiderstand) untersucht [62]. In dieser Studie werden genauere Angaben zu den mikroskopischen Gefügeschäden gemacht.

Die Ausdehnungen der Prüfkörper wurden leider nicht gemessen, aber das beschriebene Verhalten der Betone zeigt Ähnlichkeiten wie beim vorher geschilderten Auslagerungsversuch. Die visuelle Begutachtung ergab, dass nur die Mischung mit Portlandzement ohne Zusatzstoffe nach 6 Jahren Auslagerung Risse aufwies.

Beide Studien zeigen, dass nach 6, bzw. 12 Jahren deutliche Gefügeschäden durch AAR in den Betonen mit Portlandzement ohne Zusatzstoffe vorkommen, in Einklang mit den Ausdehnungen, bzw. den makroskopischen Rissbildungen. Sie zeigen aber ebenfalls, dass auch in den zusatzstoffhaltigen Betonen mit weniger bis keinen Ausdehnungen, bzw. makroskopischen Rissbildungen, ebenfalls Indizien für AAR auftreten können, wenn auch in einem deutlich geringeren Ausmass.

1.4.2 USA

2001 wurde von der Universität Texas in Austin eine Anlage aufgebaut, die verschiedene Projekte beherbergt [63]. Im Gegensatz zur kanadischen Anlage herrschen hier deutlich trockenere und heissere Klimabedingungen. Der Vergleich der Daten in Abbildung 26 mit denjenigen in Abbildung 24 (Feldversuch in Kanada, CANMET) zeigt, dass sich die Blöcke deutlich schneller ausdehnen, so wurden nach 7.5 Jahren ca. 2 – 10 fache höhere Ausdehnungen in den aussengelagerten Blöcken als bei der Betonprüfung im Labor nach 2 Jahren gemessen. Die Autoren [54] führen die Unterschiede nicht nur auf die unterschiedlichen Klimabedingungen, sondern auch auf hohe Alkalizugaben bei den Betonrezepturen der aussengelagerten Betonblöcke.

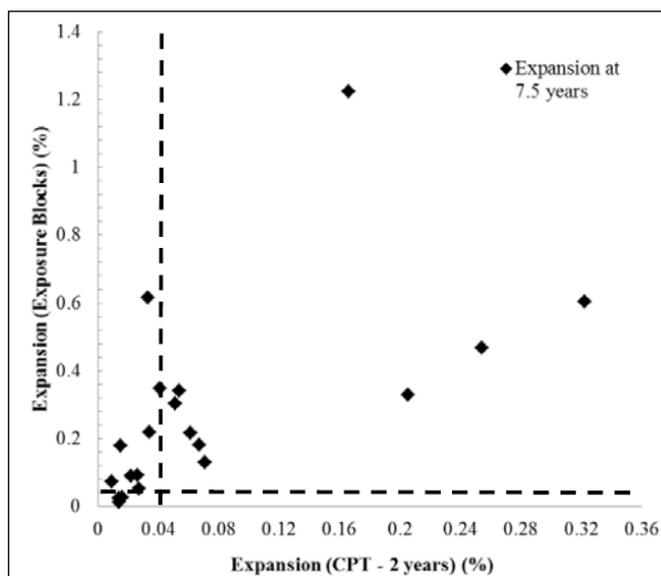


Abb. 26: Vergleich der Ausdehnungen der aussengelagerten Prüfkörper mit denjenigen, die im Betonversuch (CPT, 38 °C, 100 % RF) nach 2 Jahren erreicht wurden [54].

1.4.3 Europa

Grossbritannien

Der älteste Feldversuch zur AAR-Beständigkeit wurde in England vom British Research Establishment BRE 1989 angelegt und 1994 durch eine weitere Anlage ergänzt. Leider wurde die erste Anlage 2010 abgebrochen. Während in der älteren Anlage vor allem flugaschehaltige Betone ausgelagert wurden, fokussierte die zweite Anlage auf die Wirksamkeit von Lithium. Ausdehnungsmessungen und visuelle Untersuchungen der Betonblöcke wurden offenbar periodisch in den ersten Jahren durchgeführt, jedoch fehlen teilweise Messdaten für die letzten Jahre und die Beurteilung beschränkte sich auf den visuellen Zustand.

Die ältere Anlage beinhaltet 45 Blöcke (Grösse ca. 1 m³ und 0.04 m³) aus Betonen mit variablen Zementdosierungen und Flugaschegehalten zwischen 25 und 40 %-M. bez.

Zement. Als Gesteinskörnung wurden alkali-reaktiver Flint oder Grauwacke verwendet. Innerhalb von 5 – 10 Jahren zeigten alle Betone mit und ohne Flugasche Risse und erreichten Ausdehnungen nach 18 Jahren über 1.0 %. Bei den 27 Betonblöcken mit Flint konnten mit zwei Ausnahmen die eingesetzten Flugaschen während 18 Jahren die Ausdehnungen im Vergleich zu den Betonen ohne Flugasche wirksam eindämmen (Abb. 27). Die Betonblöcke mit Grauwacke zeigten keine Anzeichen von Schäden.

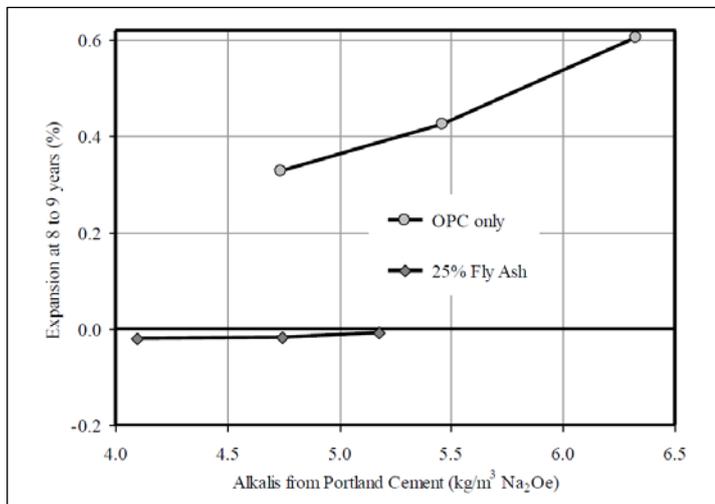


Abb. 27: Vergleich der erreichten Ausdehnungen der Betonwürfel mit Flint als Gesteinskörnung im Alter von 8-9 Jahren mit 25 % und ohne Flugasche in Funktion des Alkaligehaltes des Betons [53].

EU PARTNER Forschungsprojekt

Im Rahmen des EU PARTNER Forschungsprojektes (2002-2006) wurden in Europa in verschiedenen Ländern 8 Feldversuche angelegt (Norwegen, Deutschland, Schweden England, Italien und Spanien). Dazu wurden Betonwürfel mit 30 cm Kantenlänge mit nicht, schnell und langsam reagierenden Gesteinskörnungen und 440 kg/m³ RILEM Standardzement CEM I 42,5 N von Norcem (1.26 M.-% Na₂Oeq) mit einem w/z-Wert von 0.50 hergestellt. Es ging dabei nicht darum die Wirksamkeit von Bindemittel zu testen, sondern die Feldergebnisse mit den aktuell in Europa verwendeten Prüfverfahren zum Nachweis der Alkali-Reaktivität der Gesteinskörnungen zu vergleichen. Gleichzeitig wurde auch der Einfluss der Klimabedingungen sowie die Wirkung von Tausalzen und teilweises Eintauchen in Wasser untersucht werden. Nach einer Laufzeit von 7 Jahren wurden die Ergebnisse in [68] zusammengefasst.

Die Feldversuche ergaben keinen systematischen Einfluss der Klimabedingungen auf die Entwicklungsgeschwindigkeit der AAR. Auch konnte kein signifikanter Unterschied festgestellt werden zwischen den Proben, die mit dem Fuss im Wasserbad gelagert wurden und denjenigen, die nur dem Regen ausgesetzt waren. Ebenso wenig ergab sich aus der Exposition in salzhaltigem Spritzwasser ein signifikanter Einfluss auf das Verhalten der Betonproben. Signifikante Ausdehnungen (> 0.05 %) wurden bei den langsam reagierenden Gesteinskörnungen jedoch nur an den wärmsten Standorten nach 7 Jahren Auslagerung erreicht (trotz der extrem alkalireichen Betonrezeptur).

Bei der Beurteilung der langsam reagierenden Gesteinskörnungen (dazu gehören auch die allermeisten Schweizer Gesteinskörnungen) erwies sich die RILEM AAR-4 Methode am aussagekräftigsten. Mit 60 °C und 100 % RF Reaktorbedingungen ist diese Methode vergleichbar mit der Beton-Performance-Prüfung nach SIA 2042.

VDZ, Deutschland

Ab 1995 wurde beim VDZ wurde das Verhalten von Betonen mit Silikastaub, Flugasche und Metakaolin im Feldversuch mit den Ergebnissen der in Deutschland verbreiteten sogenannten "Nebelkammer-Prüfung" verglichen [46, 69]. Bei dieser Prüfung werden die Probekörper bei 40 °C in einem Feuchtraum gelagert. Die Luftfeuchtigkeit ist derart hoch, dass sich auf den Probenoberflächen Kondenswasser bildet.³

Als Gesteinskörnung wurde hoch alkali-reaktiver Opalinsandstein eingesetzt. Silikastaub wurde mit 10 und 15 %, Flugasche mit 15, 20 und 30 %, Metakaolin mit 15 % des Gesamtbindemittelgehalt von 500 kg/m³ dosiert.

Innert einem Jahr zeigte der Referenzbeton sowohl in der Nebelkammer wie auch bei der Aussenlagerung eine hohe, vergleichbare Ausdehnung (Abb. 28). Beim Beton mit 10 % Silikastaub wurde nach ca. 1 Jahr eine zunehmende Ausdehnung im Feldversuch festgestellt, im Gegensatz zu den Proben in der Nebelkammer, wo sich die anfänglichen Ausdehnungen rasch stabilisierten. Ein ähnliches Verhalten beobachtete man auch bei den Betonen mit 15 % Flugasche.

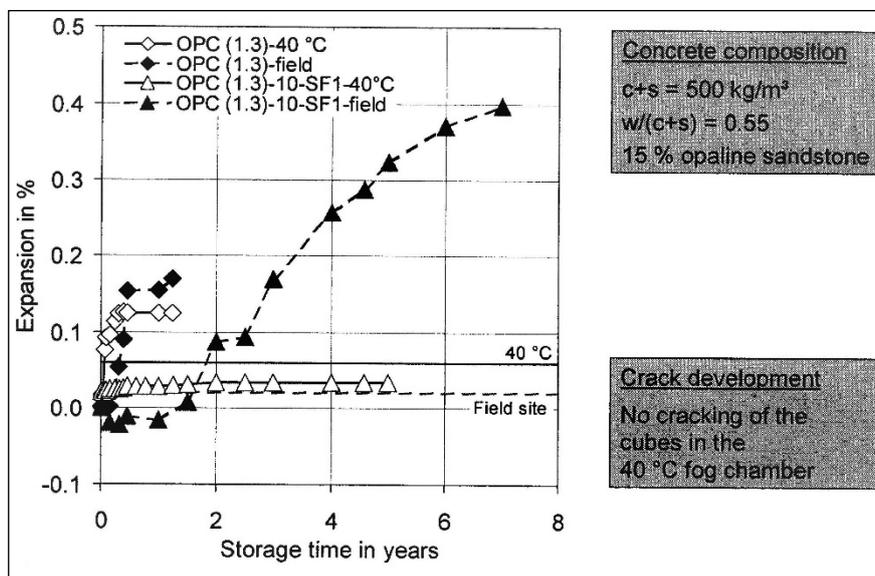


Abb. 28: Vergleich der Ausdehnungen im Feldversuch mit den Ausdehnungen bei der Nebelkammerprüfung bei 40 °C. Beton mit Portlandzement (C) und Beton mit 10 % Silikastaubzugabe (S). Gesamtbindemittelgehalt C + S = 500 kg/m³ [69].

Deshalb wurden die Auslagerungsversuche wiederholt, diesmal mit Betonrezepturen mit gleicher und höherer Zusatzstoffdosierung. Dabei ergab sich wieder ein ähnliches Bild. Erst bei einer Erhöhung der Silikastaubdosierung auf 15 % und bei Flugasche auf 30 % blieben die Ausdehnungen im Feldversuch aus (Beobachtungszeitraum 3 Jahre).

Für die Diskrepanz zwischen den Laborergebnissen und den Feldversuchen werden verschiedene mögliche Ursachen genannt, nämlich die erhöhte Alkali-Auswaschung der Probekörper, die Verdünnung und ein geringerer CaOH₂-Gehalt der Porenlösung, die Beschleunigung der puzzolanischen Reaktion der Zusatzstoffe und schliesslich eine niedrigere Viskosität des Gels unter den Nebelkammerbedingungen.

Aufgrund der negativen Erfahrungen mit dem Nebelkammerverfahren werden in Deutschland aktuell verschiedene Performance-Prüfungen analog zu AFNOR P 18-454, bzw. SIA 2042, aber auch mit Wechsellagerungen und Tausalzzufuhr modifiziert, angewendet.

³ Bei der Prüfung nach SIA 2042 wird das Kondenswasser in den Behältern so aufgefangen und abgeführt, dass die Probekörper zumindest vor dem tropfenden Kondenswasser, das sich auf dem Behälterdeckel bildet, geschützt sind.

In jüngster Zeit wurden auch vergleichende Untersuchungen zwischen den aussen gelagerten Probekörpern und der Beton-Performance-Prüfung bei 60 °C, analog zu SIA 2042, durchgeführt [70 - 72]. Die Laborergebnisse von Betonrezepturen mit verschiedenen Portland- und Portlandkompositementen sowie Zusatzstoffen wurden dem Verhalten der aussengelagerten Betonblöcke mit ähnlichen, vergleichbaren Rezepturen gegenübergestellt. Aufgrund des groben Vergleiches mit den bis zu 17 Jahre alten Betonproben des Feldversuches kommen die Autoren zum Schluss, dass die Beton-Performance-Prüfung unter Anwendung der aktuellen Grenzwerte zu keiner falschen Beurteilung der AAR-Beständigkeit von Betonen ohne und mit reaktiven Zusatzstoffen führt.

1.4.4 Island

In Island wurde 2008 ein Feldversuch mit 10 verschiedenen Betonrezepturen mit nicht alkali-reaktiven und alkali-reaktiven Gesteinskörnungen und unterschiedlichen Zementen sowie Silikastaub angesetzt [6]. Das Verhalten der aussengelagerten Prüfkörper wurde mit den Betonprüfungen RILEM-AAR 3 (38 °C / 100 % RF) und AAR-4 (60 °C / 100 % RF) verglichen. Da sehr viele mögliche Einflussfaktoren gleichzeitig getestet wurden (Alkalizugaben, Gesteinsmehle, Korngrößenverteilung usw.), sind die Ergebnisse nicht einfach zusammenzufassen. Die Mischung mit 4 % Silikastaub erreichte bei der Betonprüfung RILEM AAR-4 nach 20 Wochen bei 60 °C deutlichere grössere Ausdehnungen (0.285 %) als die Mischungen mit 6 % Silikastaub (0.014 und 0.019 %). Bei der Auslagerung verzeichneten die 3 Betonrezepturen während ca. 6 Jahren keine Ausdehnungen, erreichten dann aber innerhalb von 1 – 2 Jahren Ausdehnungen zwischen 0.1 % und 0.2 % und lagen somit im Bereich anderer Betonrezepturen ohne Silikastaub.

Die Erfahrungen mit Silikastaub bei den Feldversuchen in Kanada und Island führen also zu widersprüchlichen Aussagen bzgl. der langfristigen Effizienz des Silikastaubs zur Unterdrückung der AAR. Wie in Kap. 1.3.3. erwähnt, wird vermutet, dass die ursprünglich durch den Silikastaub gebundenen Alkalien langfristig zumindest teilweise wieder freigesetzt werden können. Es wurde festgestellt, dass in ternären Bindemitteln, z.B. in Anwesenheit von Flugasche, keine verzögerten Ausdehnungen auftreten und die Alkalien offenbar durch die anderen Zusatzstoffe gebunden würden.

1.4.5 Schlussfolgerungen aus den Feldversuchen

Die Feldversuche zeigen in aller Regel, dass die Ausdehnungen der Betonkörper von der Alkali-Reaktivität der Gesteinskörnung, der Art und Dosierung der Zusatzstoffe sowie dem Alkaligehalt der Betone abhängen. Mit wenigen Ausnahmen lassen sich dieselben Zusammenhänge, die sich aus den Laborprüfungen ergeben, auch in den Feldversuchen beobachten.

Zusammenfassend kann aus den beschriebenen Feldversuchen geschlossen werden, dass sowohl die Betonprüfung nach ASTM C 1293-1 (2 Jahre Auslagerung bei 38 °C / 100 % RF) als auch die 5-monatige RILEM-AAR 4 (5 Mte bei 60 °C und 100 % RF) das Verhalten der Betone in den Feldversuchen am besten voraussagt. Da in den Laborversuchen bei erhöhten Temperaturen und 100 % RF die Alkalien in den Prüfkörpern innerhalb weniger Monate in der Regel ausgelaugt werden, ergeben sich oft bessere Korrelationen zwischen den Laborprüfungen und den Feldergebnissen, wenn die Prüfkörper für die Laborprüfungen mit einer Alkali-Zugabe so angereichert werden, dass ein Alkaligehalt im Beton erreicht wird, wie wenn der Zement einen Alkaligehalt von der 1.25 M.-% Na₂O_{eq} hätte (vgl. Abb. 29) [53]. In der aktuellen Prüfung nach SIA 2042 wird dies auch getan, jedoch nicht zu diesem Zweck, sondern um die statistische Variabilität des Alkaligehaltes des Bindemittels abzudecken. Unter Umständen sind dann die Alkali-Zugaben sehr gering.

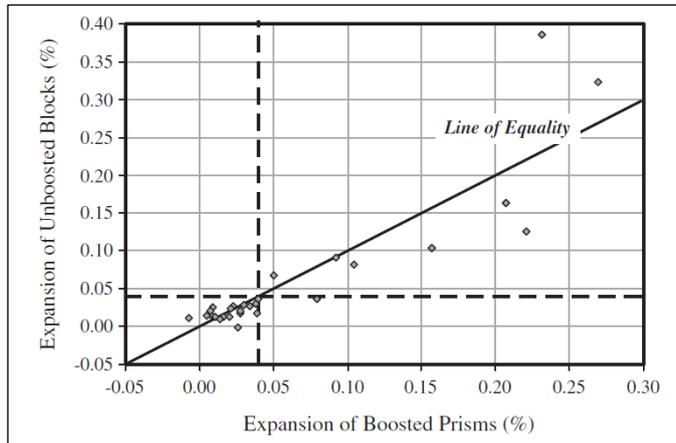


Abb. 29: Vergleich zwischen Ausdehnungen im Feldversuch von Betonen ohne Alkalizugabe und bei Betonprüfungen nach ASTM 1923-1 mit Alkali-Zugabe (Auswertung in [53]).

1.5 Bauwerke mit puzzolanhaltigen Betonrezepturen

Wie in Kapitel 1.3.5 in Abbildung 16 gezeigt wird, können Puzzolane im Labor die Ausdehnungen der Prüfkörper massiv erhöhen. Hydrolith F200 ist ein getempertes Gesteinsmehl vulkanischen Ursprungs mit einem hohen Alkaligehalt und besitzt eine europäische technische Zulassung als Zusatzstoff Typ II für die Herstellung von Beton. Dank seiner betontechnologisch interessanten Eigenschaften wird es häufig in der Schweiz eingesetzt und seine Verwendung ist in der Norm SN EN 206 geregelt.

Stark beschleunigte Mörtelprüfungen wie z.B. ASTM C 1260 (80 °C, in NaOH-Lösung) ergeben keine Hinweise auf negative Wirkungen bzgl. AAR [73]. Aufgrund der nachfolgenden Fallbeispiele ist es aber zweifelhaft, ob mit Mörtelversuchen die Wirkung von Hydrolith F200 korrekt abgebildet werden kann. Die Beton-Performance-Prüfung bietet eine aussagekräftigere Möglichkeit, um Betonrezepturen mit Hydrolith F200 zu beurteilen.

Der Effekt von Hydrolith F200 bei der Beton-Performance-Prüfung variiert je nach der Alkali-Reaktivität der eingesetzten Gesteinskörnung (Abb. 30, Achtung Massstab der Y-Achse):

Die recht alkali-unempfindliche Gesteinskörnung aus dem Mittelland zeigt eine klare Erhöhung der Ausdehnungen bei der Verwendung von Hydrolith F200. Die Betonrezeptur mit 450 kg /m³ CEM II/A-LL besitzt einen ähnlichen Klinkergehalt wie die Rezeptur mit 360 kg/m³ CEM I. Die Mischung mit 320 kg/m³ CEM II/A-LL besitzt einen niedrigeren Klinkergehalt, erreicht aber mit der höheren Hydrolith-Dosierung ebenfalls höhere Ausdehnungen als mit CEM I. Im Vergleich dazu werden die Ausdehnungen bei Verwendung von Flugasche oder Hüttensand beinahe vollständig unterdrückt. Insgesamt bleiben die Ausdehnungen jedoch unter dem Grenzwert von 0.2 mm/m.

Bei der Walliser Gesteinskörnung hingegen erreichen die Ausdehnungen mit derselben Rezeptur einen Spitzenwert von beinahe 0.8 mm/m, während auch hier mit anderen Zusatzstoffen die Ausdehnungen wirksam verringert werden.

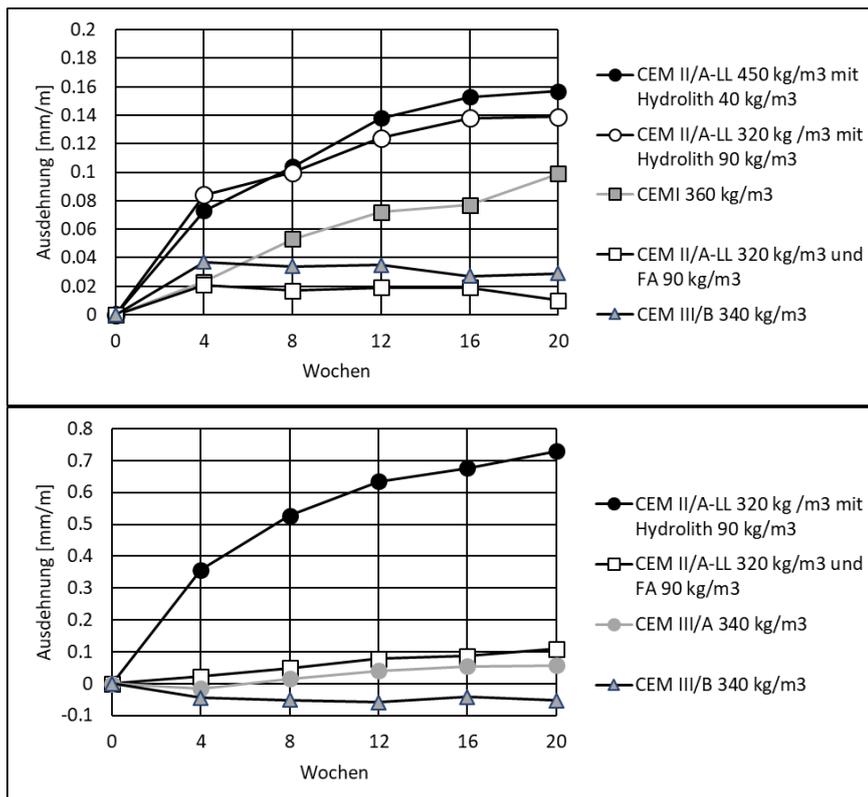


Abb. 30: Beton-Performance-Prüfungen mit einer Gesteinskörnung aus dem Mittelland (oben) und einer Walliser Gesteinskörnung unten. FA: Flugasche

Aufgrund der Unsicherheit bzgl. dem AAR-Risiko bei der Verwendung von Puzzolanen wird die Prüfung der AAR-Beständigkeit von Rezepturen mit Hydrolith F200 in der Norm SN EN 206 vorgeschrieben.

Da kein Bauwerksbeton mit Hydrolith F200 und einer dazugehörigen Beton-Performance-Prüfung für das Forschungsprojekt gefunden werden konnte, werden hier die Erfahrungen aus zwei Zustandsuntersuchungen vorgestellt.

1. Fallbeispiel: vorgefertigte Betonelemente

Die Betonelemente sind mit einer voralpinen mittelstark alkali-reaktiven Gesteinskörnung, einer Zementdosierung von ca. 400 kg/m³ CEM I und ca. 10 % Hydrolith F200 bei einem w/z-Wert von 0.40 hergestellt worden. Die Elemente waren teilweise im Boden verlegt und dort ständigen hohen Durchfeuchtungen ausgesetzt. Nach 8 Jahren mussten sie ersetzt werden aufgrund unzulässiger Verformungen und zunehmender Schädigung (Abb. 31).



Abb. 31: Schäden an den 8-jährigen Betonelementen

Die mikroskopische Untersuchung ergab Gefügeschäden in Form eines durchgehenden Rissnetzes mit Rissbreiten bis 0.025 mm und Bildung von Reaktionsprodukten in den Rissen und Poren. Bei zwei Proben wurde ein Rissindex von 0.8 % und 1.6 % ermittelt (Abb.32).

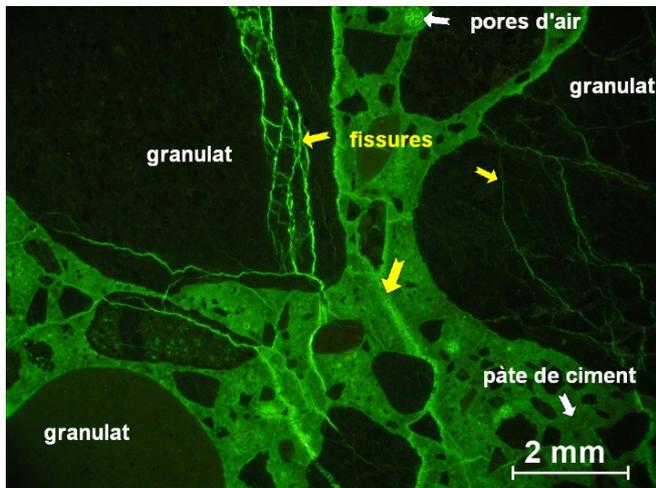


Abb. 32: Gefügeschäden in Form von einem engmaschigen Rissnetz. Die Risse sind gefüllt mit Reaktionsprodukten. Dünnschliff, UV-Auflicht.

2. Fallbeispiel: Brücke

Die kleine, 2008 erbaute, vorgespannte Brücke zeigt aktuell eine feines Rissnetz mit Rissöffnungen bis zu 0.2 mm bei den Widerlagern und Bordüren (Abb. 33). Der maximale Rissindex, an der Betonoberfläche ermittelt, erreicht 1.3 mm/m in den Bordüren. Auf der Untersicht der abgedichteten Fahrbahnplatte zeigen sich 3 durchgehende Längsrisse mit Rissöffnungen bis 0.1 mm über der Vorspannung.

Die verwendete Gesteinskörnung enthält neben alkali-reaktiven Gesteinen (Gneise, Grauwacken, Rhyolithe) einen hohen Anteil an verschiedenen kieseligen, sandigen und reinen Kalksteinen. Als Bindemittel wurde 350 kg/m^3 CEM I und 40 kg/m^3 Hydrolith eingesetzt.

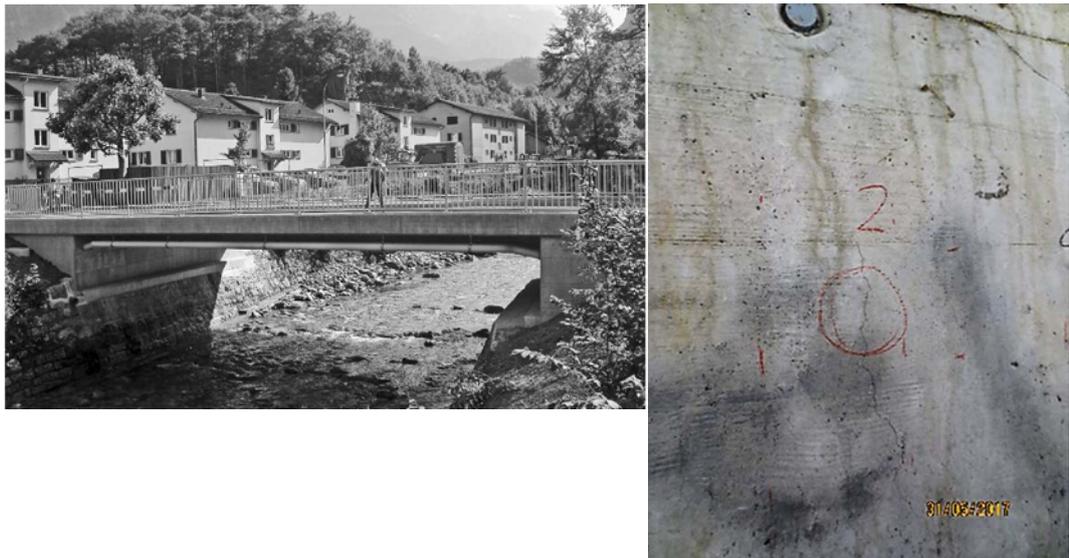


Abb. 33: Links: Brücke nach der Fertigstellung 2008. Rechts: Risse auf der Widerlagerwand.

Die mikroskopischen Untersuchungen ergaben Gefügeschäden durch eine AAR, die schon über das Anfangsstadium hinaus entwickelt ist, in Form eines losen Rissnetzes, das die Gesteinskörner erfasst und mit Reaktionsprodukten gefüllt ist (Abb. 34). Die Gefügeschäden wurden im aktuellen Stadium als geringfügig eingestuft.

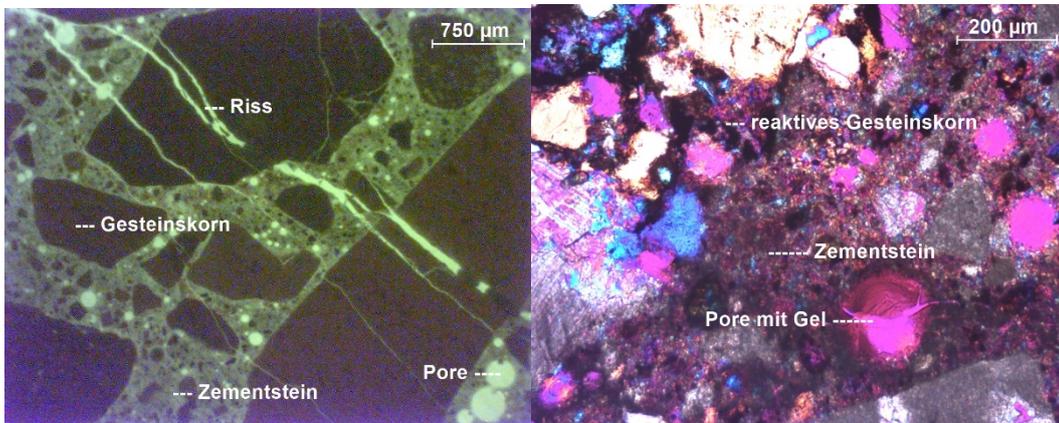


Abb. 34: Rissbündel (links) das die Gesteinskörner erfasst und rechts Gelablagerung in einer Luftpore (Dünnschliff links: UV-Auflicht und rechts doppelt polarisiert mit Gipsplatte).

Zur Einschätzung des zukünftigen Ausdehnungspotentials wurde eine Messung des Restquellmasses nach VSS 648 durchgeführt. Abbildung 35 zeigt die Messergebnisse im Vergleich zu den Erfahrungswerten mit anderen Schweizer Bauwerken.

Die gemessenen Ausdehnungsraten entsprechen im Vergleich zu anderen Schweizer Bauwerksbetonen einem stark reaktiven Beton mit einem hohen verbleibenden Ausdehnungspotential. Die Ausdehnungsrate am Bauwerk wurde auf 0.05 bis 0.15 mm/m/Jahr geschätzt.

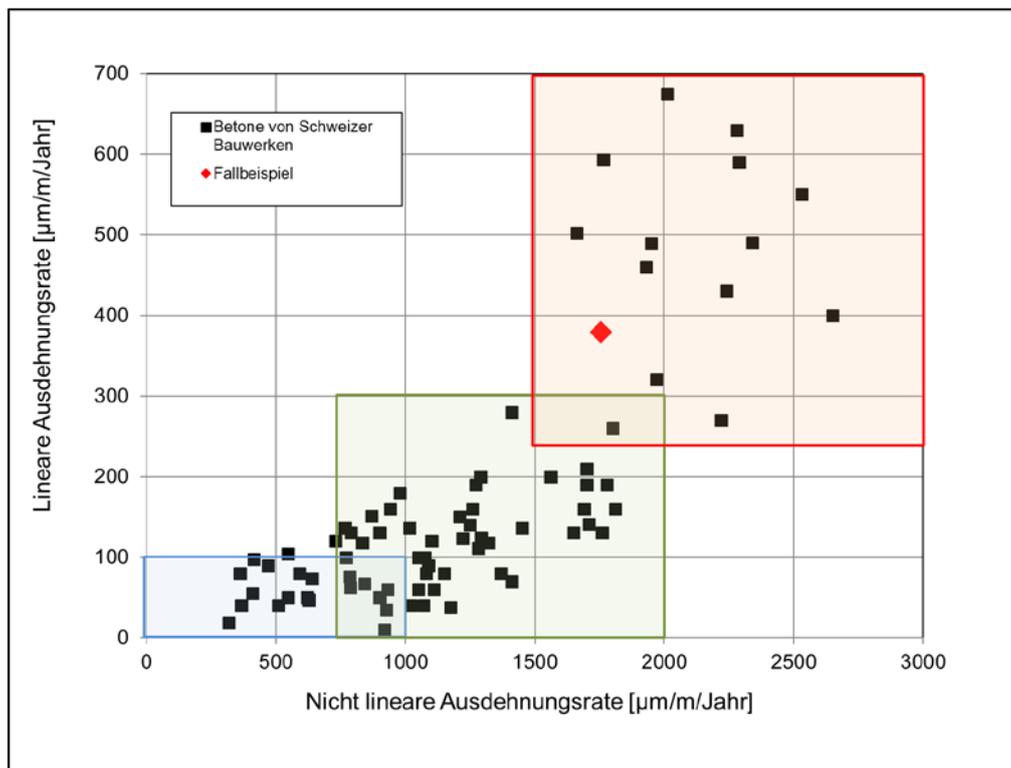


Abb. 35: Ergebnisse der Restquellmessung nach VSS 648 bei 38 °C / 100 % RF des Betons, im Vergleich zu anderen Schweizer Bauwerksbetonen. Mittlere Ausdehnungsraten längs zur Bohrkernachse bei einer Versuchsdauer von ca. 160 Tagen.

Erklärungen zur Abb. 35:

Die eingefärbten Bereiche entsprechen empirischen Grenzen, welche für Tiefbauten der Strasseninfrastruktur festgelegt wurden und sind im Bericht VSS 648 [1] beschrieben:

Blauer Bereich: nicht bis schwach reaktive Betone mit keinem bis sehr schwachen verbleibenden Ausdehnungspotential

Grüner Bereich: reaktive Betone mit einem mittleren verbleibenden Ausdehnungspotential

Roter Bereich: stark reaktive Betone mit einem hohen verbleibenden Ausdehnungspotential

Die beiden Fallbeispiele zeigen, dass die Zugabe von Hydrolith F200 nicht nur bei der Beton-Performance-Prüfung zu einer Erhöhung der Alkali-Reaktivität führt, sondern auch im Bauwerk zu einer sich rasch entwickelnden, stark schädigenden AAR führen kann. Dies hängt aber sicher von der Alkali-Reaktivität der Gesteinskörnung ab. Bei beiden Beispielen wurde eine voralpine Gesteinskörnung eingesetzt, deren Alkali-Reaktivität zwischen derjenigen der wenig alkali-empfindlichen Gesteinskörnungen des Mittellandes und derjenigen der hoch alkali-reaktiven alpinen Gesteinskörnungen liegt. Das Restquellpotential eines Betons gleicher Zusammensetzung, aber ohne Hydrolith F200, dürfte schätzungsweise im mittleren Bereich liegen (grüner Bereich in Abb. 35). Das Fallbeispiel 2 zeigt, dass sich durch den puzzolanischen Zusatzstoff das Schadenpotential deutlich erhöht.

1.6 Projektziele

Die Zielsetzungen des Forschungsprojektes wurden wie folgt formuliert:

- Durchführung der noch ausstehenden Validierung der Aussagekraft der Performance-Prüfung nach SIA 2042 für AAR-beständige Betone, die reaktive Zusatzstoffe enthalten.
- Festlegung von Schweizer Grenzwerten für die Performance-Prüfung bei Betonen mit reaktiven Zusatzstoffen.
- Erfassung allfälliger AAR-Schäden trotz Einsatz von Zusatzstoffen und deren Charakterisierung
- Abklärung der langfristigen Wirksamkeit von Flugaschen, Silikastaub und Hüttensand für die AAR-Beständigkeit von Schweizer Bauwerksbetonen.
- Ausarbeitung von Beurteilungsgrundlagen für den Einsatz von Zusatzstoffen zur Sicherstellung der langfristigen AAR-Beständigkeit von Betonen.

Um diese Ziele zu erreichen werden mittels mikroskopischer Analysen das Vorhandensein und das Ausmass einer allfälligen AAR in 10 bis 20-jährigen Bauwerken untersucht, bei denen Betonrezepturen mit Zusatzstoffen eingesetzt worden sind, und für welche Beton-Performance-Prüfungen durchgeführt worden sind. Das Nachstellen von Betonrezepturen älterer Bauwerke, analog zum Forschungsprojek [1] war nicht möglich, da die damals eingesetzten Zusatzstoffe nicht mehr verfügbar sind. Die Validierung beruht auf dem Vergleich des Verhaltens von solchen Betonrezepturen bei der Performance-Prüfung und dem Ausmass oder Ausbleiben einer AAR im Bauwerk während dem gegebenen Beobachtungszeitraum. Dazu wurde folgendes Vorgehen verfolgt:

1. Auswertung der Datensammlungen; Kontaktnahme mit Betonherstellern und Bauherren; Beschaffung und Durchsicht von Bauwerksunterlagen; Bewertung der Bauwerke hinsichtlich Verwendbarkeit für die Validierung
2. Bei geeigneten Bauwerken: Visuelle Zustandserfassung mit Bohrkernentnahme bei AAR-exponierten und/oder geschädigten Bauteilen.
3. Laboruntersuchungen: Vergleich der effektiv eingesetzten Betonrezeptur mit der damals im Labor geprüften Betonrezeptur. Bei Bestätigung der Betonrezeptur, Untersuchung allfälliger makroskopischer und mikroskopischer Rissbildungen, Gefügeschäden und Gelbildungen.

1.7 Untersuchungsmethoden

1.7.1 Beton – Performance – Prüfung

Das Prüfverfahren wurde ursprünglich von der AFNOR P 18-454 und AFNOR FDP 18-456 übernommen und mit ein paar Anpassungen im Merkblatt SIA 2042 eingeführt. Bei der letzten Revision der Norm SIA 262/1 wurde die Prüfung bei den Schweizer Dauerhaftigkeitsprüfungen als zusätzlicher Anhang L integriert.

Mit der Prüfung wird die AAR-Beständigkeit einer Betonrezeptur geprüft. Es werden drei Prismen 70x70x282 mm mit der zu prüfenden Betonrezeptur hergestellt: je nach $\text{Na}_2\text{O}_{\text{eq}}$ - Gehalt der verwendeten Zementcharge wird NaOH zudosiert, um allfällige Schwankungen im Alkaligehalt des Zementes abzudecken.

Die Prismen werden in einem Stahlbehälter (Reaktor) bei 60 °C und 100 % RF gelagert (Abb. 36). Monatlich wird die Längenänderung der Prismen (bei 20 °C) gemessen. Es gelten folgende Beurteilungskriterien für die AAR-Beständigkeit (Merkblatt SIA 2042):

Kriterium 1:

- Die mittlere Längenausdehnung der drei Prismen liegt nach 20 Wochen Versuchsdauer unter 0.200 ‰ (0.200 mm/m) und kein Einzelwert liegt über 0.250 ‰ (0.250 mm/m).
- Die monatliche Entwicklung der mittleren Längenausdehnung der drei Prismen während dem 3., 4. und 5. Monat erfüllt die folgenden Bedingungen:
 - zwei der drei Werte liegen unter 0.025 ‰ (0.025 mm/m)
 - die Summe der drei Werte liegt unter 0.100 ‰ (0.100 mm/m).

Kriterium

2:

Im Fall einer verzögerten Ausdehnung während der ersten Monate: Die mittlere Längenausdehnung der drei Prismen liegt nach 20 Wochen Versuchsdauer unter 0.100 ‰ (0.100 mm/m) und kein Einzelwert liegt über 0.150 ‰ (0.150 mm/m).

Kriterium 3:

Sind die Kriterien 1 oder 2 nach 20 Wochen Prüfdauer nicht erfüllt, ist die Betonrezeptur nur dann für den Gebrauch geeignet, wenn nach 48 Wochen Prüfdauer die mittlere Längenausdehnung der drei Prismen unter 0.300 ‰ (0.300 mm/m) und kein Einzelwert über 0.350 ‰ (0.350 mm/m) liegt.



Abb. 36: Links: Reaktor für die Beton-Performance-Prüfung (60 °C, 100 % RF); Mitte: Behälter mit geöffnetem Deckel für drei Prüfkörper; rechts: Prüfkörper bei der Längebestimmung.

1.7.2 Optische Mikroskopie

Für die Herstellung von Dünnschliffen wurden die Betonproben zuerst drei Tage bei 50 °C getrocknet und dann mit Epoxidharz, das einen unter UV-Licht fluoreszierenden Farbstoff enthält, imprägniert. Die Dünnschliffe können im fluoreszierenden Auflicht oder im einfach respektive doppelt polarisierten Durchlicht betrachtet werden. Während im fluoreszierenden Auflicht die Betonbestandteile über ihre Helligkeit (dicht = dunkel, porös = hell) identifiziert werden können, erlaubt das Durchlicht eine Bestimmung der verschiedenen in Zementstein und Gesteinskörnern vorhandenen Mineralphasen.

Die mikroskopischen Untersuchungen beinhalteten die Kontrolle der angegebenen Betonrezepturen: Art und visuelle Schätzung der Dosierung der Zusatzstoffe und Zemente, petrographische Zusammensetzung der Gesteinskörnung, Kapillarporosität der Bindemittelmatrix im Vergleich zur w/z-Vorgabe, Verarbeitung, allfällige Mängel und Hinweise auf Rissursachen ausser AAR.

Das Ausmass der AAR wurde anhand der Anzahl reagierender Gesteinskörner, der Häufigkeit von AAR-typischen Rissbildungen und dem Vorhandensein von Reaktionsprodukten beurteilt. Die Ausdehnungen wurden mit Hilfe des Rissindex bestimmt.

Als reagierte Körner wurden Körner definiert, aus denen Risse in den Zementstein hinauslaufen und/oder Körner, die Gelbildungen aufwiesen (Abb. 37). Generell können Gesteinskörner «natürliche» Rissbildungen aufweisen, z.B. infolge von Verwitterung oder des Aufbereitungsprozesses. Diese internen Rissbildungen sind meistens mineralogisch oder lithologisch begründet. Normalerweise haben sie kaum einen Einfluss auf den umliegenden Zementstein. Risse hingegen, die vom Gesteinskorn in den Zementstein hinaus verlaufen, können als Indiz für AAR betrachtet werden.

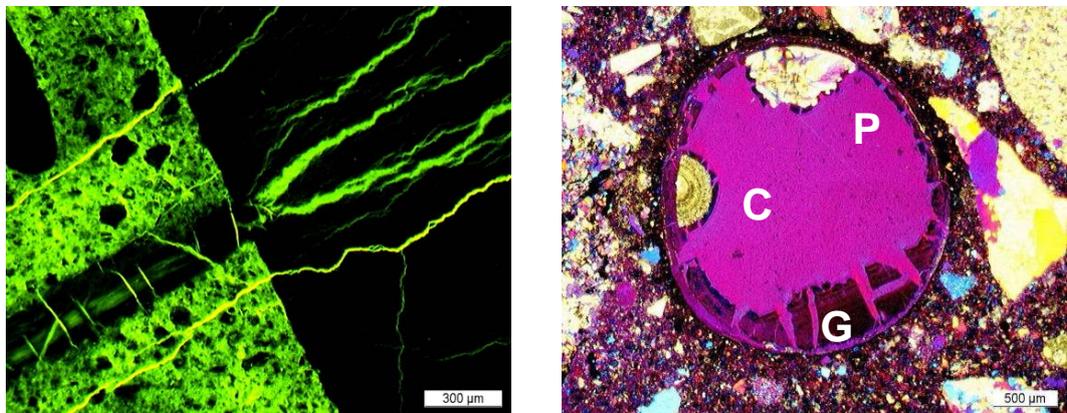


Abb. 37: Links: Reagiertes Gesteinskorn, aus dem Risse in den Zementstein hinauslaufen. Die Risse sind teilweise mit Gel gefüllt. Dünnschliff im fluoreszierenden Auflicht. Rechts: Gel (G), Portlandit (P) und Calcit (C) in einer Luftpore eines durch AAR geschädigten Betons.

Am Dünnschliff wurde der Riss-Index bestimmt, in dem entlang definierter Linien (Abb. 38) die Rissbreiten gemessen und addiert wurden. Diese Summe wurde durch die gesamte Messlänge dividiert, was einen Rissindex mit der Einheit mm/m ergibt. Bei diesem Verfahren können Mikrorisse, die durch AAR entstanden sind, nicht von solchen unterschieden werden, die ihren Ursprung im Schwinden haben. Den Ursprung jedes Mikrorisses entlang der Messlänge zu eruieren, würde das Verfahren impraktikabel machen. Nur grössere Schwindrisse, die typischerweise senkrecht von der Betonoberfläche in den Beton hineinlaufen, können ausgeklammert werden. Entsprechend beinhaltet der Riss-Index auch eine gewisse Anzahl schwindbedingter Risse.

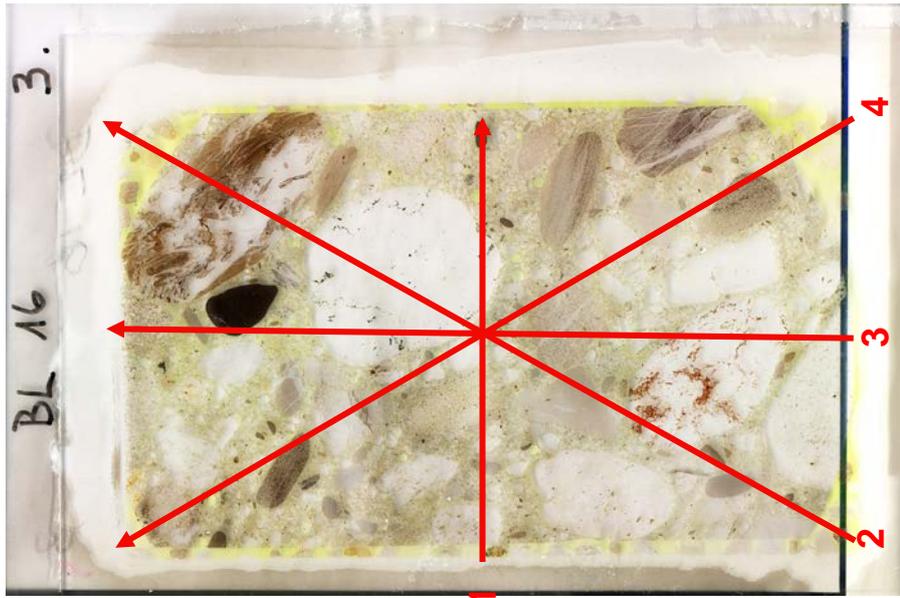


Abb. 38: Dünnschliff (52 x 85 mm²) mit eingezeichneten Linien entlang denen der Riss-Index bestimmt wurde.

1.7.3 Elektronenmikroskopie

Für die Analyse im REM wurden die Betonproben während drei Tage bei 50 °C getrocknet. Danach erfolgte eine Imprägnierung mit Epoxidharz. Die Probenoberfläche wird mit einer Diamantsuspension bis zu einer minimalen Korngröße von 0,25 µm poliert und mit Kohlenstoff bedampft. Es kam ein FEI Quanta 650 zum Einsatz, in dem die Proben bei einer Beschleunigungsspannung von 12 kV im Hochvakuum (3,0-5,0 x 10⁻⁶ Torr) untersucht wurden.

Mit der Elektronenmikroskopie wurden die Zusatzstoffe untersucht, insbesondere auch das Vorhandensein des Silikastaubes verifiziert. In den häufig unter dem optischen Mikroskop leer erscheinenden Rissen wurde die mögliche Präsenz von Reaktionsprodukten kontrolliert.

Die chemische Zusammensetzung der Reaktionsprodukte wurde im REM mittels EDX (Energy Dispersive X-ray Spectroscopy) analysiert. Es wurde ein Thermo Noran Ultra Dry 60 mm² EDX Detektor und Pathfinder X-Ray Microanalysis Software verwendet. Um das Interaktionsvolumen (durch Elektronen angeregtes Volumen in der Probe) insbesondere bei der Analyse des Gels relativ klein zu halten, wurde eine tiefe Beschleunigungsspannung von 10-12 kV eingesetzt. Der Durchmesser des Interaktionsvolumens lag entsprechend im Bereich von 1-2 µm.

1.7.4 Zustandserfassung und Probenentnahme

Die Bauwerke und Bohrkernentnahmestellen sind im Anhang I beschrieben.

Für die Laboruntersuchungen wurden im Sommer bis Herbst 2017 jeweils 3 Bohrkern mit einem Durchmesser von 50 mm und einer Länge von ca. 30 cm entnommen. Die Entnahmestellen wurden, da wo verdächtige Risse vorhanden waren, über die Risse gelegt.

2 Untersuchte Bauwerke

Die erforderlichen Grundlagen für die Bauwerksauswahl konnten den Datensammlungen der TFB AG entnommen werden. Die Datensammlungen enthalten alle notwendigen Angaben zu den geprüften Betonrezepturen und den Ergebnissen der Performance-Prüfungen, sowie den Herstellern oder Bauherren. Zum Teil sind noch weitere Daten aufgezeichnet worden (v.a. Petrographien, Mikrobar-Werte).

Im Rahmen der Eignungsnachweise für die NEAT wurden zahlreiche Betonrezepturen geprüft, von denen ein grosser Teil jedoch nicht oder nicht mit Sicherheit zum Einsatz kamen und eine konkrete Objektzuweisung schwierig erschien. Es erwies sich einfacher einzelnen Bauprojekten nachzugehen, für welche in den Kantonen Graubünden, Wallis, Waadt und Uri Labordaten verfügbar waren. Dank der wertvollen Unterstützung der kantonalen Behörden und der SBB, sowie den involvierten Ingenieurbüros und Betonwerken konnten von anfänglich 27 Laborstudien schliesslich 8 Bauwerke ausgewählt werden. Einige Bauwerke wurden wieder verworfen aus Gründen der Zugänglichkeit oder weil der eingebaute Beton mit einer Beschichtung oder Abdichtung vor Witterungseinflüssen geschützt war. Voraussetzung für die Wahl der Bauwerke war neben einer ausreichenden Datengrundlage auch eine Exposition, welche die Entwicklung einer allfälligen AAR fördert.

Die untersuchten Bauwerke sind in der Tabelle 2 zusammengefasst und ihre geographische Situation in Abbildung 39 ersichtlich. Die Beschreibung der Bauwerke befindet sich im Anhang I. Die geographische Verteilung ist weniger gut gestreut als erhofft, da es zwar durchaus Labordaten zu Bauwerken aus anderen Regionen der Schweiz gibt, die Bauwerke jedoch für das Projekt zu jung erschienen (< 10 Jahre). Die untersuchten Bauwerke haben ein Alter von 11 bis 18 Jahren. Auf die Untersuchung von Staudambetonen musste verzichtet werden, da dies den Rahmen des Forschungsprojektes gesprengt hätte.

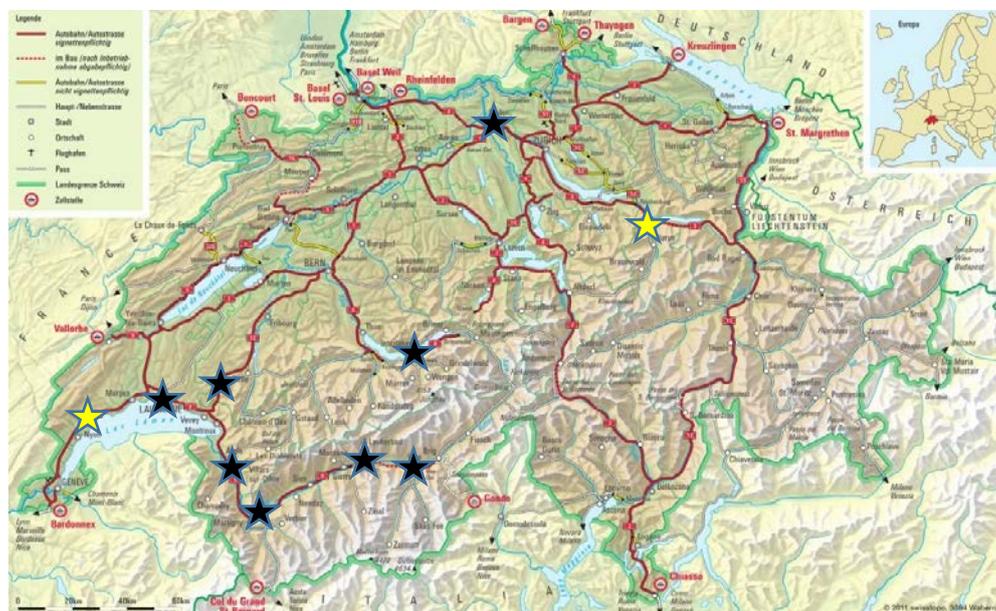


Abb. 39: Geographische Lage der untersuchten Bauwerke (schwarze Sterne). Die gelben Sterne zeigen Bauwerke an, in denen Hydrolith F200 eingesetzt wurde.

Es gibt zwar in der Datenbank der TFB AG geprüfte Betonrezepturen mit Hüttensand, es konnten aber dazu keine Bauwerke zugeordnet werden. Hingegen wurden zwei Bauwerke, bei denen Hydrolith F200 eingesetzt worden sind, als Ergänzung in das Projekt aufgenommen. Zu diesen Betonen liegen keine Beton-Performance-Prüfungen vor, aber Zustandsuntersuchungen und Restquellmessungen, die das Verhalten der Beton beim Einsatz dieses Zusatzstoffes aufzeigen (Kap. 1.5).

Tab. 2: Untersuchte Bauwerke (Beschreibung in Anhang I); *: vermutlich eingesetzte Rezeptur

Bauwerk /Baujahr	Rezeptur Zement / Zusatzstoff / w/z	Performance-Prüfung Ausdehnung [mm/m]	Alkali-Gehalt [kg Na ₂ Oeq/m ³]	Alkali-Reaktivität Gesteins- körnung, Mikrobarwert
Kraftwerk Wettingen / AG 1930-1933, Umbau 2005-2007	CEM I 340 kg/m ³ Flugasche (Silikoline) 50 kg/m ³ Silikastaub (Sikafume) 20 kg/m ³ w/z = 0.50	-0.003 mm/m nach 8 Mt	3.1 kg/m ³	Gemisch Mittelland 0.235 %
Lehnen-Viadukt Dangelstutz / BE 1999-2000	CEM II/A-LL 305 kg/m ³ Flugasche (Safament) 20 kg/m ³ w/z = 0.50	0.049 mm/m nach 5 Mt	2.3 kg/m ³	Berner Oberland 0.197 %
Pont de Branson / Fully VS 2004-2006	CEM I 300 kg/m ³ Flugasche (Hydrolent) 100 kg/m ³ w/zeq = 0.42	0.122 mm/m nach 5 Mt	2.6 kg/m ³	Gemisch Rhone-Material 0.250 %
Ölabscheider la Motte / Vevey VD 2005	CEM I (mit 4 % Silikastaub) 350 kg/m ³ Flugasche 50 kg/m ³ w/zeq = 0.46	0.161 mm/m nach 12 Mt	3.0 kg/m ³	Rhone-Material 0.189 %
Métro Lausanne / VD 2004-2007	CEM I 350 kg/m ³ Flugasche (Presyn) 25 kg/m ³ w/z = 0.47	0.171 mm/m nach 5 Mt	3.2 kg/m ³	Mittelland mit Brechsand 0.095 und 0.161 %
Staldbachbrücke Visp / VS 2004-2006	CEM I 325 kg/m ³ Silikastaub (Sikafume) 20 kg/m ³ w/zeq = 0.45	0.259 mm/m nach 18 Mt	2.6 kg/m ³	Vispa Langzeiterfahrung
Bahnhof Salgesch / VS 2004	CEM I 270 kg/m ³ Flugasche (Hydrolent) 80 kg/m ³ w/zeq = 0.48	0.265 mm/m nach 5 Mt	2.6 kg/m ³	Rhone-Material 0.179 %
Portal Tunnel de Collombey / VS 2003	CEM I ca. 350 kg/m ³ Silikastaub + Flugasche < 50 kg/m ³ w/z ca. 0.45*	Vermutlich über Grenzwert geschätzt 0.300 mm/m nach 5 Mt	3.1 kg/m ³ (säurelöslicher Gehalt)	Rhone-Material 0.204 %

Erklärungen zur Tabelle 2:

Der Alkaligehalt wurde anhand des Alkaligehaltes des Zementes berechnet (ohne Berücksichtigung der Alkalizudosierung, vgl. hierzu Tab. 3).

Der Grenzwert der Mikrobarprüfung für alkali-reaktive Gesteinskörnungen liegt bei einer Ausdehnung von 0.110%.

Die verwendeten alpinen Gesteinskörnungen sind erfahrungsgemäss bei üblichen Zementdosierungen (CEM I) um 300 kg/m^3 und entsprechenden Alkali-Gehalten ab ca. 3 kg/m^3 hoch alkali-reaktiv.

Kiessande aus dem Mittelland kommen in der Regel erst bei hohen Zementdosierungen um 400 kg/m^3 in einen kritischen Bereich. Sie sind nur schwach alkali-reaktiv.

Bei der Métro Lausanne wurde ein Brechsand aus kieseligem Hartgestein zugegeben, der die Alkali-Reaktivität der Gesteinskörnung erhöht hat.

Mit einer Ausnahme entspricht die Zusammensetzung der untersuchten Bauwerksbetone den geprüften Rezepturen. Beim Tunnel Collombey wurde anstelle einer Rezeptur mit Silikastaub, eine Rezeptur mit Silikastaub und Flugasche eingesetzt (siehe Kap. 3.1 und 3.2).

3 Untersuchungsergebnisse

3.1 Ergebnisse der Beton-Performance-Prüfungen

Die Ausdehnungskurven der untersuchten Betone sind in Abbildung 40 dargestellt. Die Betone werden einfachheitshalber mit dem Standort der Bauwerke bezeichnet.

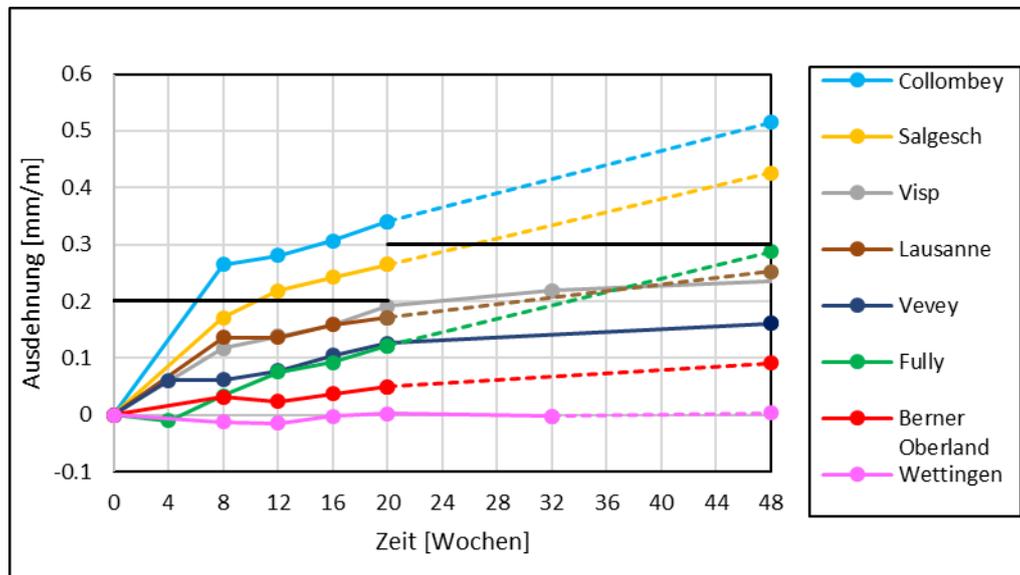


Abb. 40: Ausdehnungskurven in der Beton-Performance-Prüfung der untersuchten Bauwerke. Die ausgezogenen Linien entsprechen den Messwerten, die gestrichelten Linien zeigen den auf 48 Wochen extrapolierten Verlauf der Ausdehnungskurven. Die horizontalen Linien zeigen den Grenzwert nach 20 Wochen Auslagerungsdauer von 0.200 mm/m und nach 48 Wochen Auslagerungsdauer von 0.300 mm/m an.

Nach den damals festgelegten Vorgaben für die Betonperformance-Prüfung galt eine Betonrezeptur als AAR-beständig, wenn die Ausdehnungen nach 20 Wochen nicht 0.200 mm/m überstiegen. In einigen Fällen wurden die Auslagerungen weitergeführt (Berner Oberland und Wettingen: 32 Wochen; Vevey 48 Wochen und Visp: 72 Wochen).

Zum besseren Vergleich wurden die Ausdehnungskurven der nach 20 Wochen beendeten Prüfungen auf 48 Wochen extrapoliert, wobei die Ausdehnungsraten der vorangehenden 8 bis 12 Wochen zugrunde gelegt wurden. Die so extrapolierten Werte sind eher zu pessimistisch, da das üblicherweise auftretende Abflachen der Ausdehnungskurven nicht berücksichtigt wird. Dies kommt v.a. bei der Extrapolation für die Betonrezeptur von Fully zum Ausdruck im Vergleich zu den effektiv gemessenen Ausdehnungsverläufen der Betonrezepturen von Vevey und Visp.

Alle Betonrezepturen ausser die Betonrezepturen von Salgesch und Collombey erfüllen nach 20 Wochen das Beurteilungskriterium 1a) (Einhaltung des Grenzwertes, siehe Kap.1.7.1). Mit Ausnahme der Betonrezeptur von Fully, erfüllen sie auch das Beurteilungskriterium 1b) (Ausdehnungsraten), so dass auch nach den aktuell geltenden Vorgaben des SIA 2042 diese Prüfungen nach 20 Wochen hätten beendet werden konnten.

Bei der Betonrezeptur von Fully wird die Kriterium 1b) nicht erfüllt, so dass nach den heutigen Vorgaben, die Prüfung hätte weitergeführt werden müssen. Auch wenn gar kein Abflachen, sondern eine stetige gleichbleibende Ausdehnung angenommen wird (0.23 mm / Monat = durchschnittliche Ausdehnung zwischen der 12. und 20. Woche), ergibt sich bei diesem schlechtmöglichsten Szenario nach 48 Wochen eine Ausdehnung knapp, unter dem Grenzwert.

Die Betonrezeptur von Salgesch übersteigt den Grenzwert von 20 Wochen. Nach heutiger Regelung könnte die Prüfung auf 48 Wochen verlängert werden. Zwischen der 4. und 20. Woche ist noch kein Abflachen der Ausdehnungen festzustellen. Es ist anzunehmen, dass der Grenzwert nach 48 Wochen, auch bei einem Abflachen in den folgenden Monaten, erreicht und vermutlich auch überschritten worden wäre.

Alkalizudosierung: Es wurden bei allen Betonrezepturen fixe Alkali-Zudosierung vorgenommen (d.h. 25 % des Alkaligehaltes, der sich aus Dosierung und Alkaligehalt des Zementes ergibt), mit Ausnahme der Betonrezeptur für das Lehnenviadukt im Berner Oberland. Im Vergleich zur aktuell meistens angewendeten statistischen Zudosierung, wurden die Betonrezepturen massiv gedopt (0.5 – 1 kg/m³).

Aufgrund der Ergebnisse der Beton-Performance-Prüfungen und der Betonrezepturen wird die AAR-Beständigkeit der Bauwerksbetone anhand der aktuellen Grenzwerte wie folgt beurteilt (vgl. Tab. 3):

Tab. 3: Bindemittelzusammensetzung, Ausdehnungen in der Beton-Performance-Prüfung (BPP) und Einstufung der Alkali-Empfindlichkeit der Gesteinskörnung aufgrund von regionalen Langzeiterfahrungen

Betonrezeptur	Zementklinker		Flugasche		Silikastaub		Alkaligehalt* Na ₂ O _{eq} kg/m ³	BPP Ausdehnung nach 20 Wochen mm/m	Alkali-Empfindlichkeit der Gesteinskörnung
	kg/m ³	%	kg/m ³	%	kg/m ³	%			
Wettingen	340	83	50	12	20	5	4.0	0.002	gering
Berner Oberland	250**	93	20	7			2.3	0.049	hoch
Fully	300	75	100	25			2.7	0.122	hoch
Vevey	336	84	50	12.5	14	3.5	3.5	0.126	hoch
Lausanne	350	93	25	7			4.1	0.171	gering/hoch
Visp	325	94			20	6	3.5	0.191	hoch
Salgesch	270	77	80	23			3.4	0.265	hoch
Collombey***	336	88	30	8	14	3.6	3.6	0.300****	hoch

Legende:

* Alkaligehalt mit Zudosierung

** CEM II/A-LL: Annahme Kalkfillergehalt ca. 18 M.-%

*** Vermutete Rezeptur aufgrund Bauwerksdossier und Mikroskopie

****Schätzwert

Wettingen: Die schwach alkali-reaktive Gesteinskörnung aus dem Mittelland in Kombination mit dem ternären Bindemittelkonzept (340 kg/m³ CEM I, 20 kg/m³ SF und 50 kg/m³ FA) ergibt erwartungsgemäss praktisch keine Ausdehnungen im Labor. Es ist mit einer sehr hohen AAR-Beständigkeit zu rechnen.

Berner Oberland: Die Langzeiterfahrungen mit den Gesteinskörnungen aus diesem Gebiet zeigen aufgrund zahlreicher Bauwerksschäden, dass mit üblichen Zementdosierungen zwischen 300 und 350 kg/m³ Zement die AAR-Beständigkeit nicht gegeben ist. Die hier eingesetzte Rezeptur mit 305 kg/m³ CEM II/A-LL und einer eher geringen Flugaschedosierung von 20 kg/m³ hat einen niedrigen Alkaligehalt (2.3 kg/m³,

es wurde keine Alkali-Zudosierung vorgenommen), der sich in den schwachen Ausdehnungen im Labor widerspiegelt. Der niedrige Alkaligehalt könnte ein vorzeitiges Auslaugen der Prüfkörper bewirken und damit evtl. zu niedrige Ausdehnungen, bzw. eine zu optimistische Beurteilung. Aufgrund der Ausdehnungen ist eine hohe AAR-Beständigkeit zu erwarten.

Fully: Die verwendete Gesteinskörnung besteht aus einem Gemisch von zwei ausgesprochen alkali-empfindlichen Walliser Gesteinskörnungen. Mit der hohen Flugaschedosierung ergibt sich eine geringe bis mässige Ausdehnung unterhalb des Grenzwertes nach 20 Wochen und voraussichtlich auch nach 48 Wochen, die eine ausreichende AAR-Beständigkeit ohne signifikante Schäden erwarten lässt.

Vevey: Die verwendete Gesteinskörnung zeigte in der Vergangenheit eine hohe Alkali-Reaktivität. Der Zementklinker- und Alkaligehalt ist relativ hoch, wird aber durch das ternäre Bindemittelkonzept kompensiert. Es ergibt sich eine geringe bis mässige Ausdehnung unterhalb der Grenzwerte von 20 und 48 Wochen, die eine ausreichende AAR-Beständigkeit ohne signifikante Schäden erwarten lässt.

Lausanne: Die Gesteinskörnung besteht aus einem kaum alkali-reaktiven Westschweizer Mittellandkiessand, dem 10 % Sand aus kieseligem Hartgestein beigemischt wurde. Im Mikrobartest führte die Zugabe zur Überschreitung des Grenzwertes beim Sand. Es ist sehr schwierig abzuschätzen, welchen Einfluss diese Beimischung auf das Ergebnis der Performance-Prüfung hat. Literaturrecherchen ergaben, dass im Labor unter beschleunigten Bedingungen mit einem Einfluss zu rechnen ist (je nach Autor eine rasche Reaktion und Verstärkung oder eine Verminderung der Ausdehnungen), ohne dass dabei klar ist, ob es sich um einen Artefakt handelt oder im Bauwerk ebenfalls auftritt [49, 89]. Mit der raschen Reaktion des Sandes erhöht sich der Verbrauch der Alkalien im System, welche für die Reaktion notwendig sind, sodass sich die Reaktion schneller erschöpfen sollte. Die zu Beginn hohen Ausdehnungsraten, ähnlich hoch wie bei der alkali-reaktiven Gesteinskörnung von Visp, aber überdurchschnittlich für Mittellandkiessande, deuten evtl. auf ein solches rasches Reagieren der Sandfraktion, gefolgt von einem deutlichen Abflachen der Ausdehnungen. Andererseits kann auch die hohe Alkalizudosierung ($0.9 \text{ kg Na}_2\text{O}_{\text{eq}}/\text{m}^3$) diesen Effekt verursacht oder verstärkt haben. Die Flugaschedosierung ist gering im Vergleich zum hohen Zementgehalt und kann kaum zu einer wirksamen Reduktion der Ausdehnungen beitragen. Diese liegen unter Berücksichtigung der Messunsicherheit im Bereich des Grenzwertes. Die AAR-Beständigkeit wird als genügend eingestuft.

Visp: Die Langzeiterfahrungen mit den Gesteinskörnungen aus diesem Gebiet zeigen aufgrund zahlreicher Bauwerksschäden, dass mit üblichen Zementdosierungen zwischen 300 und $350 \text{ kg}/\text{m}^3$ Zement, bzw. bei Alkaligehalten $> 2.5 \text{ kg}/\text{m}^3$ ohne Zusatzstoffe, die AAR-Beständigkeit nicht gegeben ist. Mit dem Einsatz von Silikastaub werden die Ausdehnungen knapp unter den Grenzwert gedrückt. Massive Eindämmungen der Ausdehnungen sind erst mit hohen Flugaschedosierungen, ternären Bindemittel oder Hochofenzementen zu verzeichnen. Unter Berücksichtigung der Messunsicherheit liegen die erreichten Ausdehnungen im Bereich der Grenzwerte nach 20 und 48 Wochen. Aufgrund des Alkaligehaltes und der relativ niedrigen Silikastaubdosierung wird die AAR-Beständigkeit als genügend beurteilt.

Salgesch: Die steile Ausdehnungskurve und das rasche Überschreiten des Grenzwertes nach 20 Wochen Versuchsdauer zeugen von der hohen Alkali-Empfindlichkeit des eingesetzten Rhone-Materials. Trotz massiver Flugaschedosierung und einem geringen Zementgehalt ist im Bauwerk keine ausreichende AAR-Beständigkeit zu erwarten.

Collombey: Wie schon erwähnt, wurde beim Portal des Tunnels von Collombey nicht wie erwartet die geprüfte Betonrezeptur eingesetzt (Rezepturen A in Abb. 41), denn ausser Silikastaub wurde noch Flugasche vorgefunden. Die Betonzusammensetzung dürfte vermutlich einer anderen Betonsorte entsprechen, welche in den Bauwerksunterlagen aufgeführt wird: $350 \text{ kg}/\text{m}^3$ CEM I SF4 (d.h. mit ca. 4 M.-% Silikastaub in den Nebenbestandteilen des Zementes, was ca. $14 \text{ kg}/\text{m}^3$ Silikastaub entspricht) und $30 \text{ kg}/\text{m}^3$ Flugasche.

Für eine Einordnung der AAR-Beständigkeit dieser Rezeptur sind einige Beton-Performance-Prüfungen verfügbar, die mit derselben Gesteinskörnung und Silikastaub und Flugasche gemacht wurden (Abb. 41).

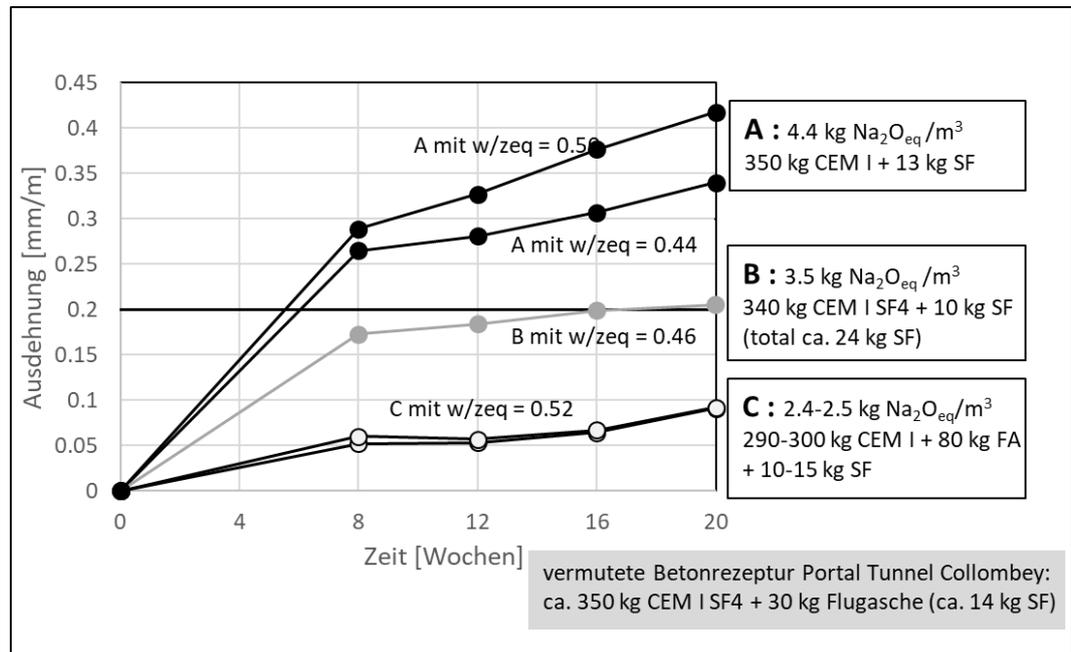


Abb. 41: Ergebnisse von diversen Beton-Performance-Prüfungen mit derselben Gesteinskörnung wie beim Tunnel Collombey.

Es zeigt sich beim Vergleich der verschiedenen Rezepturen, dass eine deutliche Eindämmung der Ausdehnungen erst mit einer massiven Zugabe von Flugasche (80 kg/m³) in Kombination mit Silikastaub und einer entsprechenden Reduktion des Zementgehaltes erreicht wird (Rezepturen C). Rezeptur B entspricht vom Zementklinkergehalt etwa der vermuteten Rezeptur, enthält aber deutlich mehr Silikastaub. Die Rezepturen A enthalten etwa gleich viel Silikastaub, jedoch ca. 10-15 kg/m³ mehr Zementklinker und keine Flugasche.

Die Bestimmung des säurelöslichen Alkaligehaltes des Bauwerksbetons ergab 3.1 kg/m³ Na₂O_{eq}. Unter Verwendung der Analysedaten von Zement und Zusatzstoffen aus dem Vorversuchsdossier des Bauprojektes, ergibt sich rechnerisch für die vermutete Betonrezeptur ein Alkaligehalt von 3.06 kg/m³, also eine gute Übereinstimmung. Mit der im Prüfverfahren vorgesehenen Alkali-Zudosierung würde ein Alkali-Gehalt von 3.6 kg/m³ erreicht werden. Schliesslich entspricht die vermutete Flugaschedosierung von 30 kg/m³ weniger als 10 M.-% des Zementgehaltes, ist also relativ bescheiden.

Zusammenfassend nehmen wir deshalb an, dass die vorgefundene Rezeptur Ausdehnungen zwischen denjenigen der Rezepturen A und B erreicht, schätzungsweise 0.300 mm/m nach 20 Wochen. Demzufolge wird die Rezeptur als nicht AAR-beständig eingestuft. In Abbildung 40 wurde stellvertretend die Ausdehnungskurve der Rezeptur A mit w/zeq = 0.44 dargestellt.

3.2 Ergebnisse der mikroskopischen Untersuchungen

3.2.1 Wettingen

Mikroskopie

Die nominelle Bindemittelzusammensetzung des untersuchten Betons im Kraftwerk Wettingen konnte bestätigt werden: CEM I (340 kg/m^3), Flugasche (50 kg/m^3) und Silikastaub (20 kg/m^3). Als Gesteinskörnung wurde typischer Alluvialkies verwendet, der aus einer für das östliche Mittelland üblichen Mischung von gut gerundeten karbonatischen und silikatischen Gesteinskörnungen besteht.

Die Kapillarporosität des Zementsteins ist homogen ohne Anzeichen für unübliche Entmischungen. Der Luftgehalt liegt im Bereich von 2-4 Volumen-%.

Die Flugasche-Partikel sind im Zementstein gut zu erkennen. Es sind auffallend viele Silikastaub-Agglomerate vorhanden, die einen Durchmesser von bis zu 0.4 mm erreichen können (Abb. 42). Dies zeigt, dass der Silikastaub schlecht dispergiert ist. Es sind Risse vorhanden, die von den Silikastaub-Agglomeraten ausgehen.

Die Bohrkern wurden über Rissen entnommen, die an der Oberfläche sichtbar waren und eine Tiefe von über 10 cm erreichen. Entsprechend sind diese Risse auch im Dünnschliff vorhanden. Bis in eine Tiefe von 3-4 cm sind diese Risse kornumrundend und in grösserer Tiefe kornbrechend. Die Rissmorphologie deutet auf Schwinden als Rissursache hin. Im oberflächennahen Teil der Risse ist eine Karbonatisierung der Rissflanken festzustellen, welche die sonst bei 0.5 – 1.5 mm liegende Karbonatisierungsfront überschreitet. Bis in eine Tiefe von etwa 5 cm ist der Hauptriss zum Teil vollständig, zum Teil nur partiell mit Calcit-Ausfällungen verfüllt. Solche Calcit-Bildungen sind typisch für die Interaktion zwischen Zementstein und bi-karbonat-haltigem Wasser. Im kornbrechenden Bereich verzweigen sich die Risse. In diesen Nebenrissen können zum Teil sekundäre Ettringitbildungen auftreten.

Regelmässig sind in Luftporen randliche Gelbildungen zu erkennen (Abb. 42). In zahlreichen Luftporen ist zudem eine sekundäre Ettringitbildung festzustellen (Abb. 43).

In den untersuchten Proben gibt es nur vereinzelte Gesteinskörner (< ca. 3 %), bei denen Risse aus dem Korn in den Zementstein hinauslaufen, wobei jedoch nur in einem Fall eine geringe Menge eines kristallinen Produktes optisch festgestellt wurde (Abb. 44). Dabei kann aber nicht eindeutig bestimmt werden, ob es sich um ein kristallines AAR-Produkt oder eventuell Ettringit handelt.

Die Bestimmung des Riss-Indexes ergab einen Wert von 0.53 mm/m und ohne Berücksichtigung der Mikrorisse < 5 μm einen Wert von 0.15 mm/m (vgl. Kap.1.7.1).

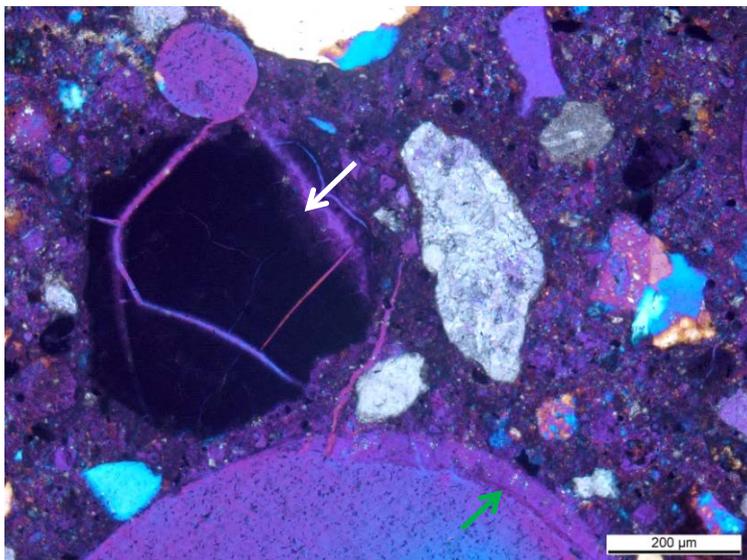


Abb. 42: Silikastaub-Agglomerat (weisser Pfeil) neben einer Luftpore mit randlicher Gelbildung (grüner Pfeil). Dünnschliff: Durchlicht, doppelt polarisiert, Gipsplatte.

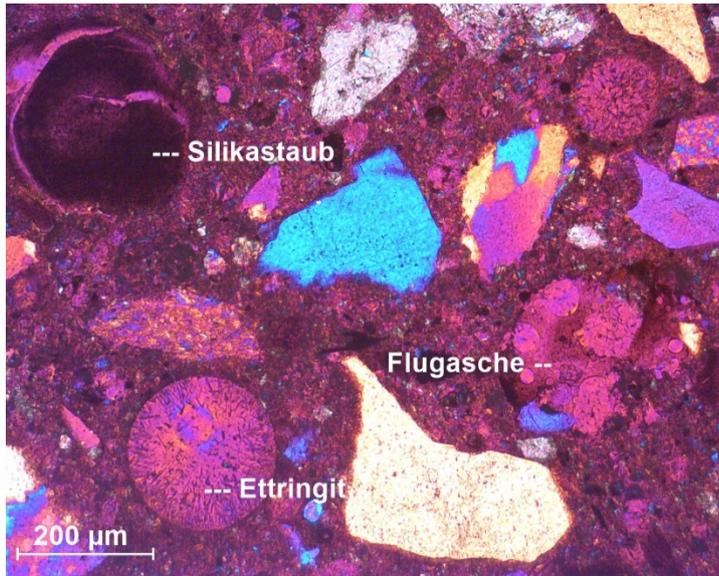


Abb. 43: Silikastaub-Agglomerat und Flugaschepartikel neben einer Luftpore mit sekundären Ettringitbildungen. Dünnschliff: Durchlicht, doppelt polarisiert, Gipsplatte.

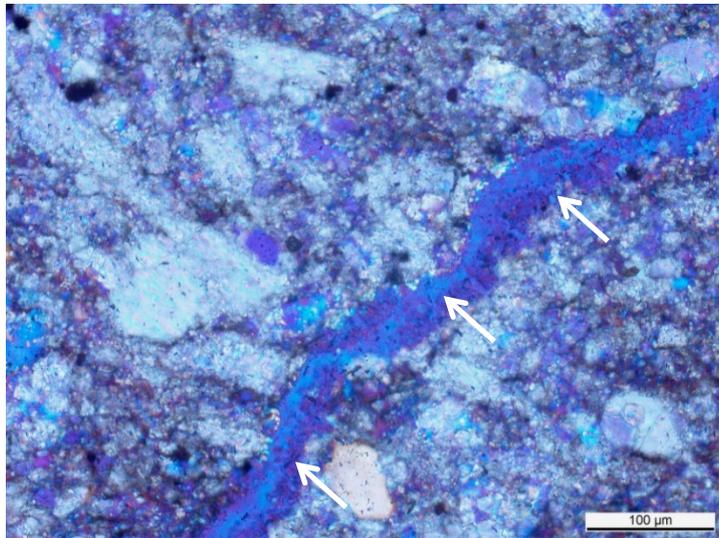


Abb. 44: Riss in einem sandigen Kalk mit geringen Mengen eines kristallinen Produktes (weisse Pfeile). Dünnschliff: Durchlicht, doppelt polarisiert, Gipsplatte.

REM

Im REM zeigt sich, dass in vereinzelten Gesteinskörnern kristalline Ausfällungen vorhanden sind. Es handelt sich dabei aber nicht um ein kristallines AAR-Produkt, sondern um Ettringit (Abb. 45).

Nur in einem Fall konnte ein silizium-reiches Reaktionsprodukt in einem Gesteinskorn festgestellt werden (Abb. 46). Der Calcium-Gehalt ist mit einem durchschnittlichen atomaren Ca/Si-Verhältnis von 1.3 allerdings wesentlich höher als bei einem üblichen AAR-Produkt. Zudem enthält es nur wenig Alkalien (atomares (Na+K)/Si-Verhältnis von 0.09).

In den Rissen treten nicht nur, wie bereits im Dünnschliff festgestellt, eine Ettringitbildung, sondern auch eine Thaumazitbildung auf (Abb. 47).

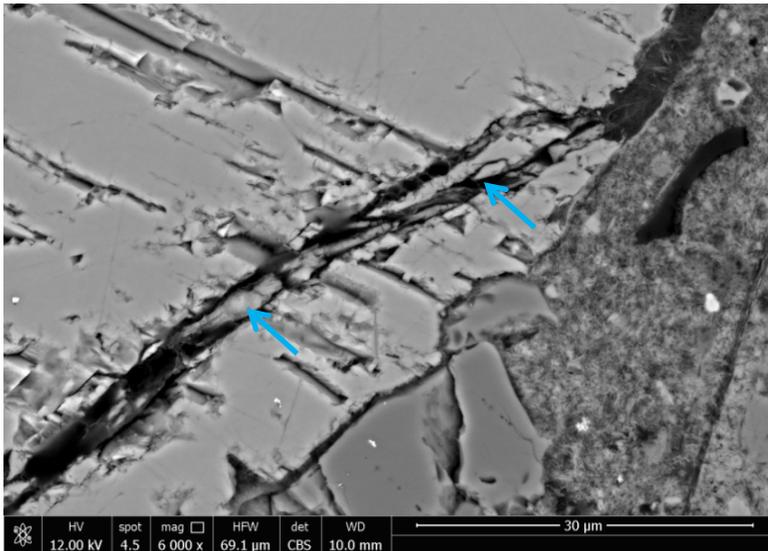


Abb. 45: Kristalline Ausfällung in einem Riss in einem Gesteinskorn (blaue Pfeile). Bei der kristallinen Ausfällung handelt es sich um Ettringit. REM-Bild.

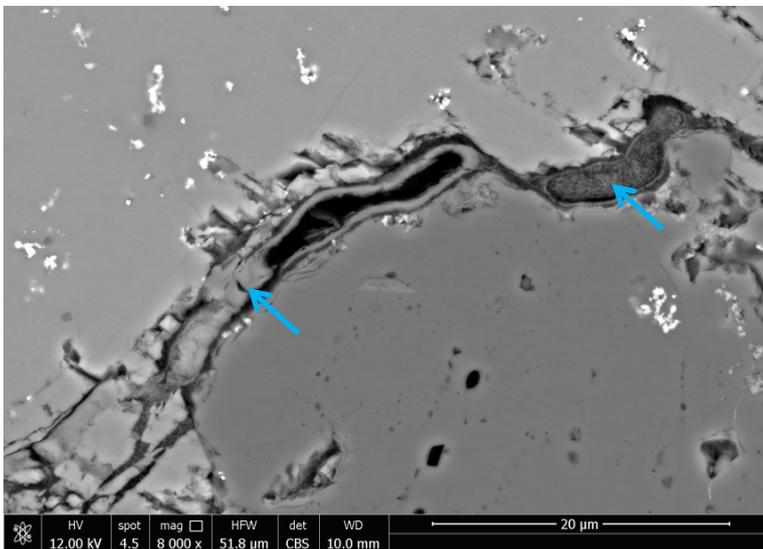


Abb. 46: Silizium-reiche Reaktionsprodukte in einem Riss in einem Gesteinskorn (blaue Pfeile). REM-Bild.

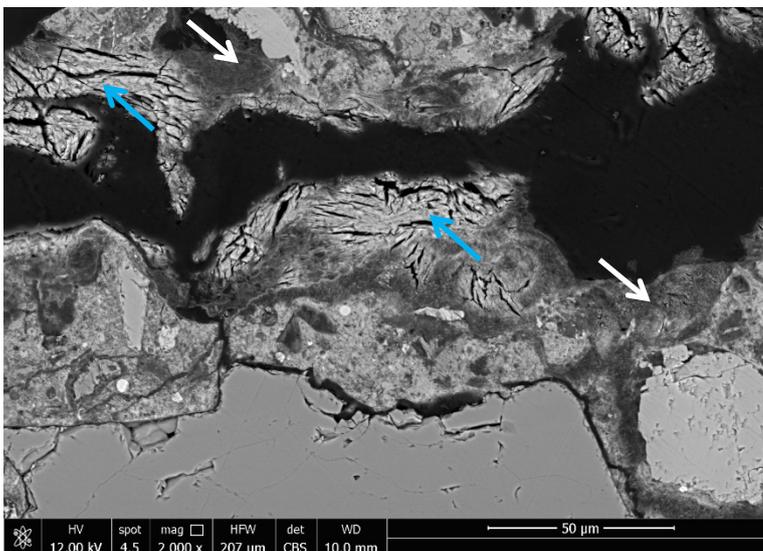


Abb. 47: Schwindriss mit der Bildung von Ettringit (blaue Pfeile) und Thaumasit (weisse Pfeile), REM-Bild.

Ebenfalls wie im Dünnschliff beobachtet, stehen die Gelablagerungen in den Luftporen in direktem örtlichen Zusammenhang mit dem Auftreten von Silikastaub-Agglomeraten. Die chemische Analyse zeigt, dass die Agglomerate ein hohes atomares Ca/Si-Verhältnis von 1.0-1.4 und eine tiefes (Na+K)/Si-Verhältnis aufweisen. Dies weist darauf hin, dass die Agglomerate vollständig reagiert und sich der Zusammensetzung des üblichen, während der Zementhydratation gebildeten Calcium-Silikat-Hydrats (C-S-H) angenähert haben. Als Beispiel zeigt die Abbildung 48 einen Linescan (chemische Analyse entlang einer definierten Linie) durch die Randzone eines Silikastaub-Agglomerates.

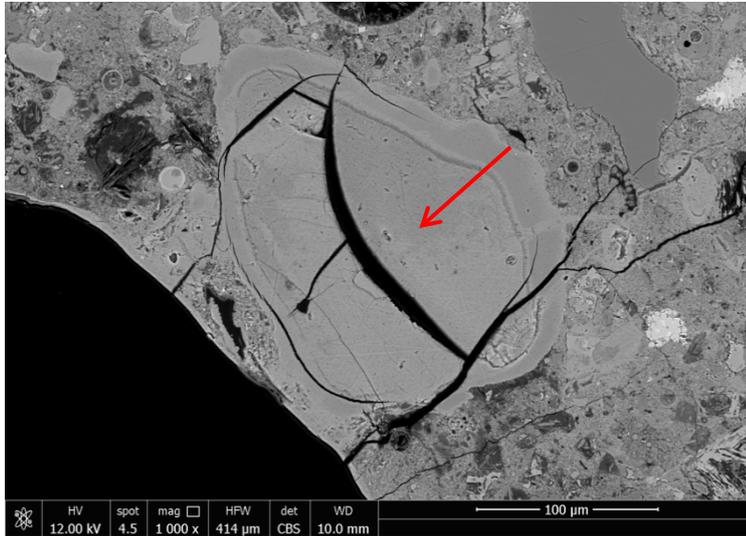


Abb. 48a: Silikastaub-Agglomerat. Die rote Linie zeigt die Position und die Richtung des in der folgenden Abbildung 48b dargestellten EDX-Linescan an. REM-Bild.

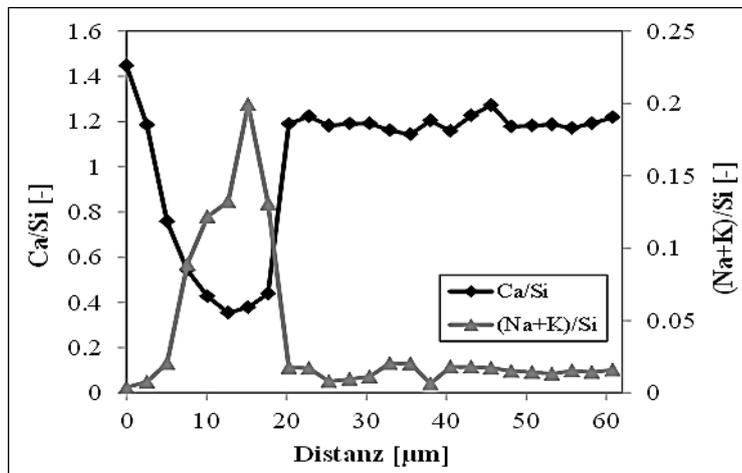


Abb. 48b: Atomares Ca/Si-Verhältnis und (Na+K)/Si-Verhältnis in der Randzone eines Silikastaub-Agglomerates (vgl. Abb. 47a).

3.2.2 Berner Oberland

Mikroskopie

Die Zusammensetzung des Bauwerksbetons entspricht der nominellen Rezeptur mit CEM II/A-LL (305 kg/m³) und Flugasche (20 kg/m³) als Bindemittel. Die Gesteinskörnung besteht aus Graniten und kalkigen Sandsteinen mit untergeordneten Anteilen an Kalken und Gneisen.

Der Zementstein zeigt eine Karbonatisierungstiefe von ca. 1 mm, die entlang den Rissflanken eines senkrecht zur Oberfläche laufenden Risse 5 mm erreicht. Der diskontinuierliche kornumrandende Riss weist eine Rissbreite von 200 µm und erreicht

eine Tiefe von 12 mm. Die Kapillarporosität des Zementsteins ist homogen ohne Anzeichen für unübliche Entmischungen. Der Luftgehalt ist mit ca. 5 – 7 Volumen-% auffällig hoch, was klar auf die Verwendung eines Luftporenbildners hinweist.

Die Flugasche-Partikel sind im Zementstein gut zu erkennen (Abb. 49). Vereinzelt treten Ettringitbildungen in den Luftporen auf (Abb. 50).

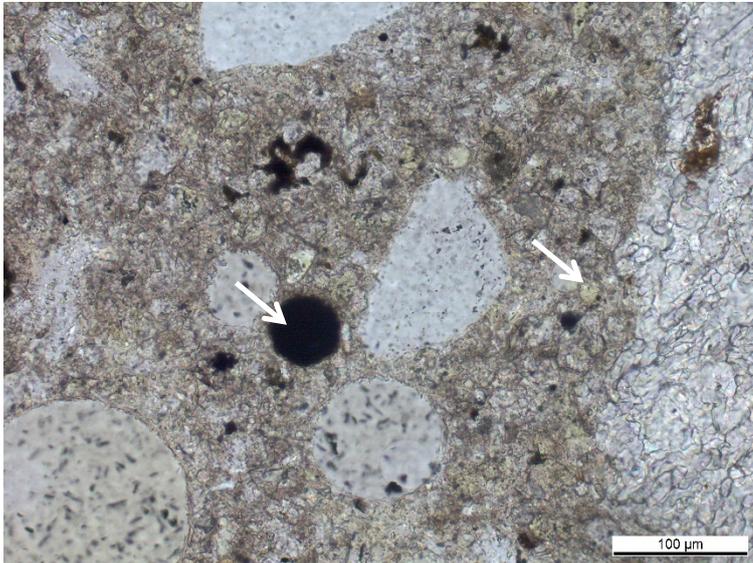


Abb. 49: Flugasche-Partikel im Zementstein (weisse Pfeile). Dünnschliff: Durchlicht, einfach polarisiert.

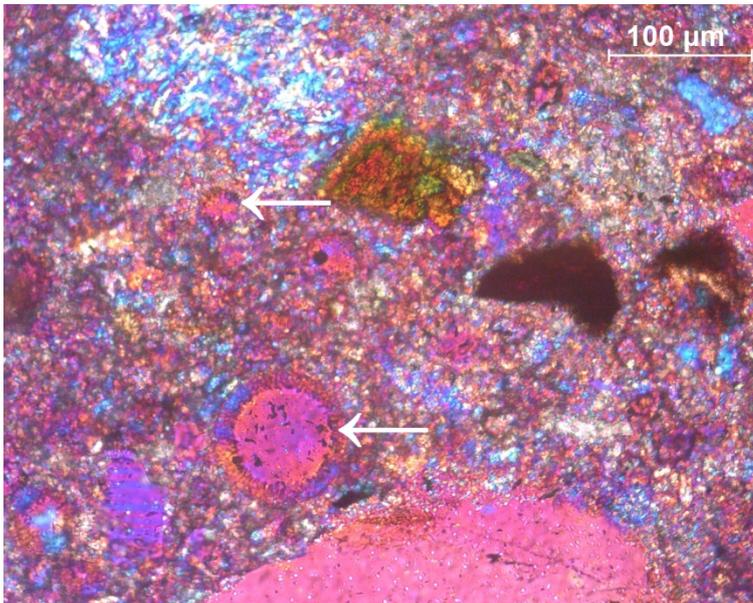


Abb. 50: Ettringitbildungen auf den Wänden der Luftporen (weisse Pfeile). Dünnschliff, doppelt polarisiertes Durchlicht.

Vor allem in den Graniten und Gneisen sind zahlreiche Mikrorisse vorhanden (Abb. 51). Der Anteil an Gesteinskörnern mit Rissen, die in den Zementstein hinauslaufen, ist allerdings gering (> ca. 3 %), jedoch sind grössere Sandsteinkörner vorhanden, von denen sich radial verlaufende Risse ausbreiten. Ein loses Rissnetz erfasst ansatzweise das Gefüge mit Rissbreiten zwischen 5 und 10 µm. In einem sandigen Kalk können kristalline AAR-Produkte festgestellt werden (Abb. 52), in den übrigen Körnern ist die optische Auflösung ungenügend, um in Rissen mögliche AAR-Produkte nachzuweisen.

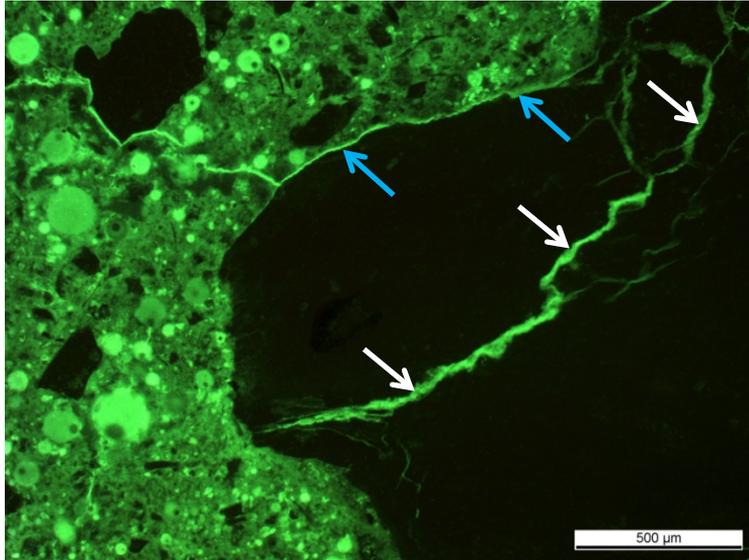


Abb. 51: Mikrorisse in Gesteinskorn ohne Produkte (weisse Pfeile) und entlang des Kontaktes zwischen Gesteinskorn und Zementstein (blaue Pfeile). Dünnschliff: UV-Auflicht.

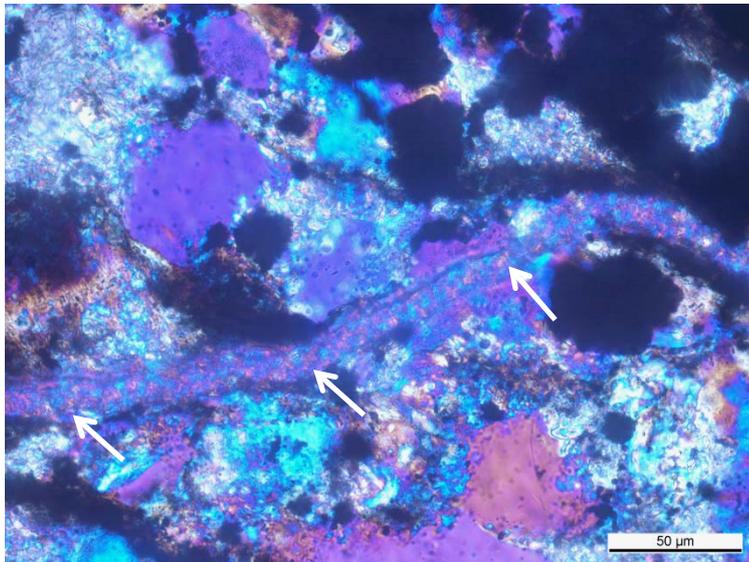


Abb. 52: Riss, gefüllt mit kristallinem AAR-Produkt (weisse Pfeile) in sandigem Kalk. Dünnschliff: Durchlicht, doppelt polarisiert, Gipsplatte.

Die Bestimmung des Riss-Indexes ergab einen Wert von 0.46 mm/m und ohne Berücksichtigung der Mikrorisse < 5 µm einen Wert von 0.18 mm/m.

REM

Im REM kann die Präsenz kristalliner AAR-Produkte als teilweise oder vollständige Rissfüllung in Gesteinskörnern bestätigt werden (Abb. 53 und 54). Die Anzahl der betroffenen Gesteinskörner ist nicht gross, aber trotzdem ist der Befund deutlich.

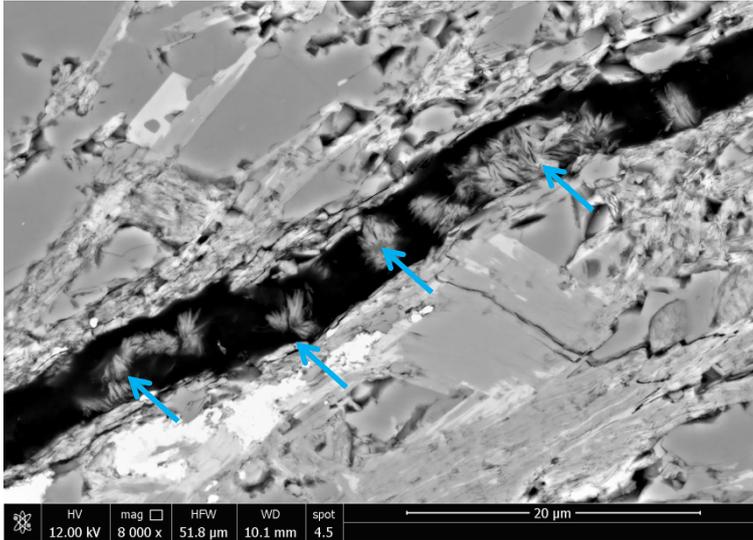


Abb. 53: Geringe Mengen von kristallinem AAR-Produkt (blaue Pfeile) in Gneiskorn. Anschliff: REM-Bild.

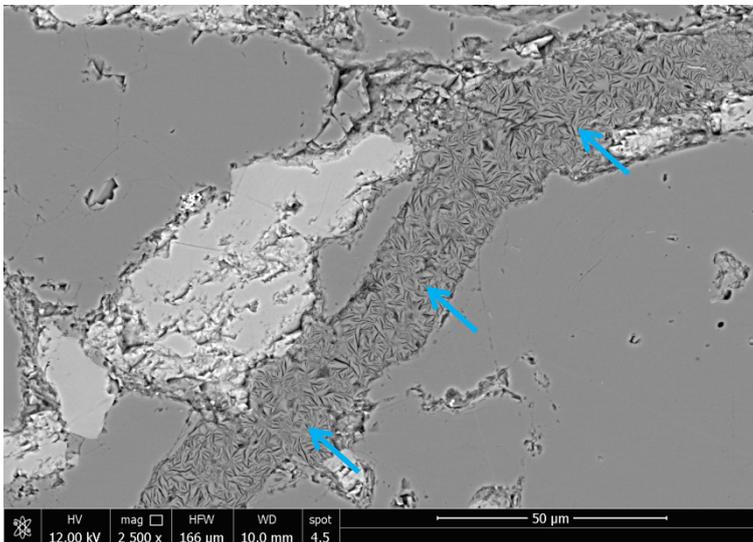


Abb. 54: Vollständig mit kristallinem AAR-Produkt (blaue Pfeile) verfüllter Riss in sandigem Kalk. REM-Bild.

3.2.3 Fully

Mikroskopie

Als Bindemittel des Betons wurde nominell CEM I (300 kg/m^3) und Flugasche (100 kg/m^3) verwendet (Abb. 55). Als Gesteinskörnung wurde eine Mischung aus Gneisen und Schiefen sowie untergeordnet karbonatischen Gesteinen (ca. 30 %) verwendet. Mikrokristalliner Quarz als ein typisches, reagierendes Mineral ist in Gneis und Schiefen vorhanden (Abb. 56).

Die Kapillarporosität des Zementsteins ist homogen ohne Anzeichen für unübliche Entmischungen. Der Luftgehalt liegt im Bereich von 1-2 Volumen-%.

Es treten generell nur sehr wenig Risse auf. Die an der Oberfläche sichtbaren Risse weisen eine Rissbreite von 20 µm auf und verlaufen entlang und durch die Gesteinskörner bis in eine Tiefe von maximal 27 mm . In wenigen potentiell alkali-reaktiven Gesteinskörnern sind AAR-typische Risse vorhanden (Abb. 57), ohne dass Reaktionsprodukte optisch festzustellen wären. Hingegen sind Gelablagerungen in einer Luftpore neben einem alkali-reaktiven, gerissenen Korn vorhanden (Abb. 58).

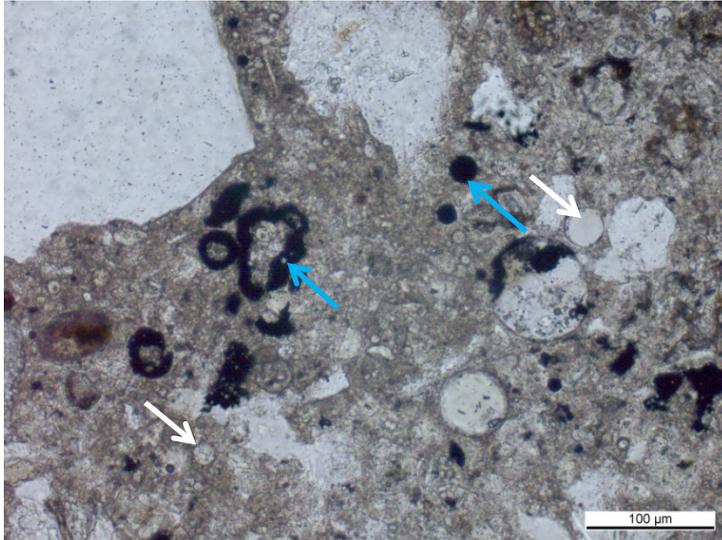


Abb. 55: Grosse, eisenhaltige (blauer Pfeil) und kleine, eisenfreie (weisse Pfeile) Flugasche-Partikel im Zementstein. Dünnschliff: Durchlicht, einfach polarisiert.

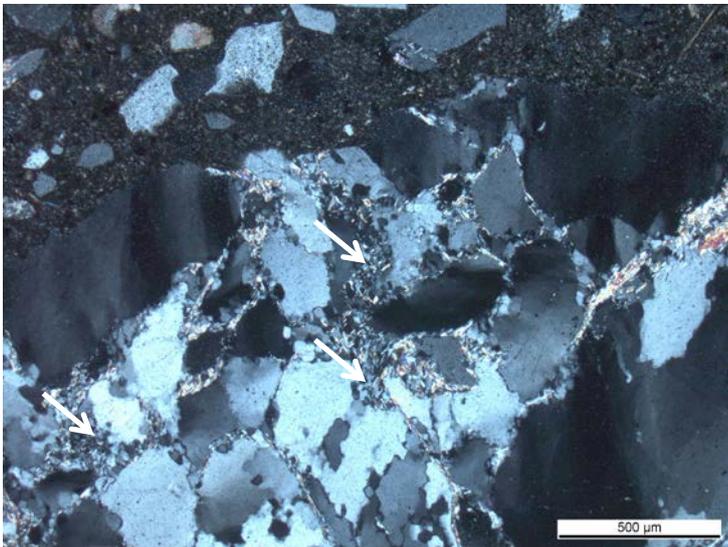


Abb. 56: Gneis-Korn mit mikrokristallinem Quarz (Pfeile). Dünnschliff: Durchlicht, doppelt polarisiert.

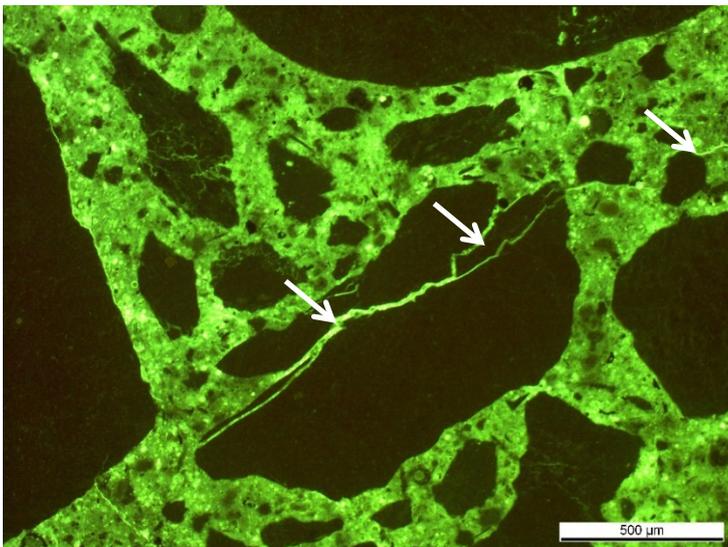


Abb. 57: Gesteinskorn mit AAR-typischem Riss ohne erkennbare AAR-Produkte. Dünnschliff: fluoreszierendes Auflicht.

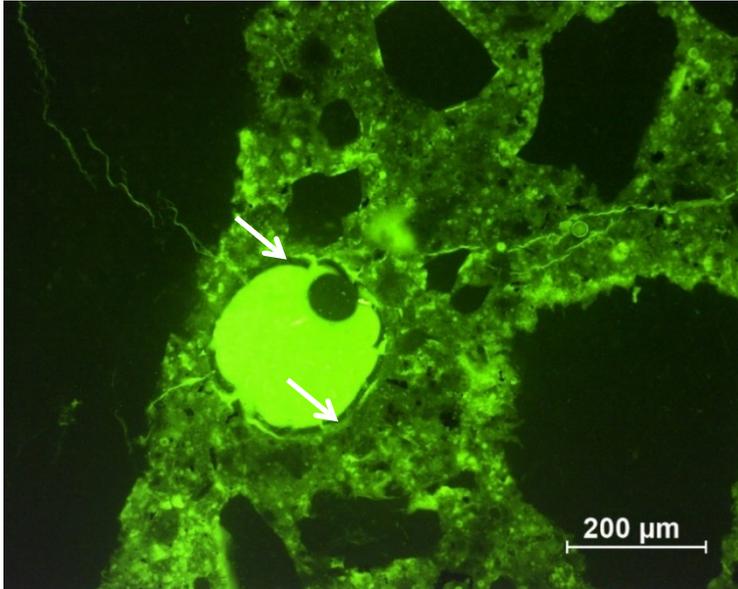


Abb. 58: Randliche Gelbildungen (weisse Pfeile) in einer Luftpore, die über einen Riss mit dem benachbarten Gesteinskorn verbunden ist. Dünnschliff: fluoreszierendes Auflicht.

REM

In einigen der Gesteinskörner lassen sich AAR-Produkte nachweisen. Die gebildete Menge ist allerdings sehr klein und tritt fast überwiegend nur am Rand der Gesteinskörner auf (Abb. 59). Die Flugaschepartikel weisen die übliche Grösse und Morphologie auf (Abb. 60).

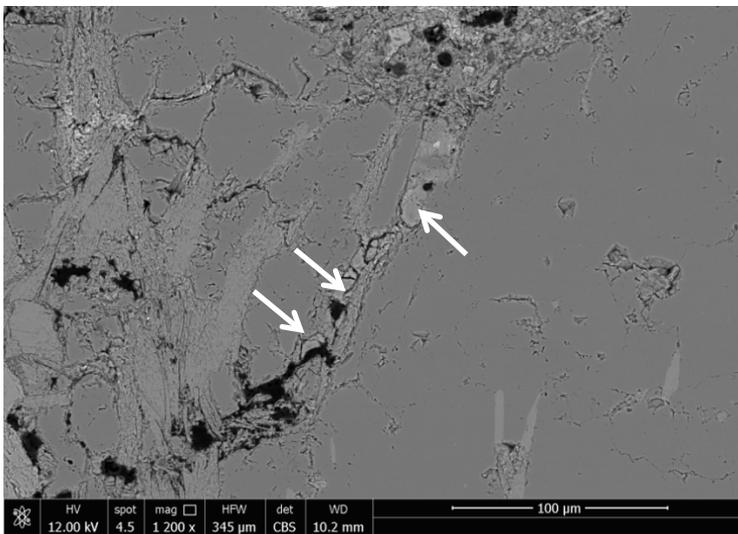


Abb. 59: Riss am Rand eines Gneiskorns mit geringen Mengen an amorphem AAR-Produkt (weisse Pfeile). REM-Bild.

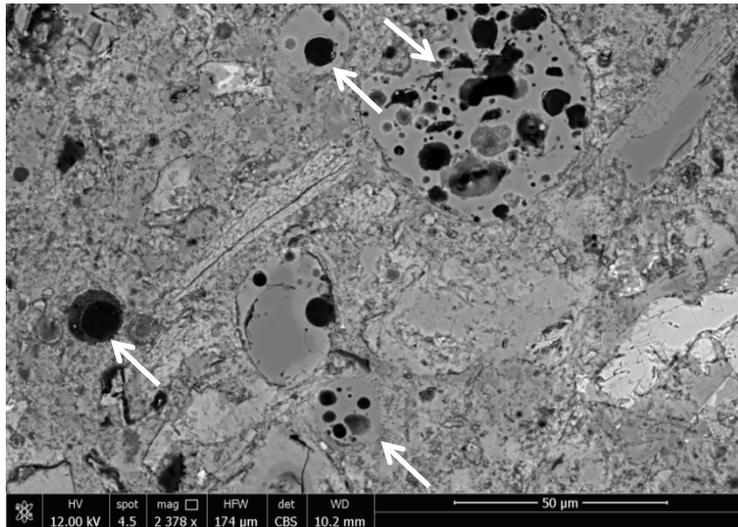


Abb. 60: Flugasche-Partikel unterschiedlichster Grösse (weisse Pfeile). REM-Bild.

3.2.4 Vevey

Mikroskopie

Der untersuchte Beton enthält nominell als Bindemittel CEM I mit 4 M.-% Silikastaub in den Nebenbestandteilen (350 kg/m^3) und Flugasche (50 kg/m^3). Als Gesteinskörnung wurde eine Mischung aus Kalken, sandigen Kalken, Quarziten, Sandsteinen sowie Gneise und Schiefer verwendet. Der Rundungsgrad der Gesteinskörnung variiert stark von gebrochen bis zu gut gerundet.

Die Flugasche-Partikel sind im Zementstein gut zu erkennen. Der Silikastaub bildet feine Agglomerate in der Grösse der Flugaschepartikel (Abb. 61).

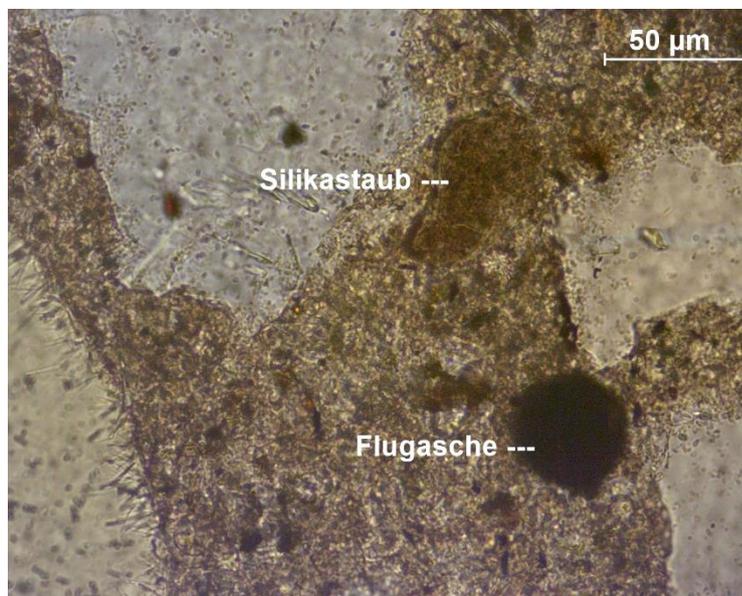


Abb. 61: Flugasche-Partikel neben einem Silikastaub-Agglomerat im Zementstein. Dünnschliff: Durchlicht, einfach polarisiert.

Die Gesteinskörnung enthält relativ viele Körner, die aufgrund ihrer petrographischen Zusammensetzung und Mikrostruktur eine potentielle Alkali-Reaktivität besitzen (Abb. 62). Vor allem die silikatischen Körner weisen zahlreiche interne Mikrorisse auf und sind häufig von radial ausgehenden Mikrorissen im Zementstein begleitet. Diese Mikrorisse verbinden mehrere benachbarte Gesteinskörnern und bilden ansatzweise ein beginnendes Rissnetz. Es sind aber nur vereinzelt ($< \text{ca. } 3 \%$) Körner mit AAR-typischen

Rissen zu erkennen und nur in einem einzigen Gesteinskorn sind geringe Mengen eines kristallinen AAR-Produktes optisch feststellbar (Abb. 63).

Die Bestimmung des Riss-Indexes ergab einen Wert von 0.30 mm/m und ohne Mikrorisse < 5 µm einen Wert von 0.06 mm/m.

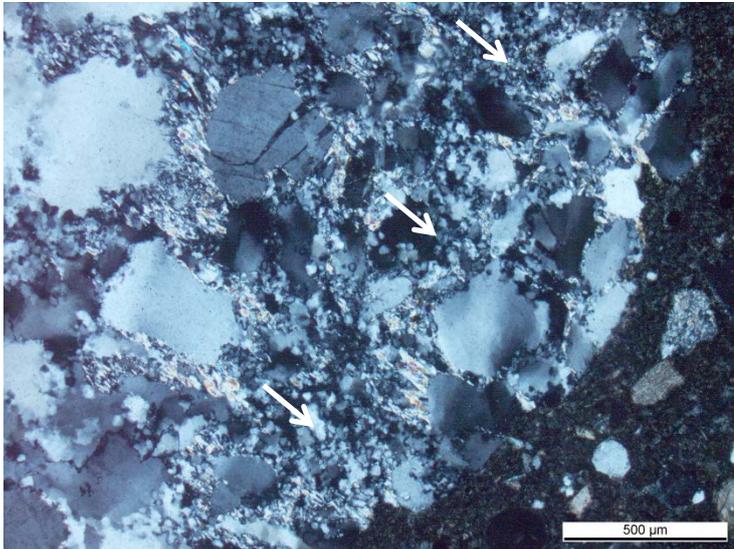


Abb. 62: Gneiskorn mit mikrokristallinem Quarz, der schlecht definierte Korngrenzen aufweist (weisse Pfeile). Dünnschliff: Durchlicht, doppelt polarisiert.

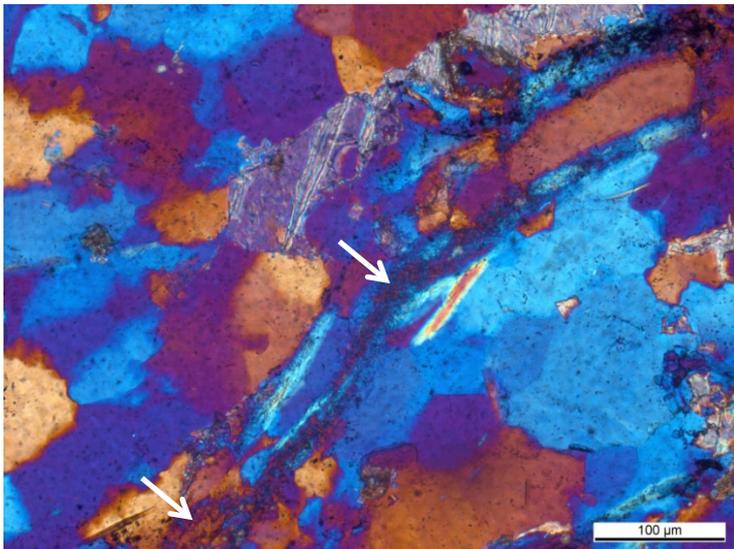


Abb. 63: Geringe Menge an kristallinen AAR-Produkten (weisse Pfeile) in einem sandigen Kalk. Dünnschliff: Durchlicht, doppelt polarisiert, Gipsplatte.

REM

In einem relativ grossen Teil der Gesteinskörner mit AAR-typischen Rissen lassen sich AAR-Produkte nachweisen. Die Menge der AAR-Produkte ist nicht gross, aber die Mikrostruktur zeigt, dass das Ausmass der Reaktion gross genug ist, um Gesteinskörner zu brechen (Abb. 64).

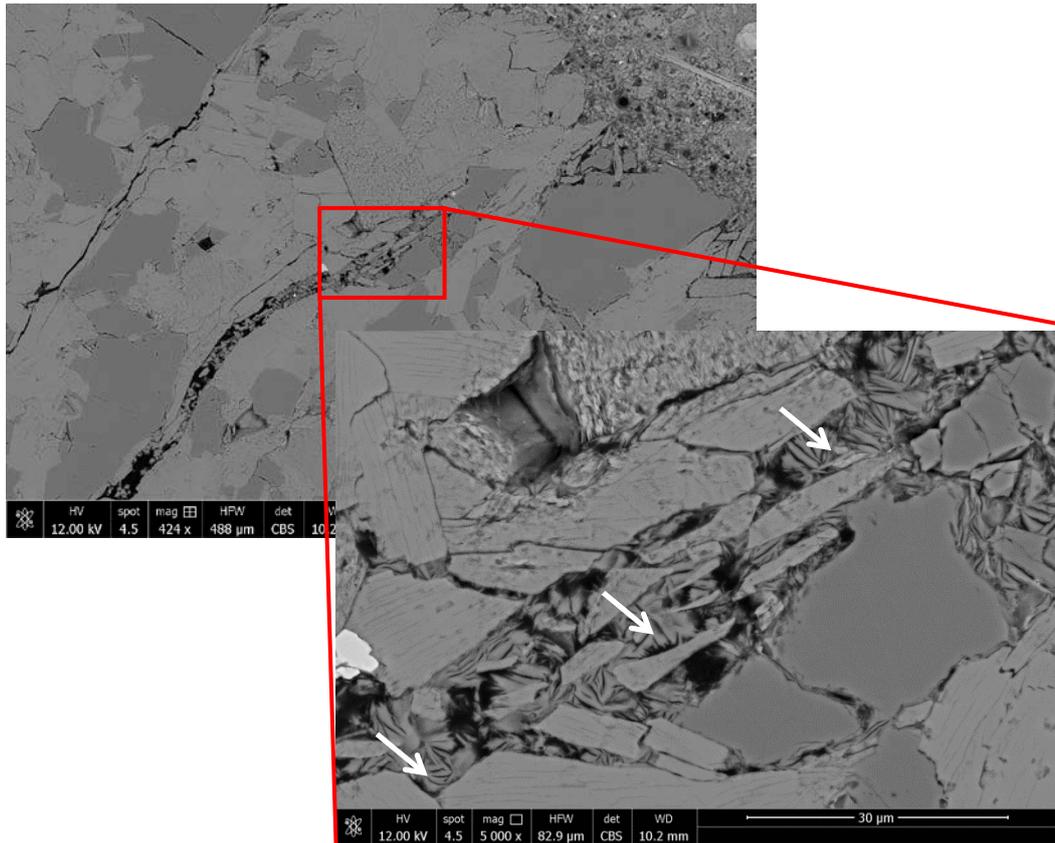


Abb. 64: Riss in einem Gneiskorn mit nur partiell mit kristallinen AAR-Produkten (weisse Pfeile) verfülltem Riss. REM-Bild.

3.2.5 Métro Lausanne

Mikroskopie

Der in der Métro Lausanne untersuchte Beton besteht nominell aus CEM I (350 kg/m^3) und Flugasche (25 kg/m^3). Als Gesteinskörnung wurden gerundete Kalke (70 %) und Sandsteine (30 %) mit vereinzelt zusätzlichen silikatischen Gesteinen wie Schiefer verwendet. Es wurden Bohrkerne aus drei verschiedenen Bauwerken (Pont St-Martin, CHUV, GAT) entnommen (siehe Bauwerksbeschreibung in Anhang I).

Die Kapillarporosität ist heterogen in den Bauwerken Pont St-Martin und CHUV mit Entmischungen und setzungsbedingten Rissen. Die der Dosierung entsprechenden, wenigen Flugasche-Partikel können im Zementstein des Betons in allen Bauwerken gut erkannt werden (Abb. 65). In den Bauwerken Pont St-Martin und CHUV sind praktisch keine Anzeichen für eine AAR nachweisbar, während in der Stützmauer vom GAT eine deutlich entwickelte AAR vorgefunden wurde.

Um die frappanten Unterschiede besser zu ergründen, wurde die relative Kapillarporosität des Zementsteins an geschliffenen, imprägnierten Betonstücken im fluoreszierenden Auflicht abgeschätzt. Dabei wurde das Histogramm des Zementsteins der drei verschiedenen Bauteile miteinander verglichen. Es zeigt sich, dass keine grossen Unterschiede in der Kapillarporosität vorhanden sind. Beim Beton vom Pont St-Martin ist sie am tiefsten und beim Beton aus der Station CHUV am höchsten.

Die nachfolgende Beschreibung der Indizien für AAR bezieht sich deshalb auf den Beton von Bauwerk GAT.

In Kalk-Körnern ist vereinzelt SiO_2 in Form von Chalcedon, einer schwach kristallisierten und deshalb sehr alkali-reaktiven Form von Quarz, vorhanden (Abb. 66).

In einer Luftpore ist eine randliche Gel-Bildung zu beobachten (Abb. 67). Da der Gehalt an Flugasche und damit die zu erwartende Konzentrationserhöhung von Silizium in der Porenlösung des Betons relative gering ist, ist dies ein eindeutiges Indiz auf AAR.

In den feinen kornquerenden Rissen sind Reaktionsprodukte optisch nicht feststellbar (Abb. 68). Kristalline AAR-Produkte konnten jedoch in einem sandigen Kalk und in zwei Schiefer beobachtet werden (Abb. 69 und 70).

Die Bestimmung des Riss-Indexes ergab einen Wert von 0.52 mm/m und ohne Mikrorisse < 5 µm einen Wert von 0.31 mm/m, dem zweithöchsten Wert nach dem Tunnel de Collombey. Die Riss-Indizes beim Pont St-Martin und CHUV liegen bei 0.14 und 0.16 mm/m (praktisch ausschliesslich Mikrorisse).

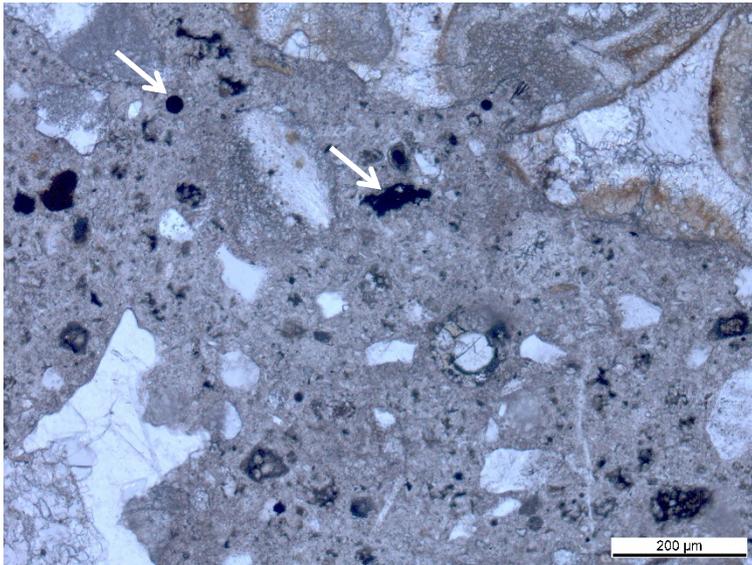


Abb. 65: Flugasche-Partikel im Zementstein (weisse Pfeile). Dünnschliff: Durchlicht, einfach polarisiert.

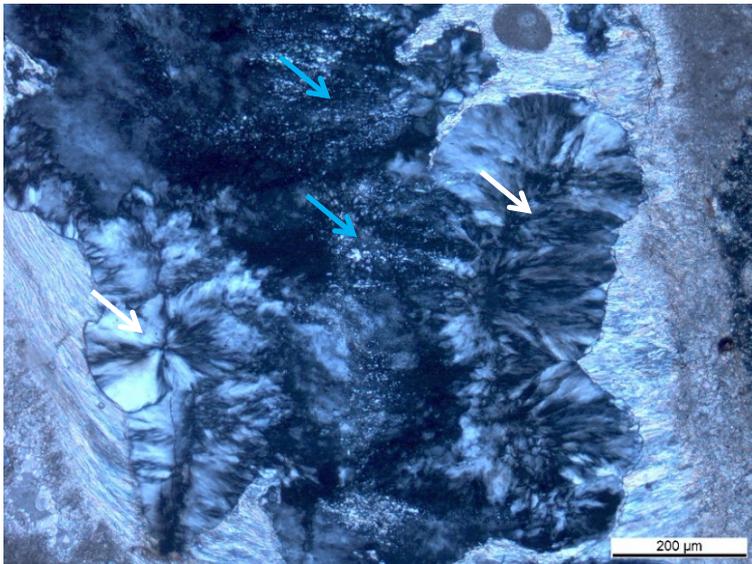


Abb. 66: Chalcedon (weisse Pfeile) und mikrokristalliner Quarz (blaue Pfeile) in einem Kalk. Dünnschliff: Durchlicht, doppelt polarisiert.

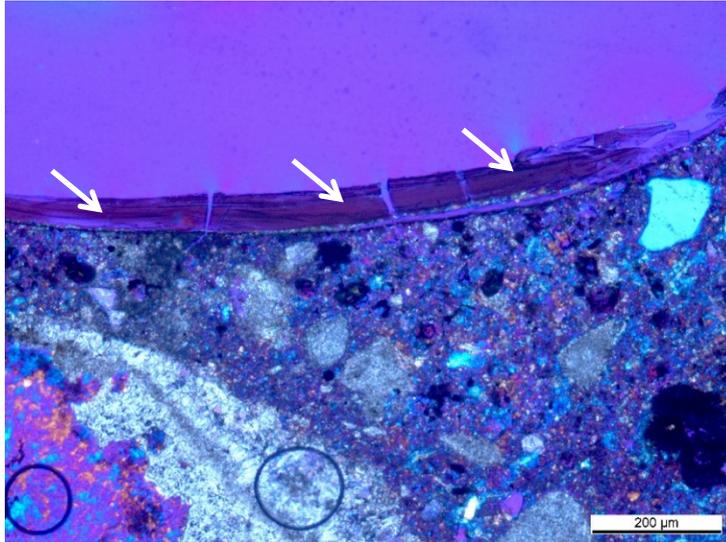


Abb. 67: Randliche Gelbfärbung (weisse Pfeile) in einer Luftpore. Dünnschliff: Durchlicht, doppelt polarisiert, Gipsplatte.

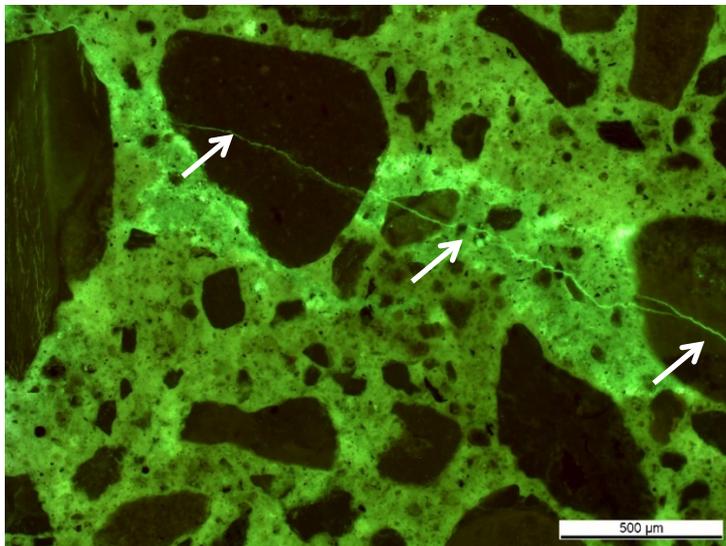


Abb. 68: Kornbrechender Riss (weisse Pfeile) ohne erkennbare Reaktionsprodukte. Dünnschliff: fluoreszierendes Auflicht.

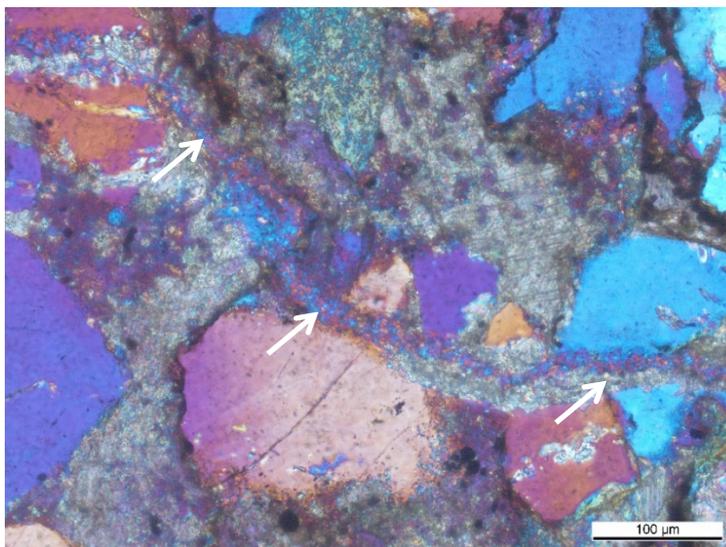


Abb. 69: Riss mit kristallinen AAR-Produkten (weisse Pfeile) in kalkigem Sandstein. Dünnschliff: Durchlicht, doppelt polarisiert, Gipsplatte.

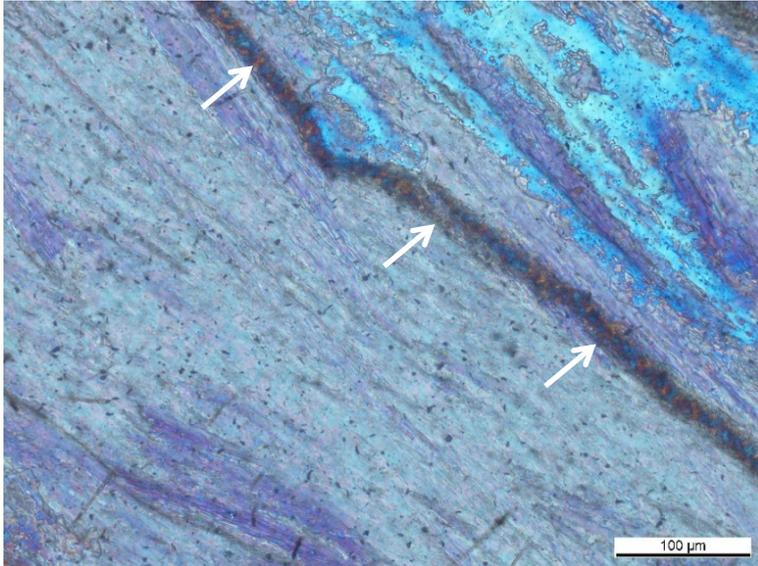


Abb. 70: Riss mit kristallinen AAR-Produkten (weisse Pfeile) in Schiefer. Dünnschliff: Durchlicht, doppelt polarisiert, Gipsplatte.

REM

Wie auch mit dem optischen Mikroskop lassen sich im REM im Beton der Bauwerke Pont St-Martin und CHUV keine AAR-Produkte nachweisen. In der Stützmauer vom GAT hingegen sind in einem relativ grossen Teil der Gesteinskörner mit AAR-typischen Rissen auch AAR-Produkte vorhanden (Abb. 71).

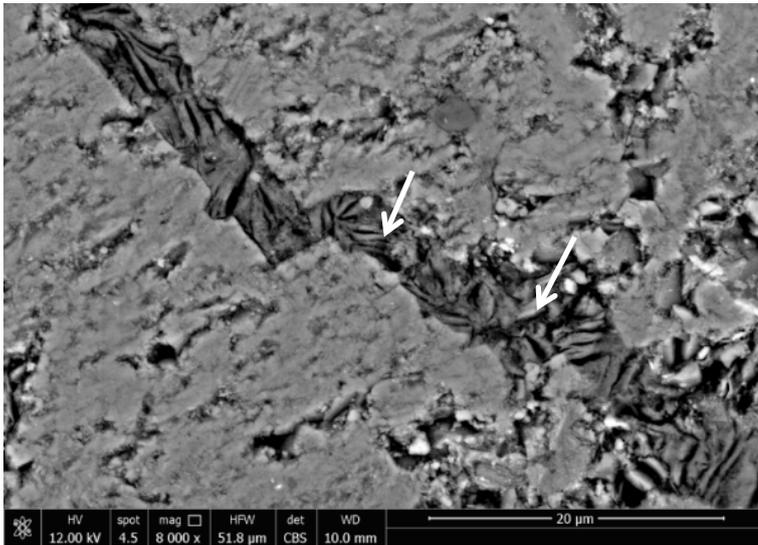


Abb. 71: Riss mit kristallinen AAR-Produkten (weisse Pfeile) in Kalk mit detritischem Quarz. REM-Bild.

3.2.6 Visp

Mikroskopie

Der in der Staldbachbrücke verwendete Beton weist als Bindemittel nominell CEM I (325 kg/m³) und Silikastaub (20 kg/m³) auf. Als Gesteinskörnung kamen Gneise und Schiefer mit einem kleinen Anteil an karbonatischen Gesteinen (ca. 5 %) zum Einsatz.

Die Kapillarporosität des Zementsteins ist homogen mit leichten Anzeichen für Entmischungen. Der Luftgehalt liegt im Bereich von 1-2 Volumen-%. Der Silikastaub ist

sehr gut dispergiert im Zementstein und bildet er nur selten Agglomerate mit einem Durchmesser $< 20 \mu\text{m}$.

In einer Luftpore liegen randliche Gelbildungen vor (Abb. 72), die auf eine AAR hinweisen. Allerdings können solche Gelbildungen auch entstehen (wie bereits bei KW Wettingen beschrieben), wenn die Silizium-Konzentration in der Porenlösung des Betons durch die Verwendung von Zusatzstoffen, in diesem Fall Silikastaub, lokal erhöht ist.

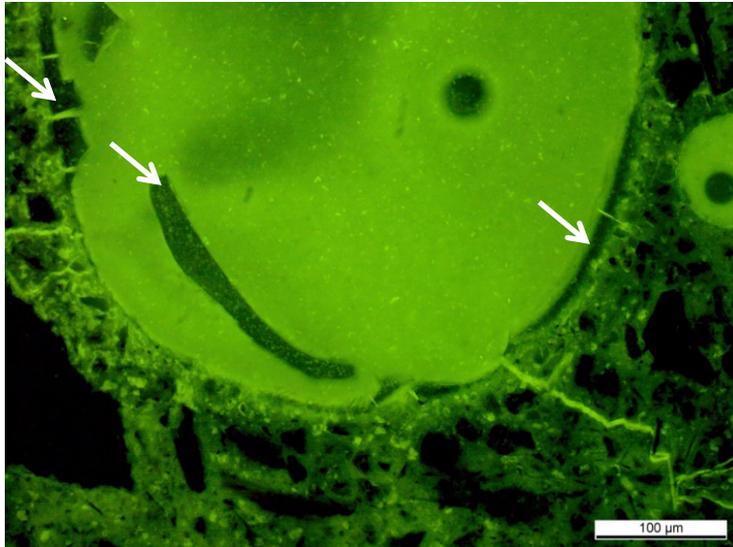


Abb. 72: Randliche Gelbildungen (weisse Pfeile) in einer Luftpore. Dünnschliff: fluoreszierendes Auflicht.

Der senkrecht zur Oberfläche verlaufende Riss mit einer Rissbreite von $400 \mu\text{m}$ wurzelt in einem intensiv gerissenen Gneiskorn in ca. 25 mm Tiefe. Die meisten Gesteinskörner sind potentiell alkali-reaktiv, darunter die Gneise, welche häufig interne Risse entlang der Schieferung aufweisen. Die Anzahl der Gesteinskörner mit AAR-typischen Rissen ist als mittel-häufig zu bezeichnen. AAR-Produkte können allerdings, ausser bei einem Gesteinskorn, optisch nicht festgestellt werden. In einem Gneiskorn zeigen sich Mikrorisse, die an seinem Rand verfüllt sind (Abb. 73). Solche verdichtete Säume können ein Indiz für AAR sein.

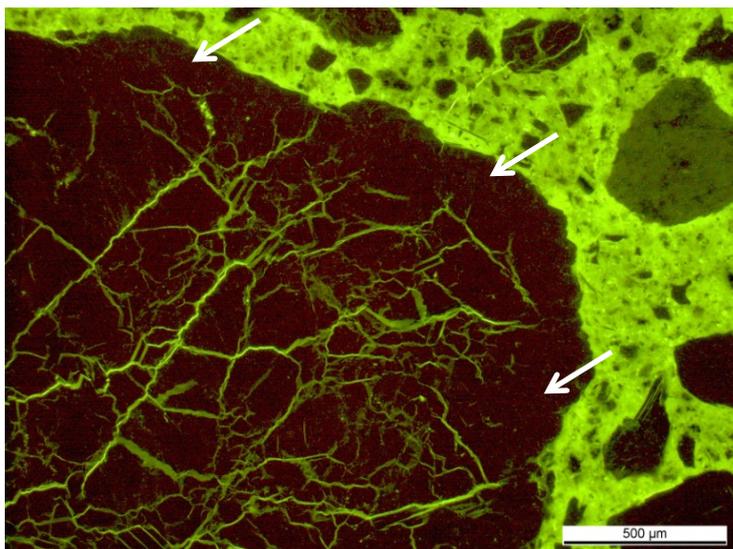


Abb. 73: Gneiskorn dessen Mikrorisse am Rand des Kornes verfüllt sind. Das Korn erhält so einen verdichteten Rand (weisse Pfeile). Dünnschliff: fluoreszierendes Auflicht.

Die Bestimmung des Riss-Indexes ergab einen Wert von 0.42 mm/m und ohne Berücksichtigung der Mikrorisse $< 5 \mu\text{m}$ einen Wert von 0.06 mm/m . Das Rissbild wird

durch Mikrorisse $< 5 \mu\text{m}$ dominiert. Im Zementstein treten sie häufig in feinanteilreichen Bereichen auf und sind vermutlich durch Schwinden entstanden.

REM

Im REM kann die Verwendung von Silikastaub im Beton bestätigt werden (Abb. 74). In praktisch allen Gesteinskörnern, die AAR-typische Risse aufweisen, können kristalline AAR-Produkte nachgewiesen werden (Abb. 75). Es handelt sich überwiegend um partielle Rissfüllungen (Abb. 76).

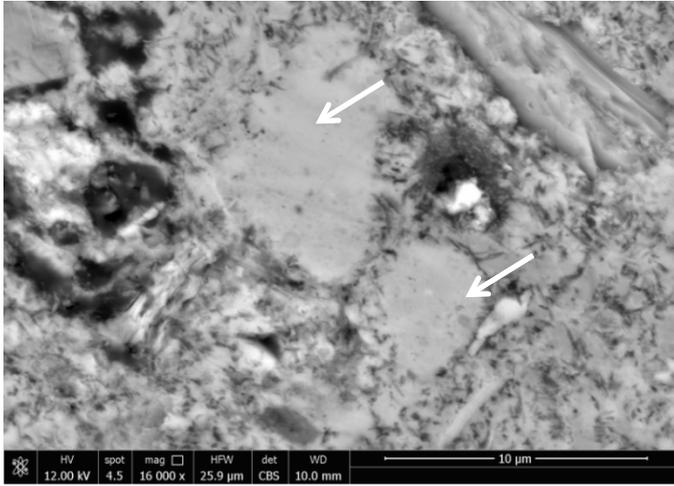


Abb. 74: Kleine Silikastaub-Agglomerate im Zementstein (weisse Pfeile). REM-Bild.

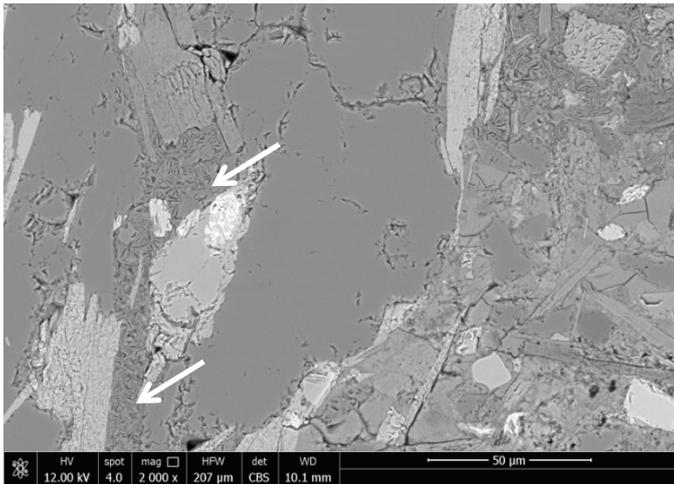


Abb. 75: Gneiskorn mit kristallinen AAR-Produkten (weisse Pfeile). REM-Bild.

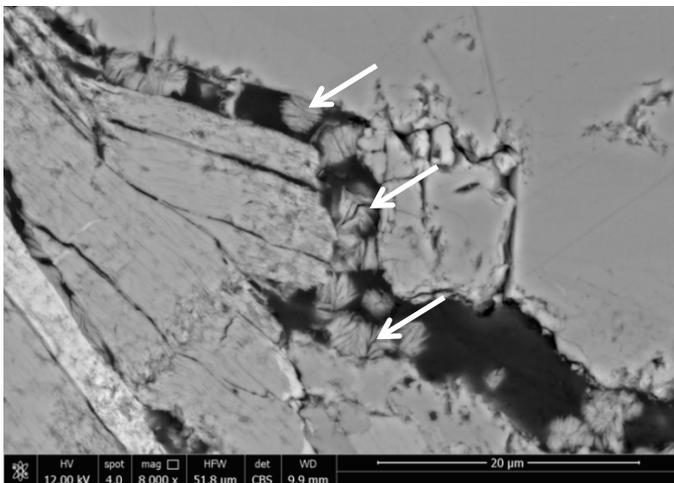


Abb. 76: Riss in Gneiskorn mit partieller Füllung durch kristalline AAR-Produkte (weisse Pfeile). REM-Bild.

3.2.7 Salgesch

Mikroskopie

Das Bindemittel des untersuchten Betons besteht nominell aus CEM I (270 kg/m^3) und Flugasche (80 kg/m^3). Die gebrochene, schlecht gerundete Gesteinskörnung enthält hauptsächlich silikatischen Gesteine wie Gneise und Schiefer und untergeordnet karbonatische Gesteine (ca. 20 %).

Die Kapillarporosität des Zementsteins ist homogen ohne Anzeichen für unübliche Entmischungen. Der Luftgehalt liegt im Bereich von 1-2 Volumen-%.

Die Flugasche-Partikel sind im Zementstein gut zu erkennen (Abb. 77).

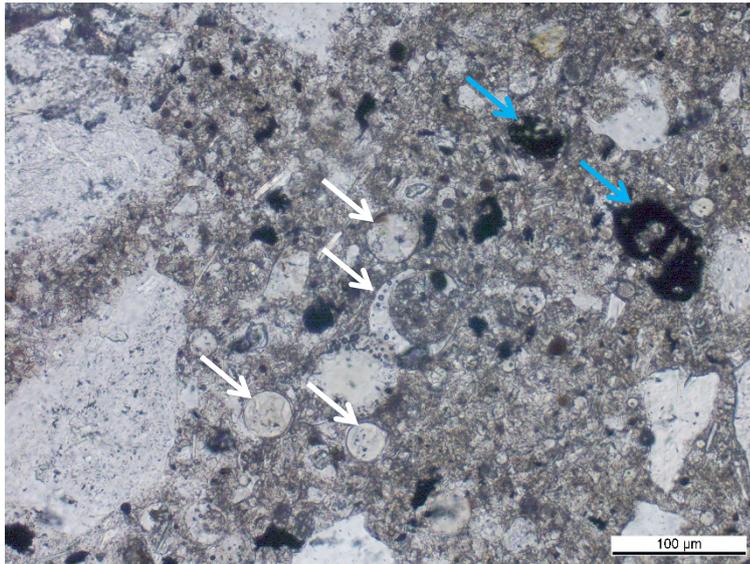


Abb. 77: Eisenhaltige (blaue Pfeile) und eisenfreie (weisse Pfeile) Flugasche-Partikel im Zementstein. Dünnschliff: Durchlicht, einfach polarisiert.

Die Karbonatisierungsfront des Betons erreicht mindestens 8 mm bis 20 mm entlang der Rissflanken der an der Oberfläche sichtbaren Risse. Einer der untersuchten Risse wurzelt in einem Gesteinskorn, das Anzeichen von AAR aufweist (Abb. 78).

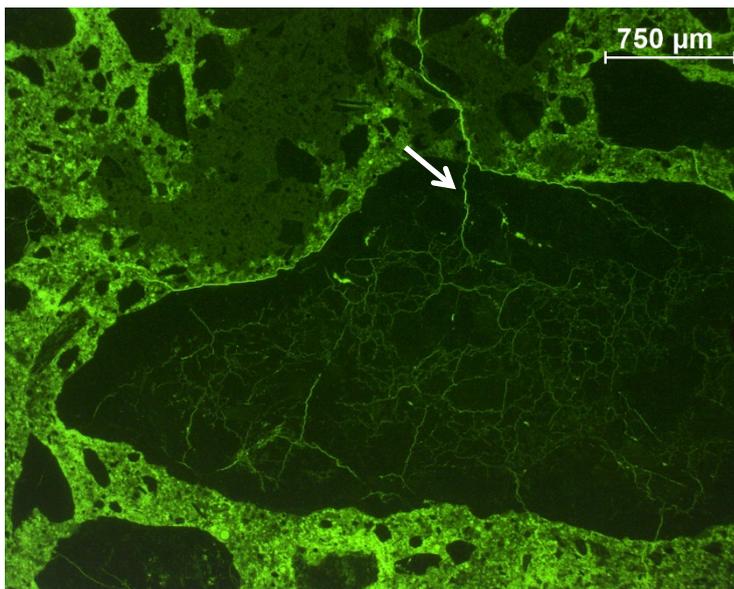


Abb. 78: Risswurzel in einem Gesteinskorn mit verdichtetem Saum. Dünnschliff: fluoreszierendes Auflicht.

Zahlreiche Körner mit AAR-typischen Rissen sind zwar zu erkennen, ohne dass aber Reaktionsprodukte optisch nachweisbar sind (Abb. 79). Vor allem die silikatischen Körner weisen zahlreiche Mikrorisse auf. Die Risse bilden ein durchgehendes Netz, welches das gesamte Gefüge erfasst. Häufig ist auch der Verbundbereich zwischen Zementstein und Gesteinskorn durch Ablösungen geschwächt. In den Poren sind sekundäre Ettringit-Ausfällungen feststellbar.

Die Bestimmung des Riss-Indexes ergab einen Wert von 0.43 mm/m und ohne Berücksichtigung der Mikrorisse < 5 µm einen Wert von 0.15 mm/m.

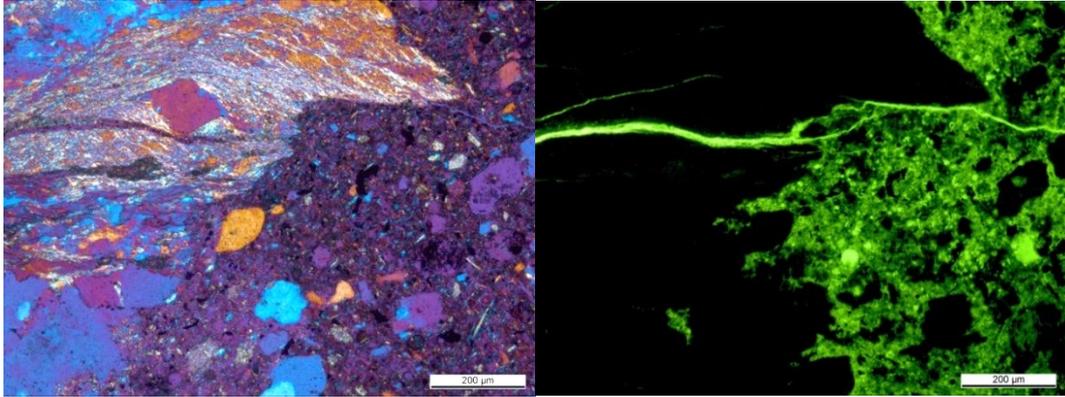


Abb. 79: AAR-typischer Riss ohne erkennbare Reaktionsprodukte. Links: Dünnschliff: fluoreszierendes Auflicht, rechts: Durchlicht, doppelt polarisiert, Gipsplatte.

REM

Im REM zeigt sich, dass in der Mehrzahl der Körner mit AAR-typischen Rissmustern (Abb. 80) und AAR-Produkte vorhanden sind (Abb. 81), die im Dünnschliff wegen der geringeren Auflösung nicht zu erkennen waren. Die AAR-Produkte sind in der Regel nicht rissfüllend.

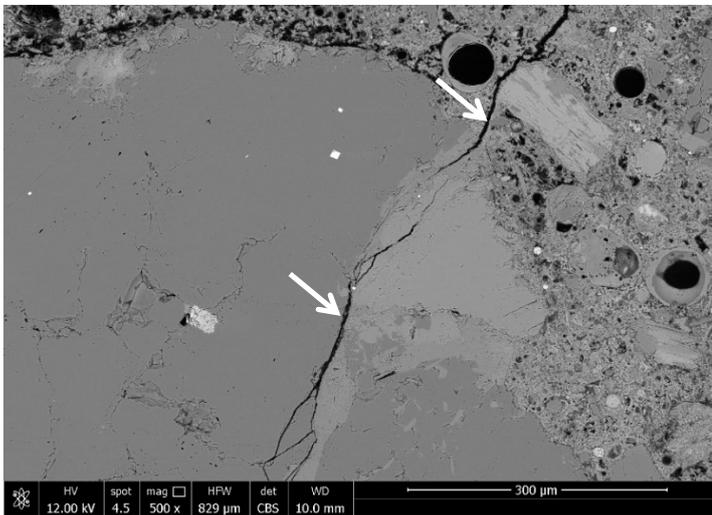


Abb. 80: Typische Rissbildung, die sich von einem Gesteinskorn aus in den Zementstein hinaus entwickelt. REM-Bild.

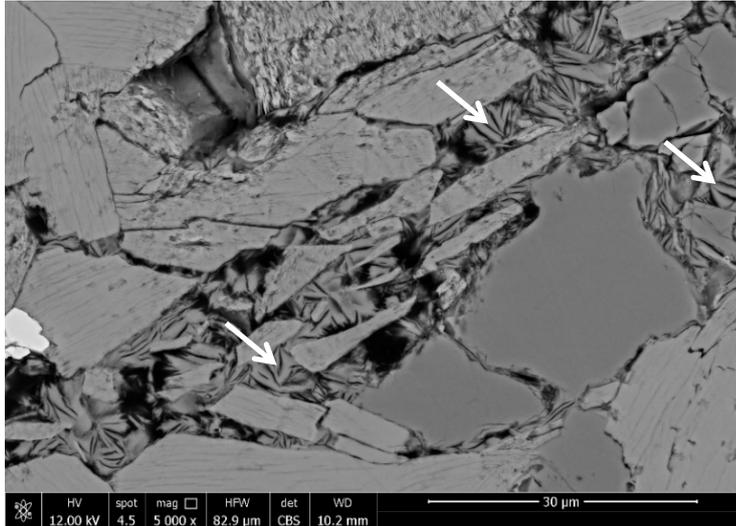


Abb. 81: AAR-Produkte (weisse Pfeile) zwischen Risstrümmern in einem Gesteinskorn. REM-Bild, Ausschnitt aus Bild X.

3.2.8 Collombey

Mikroskopie

Der untersuchte Beton besteht aus Portlandzement (ca. 300- 350 kg/m³) mit Silikastaub (ca. 10 kg/m³), und Flugasche (ca. 20-40 kg/m³). Die Zusammensetzung entspricht somit nicht der gemäss Bauwerksunterlagen geprüften Rezeptur, welche keine Flugasche ausweist. Als Gesteinskörnung wurde eine Mischung von karbonatischen Gesteinen (ca. 30 %) und silikatischen Gesteinen verwendet.

Der Silikastaub ist fein verteilt mit wenig kleinen Agglomeraten in der Grössenordnung des Zementklinkers (Abb. 82).

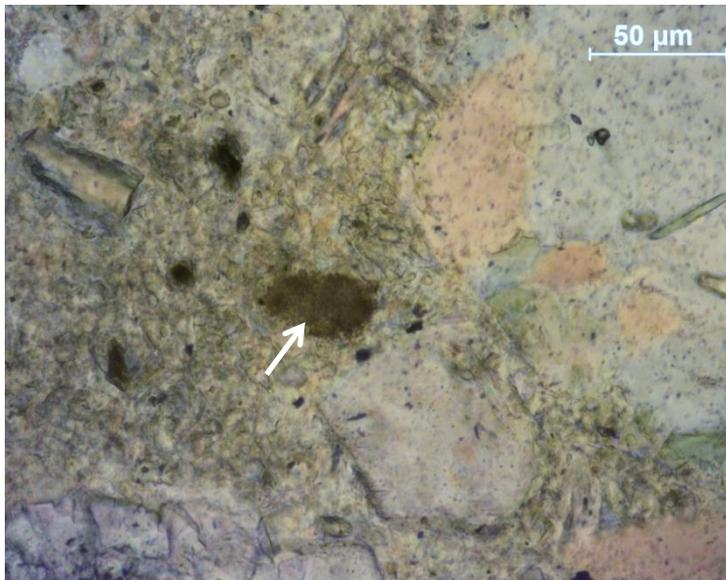


Abb. 82: Kleines Silikastaubagglomerat (weisser Pfeil) im Zementstein. Dünnschliff: Durchlicht, einfach polarisiert.

Die Kapillarporosität des Zementsteins ist homogen ohne Anzeichen für unübliche Entmischungen. Der Luftgehalt liegt im Bereich von 1-2 Volumen-%. In den Luftporen ist relativ häufig Ettringitbildung zu beobachten (Abb. 83). Dies kann eine Folge der

Exposition mit starker Sonneneinstrahlung sein. Durch die relativ hohen Temperaturen kann es zu einem partiellen Lösen des Ettringites und einer Neukristallisation kommen.

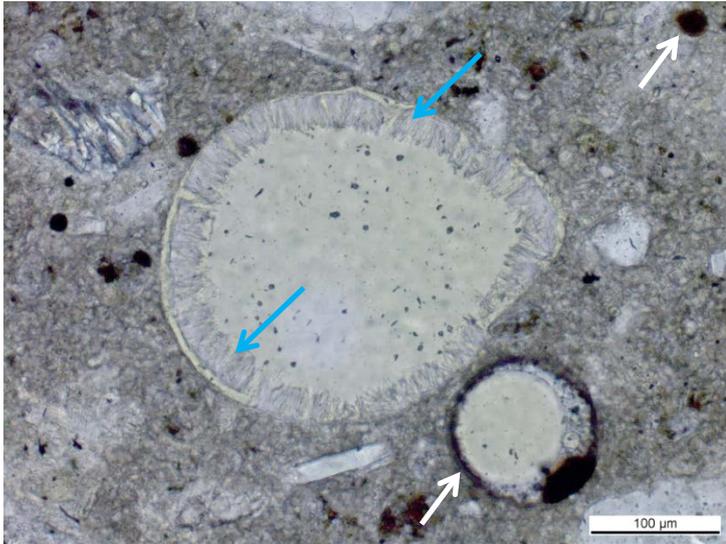


Abb. 83: Ettringit in Luftpore (blaue Pfeile) und Flugasche-Partikel (weisse Pfeile) im Zementstein. Dünnschliff: Durchlicht, einfach polarisiert.

Die an der Betonoberfläche sichtbaren Risse weisen eine maximale Rissbreite von 600 µm auf. Die Karbonatisierungsfront erreicht ca. 15 mm und dringt entlang den Rissflanken bis ca. 50 mm in den Beton. Die Risse laufen entlang und quer der Gesteinskörner und verzweigen sich zu feineren Rissen mit bis zu 50 µm Breite. Bei einigen Gesteinskörnern (< 5 %) sind AAR-typische Risse zu erkennen (Abb. 84). Bei drei dieser Körner sind auch AAR-Produkte vorhanden (Abb. 85 und 86). Von den alkali-reaktiven Gesteinskörnern ausgehend hat sich ein durchgehendes Rissnetz aus Mikrorissen ausgebildet (Rissbreiten bis 5 µm).

AAR-Produkte kommen auch in Luftporen vor und in einem Fall ist ein Riss durch den Zementstein über eine Länge von wenigen Zentimetern mit AAR-Produkten gefüllt.

Die Bestimmung des Riss-Indexes ergab einen Wert von 0.48 mm/m und ohne Mikrorisse < 5 µm einen Wert von 0.34 mm/m. Dies entspricht dem höchsten Wert aller untersuchten Bauwerke. Es sind also im Vergleich zu den anderen Bauwerken viele Risse > 5 µm vorhanden.

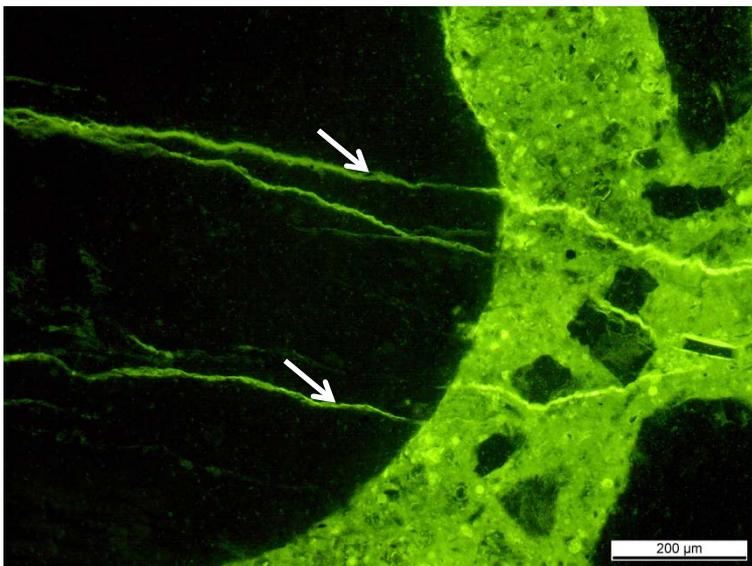


Abb. 84: Kieseliger Kalk mit AAR-typischen Rissen ohne optisch nachweisbare Reaktionsprodukte. Dünnschliff: fluoreszierendes Auflicht.

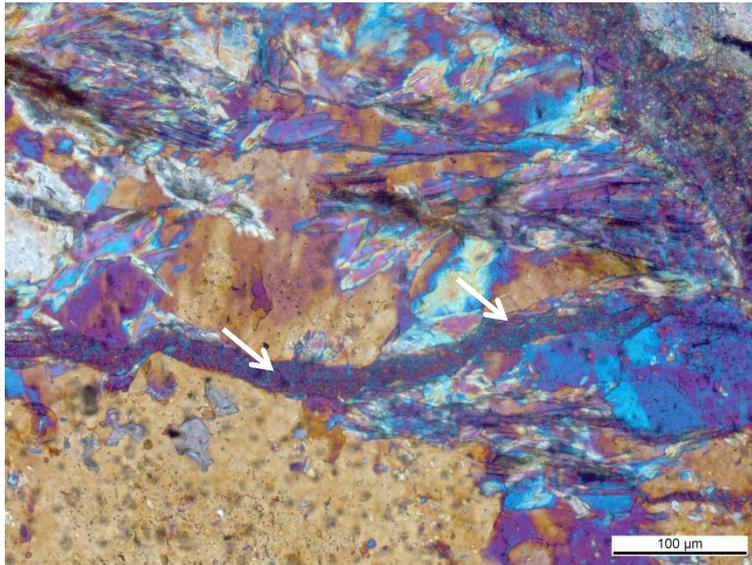


Abb. 85: Kristallines AAR-Produkt (weisse Pfeile) in sandigem Kalk. Dünnschliff: Durchlicht, doppelt polarisiert, Gipsplatte.

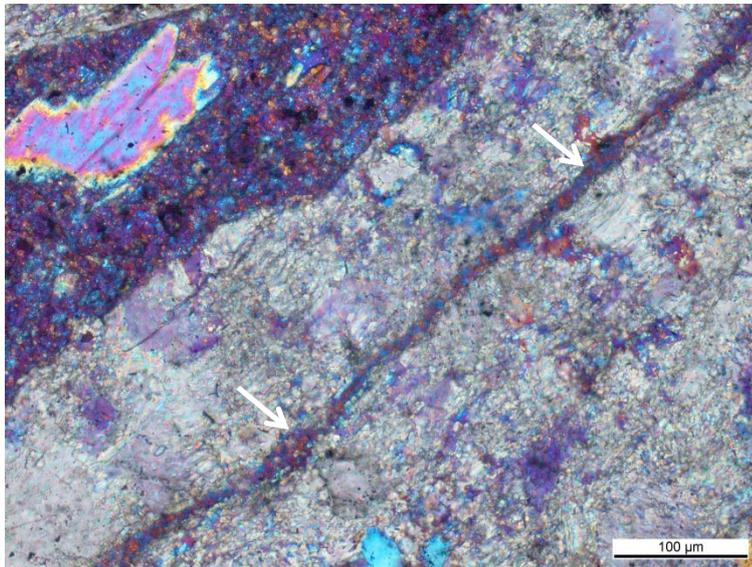


Abb. 86: Gneiskorn mit einem vollständig von AAR-Produkten (weisse Pfeile) verfüllten Riss. Dünnschliff: Durchlicht, doppelt polarisiert, Gipsplatte.

REM

Flugasche-Partikel sind im optischen Mikroskop wie auch im REM erkennbar (Abb. 87). Ihr Gehalt lässt sich aber nicht quantifizieren. Es sind zahlreiche Gesteinskörner mit kristallinen AAR-Produkten vorhanden (Abb. 88 bis 90). Die Produkte können rissfüllend oder als partielle Rissfüllungen auftreten.

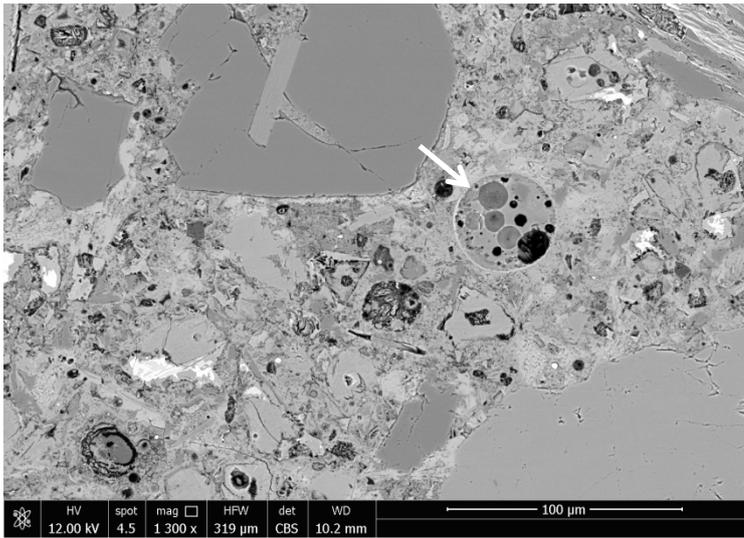


Abb. 87: Flugasche-Partikel (weißer Pfeil) im Zementstein. REM-Bild.

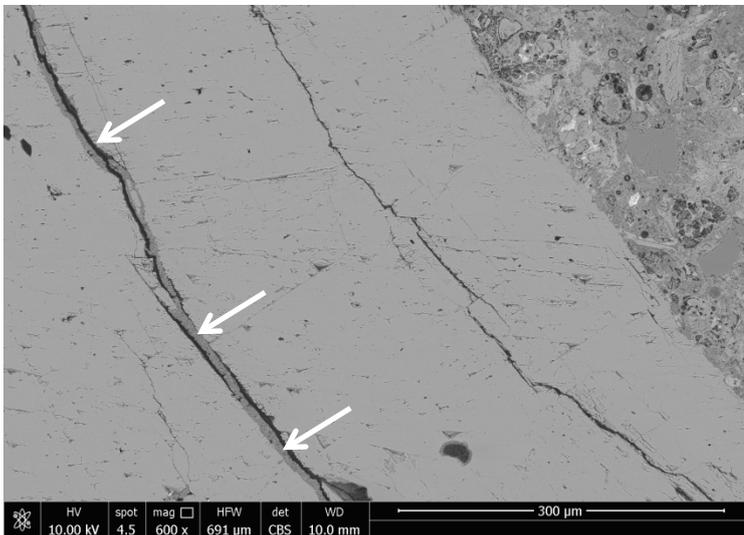


Abb. 88: Gneiskorn mit einem von AAR-Produkten (weisse Pfeile) verfüllten Riss. REM-Bild.

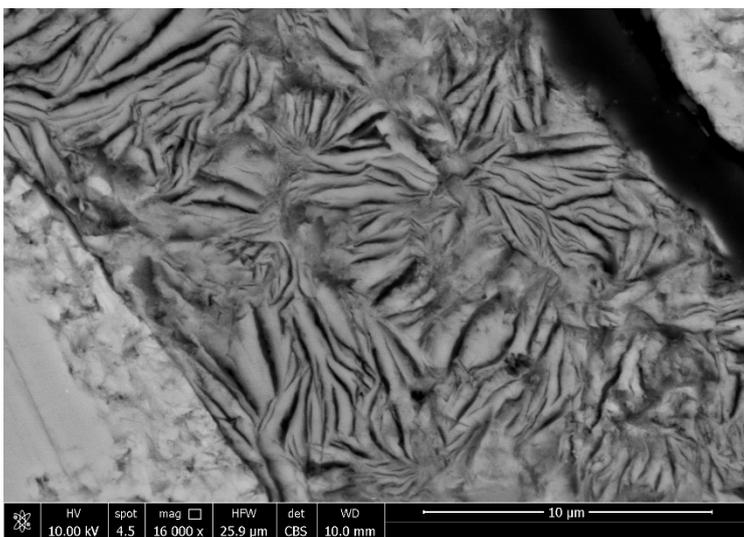


Abb. 89: Vollständig mit kristallinem AAR-Produkt gefüllter Riss in Gesteinskorn. REM-Bild.

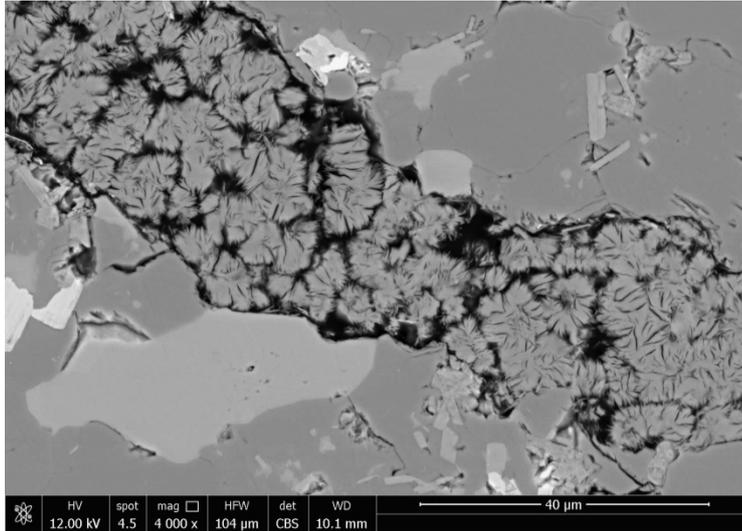


Abb. 90: Fast vollständig mit kristallinem AAR-Produkt gefüllter, relativ breiter Riss in Gesteinskorn. REM-Bild.

3.3 Zusammensetzung der AAR-Produkte

Die Zusammensetzung der kristallinen AAR-Produkte in den gerissenen Gesteinskörnern wurde mit EDX analysiert. Eine Ausnahme bildet der Beton von Wettingen, weil dort keine entsprechenden Produkte festgestellt wurden.

Die kristallinen AAR-Produkte bestehen aus Silizium als Hauptbestandteil mit Calcium, Kalium und Natrium als Nebenbestandteile. Ihre Zusammensetzung kann einfach verglichen werden, indem das atomare $(\text{Na}+\text{K})/\text{Si}$ -Verhältnis als Funktion des atomaren Ca/Si -Verhältnisses aufgetragen wird. Die Zusammensetzung der in den verschiedenen Betonen gebildeten, kristallinen AAR-Produkte liegt nahe beisammen (Abb. 91). Nur die Produkte im Beton von Fully weisen einen relativ tiefen Gehalt an Alkalien und Calcium auf.

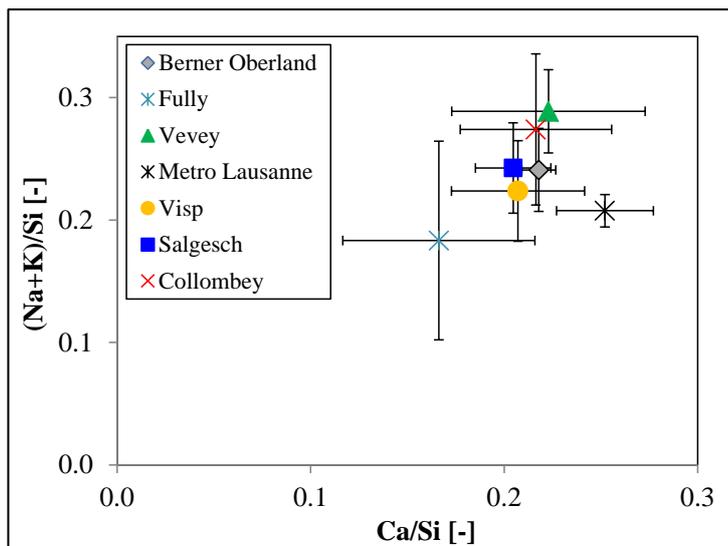


Abb. 91: Atomares $(\text{Na}+\text{K})/\text{Si}$ -Verhältnis als Funktion des Ca/Si -Verhältnisses der in den verschiedenen Bauwerksbetonen analysierten, kristallinen AAR-Produkte.

Bezüglich den (Na+K)/Si- und Ca/Si-Verhältnissen liegt die Zusammensetzung der kristallinen AAR-Produkte im üblichen Bereich [36, 37, 39, 40, 74, 75].

Der relativ tiefe Gehalt an Alkalien und Calcium im Fall von Fully könnte durch den mit 100 kg/m^3 hohen Gehalt an Flugasche bedingt sein. Die Hydratationsprodukte der Flugasche binden sowohl Alkalien und Calcium (siehe Kap. 1.3.3). Entsprechend dürfte ihr Gehalt in der Porenlösung des Betons reduziert sein und damit würden für eine AAR auch nur geringe Mengen zur Verfügung stehen.

Umgekehrt ist das Ca/Si-Verhältnis bei der Metro Lausanne leicht höher als bei den übrigen Betonen. Die Betonrezeptur enthält im Vergleich zu den übrigen Betonen den höchsten Zementgehalt und gleichzeitig einen niedrigen Flugaschegehalt.

Das atomare Na/K-Verhältnis der Reaktionsprodukte wird bei einem Beton aus CEM I durch das Na/K-Verhältnis des Zementes gesteuert. Bei einer Verwendung von alkalihaltigen Zusatzstoffen, wie zum Beispiel Flugaschen, wird dieses Verhältnis durch die Freisetzung und Einbindung durch die Zusatzstoffe beeinflusst. Des Weiteren können Alkalien aus Gesteinskörnungen freigesetzt werden. Dies ist vor allem bei Gneisen und Graniten mit verwitterten Feldspäten der Fall, die in den Walliser Gesteinskörnungen auftreten können.

In fünf Fällen liegt das Na/K-Verhältnis zwischen 0.2 und 0.4 (Abb. 92). Bei Vevey und Collombey liegt das Verhältnis mit jeweils 0.5 relativ hoch. Im ersten Fall wird der hohe Natrium-Anteil entweder durch die Flugasche oder die Gesteinskörnung eingebracht. Das hohe Na/K-Verhältnis beim Tunnel de Collombey dürfte durch Alkalien aus der Gesteinskörnung verursacht sein, da relativ wenig Flugasche in der Rezeptur enthalten ist. Zudem hatten die Vorversuche des Bauprojektes gezeigt, dass nach 24 h Lagerung in einer gesättigten CaOH_2 -Lösung schon $58 \text{ mg/kg Na}_2\text{O}$ und $32 \text{ mg/kg K}_2\text{O}$ aus der Gesteinskörnung gelöst werden konnten [76]. Dies ist eine vergleichsweise hohe Menge [30, 31].

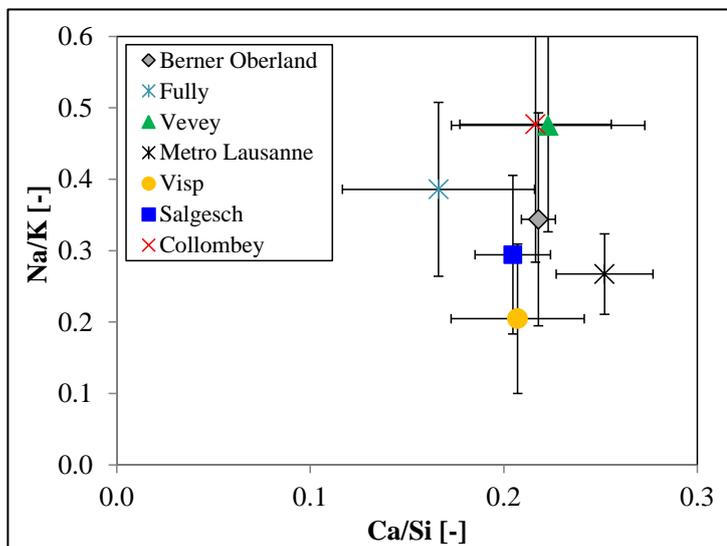


Abb. 92: Atomares Na/K-Verhältnis als Funktion des Ca/Si-Verhältnisses der in den verschiedenen Bauwerksbetonen analysierten, kristallinen AAR-Produkte.

4 Vergleich Ergebnisse am Bauwerk und im Labor

4.1 Bauwerke

4.1.1 Wettingen

Der untersuchte Beton weist eine extreme Exposition hinsichtlich Bewitterung (Regen und Sonneneinstrahlung) und periodisch fließendem Wasser auf. Dies hat einerseits zu einer Auslaugung des Zementsteins entlang von Rissen, aber auch zu einer sekundären Calcit-Ausfällung in Rissen als typische Interaktion zwischen Zementstein und bikarbonat-haltigem Wasser geführt. Die an der Betonoberfläche sichtbaren Risse sind typisch für ursprüngliche Fröhschwindrisse, die später bei bereits höherer Betonfestigkeit durch Trockenschwinden erweitert werden und dabei auch Gesteinskörner brechen.

Die stark wechselnde Feuchtigkeit und Temperatur hat zu einer Umverteilung des Ettringits geführt, der sich sekundär in Poren und Schwindrissen neu gebildet hat. Durch die lokale Auslaugung in Rissen ist der pH-Wert im Beton stellenweise so stark abgesenkt, dass der Ettringit nicht mehr stabil ist und sich Thaumasit bildet. Bei diesen Prozessen handelt es sich um einen Alterungsprozess, der aber nicht betonschädigend ist.

Die Bildung von AAR-Gel in den Luftporen ist auf eine lokal stark erhöhte Silizium-Konzentration in der Porenlösung zurückzuführen. Üblicherweise ist das ein klares Indiz für AAR, bei der dieses Phänomen aufgrund alkali-reaktiver Gesteinskörner auftritt. Im vorliegenden Fall handelt es sich bei der Ursache aber nicht um alkali-reaktive Gesteinskörner, sondern um Silikastaub-Agglomerate mit einem Durchmesser von 100-500 µm. Das mit den Silikastaub-Agglomeraten auftretende, radiale Rissbild und die Verfüllung von solchen Rissen mit silizium-reichen Produkten zeigt klar, dass hier eine expansive AAR vorliegt. Jedoch konnten in keinem Gesteinskorn AAR-Produkte nachgewiesen werden. Bei den kristallinen Produkten in den Rissen innerhalb der Gesteinskörner handelt es sich um Ettringit.

Im vorliegenden Fall ist die Bestimmung des Riss-Index mit einer relativ grossen Unsicherheit verbunden, weil viele Trockenschwindrisse vorliegen, die nicht klar von AAR-verursachten Rissen unterschieden werden können. Der Riss-Index ergibt einen hohen Wert von 0.53 mm/m (0.17 mm/m ohne Mikrorisse < 5 µm). Es ist davon auszugehen, dass die Silikastaub-Agglomerate zur Bildung von Rissen geführt haben. Allerdings ist ihr Ausdehnungspotential schnell erschöpft, da sie innerhalb von Monaten bis Jahren mit Calcium reagieren und nicht-expansive Calcium-Silikat-Hydrate (C-S-H) bilden [17, 41]. Wie die Analysen im REM zeigen, ist dieser Prozess bereits abgeschlossen. Das heisst, dass das Ausdehnungspotential der Silikastaub-Agglomerate erschöpft ist. Es gibt keine Anzeichen dafür, dass in Zukunft eine betonschädigende Ausdehnung durch die Gesteinskörnung zu erwarten ist.

Die in der Beton-Performance-Prüfung erreichte Ausdehnung von nur 0.002 mm/m nach 20 Wochen passt mit dem Befund bezüglich der geringen Alkali-Reaktivität und dem Zustand der Gesteinskörnung, nicht aber mit dem vorgefundenen Bild am Bauwerksbeton überein, der eine gewisse Schädigung durch AAR aufweist. Diese wird durch die Alkali-Reaktion der Silikastaub-Agglomerate im Bauwerksbeton verursacht. Die Laborergebnisse weisen klar darauf hin, dass die dort verwendete Charge Silikastaub weniger Agglomerate als diejenige im Bauwerk aufwies. Unter der Voraussetzung einer guten Dispergierung des Silikastaubes dürfte die Beurteilung der AAR-Beständigkeit als sehr hoch aufgrund der Beton-Performance-Prüfung zutreffen (vgl. Bewertung in Kap. 3.1).

4.1.2 Berner Oberland

Auffallend am Beton ist einerseits der hohe Luftporengehalt und andererseits die grosse Menge an Mikrorissen $< 5 \mu\text{m}$. Im Dünnschliff sind nur vereinzelte Gesteinskörner mit AAR-Produkten feststellbar. Allerdings zeigt sich im REM mit seiner höheren Auflösung, dass in gerissenen Gesteinskörnern relativ häufig AAR-Produkte auftreten. Diese AAR-Produkte sind aber deutlich nicht rissfüllend. Dieser Befund bestätigt die potentielle hohe Alkali-Reaktivität der Gesteinskörnung und weist klar darauf hin, dass die Flugasche in relativ geringer Dosierung die Reaktion nicht vollständig verhindert. Durch den geringen Alkaligehalt des Betons ergibt sich theoretisch eine niedrige Alkalikonzentration der Porenlösung, die zu einer geringeren Alkalieinbindung durch die Flugasche führt (siehe Kap. 1.3.3). Dies vermindert die Wirksamkeit der Flugasche, im schlechtesten Fall wird durch die Zugabe einer geringen Dosis von Flugasche der aktive Alkaligehalt sogar erhöht. Die Zusammensetzung der vorgefundenen Reaktionsprodukte (vgl. Abb. 91 und 92) keinen Hinweis auf den im Vergleich zu den anderen Bauwerksbetonen niedrigeren Alkaligehalt der Rezeptur. Der Beton weist demzufolge langfristig ein geringes bis mässiges Schadenspotential durch AAR auf, wobei die Reaktion nur sehr langsam abläuft.

Dieser Befund deckt sich nicht mit dem im Labor bestimmten Ausdehnungspotential, das mit einer Ausdehnung von 0.05 mm/m nach 20 Wochen einer hohen AAR-Beständigkeit entspricht, bei der kaum Schäden zu erwarten sind (vgl. Bewertung in Kap. 3.1). Da keine Zudosierung der Alkalien vorgenommen wurde und der Alkaligehalt des Betons sehr niedrig war, ist es denkbar, dass die Ausdehnungen durch ein vorzeitiges Auslaugen der Alkalien und Erschöpfung der AAR verringert wurden. Dadurch ergibt sich eine zu optimistische Beurteilung der AAR-Beständigkeit. Mit einer entsprechenden Korrektur der Ausdehnungen nach oben, würde sich der vorgefundene Rissindex besser in die Untersuchungsergebnisse einreihen (mit Pfeilen in Abb. 93 angedeutet).

4.1.3 Fully

Von allen untersuchten Bauwerksbetonen wurden hier die tiefsten Rissindices ermittelt. Es sind nur geringfügige Indizien für AAR festgestellt worden, trotz der hoch alkali-reaktiven Gesteinskörnung. Die mit 100 kg/m^3 verwendete Menge an Flugasche ist in der Lage die Reaktion grösstenteils zu unterdrücken. Die Wirkung der Flugasche zeigt sich auch in der Zusammensetzung der Reaktionsprodukte, die sich durch einen niedrigeren Alkali- und Calciumgehalt auszeichnet (Kap. 3.3). Das Ausdehnungs- und Schadenspotential ist als gering einzustufen.

Der Befund am Bauwerk stimmt mit dem Laborergebnis überein. Die erreichte Ausdehnung von 0.122 mm/m nach 20 Wochen entspricht einer guten AAR-Beständigkeit, bei der kaum signifikante Schäden zu erwarten sind (vgl. Bewertung in Kap. 3.1).

4.1.4 Vevey

Im Gegensatz zu dem ausgeprägten Rissbild mit dunkel umsäumten Schwindrissen an der Betonoberfläche (vgl. Bauwerksbilder im Anhang I), ist der ermittelte Riss-Index nicht sonderlich hoch. Die Anzahl der Gesteinskörner mit AAR-typischen Rissen und oft auch im REM nachweisbaren Reaktionsprodukten ist jedoch vergleichsweise gross und bestätigt die bisherigen Erfahrungen bzgl. Alkali-Reaktivität der verwendeten Gesteinskörnung. Die Zusammensetzung der Reaktionsprodukte weist ein überdurchschnittliches Na/K-Verhältnis auf (Kap. 3.3), das evtl. einen Hinweis auf eine besondere Alkaliquelle unter den Betonkomponenten darstellen könnte. Offensichtlich sind angesichts des relativ hohen Alkaligehaltes des Betons der kleine Anteil an Silikastaub im Zement ($< 4 \text{ M.-%}$) und die verwendete Menge an Flugasche (50 kg/m^3) nicht in der Lage die AAR vollständig zu unterdrücken, sondern nur zu verlangsamen. Das langfristige Ausdehnungs- Schadenspotential wird deshalb als mässig eingestuft.

Der Befund am Bauwerk stimmt mit dem Laborergebnis überein. Die erreichte Ausdehnung nach 20 Wochen von 0.126 mm/m, bzw. 0.161 mm/m nach 48 Wochen

entspricht einer guten AAR-Beständigkeit, bei der kaum signifikante Schäden zu erwarten sind (vgl. Bewertung in Kap. 3.1).

4.1.5 Lausanne

In den Bauwerken Pont St-Martin und Station CHUV sind kaum eindeutige Anzeichen für AAR vorhanden. Auch oberflächlich betrachtet sind nur sporadisch Risse festzustellen und der ermittelte Rissindex ist sehr klein. Sowohl die Brücke, wie auch die untersuchten Pfeiler sind nur wenig der Witterung ausgesetzt. Nicht untersucht wurde die oberirdische Fassade des Treppenhauses der Metrostation, welche ein AAR-typisches Rissbild aufweist. Der schwarz eingefärbte Beton erwärmt sich vermutlich stark unter Sonnenbestrahlung und fördert die Entwicklung der AAR. Dass die Betonrezeptur unter exponierten Verhältnissen geringere AAR-Beständigkeit aufweist, bestätigt sich in den untersuchten Mauern des GAT, welche ebenfalls ein feines, aber deutlich ausgeprägtes Rissnetz aufweisen.

Der dort ermittelte Rissindex ist im Vergleich zum Ergebnis der Beton-Performance-Prüfung und den übrigen Betonrezepturen überdurchschnittlich hoch. Es ist nicht auszuschliessen, dass der alkali-reaktive Brechsand die Reaktion und Ausdehnungsrate beschleunigt hat. Die Anzahl der reagierenden Gesteinskörner mit Reaktionsprodukten in den Rissen ist nicht sehr hoch, da ja die hoch alkali-reaktiven Gesteinskörner in der Sandfraktion zu finden sind. Sandkörner, auch wenn sie alkali-reaktiv sind, zeigen üblicherweise wenig Risse.

Im Portal und den Mauern des GAT hat sich im Einklang mit dem Rissindex und den Ergebnissen der Beton-Performance-Prüfung eine bereits gut erkennbar AAR entwickelt. Die damit verbundenen Gefügeschäden sind aber zur Zeit vernachlässigbar.

Die erreichte Ausdehnung nach 20 Wochen von 0.171 ‰ erscheint zu niedrig im Vergleich zum aktuellen Zustand und Alter des Bauwerks. Das langfristige Ausdehnungs- und Schadenspotential ist schwierig einzuschätzen, denn es ist denkbar, dass sich die Reaktion hauptsächlich auf den Sand beschränkt und sich langfristig keine signifikanten Schäden entwickeln. In diesem Fall würde die Beurteilung anhand der Beton-Performance-Prüfung zutreffen (vgl. Kap. 3.1), d.h. eine genügende AAR-Beständigkeit, bei der nach 50 Jahren evtl. mit Schäden gerechnet werden muss. Für eine abschliessende Beurteilung sind weitergehende Untersuchungen notwendig.

4.1.6 Visp

Die grössten, im REM festgestellten Silikastaub-Agglomerate liegt bei rund 20 µm, was auf eine gute Dispergierung und damit auf einen hohen Nutzen gegen AAR hinweist. Trotzdem sind AAR-typische Risse in Gesteinskörnern und auch kristalline AAR-Produkte vorhanden, welche die grundsätzlich hohe Alkali-Reaktivität der Gesteinskörnung bestätigen. Der Grad der Rissverfüllungen weist auf eine langsame, bisher nur wenig ausgeprägte AAR hin.

Der Riss-Index ist aufgrund der zahlreichen Mikrorisse < 5 µm relativ hoch. Es gilt allerdings zu bemerken, dass Beton mit Silikastaub üblicherweise viele solcher Mikrorisse aufweist, da das Schwindmass und das E-Modul eines solchen Betons erhöht sind, wobei die entmischungsbedingten Feinanteilanreicherungen die Schwindrissbildungen zusätzlich gefördert haben. Die Brückenbrüstung zeigt hauptsächlich in den Bereichen oberhalb der Stützen Risse, wo erhöhte Zugspannungen zu erwarten sind. Die Bohrkerne stammen aus einem solchen gerissenen Bereich und es ist anzunehmen, dass der ermittelte Rissindex nicht repräsentativ ist für das ganze Bauwerk, sondern einen Spitzenwert darstellt. Gleichzeitig sind in den Rissbereichen die höchsten Durchfeuchtungen und somit für die AAR die günstigsten Bedingungen zu erwarten.

Eine klare Zuordnung der Mikrorisse ist nicht in jedem Fall möglich, die AAR ist nur eine von mehreren Rissursachen. Deshalb ist der Rissindex ohne jegliche Berücksichtigung der Mikrorisse zu tief, während der Rissindex auf Basis aller Risse zu hoch ausfällt.

Das Vorhandensein von eindeutigen Anzeichen von AAR zeigt, dass die Silikastaubdosierung nicht ausreicht, um die AAR in durchfeuchteten Bereichen

vollständig zu verhindern. Dies widerspiegelt sich in den Ausdehnungen im Labor, die während 18 Monaten nur wenig abflachen und sich im oberen Bereich bewegen, der noch als tolerierbar gilt. Es ist klar, dass bei diesen Ausdehnungen auch mit Schäden gerechnet werden muss, wie das ebenfalls in den Feldversuchen in Kanada beobachtet wurde (siehe Kap. 1.4.1). Bei der verwendeten Gesteinskörnung, die hauptsächlich aus mehr oder weniger glimmerreichen Gneisen besteht, ist auch mit einem allmählichen Herauslösen der Alkalien aus der Gesteinskörnung zu rechnen, welche die AAR langfristig aufrechterhält. Zudem besteht eine gewisse Unsicherheit über die langfristige Wirksamkeit von Silikastaub (siehe Kap. 1.3.3). Im Alter von 14 Jahren wird das Auftreten der Risse am Bauwerk durch die lokalen statischen Verhältnisse bestimmt, eine generelle Verbreitung von AAR-typischen Rissen ist nicht vorhanden. Zumindest im Ansatz müsste sich dies abzeichnen, wenn die Wirksamkeit des Silikastaubs nach ein paar Jahren nicht mehr gegeben wäre, wie das bei den Feldversuchen in Island (siehe Kap. 1.4.4) beobachtet wurde.

Das langfristige Ausdehnungs- und Schadenspotential wird als mässig eingestuft. Die erreichte Ausdehnung nach 20 Wochen von 0.191 mm/m, bzw. 0.256 mm/m nach 18 Monaten stimmen mit dem Befund am Bauwerk insofern überein, dass eine genügende, wenn auch begrenzte AAR-Beständigkeit gegeben ist, bei der sich eine AAR unter ungünstigen Bedingungen langsam entwickeln kann.

4.1.7 Salgesch

Im Gegensatz zu den vorangehenden Bauwerken zeigt sich am Bauwerk oberflächlich eine flächige Verbreitung von AAR-typischen Rissbildern. Auch die zahlreichen Mikrorisse im Beton stehen in Zusammenhang mit AAR. Im REM können in zahlreichen Gesteinskörnern AAR-Produkte nachgewiesen werden, die im optischen Mikroskop noch nicht erkennbar sind. Dass die Reaktionsprodukte die Risse nur partiell verfüllen, deutet darauf hin, dass es sich um eine AAR im Anfangsstadium handelt. Die Reaktion weist einen entsprechend langsamen Verlauf auf.

Die Flugasche in der verwendeten Dosierung (23 %) ist offensichtlich nicht in der Lage die Reaktion zu unterdrücken, weder im Labor noch im Bauwerk.

Das Ausdehnungspotential kann langfristig als mittel bis hoch eingestuft werden. Hier besteht auch eine Übereinstimmung mit dem Resultat der Beton-Performance-Prüfung, die nach 20 Wochen eine Ausdehnung von 0.27 mm/m ausweist und somit einer ungenügenden AAR-Beständigkeit entspricht (vgl. Kap. 3.1). Da mittelfristig mit Schäden gerechnet werden muss, wären Schutzmassnahmen zur Verbesserung der Dauerhaftigkeit gerechtfertigt, vorzugsweise in Form einer Hydrophobierung.

4.1.8 Collombey

Von allen untersuchten Bauwerken ist hier die AAR am ausgeprägtesten entwickelt mit einer generellen Verbreitung der AAR-typischen Rissbilder. Entsprechend wurde ein vergleichsweise hoher Rissindex ermittelt. Die AAR im Betongefüge ist deutlich vorhanden und äussert sich als Gel-Füllungen von Poren und Rissen im Zementstein wie auch als Rissfüllungen mit kristallinen AAR-Produkten in Gesteinskörnern.

In der vermutlich eingesetzten Betonrezeptur sind die Zusatzstoffgehalte relativ bescheiden und reichen nicht aus, die AAR einzudämmen. Das Ausdehnungspotential kann langfristig als mittel bis hoch eingestuft werden. Die Ausdehnungen im Labor dürften schätzungsweise 0.3 mm/m nach 20 Wochen erreichen. Dies entspricht klar einer ungenügenden AAR-Beständigkeit in Übereinstimmung mit dem Befund am Bauwerk.

Das junge Alter des Bauwerks und die Entwicklung der AAR zeigt, dass das Schadenspotential im Portalbereich des Tunnels mittel bis hoch ist. Mittelfristig ist mit Schäden zu rechnen, die sich wahrscheinlich als erstes durch den beschleunigten Chlorideintrag entlang von AAR-bedingten Rissen und damit Bewehrungskorrosion äussern werden.

4.2 Rissindex

Der Rissindex bestimmt am Dünnschliff hat sich grundsätzlich als geeignete Methode gezeigt, um Schäden in der Mikrostruktur von Beton zu quantifizieren [77, 78]. Die bisherigen Anwendungen der Methode erfolgte bei Staumauerbetonen oder laborgelagerten Prüfkörpern. In beiden Fällen ist der Feuchtegehalt gross und das Trockenschwinden des Betons entsprechend vernachlässigbar. Im Oberflächenbereich von Bauwerken findet Trockenschwinden mit entsprechender Rissbildung statt. Wird der Riss-Index in solchen Bereichen des Bauwerks bestimmt, beinhaltet der Rissindex sowohl AAR-bedingte Risse als auch durch das Trockenschwinden verursachte Risse. Da die Risshäufigkeit durch Schwinden bei Beton mit Silikastaub [79-81] sowie bei Beton mit hohem Zementleimvolumen [82] erhöht ist, kann in solchen Fällen eine Erhöhung des Riss-Indexes erwartet werden. Dies muss auch bei der Beurteilung der untersuchten Bauwerke beachtet werden, indem der Rissindex mit und ohne Berücksichtigung der Mikrorisse $< 5 \mu\text{m}$ bestimmt wurde.

Die Rissindices sind in der Abbildung 93 mit und ohne Berücksichtigung der Mikrorisse $< 5 \mu\text{m}$ im Vergleich zu den Ausdehnungen nach 20 Wochen im Beton-Performance-Prüfung dargestellt. Um den unterschiedlichen Bauwerksaltern Rechnung zu tragen, sind in Abbildung 93 auch die theoretischen Ausdehnungsraten (Rissindex/Bauwerksalter) dargestellt. Da der Rissindex in Fall von Wettingen vor allem Schwindrisse und die Risse in Zusammenhang mit den Silikastaubagglomeraten widerspiegelt, wurden die Daten nicht einbezogen. Berücksichtigt man die in Kap. 4.1 dargelegten Überlegungen zu den einzelnen Bauwerken, ergibt sich eine allgemeine Übereinstimmung zwischen den ermittelten Rissindices und den Ergebnissen der Beton-Performance-Prüfung.

In den kanadischen Feldversuchen (siehe Kap. 1.4.1) wurde festgestellt, dass an der Betonoberfläche der Betonblöcke sichtbare Rissbildungen ab einer Ausdehnung von ca. 0.5 mm/m auftreten, wobei dieser Wert natürlich auch von der Schwindverformung und vom E-Modul des Betons abhängt. Dieser Wert wird als Beurteilungskriterium für ein schadenfreies Verhalten, bzw. die AAR-Beständigkeit verwendet. Die hier anhand der Rissindices bestimmten Ausdehnungen liegen ohne Mikrorisse $< 5 \mu\text{m}$ unter diesem Wert. Dies trifft auch im Fall von Collombey und Salgesch zu. Mit Ausnahme von Fully und Vevey mit tieferen Werten, liegen alle Rissindices mit Mikrorissen $< 5 \mu\text{m}$ im Bereich um 0.5 mm/m.

Wird berücksichtigt, dass die Bohrkernentnahme gezielt in gerissenen Bereichen erfolgte und in den Bohrkernen die mikroskopischen Präparate an verdächtigen Stellen hergestellt wurden, so repräsentieren die Ergebnisse sicher die am intensivsten gerissenen Bauwerksbereiche. Die bestimmten Riss-Indices sind deshalb im Vergleich zum allgemeinen Zustand der Bauwerke überdurchschnittlich hoch.

Im Gegensatz zu den möglichst spannungsfrei gelagerten Betonblöcken der Feldversuche (Kap. 1.4), sind die Bauwerksbetone rissfördernden Eigen- und Zwangsspannungen unterworfen. Bei der Brücke in Visp ist dies mit den systematischen Rissen über den Pfeilern besonders gut nachvollziehbar. Der Beitrag der nicht AAR-bedingten Risse zum Rissindex ist bauwerkspezifisch.

Die Ergebnisse liegen im unteren Bereich der Rissindices und daraus berechneten Ausdehnungsraten, die im Rahmen des Forschungsprojektes AGB 2003/471 "Schäden durch Alkali-Aggregat-Reaktion an Betonbauten in der Schweiz" [83], ermittelt wurden (Abb. 94). Die meisten der damals erfassten Bauwerke waren älter als die hier untersuchten Bauwerke, so dass höhere Rissindices zu erwarten sind. Die Ausdehnungsrate hingegen ist altersunabhängig. Insgesamt bekräftigt der Vergleich, dass die bisher erfolgten Rissbildungen einer AAR entsprechen, die sich sehr langsam entwickelt.

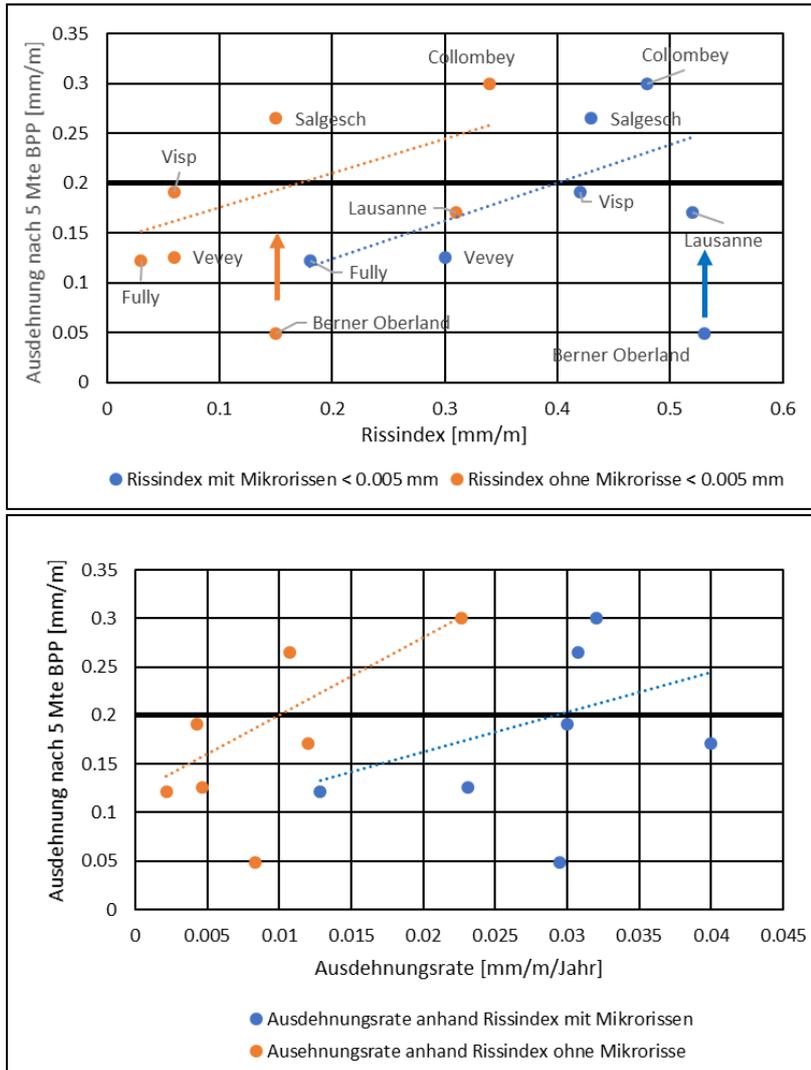


Abb. 93: Rissindices und Ausdehnungsraten (Rissindex / Bauwerksalter), mit und ohne Berücksichtigung der Mikrorisse < 5 μ m im Vergleich zu den Ausdehnungen in der Beton-Performance-Prüfung (BPP) nach 5 Monaten. Der Grenzwert liegt bei 0.200 mm (schwarze Linie). Der Beton von Wettingen ist nicht dargestellt. Die Pfeile beim Bauwerk im Berner Oberland deuten die Korrektur der zu niedrigen Ausdehnungswerte der Beton-Performance-Prüfung an.

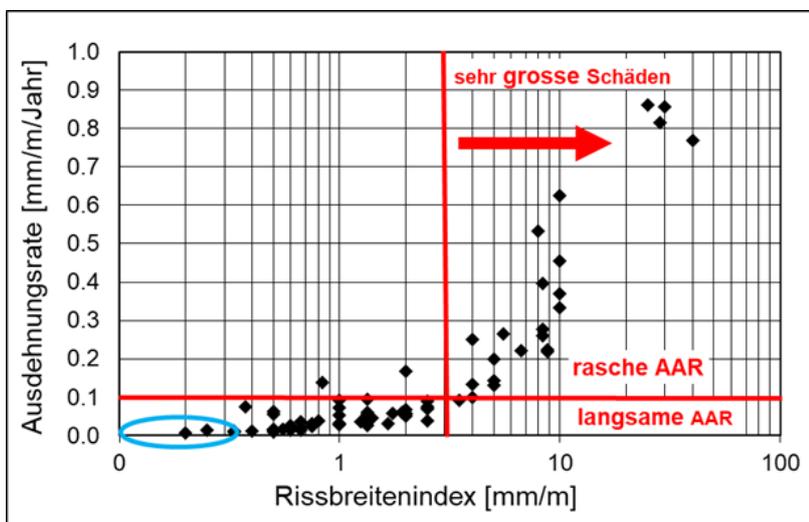


Abb. 94: Ermittelte Rissindices (blaues Oval) im Vergleich zu Bauwerksbetonen ohne Zusatzstoffe, die geringfügige bis grosse Schäden zeigen [1, 83].

5 Beurteilung der Untersuchungsergebnisse

5.1 Beurteilung der AAR-Beständigkeit der untersuchten Bauwerke

Im Vergleich zu den Bauwerken, die geringfügige bis grosse Schäden zeigen [1,83], liegen die untersuchten Bauwerksbetone, welche den Grenzwert der Beton-Performance-Prüfung einhalten, in einem Bereich, der einer sehr langsamen Schadenentwicklung entspricht und wo nur geringfügige Schäden nach 30 – 50 Jahren zu erwarten sind (Abb. 94).

In der Tabelle 4 werden die Beurteilungen der AAR-Beständigkeit aufgrund des Befundes am Bauwerk, des Rissindex und der Ausdehnungen im Labor verglichen. Mit Ausnahme des Bauwerks im Berner Oberland stimmen die Beurteilungen der AAR-Beständigkeit überein.

Bei der Anwendung der aktuellen Grenzwerte ist die Messunsicherheit zu berücksichtigen. Für die Beton-Performance-Prüfung kann anhand von Ringversuchen [47, 84, 85] und eigenen Erfahrungen die Messunsicherheit (Variationskoeffizienten zwischen 10 und 30 %) auf ca. ± 0.03 mm/m geschätzt werden. Messergebnisse in diesem Bereich entsprechend deshalb einer AAR-Beständigkeit, die sich je nach Exposition des Betons als genügend oder ungenügend erweisen können. Messwerte ausserhalb des Messunsicherheitsbereiches können klar zugewiesen werden.

Hohe AAR-Beständigkeit:

Beim Bauwerk Wettingen wird die Beurteilung erschwert durch die starke Agglomeration des Silikastaubes, die sich wie hoch alkali-reaktive Sandkörner verhalten und eine AAR erzeugen, die im Labor dank der besseren Dispergierung des Silikastaubs offensichtlich nicht aufgetreten ist. Die Betonrezeptur zeigt kaum Ausdehnungen im Labor (0.002 mm/m nach 20 Wochen) und weist abgesehen von den Silikastaubagglomeraten keine Alkali-Reaktionen im Bauwerk auf. Die Laborergebnisse und der Bauwerksbefund bestätigen übereinstimmend eine hohe AAR-Beständigkeit, unter der Voraussetzung einer guten Verarbeitung des Betons.

Gute AAR-Beständigkeit:

Beim Bauwerk im Berner Oberland wird die AAR-Beständigkeit aufgrund der Beton-Performance-Prüfung zu optimistisch beurteilt. Der Grund hierfür liegt vermutlich in der fehlenden Alkali-Zudosierung bei der Labormischung. Die bisherige Entwicklung der AAR im Bauwerk ist generell langsam und hat nach 18 Jahren nur zu punktuellen Reaktionen geführt. Die geringfügigen Gefügeschäden sind vernachlässigbar. Das Schadenpotential ist schätzungsweise gering bis mässig, so dass aufgrund der bisherigen Entwicklung der AAR signifikante Schäden erst sehr langfristig, in einem Betonalter über 50 Jahre evtl. zu erwarten sind.

Die Betonrezepturen von Fully und Vevey, welche im Labor geringe Ausdehnungen im Bereich unter 0.15 mm/m nach 20 Wochen erreicht haben, zeigen sich erwartungsgemäss auch im Bauwerk nach 14 -15 Jahren, mehr oder weniger deutliche Anzeichen von AAR. Die Unterschiede lassen sich anhand der Alkali-Reaktivität der Gesteinskörnung und dem Bindemittelkonzept erklären. Die bisherige Entwicklung der AAR ist generell langsam und hat nur zu punktuellen Reaktionen geführt. Die geringfügigen Gefügeschäden sind vernachlässigbar. Auch hier sind aufgrund der bisherigen Entwicklung der AAR signifikante Schäden höchstens langfristig, in einem Betonalter über 50 Jahre evtl. zu erwarten.

AAR-Beständigkeit im Bereich des Grenzwertes:

Die Betonrezeptur von Lausanne liegt mit einer Ausdehnung von 0.171 mm/m nach 20 Wochen knapp im Bereich des Grenzwertes. Hier wurden in zwei wenig exponierten Bauwerken keine nennenswerten Anzeichen von AAR gefunden, während im dritten,

exponierten Bauwerk klare Anzeichen für eine AAR auftreten. Der Befund bestätigt die grenzwertige AAR-Beständigkeit. Im Vergleich zu den ungefähr gleichalterigen Bauwerken in Fully, Vevey und dem Berner Oberland, zeigt der Bauwerksbeton ein grösseres Ausmass an Gefügeschäden, das auf eine schneller ablaufende AAR deutet, welche offenbar durch die Beigabe eines hoch alkali-reaktiven Brechsandes verursacht wird. Falls sich die Reaktion auch entsprechend schneller erschöpft, stimmt die Beurteilung aufgrund der Beton-Performance-Prüfung mit dem Bauwerksbefund überein.

Die Betonrezeptur von Visp liegt zwar nach 20 Wochen Versuchsdauer mit einer Ausdehnung 0.191 mm/m knapp unter dem Grenzwert, übersteigt aber den Grenzwert von 0.3 mm/m auch nach 48 Wochen auch nicht. Die AAR-Beständigkeit kann als knapp genügend beurteilt werden. Am Bauwerk zeigt sich, dass sich lokal Alkalireaktionen unter ungünstigen Bedingungen entwickelt haben, wenn auch in einem bisher geringfügigen Ausmass.

Bei beiden Bauwerken wird das Schadenpotential als mässig eingestuft, so dass unter ungünstigen Bedingungen nach 50 Jahren evtl. mit signifikanten Schäden gerechnet werden muss.

Ungenügende AAR-Beständigkeit:

Die Bauwerksbetone von Salgesch und Collombey, welche nach 14 – 15 Jahren schon generell verbreitete, klare Anzeichen von AAR zeigen, übersteigen den Grenzwert der Beton-Performance-Prüfung. Die ungenügende AAR-Beständigkeit wird mit der Beton-Performance-Prüfung richtig erkannt. Die Gefügeschäden sind im Moment noch geringfügig, dürften aber mittelfristig, aufgrund der bisherigen Entwicklung vor Erreichen eines Bauwerksalters von 50 Jahren, ein signifikantes Ausmass erreichen.

Tab. 4: Beurteilung der AAR-Beständigkeit aufgrund der Untersuchungsergebnisse am Bauwerk und der Beton-Performance-Prüfung (BPP)

Bauwerk	BPP Ausdehnung [mm/m] nach 5 Mt	Rissindex mit Mikrorissen < 0.005 mm	Rissindex ohne Mikrorisse < 0.005 mm	Rissursachen	AAR-Produkte in den gerissenen Gesteinskörnern	Beurteilung AAR- Beständigkeit Mikroskopie	Beurteilung AAR- Beständigkeit aufgrund BPP
Wettingen	0.002	0.53 mm/m	0.15 mm/m	- Schwindverformung - Risse von SF- Agglomeraten ausgehend	keine	hoch	sehr hoch
Berner Oberland	0.049	0.46 mm/m	0.18 mm/m	- natürliche Risse in GK - Schwinden - AAR	mässig häufige Risse, die häufig teilweise mit AAR- Produkten gefüllt sind	geringes bis mässiges Schadenpotential	hoch
Fully	0.122	0.18 mm/m	0.03 mm/m	- natürliche Risse in GK - AAR	seltene Risse, mit vereinzelt geringen Mengen an AAR- Produkten an den Rändern der Gesteinskörner	geringes Schadenpotential	gut
Vevey	0.126	0.30 mm/m	0.06 mm/m	- natürliche Risse in GK - Schwinden - AAR	seltene Risse, die häufig teilweise mit AAR-Produkten gefüllt sind	mässiges Schadenpotential	gut
Lausanne	0.171	0.52 mm/m	0.31 mm/m	- natürliche Risse in GK - Schwinden - AAR	mässig häufige Risse, die teilweise bis vollständig mit AAR-Produkten gefüllt sind	mässiges Schaden- potential, langfristig nicht abschätzbar	genügend, im Bereich des Grenzwertes
Visp	0.191	0.42 mm/m	0.06 mm/m	- Schwinden - natürliche Risse in GK - AAR	mässig häufige Risse, die teilweise bis vollständig mit AAR-Produkten gefüllt sind	mässiges Schadenpotential	genügend, im Bereich des Grenzwertes
Salgesch	0.265	0.43 mm/m	0.15 mm/m	- vorwiegend AAR - natürliche Risse in GK	häufige Risse, die teilweise mit AAR-Produkten gefüllt sind	mittleres bis hohes Schadenpotential	ungenügend
Collombey	ca. 0.300	0.48 mm/m	0.34 mm/m	- vorwiegend AAR - natürliche Risse in GK	häufige Risse, die teilweise oder vollständig mit AAR- Produkten gefüllt sind	hohes Schadenpotential	ungenügend

5.2 Beurteilung der Grenzwerte nach SIA 2042

Die Anwendung der aktuellen Grenzwerte auf die Ausdehnungswerte der untersuchten Betonrezepturen zeigt, dass die Beton-Performance-Prüfung genügend aussagekräftige Resultate liefert, um die AAR-Beständigkeit von Betonen mit reaktiven Zusatzstoffen im Bauwerk beurteilen zu können. Das Prüfverfahren ist sensitiv genug, um Betone mit guter, genügender oder schlechter AAR-Beständigkeit unterscheiden zu können.

Wie schon bei der Validierung der Prüfung für Betone ohne Zusatzstoffe [VSS 648] festgestellt wurde, weisen die Bauwerksbetone mit zunehmenden Ausdehnungswerten im Labor auch zunehmende Ausdehnungsraten am Bauwerk auf. Es können also anhand der im Labor erreichten Ausdehnungen Rückschlüsse auf das Schadenspotential im Bauwerk gezogen werden.

Bei Betonen ohne Zusatzstoffe unterscheidet der Grenzwert von 0.2 mm/m nach 20 Wochen ungenügend beständige Betone, bei denen innerhalb von 30 Jahren signifikante Schäden aufgetreten sind, von Betonen, die innerhalb dieser Zeitspanne und darüber hinaus zwar Alkali-Reaktionen entwickeln können, die damit verbundenen Schäden jedoch in einem tolerierbaren Mass bleiben.

Unter der Annahme, dass die bisherige Schadenentwicklung in Zukunft unverändert bleibt, erweist sich dieser Grenzwert ebenfalls bei Betonen mit Zusatzstoffen als anwendbar, zumindest anhand der untersuchten Bauwerke. Die Datenlage ist natürlich sehr gering und v.a. fehlen auch Daten z.B. von hüttensandhaltigen Betonen. Deshalb drängt sich ein Vergleich mit den in Kapitel 1.4 beschriebenen Feldversuchen auf, die einem ähnlichen Beobachtungszeitraum entsprechen.

In den nordamerikanischen Feldversuchen wurde festgestellt, dass die Beurteilung der AAR-Beständigkeit anhand der Betonprüfung nach ASTM 1293-1 bei 38 °C/ 100 % RF mit einem Grenzwert von 0.04 % nach 2 Jahren Versuchsdauer zu optimistisch ist (Abb. 24). Eine bessere Übereinstimmung mit dem Verhalten der aussengelagerten Betonblöcke wird erreicht, wenn die Betonproben für die Laborprüfung mit Alkalien angereichert werden (Abb. 29). Der Grenzwert dieser Betonprüfung ist eigentlich nicht für Betonrezepturen, sondern für die Prüfung der Alkali-Reaktivität von Gesteinskörnungen in einer vordefinierten sehr alkalireichen Betonrezeptur (420 kg/m³ Zement mit hohem Alkaligehalt von 1.25 % Na₂O_{eq}) festgelegt worden, die zwangsläufig zu generell hohen Ausdehnungen führt. Es fragt sich deshalb, ob der Grenzwert für die Beurteilung von realen Betonrezepturen richtig gesetzt ist. Infolgedessen wird der Grenzwert von 0.04 % auch oft für den Ausdehnungswert nach schon einem Jahr angewendet.

Bei Vergleichsversuchen zwischen Betonprüfungen bei 38 °C und bei 60 °C wurde wiederholt eine recht gute Korrelation zwischen den beiden Prüfungen festgestellt (Prüfkörpergrösse 75x75x285 mm, also vergleichbar mit der Prüfung nach SIA 2042) [47]. Für den Vergleich in Abbildung 95 werden die Ausdehnungen nach einem Jahr bei 38 °C und die Ausdehnungen nach 13 Wochen (bzw. 3 Monaten) bei 60 °C verwendet. Der Ausdehnungswert bei 60 °C nach 3 Monaten liegt tendenziell über dem 1-Jahres-Wert der Prüfung bei 38 °C. Aufgrund der Temperaturerhöhung von 38 °C auf 60 °C wird in der Regel bei 60 °C zunächst eine schnellere und stärkere Ausdehnung, gefolgt von einem stärkeren Abflachen beobachtet. Die schliesslich erreichten Ausdehnungen nach einem Jahr sind bei 60 °C tendenziell geringer als bei 38 °C. Entsprechend wurde für den Vergleich ein Grenzwert von 0.035 % für die 3-Monatswerte bei der 60 °C - Prüfung vorgeschlagen [47]. Für die 38 °C - Prüfung wurde der Grenzwert von 0.04 % für die 1-Jahres-Werte benutzt.⁴

⁴ Für die Performance-Prüfung nach AFNOR P18-454, die im Merkblatt SIA 2042 übernommen wurde, gilt in Frankreich nur bei Betonen ohne Zusatzstoffe und bekannten, üblichen Gesteinskörnungen der aktuell geltende Grenzwert von 0.02 % ebenfalls für 12 Wochen, ansonsten für 20 Wochen. In der Schweiz gilt der Grenzwert immer für den Ausdehnungswert erst nach 20 Wochen, die Beurteilung ist somit strenger. Bei Betonen mit Zusatzstoffen sind die Beurteilungskriterien 1 und 3 gleich, in der Schweiz gilt zusätzlich Kriterium 2, vgl. Kap. 1.7.1.

Die in der Schweiz geltenden Grenzwerte von 0.02 % nach 20 Wochen (bzw. 5 Monaten) und von 0.03 % nach 48 Wochen sind im Vergleich dazu sehr streng.

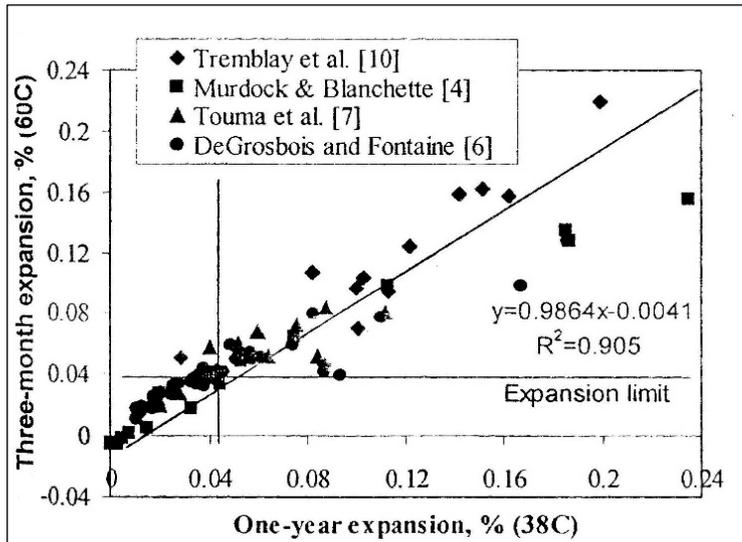


Abb. 95: Vergleich zwischen den Ausdehnungen der Betonprüfung bei 38 °C und bei 60 °C. Daten aufbereitet in [47]. Für eine gleichwertige Beurteilung wird eine Herabsetzung des Grenzwertes bei der 60 °C-Prüfung auf 0.035 % nach 13 Wochen Versuchsdauer vorgeschlagen.

Leider sind die publizierten Daten der Feldversuche nicht so aufbereitet, dass sich genau abschätzen liesse, wie die Beurteilung der Laborergebnisse aufgrund der in der Schweiz geltenden strengeren Grenzwerte im Vergleich zu den Feldversuchen abschneiden würde. In Abbildung 96 sind die Ergebnisse der Betonprüfungen bei 38 °C hervorgehoben und der Grenzwert von 0.03 % eingezeichnet. Mit der konservativeren Beurteilung würden sich natürlich weniger scheinbar positive Ergebnisse ergeben.

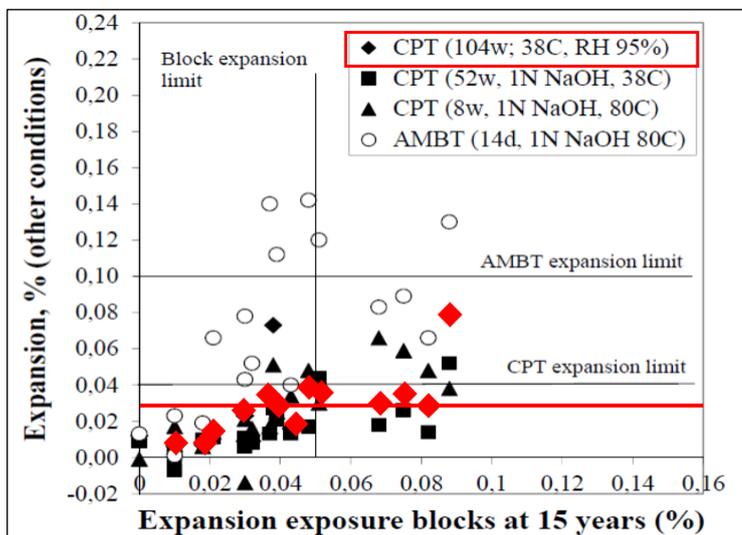


Abb. 96: Vergleich der Ausdehnungen im Labor und nach 15 Jahren Aussenlagerung. Rot hervorgehoben sind die Ergebnisse der Betonprüfung CPT (104w, 38 °C, 95 % RH). Dies ist die Versuchsanordnung, welche der Beton-Performance-Prüfung nach SIA 2042 am nächsten kommt und korrelierbare Ergebnisse liefert. Mischungen mit Hüttensand oder Silikastaub [56]. Der Grenzwert von 0.03 % ist rot eingezeichnet.

Beim VDZ wurden die Ergebnisse der Beton-Performance-Prüfung nach SIA 2042 den Ergebnissen von Feldversuchen mit verschiedenen Betonrezepturen mit und ohne Zusatzstoffe gegenübergestellt (siehe Kap. 1.4.3). Anhand des Vergleiches kommen die Autoren [72] zum Schluss, dass die Grenzwerte von 0.02 % nach 20 Wochen und 0.03 %

nach 48 Wochen eine korrekte Beurteilung der AAR-Beständigkeit auf der sicheren Seite erlauben.

5.3 Langfristige Wirksamkeit von Zusatzstoffen

Einige Untersuchungen zur Entwicklung der Alkali-Konzentration der Porenlösung zeigen, dass diese mit der Zeit, nach ungefähr einem Jahr, in silikastaubhaltigen Betonrezepturen wieder ansteigt (siehe Kap. 1.3.3). Daraus wird geschlossen, dass Silikastaub evtl. langfristig seine Wirksamkeit verliert. Es wird jedoch nicht systematisch beobachtet und kontrovers diskutiert. In den in Kap. 1.4 geschilderten Feldversuchen zeigten eigentlich nur die Probekörper in Island ein abruptes Ansteigen der Ausdehnungen nach 6 Jahren Auslagerung. In den übrigen Fällen zeigen die Betone mehr oder weniger von Beginn weg eine zunehmende Ausdehnung und das Versagen des Silikastaubes bei der Eindämmung der AAR wird mit einer zu niedrigen Dosierung oder einem hohen Alkali-Gehalt des Silikastaubes erklärt [13]. Auch die Produktform (Slurry, Pellets, kompaktiertes Pulver) hat einen Einfluss auf die Wirksamkeit des Silikastaubes, wobei in der Regel Slurries und nicht kompaktierte Pulver die besten Ergebnisse erzielen [86]. Am Beispiel von Wetingen lässt sich auch gut erkennen, dass grob agglomerierter Silikastaub nicht nur seine Wirksamkeit verliert, sondern auch die AAR verstärkt, indem er sich wie ein alkali-reaktiver Filler oder Feinsand verhält.

Bei der Betonrezeptur Visp, wo Silikastaub mit 6 M.-% bez. Bindemittelgehalt zudosiert wurde, konnten aufgrund des Bauwerkszustands nach 14 Jahren keine Anzeichen für eine verzögerte Entwicklung der AAR beobachtet werden. Die hoch alkali-reaktive Gesteinskörnung würde bei dem Zementgehalt von 325 kg/m^3 , bzw. dem relativ hohen Alkali-Gehalt von $3.5 \text{ kg Na}_2\text{Oeq/m}^3$ sicher reagieren, falls die vom Silikastaub gebundenen Alkalien nach ein paar Jahren freigesetzt würden. Die isländischen vulkanischen Gesteinskörnungen reagieren sehr schnell im Vergleich zu Schweizer Gesteinskörnungen. Die Betonblöcke mit Silikastaub erreichten im isländischen Feldversuch innerhalb von nur 1-2 Jahren dieselben Ausdehnungen wie die Betonblöcke ohne Silikastaub. Eine solche schnelle Reaktion wäre bei dem Bauwerk in Visp nicht realistisch. Aber man kann mit grosser Wahrscheinlichkeit annehmen, dass der Bauwerksbeton, in diesem Fall geringe, aber allgemein verbreitete Anzeichen von AAR aufweisen müsste.

Bei den übrigen Zusatzstoffen ergeben weder Laboruntersuchungen noch Felderfahrungen Hinweise auf eine zeitlich begrenzte Wirksamkeit. Auch hier zeigen die Betone allmählich zunehmende Ausdehnungen, wenn ungeeignete Zusatzstoffe (z.B. alkali- und calciumreiche Flugaschen) eingesetzt wurden oder ungenügend dosiert wurden. Die hier untersuchten Bauwerksbetone mit Flugasche bestätigen diesen Sachverhalt.

5.4 Einsatz von Zusatzstoffen

Die AAR-Beständigkeit einer Betonrezeptur hängt von der Alkalikonzentration der Porenlösung und der Menge der Zusatzstoffe ab. Die Alkali-Konzentration wird über den Gesamtalkaligehalt des Betons gesteuert. Je alkali-reaktiver die Gesteinskörnung ist, desto niedriger muss die Alkali-Konzentration und höher die Dosierung der Zusatzstoffe sein, um eine ausreichende AAR-Beständigkeit zu erreichen. Entsprechende Regelungen sind z.B. in den kanadischen oder britischen Normen zu finden.

Hier sind jedoch Grenzen gesetzt, um eine für den Korrosionsschutz der Bewehrung notwendige Alkalität der Porenlösung zu gewährleisten. Entsprechend werden in der SN EN 206 Grenzen für den Zementersatz vorgegeben. Alkalien spielen aber auch eine wichtige betontechnologische Rolle, indem sie z.B. das Abbindeverhalten, die

Festigkeitsentwicklung, die Reaktionsfähigkeit der Zusatzstoffe usw. beeinflussen. Insofern kann der Alkali-Gehalt des Betons nicht unbegrenzt reduziert werden.

Sowohl die verschiedenen Feldversuche (Kap. 1.4), aber auch die Erfahrungswerte mit der Beton-Performance-Prüfung (Kap. 1.3.5), wie auch die vorliegenden Untersuchungsergebnisse zeigen Folgendes:

Bei moderat alkali-reaktiven Gesteinskörnungen sind Dosierungen der Flugasche in der Grössenordnung von 20 – 30 % des Bindemittelgehaltes ausreichend, bei hoch alkali-reaktiven Gesteinskörnungen erst ab ca. 30 % und höher für eine hohe AAR-Beständigkeit. Bei Einhaltung der Anforderungen der SN EN 450-1 wird gewährleistet, dass eine ausreichend alkali- und calciumarme Flugasche verwendet wird.

Bei Silikastaub sind Dosierungen von mindestens 10 % des Bindemittelgehaltes notwendig um bei hoch alkali-reaktiven Gesteinskörnungen eine signifikante Verbesserung der AAR-Beständigkeit zu erreichen. Dosierungen über 11 % sind nach SN EN 206 nicht zugelassen. Bei mässig alkali-reaktiven Gesteinskörnungen sind niedrigere Dosierungen von 5 – 10 % oft ausreichend für eine hohe AAR-Beständigkeit. Die gute Dispergierung des Silikastaubes ist von entscheidender Bedeutung. Wie Erfahrungen bei der Beton-Performance-Prüfung zeigen, werden deutlich bessere Ergebnisse erzielt, wenn Silikastaub als Hauptbestandteil des Zementes (z.B. CEM II/A-D, CEM II/A-M) und nicht separat zugegeben wird.

Metakaolin wurde in der Schweiz bisher kaum eingesetzt. In Dosierungen von 5 bis 10 % des Bindemittels kommt v.a. der Füllereffekt für eine bessere Verarbeitbarkeit und Wasserrückhaltvermögen zum Tragen. Bei höheren Dosierungen bis ca. 20 % verbessern sich über die erhöhte Dichtigkeit die Dauerhaftigkeitseigenschaften (Chlorid- und Sulfatwiderstand). Erfahrungswerte zur AAR-Beständigkeit sind kaum vorhanden. In den RILEM Empfehlungen wird für mässig alkali-reaktive Gesteinskörnungen eine Dosierung von 15 % genannt (für Metakaoline mit einem SiO₂-Gehalt > 45 %). In den Feldversuchen des VDZ erwiesen sich aber 15 % Metakaolin (mit SiO₂-Gehalt von 51 %) mit hoch alkali-reaktiven Gesteinskörnungen als ungenügend.

Hüttensand wird in der Schweiz eigentlich nur als Zementhauptbestandteil eingesetzt (CEM II/A-S, CEM II/B-M, CEM III/B). In der Fachliteratur und Technischen Regelwerken werden Dosierungen von mindestens 50 % Hüttensand im Bindemittel als notwendig erachtet für eine hohe AAR-Beständigkeit. Dies deckt sich soweit mit den Schweizer Erfahrungen: Der Anteil < 20 % im CEM II/A-S kann bei hoch alkali-reaktiven Gesteinskörnungen ungenügend sein. Beim Einsatz von CEM III/B mit > 66 % Hüttensandanteil werden bei Laborprüfungen die Ausdehnungen in der Regel praktisch vollständig unterdrückt.

Der Einsatz von Hydrolith sollte nur in Betracht gezogen werden bei der Verwendung von nicht oder wenig alkali-reaktiven Gesteinskörnungen, die erst bei einem hohen Alkaligehalt des Betons zu reagieren beginnen. In Kombination mit den Kiessanden aus dem Mittelland wird die AAR-Beständigkeit verschlechtert, liegt aber je nach Bindemittelzusammensetzung noch unter dem Grenzwert. Eine Beton-Performance-Prüfung ist in jedem Fall durchzuführen.

Die Kombination von Zusatzstoffen für ternäre Bindemittel erweist sich in der Regel sehr wirksam und manchmal notwendig bei hoch alkali-reaktiven Gesteinskörnungen, wenn eine hohe AAR-Beständigkeit erreicht werden soll [66, 67]. Die gemeinsame Verwendung von Zusatzstoffen wird in der SN EN 206 geregelt. Die gleichzeitige Verwendung von Silikastaub und Hüttensand, ebenso die gleichzeitige Verwendung von Silikastaub und Hydrolith zusammen mit anderen reaktiven Zusatzstoffen vom Typ II sind nicht zulässig. Die maximal zulässige Menge an Silikastaub kombiniert mit Flugasche oder Hydrolith ist auf 66 % des Zementes abzüglich des dreifachen Silikastaubgehaltes begrenzt. Die Kombination von Silikastaub mit Hydrolith macht in Bezug auf die AAR-Beständigkeit wenig Sinn, während die Kombination von Flugasche und Silikastaub bei genügender Dosierung auch bei hoch alkali-reaktiven Gesteinskörnungen sehr wirksam sein kann (vgl. Beispiele in Kap. 1.3.5 und Feldversuche in Kap. 1.4). Das Beispiel von Collombey

illustriert gut, dass die Dosierungen von 8 % Flugasche und 3.6 % Silikastaub, auch kombiniert ungenügend sind.

Portlandkompositzemente stellen in der Praxis eine gute Alternative dar, um langsam und schnell reagierende Zusatzstoffe zu kombinieren und eine gute Dispergierung insbesondere des Silikastaubes zu erreichen (siehe Beispiele in Kap. 1.3.5). In den aktuell in der Schweiz zugelassenen Zementen werden entweder Kalkfiller zusammen mit Silikastaub, Hüttensand oder gebranntem Schiefer eingesetzt oder Hüttensand mit gebranntem Schiefer kombiniert. Aufgrund der Erfahrungen mit den Beton-Performance-Prüfungen erlauben diese Zemente in der Regel bei hoch alkali-reaktiven Gesteinskörnungen eine genügende bis gute AAR-Beständigkeit zu erreichen.

6 Schlussfolgerungen

Erfassung allfälliger AAR-Schäden trotz Einsatz von Zusatzstoffen

In den untersuchten Bauwerken zeigen sich im Alter von 11 bis 18 Jahren schon Unterschiede in der Entwicklung der AAR. Das Ausmass der AAR wurde einerseits qualitativ beurteilt, je nach Häufigkeit der Anzeichen von Alkali-Reaktionen in Form von Rissbildungen, der Art und Menge der Reaktionsprodukte und dem Ort ihres Auftretens, innerhalb und ausserhalb der Gesteinskörner. Eine quantitative Erfassung der Gefügeschäden, bzw. der Ausdehnungen, erfolgte andererseits mit Hilfe des Rissindexes.

Die AAR-Beständigkeit der Bauwerksbetone wurde aufgrund des vorgefundenen Ausmasses der AAR und des voraussichtlichen Ausdehnungs- und Schadenpotentials beurteilt. Dabei wurden auch die potentielle Alkali-Reaktivität der Gesteinskörnung und das jeweilige Bindemittelkonzept, bzw. die Dosierung und festgestellte Wirksamkeit der eingesetzten Zusatzstoffe zur Eindämmung der AAR mitberücksichtigt. Die so beurteilte AAR-Beständigkeit der Bauwerksbetone variiert zwischen ungenügend bis hoch.

⇒ *In den Bauwerksbetonen mit reaktiven Zusatzstoffen sind Anzeichen für AAR vorhanden und lassen sich mittels Mikroskopie quantifizieren. Im Moment sind die erfassten Gefügeschäden bei allen untersuchten Bauwerksbetonen höchstens geringfügig. Die bisher erfolgten Rissbildungen entsprechen einer AAR, die sich sehr langsam entwickelt. Bei den Betonen, deren AAR-Beständigkeit als genügend bis hoch beurteilt wurden, sind erst langfristig, schätzungsweise ab einem Alter von über 50 Jahren, eventuell Schäden denkbar.*

Validierung der Beton-Performance-Prüfung

Der Vergleich mit den Ergebnissen der Beton-Performance-Prüfung zeigt allgemein eine gute Übereinstimmung: mit zunehmenden Ausdehnungen im Labor nehmen auch im Bauwerk die Anzahl der reagierenden Gesteinskörner, der AAR-typischen Rissbildungen und die Menge an Reaktionsprodukten zu. Anhand des begrenzten Datensatzes (8 Bauwerke) zeichnet sich eine Korrelation zwischen den Ausdehnungen im Labor und dem bisher erreichten Ausmass der AAR in den Bauwerksbetonen ab.

Ausnahmen bilden die beiden Bauwerksbetone vom Berner Oberland und von Wettingen. In beiden Fällen lassen sich die Unterschiede zwischen Bauwerksbefund und Laborprüfung gut erklären. Im Fall von Wettingen führt die ungenügende Dispergierung des Silikastaubs im Bauwerksbeton zu einer ausserordentlichen Alkali-Reaktion der Silikastaubagglomerate, die sich wie hoch alkali-reaktive Feindsandkörner verhalten und eine AAR hervorrufen, die im Labor nicht festgestellt wurde. Im Fall vom Berner Oberland ergab die Laborprüfung ebenfalls sehr geringe Ausdehnungen im Verhältnis zum Ausmass der AAR im Bauwerk. Die geringen Ausdehnungen im Labor sind auf den niedrigen Alkali-Gehalt der Betonrezeptur und die fehlende Alkali-Zudosierung bei der Laborprüfung zurückzuführen, so dass sich die übliche Auslaugung der Prüfkörper unverhältnismässig stark auswirken konnte.

⇒ *Die Beton-Performance-Prüfung stellt ein aussagekräftiges Prüfverfahren dar, mit dem die AAR-Beständigkeit von Betonrezepturen, die reaktive Zusatzstoffe enthalten, geprüft werden kann.*

Festlegung von Schweizer Grenzwerten für die Beton-Performance-Prüfung

Das Prüfverfahren ist sensitiv genug, um zusatzstoffhaltige Betone mit guter, genügender oder schlechter AAR-Beständigkeit unterscheiden zu können (vgl. Kap. 5). Die Anwendung der aktuellen Grenzwerte gemäss SIA 2042, führt zu einer Beurteilung der AAR-Beständigkeit im Labor, die mit der Beurteilung der AAR-Beständigkeit der Betone im Bauwerk übereinstimmt. Nicht ausreichend AAR-beständige Betone mit reaktiven

Zusatzstoffen können mit den Beurteilungskriterien der Ausdehnungen im Labor korrekt identifiziert werden.

Wie schon bei der Validierung der Prüfung für Betone ohne Zusatzstoffe (VSS 648) [1] festgestellt wurde, weisen die Bauwerksbetone mit zunehmenden Ausdehnungswerten im Labor tendenziell auch zunehmende Ausdehnungsraten am Bauwerk auf. Es können also anhand der im Labor erreichten Ausdehnungen Rückschlüsse auf das Schadenspotential im Bauwerk gezogen werden.

Bei Betonen ohne Zusatzstoffe unterscheidet der Grenzwert von 0.2 mm/m nach 20 Wochen ungenügend beständige Betone, bei denen innerhalb von 30 Jahren signifikante Schäden aufgetreten sind, von Betonen, die innerhalb dieser Zeitspanne und darüber hinaus zwar Alkali-Reaktionen entwickeln können, die damit verbundenen Schäden jedoch in einem tolerierbaren Mass bleiben. Die hier untersuchten Bauwerke sind zwar jünger, die Abschätzung des Schadenpotentials aufgrund des bisher erreichten Ausmasses der AAR führt zu einer vergleichbaren Einschätzung.

Der Vergleich mit der Literatur zeigt, dass die Grenzwerte nach SIA 2042 im Verhältnis zu international verwendeten Grenzwerten bei vergleichbaren Prüfmethode streng sind und eine Beurteilung auf der sicheren Seite erlauben.

⇒ *Mit den aktuellen schweizerischen Grenzwerten für die Beton-Performance-Prüfung lassen sich Betone mit reaktiven Zusatzstoffen hinsichtlich ihrer AAR-Beständigkeit beurteilen.*

Langfristige Wirksamkeit von Zusatzstoffen

Untersuchungen der zeitlichen Entwicklung der Zusammensetzung der Porenlösung, sowie vereinzelte Feldversuche deuten darauf hin, dass Silikastaub eventuell langfristig seine Wirksamkeit bzgl. Alkalibindung verliert. Im Rahmen des Forschungsprojektes konnten keine Hinweise gefunden werden, welche diese Vermutung bestätigen würden.

⇒ *Die Datengrundlage reicht nicht aus, um Schlussfolgerungen über die langfristige Wirksamkeit von Silikastaub zur Vermeidung von AAR zu ziehen.*

Einsatz von Zusatzstoffen zur Sicherstellung der AAR-Beständigkeit

Die Untersuchungsergebnisse zeigen, dass je nach Zusatzstoffgehalt des Bindemittels und Alkali-Reaktivität der Gesteinskörnung zwar genügende bis gute AAR-Beständigkeiten erreicht werden, aber keine vollständige Eindämmung der Alkali-Reaktionen. Für die Sicherstellung einer hohen AAR-Beständigkeit sind Mindestdosierungen der Zusatzstoffe vorzusehen, die bei hoch alkali-reaktiven Gesteinskörnungen 10 % Silikastaub oder 30 % Flugasche oder 50 % Hüttsand bezogen den Zementgehalt erreichen sollten. Dies bestätigen auch die Ergebnisse der Feldversuche. Unter Umständen sind massive Eindämmungen der Ausdehnungen nur mit ternären Bindemitteln zu gewährleisten. Mit den in der Schweiz aktuell zugelassenen Portlandkompositementen sind die Erfahrungen bei der Beton-Performance-Prüfung meist positiv und es können demnach in der Regel auch mit hoch alkali-reaktiven Gesteinskörnungen AAR-beständige Betone hergestellt werden.

Die Verwendung von Hydrolith F200 führt zu einer Verschlechterung der AAR-Beständigkeit. Sie sollte nur bei nicht oder schwach alkali-reaktiven Gesteinskörnungen, nach entsprechender Beton-Performance-Prüfung, in Betracht gezogen werden.

⇒ *Der Einsatz von reaktiven Zusatzstoffen führt zu einer Verlangsamung der AAR, die abhängig von der Dosierung der Zusatzstoffe ist.*

⇒ *Basierend auf der vorliegenden Datenbasis ist damit zu rechnen, dass mit Schweizer Portlandkompositementen auch mit hoch alkali-reaktiven Gesteinskörnungen AAR-beständige Betone hergestellt werden können.*

7 Empfehlungen

Alkali-Zudosierung:

Die Prüfmethode nach SIA 2042 sieht eine fixe Zudosierung von NaOH vor, die 25 % des Alkaligehaltes der eingesetzten Bindemittel entspricht. Dies ergibt meistens beträchtliche Zudosierungen zwischen 0.5 und 1 kg Na₂Oeq /m³. Falls statistische Daten zum Alkaligehalt der Bindemittel vorliegen, kann eine Zudosierung anhand des Variationskoeffizienten gemacht werden. In diesem Fall sind die Zudosierungen deutlich geringer, in der Regel unter 0.5 Na₂Oeq /m³.

Meistens werden aber die Alkaligehalte der eingesetzten Zusatzstoffe, entgegen den Vorgaben des Merkblattes SIA 2042, für die Berechnung der Alkalizudosierung nicht berücksichtigt. Eine zu hohe Zudosierung maskiert die Wirkung der Zusatzstoffe und ist deshalb hinderlich, wenn verschiedene Rezepturen verglichen werden müssen, so dass meistens auf eine hohe Zugabe verzichtet, wenn nicht sogar ganz weggelassen wird.

Die Alkali-Zudosierungen bei den untersuchten Betonrezepturen entsprechen einer fixen Zudosierung und waren mit Mengen um 1 kg/m³ durchwegs deutlich höher als die Zudosierungen in der aktuellen Praxis. Das Beispiel vom Berner Oberland zeigt, dass der allseits bekannte Auslaugungseffekt der Alkalien im beschleunigten Laborversuch nicht zu vernachlässigen ist [64].

Eine Alkalianreicherung der Betonrezeptur für die Prüfung erlaubt zu verhindern, dass Betonrezepturen zu optimistisch beurteilt werden. Aufgrund der Untersuchungsergebnisse erscheint eine konsequente Anwendung der Vorgaben von SIA 2042 notwendig, um eine Beurteilung der AAR-Beständigkeit auf der sicheren Seite zu gewährleisten.

Einsatz von Puzzolanen

Die Anforderungen an natürliche und industriell aufbereitete Puzzolane sind momentan im Schweizer Normenwerk nicht geregelt. Die Vielfalt ist nicht nur bei den natürlichen Puzzolanen gross, sondern auch bei den Stoffen, die durch Recycling und Aufbereitung gewonnen werden. Für die Herstellung von Beton sind mögliche positive oder negative Effekte auf die AAR-Beständigkeit unbedingt zu prüfen. Die Beton-Performance-Prüfung erlaubt im Gegensatz zu den Mörtelprüfungen wie ASTM C 1260, zumindest am Beispiel des Hydrolith F200, mögliche negative Wirkungen aufzuzeigen. Es empfiehlt sich, die Norm SN EN 206 mit entsprechenden Hinweisen und Vorgaben zu ergänzen.

Monitoring und Restquellmessungen

Die Untersuchungsergebnisse erlauben vorerst eine positive, wenn auch keine abschliessende Beurteilung über die langfristige Wirksamkeit der Zusatzstoffe. Die in der Literatur beschriebenen Erfahrungen bei Feldversuchen mit Silikastaub, bei denen verzögerte Ausdehnungen festgestellt wurden, konnten nicht bestätigt werden. Hier bestehen jedoch Unsicherheiten, da in den untersuchten Bauwerksbetonen lediglich eine Rezeptur ausschliesslich Silikastaub als Zusatzstoff enthält und der Beobachtungszeitraum relativ kurz ist.

Die Datenlage für ältere Bauwerke und damit die Auswahlmöglichkeiten für das Forschungsprojekt waren begrenzt. Aktuell wird die Beton-Performance-Prüfung für den Konformitätsnachweis verlangt, so dass eine grössere Auswahl neuer Bauwerke für weitere Studien zu Verfügung stehen. Sowohl Restquellmessungen an den älteren schon untersuchten Bauwerksbetonen, wie auch einfache Überwachungen neuerer Bauwerke mittels Ausdehnungsmessungen und Rissbildaufzeichnungen würden jetzt schon zu einer besseren Beurteilungsgrundlage führen. Eine erneute Beurteilung der langfristigen Wirksamkeit der Zusatzstoffe in ungefähr 20 Jahren wird dringend empfohlen. Ebenso lohnenswert wäre die Einrichtung einer schweizerischen Langzeit-Feldversuchsanlage mit eng überwachten Betonprüfkörpern mit alkali-reaktiven Gesteinskörnungen, um die Wirksamkeit von unterschiedlichen Bindemittelkonzepten für die AAR-Prävention gezielt und systematisch zu untersuchen.

Anhänge

I	Bauwerke	101
I.1	Lehnenviadukt Dangelstutz, Wilderswil	103
I.2	Kraftwerk Wettingen.....	104
I.3	Fussgängerunterführung Bahnhof Salgesch	105
I.4	Staldbach-Brücken, Visp.....	106
I.5	Pont de Branson, Fully.....	107
I.6	Portal Tunnel de Collombey	108
I.7	Séparateur de la Motte, Châtel St-Denis	109
I.8	Métro m2, Lausanne	110
II	Laborergebnisse	113
II.1	Beton-Performance-Prüfungen	113
	Bauwerke	

I.1 Lehnenviadukt Dangelstutz, Wilderswil



Baujahr: 1999 – 2000

Rezeptur:

B35/25, FT
 0/32 mm
 305 kg/m³ CEM II/A-LL
 20 kg/m³ Flugasche (Safament)
 w/z = 0.50
 0.80 % Sikament 10+
 0.55 % FRO V5A

Beton-Performance-Prüfung: Erreichte Ausdehnung: 0.049 mm/m nach 20 Wochen

Beschreibung: Die bewitterten Betonoberflächen zeigen ein leichtes Absanden und sporadisch kleinere Abplatzungen über quellfähigen Gesteinskörnern. Im geschützten Bereich ist die helle Zementhaut der Querstreben und Fahrbahnplattenuntersicht erhalten. Im Bereich der Fugen und bei einzelnen vermutlich statisch bedingten Rissen sind stellenweise markante Kalkversinterungen vorhanden.

Sporadisch treten Abplatzungen über ungenügend überdeckten Armierungseisen auf. Stellenweise ist bei den Widerlagern ein feines, dichtes Rissnetz mit einer Maschenweite von 5 – 20 cm und Rissbreiten zwischen < 0.05 – 0.1 mm sichtbar, dessen Ursprung unklar ist.

Bohrkernentnahme: Widerlager Seite Wilderswil (Photo unten rechts)

I.2 Kraftwerk Wettingen



Baujahr: 1930-33, etappenweiser Umbau der Wehrfelder **2005 – 2007**. Beim 4. Wehrfeld (neue Dotieranlage) wurde 5 cm Beton abgetragen und 15 cm SCC aufbetoniert.

Rezeptur:

SCC B35/25, FT
 0/16 mm
 340 kg/m³ CEM I
 50 kg/m³ Flugasche (Silikoline)
 20 kg/m³ Silikastaub (Sikafume)
 w/z = 0.50
 1.60 % Viscocrete
 0.10 % Sika AER 50

Beton-Performance-Prüfung: Erreichte Ausdehnung: - 0.003 mm/m nach 8 Monaten

Beschreibung: Die bewitterten Betonoberflächen zeigen ein leichtes Absanden der Zementhaut. Bei undichten Arbeitsfugen sind Frostschäden aufgetreten (mittlerweile instandgesetzt) und haben sich Kalkausblühungen gebildet. Grossmaschige versinterte Rissnetze auf den Wehrfeldern sind vermutlich durch Schwindverformungen entstanden. Im Wehrfeld 4 bei der jetzigen Dotieranlage sind die Risse von hellen und dunklen Säumen begleitet.

Bohrkernentnahme: Wehrfeld 4 bei der Dotieranlage (Photos unten)

I.3 Fussgängerunterführung Bahnhof Salgesch



Baujahr: 2004, Neubau Fussgängerunterführung im Rahmen des Doppelspurausbaus der Strecke Salgesch-Leuk

Rezeptur:

0/32 mm
270 kg/m³ CEM I
80 kg/m³ Flugasche (Hydrolent), k-Wert = 0.4
w/zeq = 0.48
1.20 % Sikament 10 Top
0.40 % Retarder

Beton-Performance-Prüfung: Erreichte Ausdehnung: 0.265 mm/m nach 20 Wochen

Beschreibung: Im geschützten, überdachten Bahnsteigbereich zeigt der Beton einige Einbaumängel wie Entmischungen und Schwindrisse in den Mauerkronen. Die bewitterten Betonoberflächen sind allgemein in einem guten Zustand und die Zementhaut ist noch erhalten. Ein feines stellenweise dunkel gesäumtes Rissnetz mit Maschenweite 10-20 cm zeichnet sich auf der ganzen Fläche ab, die Rissbreiten sind < 0.01 mm.

Bohrkernentnahme: Flügelmauer auf der Südseite des Bahnhofs (Photo oben rechts).

I.4 Staldbach-Brücken, Visp



Baujahr: 2004 – 2006, A9 Umfahrung Visp, Verbindung zwischen Tunnel Eyholz und Tunnel Visp

Rezeptur:

0/32 mm

325 kg/m³ CEM I

20 kg/m³ Silikastaub (Sikafume), k-Wert = 1

w/zeq = 0.45

0.2 % Viscocrete 3082

Beton-Performance-Prüfung: Erreichte Ausdehnung: 0.259 mm/m nach 18 Monaten

Beschreibung: Pfeiler und Brückenuntersicht zeigen keine auffälligen Rissbildungen, während die Bordüren über den Pfeilern (unten links) durchgehende Vertikalrisse mit dunklen Riss säumen und selten hellen Kalk-Ausblühungen zeigen (Rissöffnung 0.05 mm). Daneben zeichnen sich feinere unregelmässige Risse ab, die ein beginnendes Rissnetz bilden, das sich auch auf der Krone abzeichnet. Ausserhalb der Pfeilerbereiche sind keine Risse zu beobachten.

Bohrkernentnahme: Brücke Süd, Bordüre Nord, Südseite, (Photo unten rechts)

I.5 Pont de Branson, Fully



Baujahr: 2004 – 2006

Rezeptur:

0/32 mm

300 kg/m³ CEM I

100 kg/m³ Flugasche (Hydrolent), k-Wert = 0.4

w/zeq = 0.42

1.3 % Glenium B221

Beton-Performance-Prüfung: Erreichte Ausdehnung: 0.122 mm/m nach 20 Wochen

Beschreibung: Die Betonoberflächen sind insgesamt in einem einwandfreien Zustand und die Zementhaut erhalten. Die Brückenuntersicht und Bordüren zeigen keine auffälligen Rissbildungen. Hingegen zeichnen sich dunkel auf den Pfeilern feine Horizontal- und Vertikalrisse ab (Rissöffnung < 0.05 mm). Auf der Seitenwand des Widerlagers Nord ist ein Rissnetz ohne Ausblühungen mit Maschenweite 10 – 20 cm und Rissöffnungen < 0.05 mm) sichtbar.

Bohrkernentnahme: Widerlager Nord (Fully), Seitenwand (Photo unten Mitte).

I.6 Portal Tunnel de Collombey



Baujahr: 2003

Vermutete Rezeptur

0/32 mm

350 kg/m³ Portlandzement mit ca. 4 % Silikastaub (CEM I SF4)

30 kg/m³ Flugasche

w/b: ca. 0.45

Beton-Performance-Prüfung: die geprüfte Rezeptur wurde nicht vorgefunden (siehe Kap. 3.1)

Beschreibung: Die Betonoberflächen des Südportals sind insgesamt in einem einwandfreien Zustand und die Zementhaut erhalten. Im Kronenbereich und auf der Brüstung der Portaldecke zeichnen sich Rissansätze mit dunklen Rissrändern ab (Photos Mitte). Der Anschluss Portalwand – Stützmauer ist von einem Diagonalriss besetzt (Photo oben rechts). Daneben hat sich in der südexponierten Portalwand ein weitmaschiges Rissnetz mit Rissbreiten bis 0.01 mm ohne Ausblühungen ausgebildet (Photos unten)

Bohrkernentnahme: Portalwand, Photo unten rechts

I.7 Séparateur de la Motte, Châtel St-Denis



Baujahr: 2005

Rezeptur:

0/32 mm

350 kg/m³ CEM I (mit 4 % Silikastaub)

50 kg/m³ Flugasche

w/zeq = 0.46

1.20 % Sikament-12 TOP

Beton-Performance-Prüfung: Erreichte Ausdehnung: 0.126 mm/m nach 20 Wochen

Beschreibung: Die Betonoberflächen sind insgesamt in einem einwandfreien Zustand und die Zementhaut erhalten. Die Beckenwände zeigen sowohl innen wie aussen ein engmaschiges Rissnetz, das im unteren Mauerbereich dunkel gesäumt ist. Auf der veralgten Betonoberfläche im Kronenbereich heben sich die Risse hell ab. Auf der Nordseite erscheinen die Risse etwas weniger ausgeprägt (Photo unten rechts)

Bohrkernentnahme: Mauerkrone des Auffangbeckens

I.8 Métro m2, Lausanne

Baujahr: 2004-2007

Rezeptur:

0/32 mm

350 kg/m³ CEM I

25 kg/m³ Flugasche (Presyn)

w/z = 0.47

1.2 % Degussa B227 FM-VZ (SR3)

Beton-Performance-Prüfung: Erreichte Ausdehnung: 0.171 mm/m nach 20 Wochen

Pont Saint - Martin



Beschreibung: Die Betonoberflächen sind insgesamt in einem einwandfreien Zustand und die Zementhaut erhalten. Pfeiler und Brückenplatte (Untersicht) zeigen keine von Auge auf Distanz sichtbare Rissbildungen. Auf der Bordüre Süd zeichnen sich vereinzelt dunkel gesäumte Rissansätze ab (Photo Mitte Links), ebenso auf der Krone (Photo Mitte rechts). Das wettergeschützte Südportal (Photo unten rechts) weist ein grobmaschiges Rissnetz ohne Ausblühungen mit Maschenweite 20 – 30 cm und Rissbreiten bis 0.1 mm auf.

Bohrkernentnahme: Bordüre Süd, Krone und Südportal Innenwand

Station CHUV



Beschreibung: Die Betonpfeiler sind frei bewittert, wobei das Regenwasser in einer Rinne am Fuss der Pfeiler aufgefangen wird (oben rechts). Die automatische Bewässerungsanlage der Begrünung der Rückwand trägt ebenfalls zur Durchfeuchtung des Betons bei. Der Farbanstrich der Betonoberflächen blättert stellenweise ab und es zeichnen sich sporadisch feine Risse ab. Das Treppenhaus der Metrostation wurde mit demselben Beton, jedoch schwarz eingefärbt, erbaut. Die Fassaden zeigen ein weitmaschiges Rissnetz mit hellen Riss säumen.

Bohrkernentnahme: Pfeiler und Rückwand und Treppenhaus UG

Station Vennes, GAT



Beschreibung: Der Beton des Portals der Zufahrtsgalerie und der Stützmauern entlang den Gleisen zu den technischen Ateliers der Metro weisen ein feinmaschiges Rissnetz und Ausblühungen auf, das die dünnere Zementschlämme auf der Betonoberfläche durchschlägt. Die Zementschlämme ist bereichsweise abgelöst. Die Betonoberfläche ist abgewittert und zeigt einen geringfügigen Moosbewuchs.

Bohrkernentnahme: Aus Sicherheitsgründen konnte das Portal nicht beprobt werden, die Bohrkernentnahmen wurden in den Stützmauern entnommen.

II Laborergebnisse

II.1 Beton-Performance-Prüfungen

Tab. II.1: Ausdehnungswerte der im Reaktor bei 60 °C und 100 % RF gelagerten Prüfkörper der untersuchten Bauwerksbetone. Messwerte in [mm/m]

Bauwerk	4 Wochen	8 Wochen	12 Wochen	16 Wochen	20 Wochen	32 Wochen	48 Wochen	72 Wochen
Berner Oberland		0.031	0.024	0.037	0.049			
Wettingen		-0.013	-0.015	-0.003	0.002	-0.003		
Visp		0.117	0.139	0.159	0.191	0.219		0.259
Collombey		0.265	0.281	0.307	0.340			
Fully	-0.010	0.034	0.075	0.092	0.122			
Salgesch		0.171	0.219	0.242	0.265			
Vevey	0.061	0.062	0.078	0.105	0.126		0.161	
Lausanne		0.136	0.136	0.159	0.171			

Glossar

Begriff	Bedeutung
AAR	Alkali-Aggregat-Reaktion
AFNOR	Association Française de Normalisation
AGB	Arbeitsgruppe Brückenforschung
AMBT	Accelerated Mortar Bar Test nach ASTM C 1260
ASTM	American Society for Testing and Materials
BPP	Beton-Performance-Prüfung nach SIA 2042
BS	British Standard
CEN	Comité européen de normalisation, European Committee for Standardization, Europäisches Komitee für Normierung
CEM I	Portlandzement nach SN EN 197-1
CEM II/A-LL	Portlandkalksteinzement nach SN EN 197-1
CEM II/A-D	Portlandsilikastaubzement nach SN EN 197-1
CEM II/B-M	Portlandkompositzement nach SN EN 197-1
CEM III/A, CEM III/B	Hochofenzement nach SN EN 197-1
CPT	Concrete Performance Test nach ASTM C1293-1
CSA	Canadian Standard Association
EDX	Energy Dispersive X-ray Spectroscopy
EN	Europäische Norm
ICAAR	International Conference on AAR in Concrete
LCPC	Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Paris
REM	Rasterelektronenmikroskop
RILEM	Réunion Internationale des Laboratoires et Experts des Matériaux, systèmes de construction et ouvrages, International Union of Laboratories and Experts in Construction Materials, Systems and Structures
RF	Relative Luftfeuchtigkeit
SIA	Schweizer Ingenieur- und Architektenverein
SN	Schweizer Norm (SN)
VDZ	Verein Deutscher Zementwerke
VSS	Schweizerischer Verband der Strassen- und Verkehrsfachleute (VSS)
w/z, w/z _{eq}	Wasser/Zement, Wasser/Zement äquivalent

Literaturverzeichnis

-
- [1] Merz Ch., Leemann A. (2012): Beurteilung der praktischen Relevanz der heutigen AAR-Prüfungen, Forschungsauftrag AGB 2006/3, Bericht VSS Nr. 648, pp. 126
-
- [1] PARTNER (2006): State of the art report: Key parameter influencing the alkali aggregate reaction. PARTNER project GRDI-CT-2001-40103, SINTEF Report 2.1 / SBF52 A06018, Herausgeber: Wigum B.J., Pedersen L.T., Grelk B., Lindgard J., pp. 55
-
- [2] Gudmundsson, G., & Olafsson, H. (1999): Alkali-silica reactions and silica fume: 20 years of experience in Iceland. *Cement and Concrete Research*, 29(8), 1289-1297.
-
- [3] Bérubé M.A. und Duchesne J. (1993): Does silica fume merely postpone expansion due to alkali-aggregate-reaction? *Construction and Building Materials*, V.7, no.3, 137-143
-
- [4] Schäfer E. (2006): Einfluss der Reaktionen verschiedener Zementhauptbestandteile auf den Alkalihaushalt der Porenlösung des Zementsteins. In: Schriftenreihe der Zementindustrie (69), 2006. TU Clausthal, Dissertation (2004), pp. 204
-
- [6] Wigum B., Einarsson G. (2016): Alkali aggregate reaction in Iceland. Results from laboratory testing compared to field exposure site. Proc. of 15th. ICAAR, Sao Paolo, Bresil
-
- [7] Thalmann C., Pralong, J., Burdin, J. (2006): Erfahrungen mit Massnahmen zur Verhinderung einer betonschädigenden Alkali-Aggregat-Reaktion / Experiences with measures to prevent damage due to the alkali-aggregate reaction. *Betonbau in der Schweiz*, 2nd fib-Congress / fib-CH Betontag, 116-127
-
- [8] Iler, R.K. (1979): *The chemistry of Silica. Solubility, Polymerization, Colloid and Surface properties and Biochemistry*. ISBN 0-471-02404-X, USA
-
- [9] Vollpracht A., Lothenbach B., Snellings R., Haufe J. (2016): The pore solution of blended cements: a review. *Materials and Structures*, Vol. 49: 3341. <https://doi.org/10.1617/s11527-015-0724-1>
-
- [10] Hobbs D.W (1989): Effect of mineral and chemical admixtures on Alkali-Aggregate -Reaction. Proc. of 8th ICAAR, Kyoto, Japan, 173-186
-
- [11] Diamond S. (1997): Effects of microsilica (silica fume) on pore solution chemistry of cement pastes. *J. of Am. Ceram. Soc.* 66, 5
-
- [12] Duchesne J., Bérubé M. (1994): The effectiveness of supplementary cementing materials in suppressing expansion due to ASR: another look at the reaction mechanisms part 2: pore solution chemistry. *Cement and Concrete Research*, 24, 221-230
-
- [13] Duchesne J., Bérubé M.A. (2001): Long-Term Effectiveness of Supplementary Cementing Materials Against Alkali-Silica Reaction. *Cement and Concrete Research* 31(8), 1057-1063
-
- [14] Hong S.-Y., Glasser F. (1999): Alkali binding in cement pastes: part I. The C-S-H phase. *Cement Concrete Research*, 29, 1893-1903
-
- [15] Hong S.-Y., Glasser F. (2002): Alkali sorption by C-S-H and C-A-S-H gels: part II. Role of alumina. *Cement Concrete Research*, 32, 1101-111
-
- [16] Shehata, M.H., Thomas, M. D.A., et al. (1999): The effects of fly ash composition on the chemistry of pore solution in hydrated cement pastes. *Cement and Concrete Research* 29: 1915-1920
-
- [17] Thomas, M. (2011). The effect of supplementary cementing materials on alkali-silica reaction: A review. *Cement and Concrete Research*, 41(12), 1224-1231.
-
- [18] Chappex T. (2012): The role of aluminium from supplementary cementitious materials in controlling alkali-silica reaction. Thèse de doctorat no 5429, EPF Lausanne, pp. 145
-
- [19] Schäfer E. und Meng B. (2001): Einfluss von Zement und Zusatzstoffen auf das Alkaliangebot für eine Alkali-Kieselsäure-Reaktion. *Beton*, 10, 577-584
-
- [20] Chappex Th., Scrivener K. (2012): Alkali fixation of C-S-H in blended cement pastes and its relation to alkali silica reaction. *Cement and Concrete Research*, 42, 1049-1054
-
- [21] Meng B., Wiens U. (1996): Einfluss von Puzzolanen als Betonzusatzstoff auf die Alkalität der Porenlösung. Freiburg. *Aedificatio. Werkstoffsanierung und Bausanierung. Berichtsband zum 4. Int. Koll., Band III*, 1655-1669
-
- [22] Kollek J., Varma S., Zaris C. (1986): Measurement of OH concentration of pore fluids and expansion due to alkali-silica reaction in composite cement mortars. Proc. Of 8th Int. Congr. Chem. Cem., Rio de Janeiro, 183-189
-
- [23] Canham I., Page C, Nixon P (1987): Aspects of the pore solution chemistry of blended cements related to the control of alkali silica reaction. *Cement and Concrete Research*, 17, 839-844
-
- [24] Glasser F.P., Marr J. (1984): The effect of mineral additives on the composition of cement pore fluids. *British Ceramic Proceedings* 32, 419-429
-
- [25] Nixon Ph., Page C., Bollinghaus R., Canham I. (1986): The effect of PFA with high total alkali content on pore solution composition and alkali silica reaction. *Mag. of Concrete Research*, 38, Nr. 134, 30-35
-
- [26] Shehata M., Thomas M. (2000): The effect of fly ash composition on the expansion of concrete due to alkali-silica-reaction. *Cement and Concrete Research*, 30, 1063-1072
-

- [27] Leemann A., Bernard L., Alahache S., Winnefeld F. (2015): ASR prevention – effect of aluminum and lithium ions on the reaction products. *Cement and Concrete Research* 76, 192–201
- [28] Leemann, A., Lörtscher, L., Bernard, L., Le Saout, G., Lothenbach, B., & Espinosa-Marzal, R. M. (2014): Mitigation of ASR by the use of LiNO₃ – characterization of the reaction products. *Cement and Concrete Research*, 59, 73-86.
- [29] Durand B., Soles J. (1999): Alkali-Silica reaction: the relation between pore solution characteristics and expansion test results. *Cement and Concrete Research*, 20, 419-428.
- [30] Bérubé M., Fournier B. (2002): Alkalis releasable by aggregates in concrete: significance and methods. Reference report RILEM/TC-ARP/01/12, presented at RILEM Meeting May 30, 2002, Reykjavik, Iceland
- [31] Bérubé M., Duchesne J., Dorion J., Rivest M. (2002): Laboratory assessment of alkali contribution by aggregates to concrete and application to concrete structures affected by alkali-silica reactivity. *Cement and Concrete Research*, Vol. 32, 1-13
- [32] Leemann A., Le Saout G., Winnefeld F., Rentsch D., Lothenbach B. (2011): Alkali-silica reaction: the influence of calcium on silica dissolution and the formation of reaction products. *Journal of the American Ceramic Society*, 94 (4), 1243-1249.
- [33] Wang A., Gilliot E. (1991): Mechanism of alkali-silica reaction and the significance of calcium hydroxide. *Cement and Concrete research*, 21, 64-71
- [34] Glasser L., Kataoka N. (1982): On the role of calcium in the alkali-aggregate-reaction. *Cement and Concrete Research*, 12, 321-331
- [35] Thomas M. (1998): The role of calcium in Alkali-silica-reaction. *Proceedings of the Sidney Diamond Symposium on materials science and engineering of concrete and cementitious based materials*. Ed. M. Cohen, S. Mindess, J. Skalny. *Materials Science of Concrete*, American Ceramic Society, Westerville, OH
- [36] Fernandes I. (2009): Composition of alkali-silica reaction products at different locations within concrete structures. *Materials Characterization* 60 (7): 655–668.
- [37] Katayama T. (2012): Petrographic Study of the Alkali-Aggregate Reactions in Concrete. Doctoral thesis (Science), Department of Earth and Planetary Science, Graduate School of Science, University of Tokyo, Japan.
- [38] Diamond S. (1989): ASR- another look at mechanisms. *Proc. Of 8th ICAAR, Kyoto, Japan*, 83-94
- [39] Thaulow N., Jakobsen U. H., Clark B. (1996): Composition of alkali silica gel and ettringite in concrete railroad ties: SEM-EDX and X-ray diffraction analyses. *Cement and Concrete Research*, 26(2), 309-318.
- [40] Leemann, A., Lura, P. (2013): E-modulus of the alkali-silica-reaction product determined by micro-indentation. *Construction and Building Materials*, 44, 221-227.
- [41] Leemann, A., Katayama, T., Fernandes, I., & Broekmans, M. A. (2015): Types of alkali-aggregate reactions and the products formed. *Proc. of the Institution of Civil Engineers-Construction Materials*, 169(3), 128-135.
- [42] Rajabipour F., Giannini E., Dunant C., Ideker J., Thomas M. (2015): Alkali-silica reaction: current understanding of the reaction mechanisms and knowledge gaps. *Cement and Concrete Research*, 76, 130-145
- [43] Chatterji S., Thaulow N., Jensen A. (1987): Studies of alkali-silica reaction. Part 4. Effect of different salt solutions on expansion. *Cement and Concrete Research*, 17, 777-783
- [44] Wieker W., Hüber C., Heidemann D., Eberer R. (2000): Some experiences in chemical modelling of the alkali-silica reaction. *Proc. of 11th ICAAR, Quebec, Canada*, 119-128
- [45] Thalmann C., Pralong J., Burdin J., Schmid H., Weiss R. (2004): AAR-Prevention for the world's longest tunnels-Alptransit Gotthard and Lötschberg in Switzerland. *Proc. of 12th ICAAR Beijing, China*, 651-658.
- [46] Bokern J. (2008): Betonprüfungen zur Beurteilung einer Alkali-Kieselsäure-Reaktion: Auswirkungen der klimatischen Bedingungen auf die Übertragbarkeit von Prüfergebnissen. *Dissertation TU Braunschweig*, pp. 242
- [47] Fournier B., Chevrier R., de Grosbois M., Lisella R., Folliard K., Ideker, J. Shehata M., Thomas M., Baxter St. (2004): The accelerated concrete prism test (60°C): Variability of the test method and the proposed expansion limits. *Proc. Of 12th ICAAR Beijing, China*, 314-323
- [48] Rivard P., Bérubé M., Ollivier J., Ballivy G. (2007): Decrease of pore solution alkalinity in concrete tested for alkali-silica reaction. *Materials and Structures*, Vol. 40, 909-921
- [49] Lindgård J. et al. (2011): RILEM TC 219-ACS-P: Literature survey on performance testing. *COIN Project Report 27-2011, SINTEF Building and Infrastructure, Project no. 3D0061*, pp. ca. 250
- [50] Böhm M., Baetzner S. (2008): The effect of the alkalinity of the pore solution on ASR. *Proc. of 13th ICAAR, Trondheim, Norwegen*, 501-510
- [51] Schmidt K., Urbonas L., Dressler A. und Heinz D. (2009): AKR-Performance-Prüfung von flugaschehaltigen Betonen – Einfluss der Temperatur auf die Porenlösung und Möglichkeiten zur zielsicheren Bewertung. *Proc. 17. Ibausil, Weimar, Band 2*, 267-276.
- [52] Lothenbach B., Winnefeld F., Alder C., Wieland E., Lunk P. (2007): Effect of temperature on the pore solution, microstructure and hydration products of Portland cement pastes. *Cement and Concrete Research*, 37, 483-491

- [53] Thomas M., Fournier B., Folliard K., Ideker J., Shehata M. (2006): Test methods for evaluating preventive measures for controlling expansion due to alkali-silica-reaction in concrete. *Cement and Concrete Research* 36, 1842-1856
- [54] Ideker, J., Drimalas T., Bentivegna, A., Folliard K., Fournier B., Thomas M., Hooton R., Rogers C. (2012): The importance of outdoor exposure site testing. *Proc. of 14th. ICAAR, Austin, Texas*
- [55] Fournier B., Nkinamubanzi P., Chevrier R. (2004): Comparative Field and Laboratory Investigations on the use of Supplementary Cementing Materials to Control Alkali-Silica Reaction in Concrete. *Proc. 12. ICAAR Beijing, China, 528-537.*
- [56] Fournier, B., Chevrier, R., Bilodeau, A., Nkinamubanzi, P., Bouzoubaa, N. (2016): Comparative field and laboratory investigations on the use of supplementary cementing materials (SCMs) to control alkali-silica reaction (ASR) in concrete. *Proc. Of 15th ICAAR, Sao Paulo, Brasil.*
- [57] MacDonald C., Rogers C., Hooton D. (2012): The relationship between laboratory and field expansion – observations at the Kingston outdoor exposure site for ASR after twenty years. *Proc. of 14th. ICAAR, Austin, Texas*
- [58] Rogers, C., Hooton, R., Ramlochan, T. (2006): The Kinstong outdoor exposure site for ASR – after 14 Years what have we learned? In Fournier B. (editor): *Marc-André-Bérubé Symposium on alkali-aggregate-reactivity in concrete. 8th CANMET /ACI International Conference on recent advances in concrete technology, 2006, Montréal, Canada, 171 – 195*
- [60] Grattan-Bellew, P. (1995): Laboratory evaluation of alkali-silica-reaction in concrete from Saunders Generation Station. *ACI Materials Journal, Vol. 92, 1-9*
- [61] Rivard P., Fournier B, Ballivy G. (2002): The Damage Rating Index Method for ASR affected concrete – a critical review of petrographic features of deterioration and evaluation criteria. *Cement, Concrete and Aggregate Journal. Vol. 24, No. 2, 80 – 90.*
- [62] Hooton R., Thomas M., Ramlochan T., Bleszynski R. (2008): Durability of ternary blend concrete with silica fume and blast furnace slag: laboratory and outdoor exposure site studies. *Proc. of 13th ICAAR, Trondheim, Norway*
- [63] Ideker J.H., Folliard K.J., Juenger M.G., Thomas M.D.A. (2004): Laboratory and Field Testing Experience with ASR in Texas, USA. *Proc. Of 12. ICAAR Beijing, China, 1062-1069.*
- [64] Lindgård J., Andiç-Cakir Ö., Fernandes I., Rønning T., Thomas M. (2012): Alkali-silica reactions (ASR): Literature review on parameters influencing laboratory performance testing. *Cement and Concrete Research, 42, 223-243*
- [65] Thomas, M., Nixon, P. (1996): Review of the effect of fly ash and slag on alkali-aggregate reaction in concrete, *Building research establishment (BRE): pp. 117*
- [66] Shehata M., Thomas M. (2002): Use of ternary blends containing silica fume and fly ash to suppress expansion due to alkali-silica reaction in concrete, *Cement and Concrete Research* 32, 341-349
- [67] Thomas, M., Shehata, M. (1999): Use of ternary cementitious systems containing silica fume and fly ash in concrete. *Cement and Concrete Research* 29: 1207-1214.
- [68] Borchers I., Müller Ch. (2012): Seven years of field site tests to assess the reliability of different laboratory test methods for evaluating the alkali-reactivity potentials of aggregates. *Proc. Of 14th ICAAR, Austin, Texas*
- [69] Bokern J., Siebel E. (2004): Alkali-Silica-Reaction in Germany – Transfer of laboratory results to practice. *Proc. of 12th ICAAR, Beijing, China, 490-499*
- [70] Siebel E., Böhm M., Borchers I., Müller Ch., Bokern J., Schäfer E. (2006): AKR-Prüfverfahren-Vergleichbarkeit und Praxis-Relevanz. *VDZ. Betontechnische Berichte 2004-2006, pp. 13*
- [71] Müller Ch., Borchers I., Eickschen E. (2012): Erfahrungen mit AKR-Prüfverfahren: Hinweise zur Ableitung praxisgerechter Bewertungskriterien für Performance- und WS-Grundprüfungen. *VDZ, Betontechnische Berichte, pp. 11*
- [72] Borchers I., Müller Ch. (2013): Praxisgerechte Prüfung der Alkaliempfindlichkeit von Betonen für die Feuchtigkeitsklassen WF und WA in AKR-Performance-Prüfungen. *VDZ, Betontechnische Berichte 2013-2015, pp.39*
- [73] Mielich O., Reinhardt H. (2012): Influence of phonolith powder on the mitigation of an Alkali-Silica-Reaction, *Proc. Of 14. ICAAR, Austin, Texas*
- [74] Leemann A., Merz C. (2013): An attempt to validate the ultra-accelerated microbar and the concrete performance test with the degree of AAR-induced damage observed in concrete structures. *Cement and Concrete Research, 49, 29-37.*
- [75] Çopuroğlu O. (2013): Microanalysis of crystalline ASR products from a 50 year-old concrete structure. *14th Euroseminar on Microscopy Applied to Building Materials, International Cement Microscopy Association, Helsingør, Denmark*
- [76] Holcim (2001): Tunnel de Collombey, Evaluation des risques de réaction alcali-granulats des recettes de béton proposées, rapport final no 01001, *Holcim Suisse SA, Dép. Ventes Ciment, unveröffentlicht.*
- [77] Leemann A., Griffa M. (2013): Diagnosis of alkali-aggregate reaction in dams. Publication 290934. SFOE-Project SI/500863-01, <http://www.bfe.admin.ch/dokumentation/energieforschung/index.html?lang=de&publication=11174>.

- [78] Lindgård J., Haugen M., Castro N., Thomas M. (2012): Advantages of using plane polished section analysis as part of the microstructural analysis to describe internal cracking due to alkali-silica reaction. Proc. of 14th ICAAR, Austin, Texas
- [79] Jensen M., Hansen, P. (1996): Autogenous deformation and change of the relative humidity in silica fume-modified cement paste. Materials Journal, 93(6), 539-543.
- [80] Zhang, M., Tam, C., Leow M. (2003): Effect of water-to-cementitious materials ratio and silica fume on the autogenous shrinkage of concrete. Cement and Concrete Research, 33(10), 1687-1694.
- [81] Yang Y., Sato R., Kawai K. (2005): Autogenous shrinkage of high-strength concrete containing silica fume under drying at early ages. Cement and Concrete Research, 35(3), 449-456.
- [82] Leemann A., Lura P., Loser R. (2011): Shrinkage and creep of SCC – The influence of paste volume and binder composition. Construction and Building Materials, 25(5), 2283-2289.
- [83] Merz Ch., Hunkeler F., Griesser A. (2006): Schäden durch Alkali-Aggregat-Reaktion an Betonbauten in der Schweiz, Forschungsauftrag AGB 2001/471, Bericht VSS Nr. 599, pp. 150
- [84] Corneille A., Bollotte B. (1994): results of round robin test program for the validation of the test methods in the french recommendations for the prevention of AAR damage to concrete. 3ième conf. Int. CANMET/ACI, Nice, France
- [85] VAB (2012): Ringversuch Beton-Performance-Prüfung nach SIA 2042. Verein akkreditierter Baustoffprüflabors VAB / ALA
- [86] Boddy A., Hooton R., Thomas M. (2000): The effect of product form of silica fume on its ability to control alkali-silica reaction. Cement and Concrete Research, 30, 1139-1150
- [89] Multon S., Cyr M., Sellier N., Leklou N., Petit L. (2010): Effects of aggregate size and alkali content on ASR expansion. Cement and Concrete Research, 40, 508-516

Normen, Richtlinien

- AFNOR P 18-5454: Réactivité d'une formule de béton vis-à-vis de l'alkali-réaction, essai de performance, Association Française de Normalisation, pp. 19
- AFNOR FD P 18-546: Réactivité d'une formule de béton vis-à-vis de l'alkali-réaction, critères d'interprétation des résultats de l'essai de performance, Association Française de Normalisation, pp. 6
- ASTM C618-15: Standard Specification for Coal Fly Ash and Raw or Calcined Natural Pozzolan for Use in Concrete, ASTM International, West Conshohocken, PA, pp. 34
- ASTM C 1293-01: Standard Test method for Determination of length change of concrete due to Alkali-Silica-Reaction, ASTM International, West Conshohocken, PA, pp. 7
- ASTM C 1260: Standard test method for potential alkali reactivity of aggregates (mortar bar method), ASTM International, West Conshohocken, PA, pp. 5
- BS 8500-2: Concrete - Complementary British Standard to BS EN 206-1. Specification for constituent materials and concrete, British Standard Institution, pp. 50
- CEN/TR 16349 (2012): Framework for a specification on the avoidance of damaging Alkali-Silica Reaction (ASR) in concrete, Technical Report CEN/TC 104, pp. 9
- CR 1901 (1995): Regional specifications and recommendations for avoidance of damaging alkali silica reactions in concrete, Technical Report CEN/TC 104, pp. 63
- CSA A23.1-14/A23.2-14: Concrete materials and methods of concrete construction / Test methods and standard practices for concrete, Canadian Standard Association, pp. 690
- ICAAR (1989): Proceedings of the 8th international conference on Alkali-Aggregate-Reactions, Kyoto, Japan, National contributions. Elsevier, ISBN 1-85166-417-3, 25- 77
- LCPC (1994): Recommandations pour la prévention des désordres dus à l'alkali-réaction, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, pp. 51
- RILEM (2016): RILEM Recommendations for the prevention of damage by alkali-aggregate reactions in new concrete structures. State-of-the-Art Report, TC 219-ACS, Herausgeber: Nixon Ph. J., Sims J., pp. 168
- SIA 2042: Vorbeugung von Schäden durch die Alkali-Aggregat-Reaktion (AAR) bei Betonbauten. Technisches Merkblatt, pp. 48
- SN EN 450 -1/ 2: Flugasche für Beton - Teil 1 und Teil 2
- SN EN 13263-1: Silikastaub für Beton – Teil 1: Definitionen, Anforderungen und Konformitätskriterien, pp. 27
- SN EN 197-1: Zement Teil 1: Zusammensetzung, Anforderungen und Konformitätskriterien von Normalzement, pp. 48
- SN EN 15167-1: Hüttensandmehl zur Verwendung in Beton, Mörtel und Einpressmörtel – Teil 1: Definitionen, Anforderungen und Konformitätskriterien, pp. 24

Projektabschluss



Schweizerische Eidgenossenschaft
Confédération suisse
Confederazione Svizzera
Confederaziun svizra

Eidgenössisches Departement für
Umwelt, Verkehr, Energie und Kommunikation UVEK
Bundesamt für Strassen ASTRA

FORSCHUNG IM STRASSENWESEN DES UVEK

Version vom 09.10.2013

Formular Nr. 3: Projektabschluss

erstellt / geändert am: 29.1.2019

Grunddaten

Projekt-Nr.: AGB 2016/001

Projekttitel: AAR-Prävention für Beton: Erfahrungen mit Zusatzstoffen

Enddatum: 31.12.2018

Texte

Zusammenfassung der Projektresultate:

Die Validierung der Beton-Performance-Prüfung nach SIA 2042 für Betone mit reaktiven Zusatzstoffen erfolgte indem die AAR-Beständigkeit von 8 verschiedenen Bauwerksbetonen im Alter von 11 bis 18 Jahren mit den Ergebnissen der Laborprüfung verglichen wurde. Das Vorhandensein und Ausmass der bisher entwickelten AAR wurde mittels Zustandserfassungen vor Ort, mikroskopischen Analysen und Rissindexbestimmungen erfasst. Die vorgefundenen Schäden in den relativ jungen Bauwerken sind höchstens geringfügig und entsprechen einer AAR, die sich sehr langsam entwickelt.

Der Vergleich zeigt, dass die Ergebnisse der Laborprüfung Rückschlüsse auf die AAR-Beständigkeit des Betons im Bauwerk erlauben und dass mit den aktuell gültigen Grenzwerten nach SIA 2042 ungenügend AAR-beständige Betone identifiziert werden können. Der Vergleich mit ausländischen Erfahrungen (Prüfungen, Feldversuche) zeigt, dass die Grenzwerte nach SIA 2042 sehr streng sind und eine Beurteilung der AAR-Beständigkeit auf der sicheren Seite erlauben.

Grundsätzlich führt der Einsatz von reaktiven Zusatzstoffen zu einer Verlangsamung der AAR, die abhängig ist von der Dosierung der Zusatzstoffe. Anhand der in- und ausländischen Erfahrungen wurden Empfehlungen für den Einsatz von reaktiven Zusatzstoffen zur Erreichung einer hohen AAR-Beständigkeit ausgearbeitet. Aufgrund der bisherigen Erkenntnisse sind hierzu mit Mindestdosierungen bzgl. Bindemittelgehalt von 10 % Silikastaub, 30 % Flugasche oder 50 % Hüttensand zu rechnen.

Mit den in der Schweiz zugelassenen Portlandkompositzementen werden in der Regel positive Ergebnisse bei der Beton-Performance-Prüfung nach SIA 2042 erreicht, so dass bei deren Einsatz mit einer ausreichenden AAR-Beständigkeit gerechnet werden kann.

Die Untersuchungsergebnisse gaben vorläufig keine Hinweise darauf, dass die Zusatzstoffe langfristig ihre Wirksamkeit für die AAR-Beständigkeit verlieren.



Schweizerische Eidgenossenschaft
Confédération suisse
Confederazione Svizzera
Confederaziun svizra

Eidgenössisches Departement für
Umwelt, Verkehr, Energie und Kommunikation UVEK
Bundesamt für Strassen ASTRA

Zielerreichung:

Das Forschungsprojekt wurde termingerecht durchgeführt und abgeschlossen. Die angestrebten Ziele (siehe Kap. 1.6) wurden grundsätzlich erreicht. Auch wenn die Studie auf den ältesten verfügbaren Schweizer Daten beruht, schränkt das relativ junge Alter der untersuchten Bauwerke, im Verhältnis zur üblichen Nutzungsdauer von Tiefbauten, jedoch die Beurteilung der langfristigen Wirksamkeit der Zusatzstoffe ein. Betone mit Hüttensand konnten mangels ausreichender Datenlage nicht anhand eines Bauwerksbeispiels untersucht werden.

Folgerungen und Empfehlungen:

Empfehlungen der Forschungsstelle:

- Strikte Einhaltung der Vorschriften zur Alkali-Zudosierung bei der Durchführung der Beton-Performance-Prüfung nach SIA 2042.
- Unbedingte Prüfung der AAR-Beständigkeit beim Einsatz von Hydrolith F200 und anderen Puzzolanen.
- Wiederholung der Beurteilung der langfristigen Wirksamkeit von reaktiven Zusatzstoffen in ungefähr 20 Jahren. Um in kürzerer Zeit eine noch breitere Beurteilungsgrundlage zu erhalten bieten sich Restquellmessungen und Bauwerksüberwachungen an. Für eine gezielte und systematische Untersuchung der Wirksamkeit von unterschiedlichen Bindemittelkonzepten für die AAR-Beständigkeit müssten längerfristige Feldversuche durchgeführt.

Publikationen:

Bericht über das Forschungsprojekt mit dem Titel "AAR – Prävention für Beton: Erfahrungen mit Zusatzstoffen"
Publikationen in Fachzeitschriften und Internationalen Kongressen erfolgen nach Genehmigung des Berichtes durch die Begleitkommission.

Der Projektleiter/die Projektleiterin:

Name: Merz

Vorname: Christine

Amt, Firma, Institut: Merz Ingenieurberatung GmbH, Möriken

Unterschrift des Projektleiters/der Projektleiterin:



FORSCHUNG IM STRASSENWESEN DES UVEK

Formular Nr. 3: Projektabschluss

Beurteilung der Begleitkommission:

Beurteilung:

Mit dem vorgeschlagenen Untersuchungskonzept konnte die angestrebte Validierung der Beton-Performance-Prüfung und deren Grenzwerte erreicht werden, indem Bauwerksbetone mit Ausdehnungswerten im Labor über, unter und nahe dem Grenzwert untersucht worden sind.

Die verfügbare Datenbasis war zwar historisch bedingt beschränkt, wurde aber durch den Vergleich mit den Ergebnissen internationaler Feldversuche und Schweizer Erfahrungswerten mit der Beton-Performance-Prüfung ergänzt, so dass fundierte Aussagen zum Einsatz aller in der Schweiz eingesetzten Zusatzstoffe möglich waren. Die Ergebnisse zeigen, dass über die Dosierung der Zusatzstoffe eine mehr oder weniger hohe AAR-Beständigkeit erreicht werden kann. Aus dem Bericht geht ebenfalls hervor, dass die Verwendung von puzzolantischen Zusatzstoffen die AAR-Beständigkeit u.U. signifikant beeinträchtigen kann.

Umsetzung:

Die Grenzwerte der Beton-Performance-Prüfung erlauben, klar ungenügend AAR-beständige Betone zu identifizieren. Wie aus den Bauwerksuntersuchungen hervorgeht, bedeutet die Einhaltung des Grenzwertes nicht, dass keine Schäden entstehen können. Die Beurteilung, ob eine gegebene AAR-Beständigkeit ausreichend ist, hängt deshalb von den Anforderungen an das Bauwerk ab (Nutzungsdauer, tolerierbare Schäden, Instandsetzungsmöglichkeiten usw.). Es ist kaum möglich, allgemeingültige Qualifikationen für eine "genügende" AAR-Beständigkeit zu formulieren. Die Empfehlungen beschränken sich deshalb auf die Mindestdosierungen der Zusatzstoffe für eine hohe AAR-Beständigkeit (d.h. für eine massive bis praktisch vollständige Reduktion der Ausdehnungen auf deutlich < 0.1 mm/m in der Prüfung) bei stark alkali-reaktiven Gesteinskörnungen. Solche Gesteinskörnungen sind nicht überall vorhanden und derart hohe Anforderungen sind nicht in jedem Fall gerechtfertigt. Die Fallbeispiele und Beurteilungen bieten Bauherren, Planern und Betonherstellern Grundlagen für eine projektspezifisch angemessene Prävention.

weitergehender Forschungsbedarf:

Die Studie stellt eine erste wichtige Grundlage dar, weiterführende Untersuchungen sind jedoch gerechtfertigt. Aktuell werden anstelle von separaten Zusatzstoffbeigaben je länger je mehr Portlandkompositemente eingesetzt, die hier mit Bauwerksuntersuchungen nicht abgedeckt werden konnten. Zudem ist das Alter der untersuchten Bauwerke sehr gering für gesicherte Aussagen über eine übliche Nutzungsdauer von 100 Jahren. Um das Problem von fehlenden oder lückenhaften Bauwerksdossiers und nicht abschätzbaren Bauwerkeinflüssen zu umgehen, wären Feldversuche eine gute Alternative. Eine solche Anlage in der Schweiz wäre sicher interessant und begrüßenswert. Gerade mit alpinen Gesteinskörnungen, die hier viele AAR-Probleme verursachen, gibt es auch in unseren Nachbarländern keine solchen Feldversuche.

Einfluss auf Normenwerk:

Die Erkenntnisse sollten bei der aktuellen Revision des Merkblattes SIA 2042 einfließen.

Der Präsident/die Präsidentin der Begleitkommission:

Name: Dr. Käser

Vorname: Martin

Amf, Firma, Institut: Tiefbauamt des Kantons Zürich

Unterschrift des Präsidenten/der Präsidentin der Begleitkommission:

Verzeichnis der Berichte der Forschung im Strassenwesen

Das Verzeichnis der in der letzten Zeit publizierten Schlussberichte kann unter www.astra.admin.ch (*Forschung im Strassenwesen --> Downloads --> Formulare*) heruntergeladen werden.