



Schweizerische Eidgenossenschaft
Confédération suisse
Confederazione Svizzera
Confederaziun svizra

Eidgenössisches Departement für Umwelt, Verkehr, Energie und Kommunikation UVEK
Département fédéral de l'environnement, des transports, de l'énergie et de la communication DETEC
Dipartimento federale dell'ambiente, dei trasporti, dell'energia e delle comunicazioni DATEC

Bundesamt für Strassen
Office fédéral des routes
Ufficio federale delle Strade

Instandsetzung und Monitoring von AAR-geschädigten Stütz- mauern und Brücken

**Rehabilitation and monitoring of ASR damaged support-
ing walls and bridges**

**Remise en état et surveillance des murs de soutènement
et des ponts endommagés par la RAG**

**TFB AG – Technik und Forschung im Betonbau, Wildegg
Dr. Fritz Hunkeler
Dr. Pascal Kronenberg**

**Tiefbauamt Kanton Basel-Landschaft
Dr. Ulrich Püschner (bis 30.4.2012 TFB AG)**

**Forschungsauftrag AGB 2006/006_OBF auf Antrag der
Arbeitsgruppe Brückenforschung (AGB)**

Der Inhalt dieses Berichtes verpflichtet nur den (die) vom Bundesamt für Strassen beauftragten 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 l' (les) auteur(s) mandaté(s) par 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)

Il contenuto di questo rapporto impegna solamente l' (gli) autore(i) designato(i) dall'Ufficio federale delle strade. Ciò non vale per il modulo 3 «conclusione del progetto» che esprime l'opinione della commissione d'accompagnamento e pertanto impegna soltanto questa.

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

The content of this report engages only the author(s) commissioned 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)



Schweizerische Eidgenossenschaft
Confédération suisse
Confederazione Svizzera
Confederaziun svizra

Eidgenössisches Departement für Umwelt, Verkehr, Energie und Kommunikation UVEK
Département fédéral de l'environnement, des transports, de l'énergie et de la communication DETEC
Dipartimento federale dell'ambiente, dei trasporti, dell'energia e delle comunicazioni DATEC

Bundesamt für Strassen
Office fédéral des routes
Ufficio federale delle Strade

Instandsetzung und Monitoring von AAR-geschädigten Stütz- mauern und Brücken

**Rehabilitation and monitoring of ASR damaged support-
ing walls and bridges**

**Remise en état et surveillance des murs de soutènement
et des ponts endommagés par la RAG**

**TFB AG – Technik und Forschung im Betonbau, Wildegg
Dr. Fritz Hunkeler
Dr. Pascal Kronenberg**

**Tiefbauamt Kanton Basel-Landschaft
Dr. Ulrich Püschner (bis 30.4.2012 TFB AG)**

**Forschungsauftrag AGB 2006/006_OBF auf Antrag der
Arbeitsgruppe Brückenforschung (AGB)**

Impressum

Forschungsstelle und Projektteam

Projektleitung

Dr. Fritz Hunkeler

Mitglieder

Dr. Pascal Kronenberg

Dr. Ulrich Püschner

Begleitkommission

Präsident

Dr. Martin Käser

Mitglieder

Dr. Manuel Alvarez (Gast)

Dr. Walter Kaufmann

Dr. Albin Kenel

Antragsteller

Arbeitsgruppe Brückenforschung (AGB)

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 Alkali-Aggregat-Reaktion (AAR)	13
1.1.1 Grundlagen	13
1.1.2 Schadensituation in der Schweiz	14
1.2 Projektziele.....	16
1.3 Projektablauf	16
2 AAR-Schäden an Betonbauten	19
2.1 Zeitlicher Verlauf der AAR-Schädigung	19
2.2 Monitoring von AAR-geschädigten Bauwerken	22
2.2.1 Allgemeines.....	22
2.2.2 Methoden	23
2.2.3 Ergebnisse	25
2.3 Instandsetzungsmöglichkeiten.....	28
3 Untersuchungen	45
3.1 Stützmauern an der Simplonstrasse (Kanton Wallis)	45
3.1.1 Evaluation.....	45
3.1.2 Auswahlkriterien	45
3.1.3 Vorauswahl.....	46
3.1.4 Definitive Objektwahl.....	47
3.1.5 Zustandserfassung der Stützmauer S0751 (Hauptobjekt).....	48
3.1.6 Zustandserfassung der Stützmauer S0701 (Nebenobjekt).....	56
3.1.7 Massnahmen bei den Stützmauern S0751 und S0701	61
3.1.8 Instrumentierung für periodische Messungen (S0751 und S0701)	64
3.1.9 Instrumentierung für automatische Messungen (S0751).....	68
3.1.10 Messungen.....	71
3.2 Rorbachbrücke SBB Wassen – Göschenen (Kanton Uri)	71
3.2.1 Allgemeines.....	71
3.2.2 Monitoring.....	73
3.3 Pylon der Passarelle Itenhard in Bremgarten (Kt. Aargau).....	73
3.3.1 Allgemeines.....	73
3.3.2 Monitoring.....	75
3.4 Obere Zollbrücke in Landquart (Kanton Graubünden)	77
3.4.1 Allgemeines.....	77
3.4.2 Instrumentierung	77
4 Ergebnisse des Monitoring	81
4.1 Stützmauer S0751 an der Simplonstrasse (Hauptobjekt).....	81
4.1.1 Wirkung der Hydrophobierung	81
4.1.2 Betonfeuchtigkeit.....	81
4.1.3 Betontemperatur	82
4.1.4 Elektrischer Betonwiderstand	85
4.1.5 Längenänderung	88
4.1.6 Deformetermessungen.....	96
4.1.7 Rissbreitenindex.....	98
4.1.8 Geodätische Messungen	99
4.1.9 Folgerungen	100
4.2 Stützmauer S0701 an der Simplonstrasse (Nebenobjekt).....	101
4.3 Rorbachbrücke der SBB Wassen – Göschenen.....	103
4.3.1 Betontemperatur und Betonfeuchtigkeit.....	104
4.3.2 Längenänderung (AAR)	104

4.3.3	Folgerungen	107
4.4	Pylon der Passarelle Bremgarten.....	108
4.4.1	Luft- und Betontemperaturen	108
4.4.2	Elektrischer Betonwiderstand.....	109
4.4.3	Längenänderung	109
4.4.4	Folgerungen	112
4.5	Obere Zollbrücke in Landquart.....	112
4.5.1	Luft- und Betontemperaturen	112
4.5.2	Längenänderung	113
4.5.3	Folgerungen	117
5	Zusammenfassung und Folgerungen	119
5.1	Stützmauer S0751 und S0701	119
5.2	Andere Bauwerke	120
5.3	Forschungsbedarf.....	121
	Anhänge	123
	Abkürzungen	135
	Literaturverzeichnis	137
	Projektabschluss.....	141
	Verzeichnis der Berichte der Forschung im Strassenwesen	145

Zusammenfassung

Im Rahmen dieses Projektes wurde im Jahr 2009 die AAR-geschädigte Stützmauer S0751 an der Simplonstrasse (Kanton Wallis) als Hauptobjekt für die Untersuchungen evaluiert und deren Zustand im Detail untersucht. Danach wurde eine von zwei Testflächen hydrophobiert. Damit sollte die einfachste Art der Instandsetzung nachgestellt werden. Die andere Testfläche wurde zum Vergleich nicht behandelt. Für das Monitoring wurden folgende Messungen durchgeführt:

- Wasseraufnahme am Objekt und an Bohrkernen im Labor (vor und nach der Hydrophobierung und 2012)
- Rissbreitenindex (2009 und 2012)
- Luft- und Betontemperatur (kontinuierliche Messungen)
- Oberflächliche Betonfeuchte (periodische Messungen)
- Längenänderung der Deformermessstrecken (periodische Messungen)
- Elektrischer Betonwiderstand mit Widerstandssensoren (Mass für die Betonfeuchtigkeit) (kontinuierliche Messungen)
- Längenänderung mit vertikalen und horizontalen Extensometern sowie Bohrlochextensometern.

Als Nebenobjekt wurde die Stützmauer S0701 ausgewählt. Diese weist erheblich grössere AAR-Schäden auf als das Objekt S0751. Hier wurden periodisch die Betonfeuchtigkeit und die Längenänderungen mit dem Deformeter ermittelt. Weiter wurden 2009 und 2012 auch die Rissbreitenindices bestimmt. Die Stützmauer S0701 wurde mit einem sehr ähnlichen Beton erstellt wie das Objekt S0751. Die stärkeren AAR-Schäden sind mit grosser Sicherheit darauf zurückzuführen, dass die talseitige Stützmauer S0701 viel feuchter ist als die bergseitige, etwas zurückversetzte Stützmauer S0751. Weiter ist zu vermuten, dass der Streusalz- bzw. Alkalieneintrag von aussen die Schadensentwicklung beschleunigt hat.

Im vorliegenden Bericht sind die Ergebnisse der Messungen vom Sommer 2009 bis Sommer 2012 dargelegt. Aus den Untersuchungen an den beiden Stützmauern sind die wichtigsten Erkenntnisse nachfolgend zusammengefasst.

- Luft- und Betontemperatur zeigen die üblichen saisonalen Schwankungen. Der Beton ist meist wärmer als die Luft.
- Die Wasseraufnahme und die Feuchtigkeit des Betons sind ganz entscheidende Grössen für die Entwicklung von AAR-Schäden. Damit kann die sehr unterschiedliche Intensität der AAR-Schäden zwischen der tal- und der bergseitigen Stützmauer erklärt werden. Die hydrophobierte Testfläche 1 wies im Sommer 2012 einen um ca. 1 bis 1.5 M.-% geringeren Wassergehalt auf als die unbehandelte Testfläche 2.
- Für die Bestimmung der Wasseraufnahme des Betons vor Ort, vorab von hydrophobiertem Beton, sind das Karstenröhrchen und die 2-Kammer-Messzelle nicht bzw. nur bedingt geeignet. Die Wirkung der Hydrophobierung kann mit der periodischen Bestimmung des Wasseraufnahmekoeffizienten an Bohrkernen im Labor oder mit kontinuierlichen Messungen des elektrischen Betonwiderstandes mit eingebauten Widerstandssensoren besser überwacht und beurteilt werden.
- Periodische Deformetermessungen, periodische Bestimmungen der Rissbreitenindices oder periodische geodätische Messungen eignen sich nur beschränkt für die Überwachung der Längenänderung bzw. der AAR-bedingten Ausdehnung von Bauteilen. Die Hauptschwierigkeit liegt bei der ungenügenden Temperaturkompensation und/oder ungenügenden Präzision. Voraussetzung für den Einsatz dieser Methoden ist, dass a) die Ausdehnungsrate relativ gross ist oder die Messungen über einen sehr langen Zeitraum und b) die Messungen immer zur gleichen Jahreszeit durchgeführt werden. In der Schweiz sind dazu die frühen Morgenstunden im Spätsommer (August) geeignet.

- Die kontinuierliche Bestimmung der Längenänderung mit Extensometern ist zielführend. Bei ausreichender Messfrequenz erlaubt die Auswertung die Bestimmung des "scheinbaren" Wärmeausdehnungskoeffizienten. Damit ist es möglich, die Längenänderungen nachzurechnen und die AAR-bedingte Längenänderung zu ermitteln.
- Die bei der Stützmauer S0751 (Hauptobjekt) berechneten AAR-bedingten Längenänderungen variieren stark. Die Werte liegen zwischen 20 und 200 $\mu\text{m}/\text{m}$ Jahr. Die grössten Ausdehnungsraten wurden in vertikaler Richtung und über die Tiefe (Querschnitt) der Stützmauer beobachtet.
- Die Wirkung der Hydrophobierung auf die Entwicklung der AAR kann noch nicht schlüssig beurteilt werden. Die Messungen werden weiter geführt.

Zur Ergänzung dieser Arbeiten konnten auch die Instandsetzung, die Art der Überwachung und die Ergebnisse des Monitoring an der Rorbachbrücke der SBB zwischen Wassen und Göschenen (Kanton Uri), am Pylon der Passarelle Itenhard in Bremgarten (Kanton Aargau) und an der Oberen Zollbrücke in Landquart (Kanton Graubünden) in diesen Bericht aufgenommen werden. Die Forschungsstelle dankt den Eigentümern dieser Bauwerke für diese Möglichkeit.

Bei der Rorbachbrücke wurden seit 2008 periodischen Deformetermessungen durchgeführt. Sie zeigen, dass die Ausdehnung infolge AAR des Kernbetons nicht bzw. noch nicht zum Stillstand kam, obwohl die Oberflächenfeuchtigkeit des neuen AAR-beständigen Vorsatzbetons wegen der nachgewiesenen Wirkung der Hydrophobierung in den letzten Jahren stetig abnahm.

Der Pylon der Passarelle Itenhard wird mit speziellen Extensometern, so genannten Mag-X-Extensometern, überwacht, die eine bessere örtliche Auflösung als herkömmliche Extensometer aufweisen. Der Einsatz dieser Extensometer ist vielversprechend. Die seit Herbst 2011 laufenden Messungen erlauben noch keine definitiven Schlüsse hinsichtlich der Entwicklung der AAR. Die positive Wirkung der Hydrophobierung auf die Feuchtigkeit der Betonrandzone konnte auch hier nachgewiesen werden (Wasseraufnahmekoeffizient, elektrischer Betonwiderstand).

Die Auswertung der vom Tiefbauamt Kanton Graubünden zur Verfügung gestellten Ergebnisse der Überwachung der Oberen Zollbrücke in Landquart ergab, dass die Entwicklung der AAR in der Brückenplatte mit der Instandsetzung 2007 (Betoninstandsetzung, neue Abdichtung und neuer Belag) gestoppt werden konnte.

Zusammenfassend ist festzuhalten, dass mit diesem Projekt die heute verfügbaren Methoden und deren Einsatzmöglichkeiten und -grenzen beurteilt werden können. Dies erlaubt, Empfehlung für deren zielsichere Anwendung bei anderen Bauwerken abzugeben. Die Kenntnisse der Kinetik der Alkali-Aggregat-Reaktion sind aber nach wie vor ungenügend. Es sind weitere Anstrengungen nötig, um eine verlässliche Basis für Prognosen des zeitlichen Verlaufs von AAR-Schäden zur Verfügung zu haben. Diese Arbeit ist daher an den in diesem Bericht vorgestellten Objekten fortzusetzen und auf andere Bauwerke auszudehnen. Insbesondere sollte ein Pilotversuch zur Instandsetzung einer von der Rückseite her stark durchfeuchteten Stützmauer durchgeführt werden.

Neben den Untersuchungen an alten Bauwerken sollten neue, mit AAR-beständigem Beton gemäss Merkblatt SIA 2042 erstellte Bauwerke untersucht werden, um die Wirkung bzw. den Erfolg der heutigen betontechnologischen Massnahmen gegen die Alkali-Aggregat-Reaktion und die Selektivität der Beton-Performance zu prüfen. Der Einsatz eines Monitoringsystems mit Extensometern kann dazu eine rasche und klare Antwort liefern.

Résumé

Dans le cadre de ce projet, le mur de soutènement S0751 de la route du Simplon (canton de Valais), qui est endommagé par la RAG, a été évalué en tant qu'objet principal pour les investigations et son état investigué en détail. Ensuite, une imprégnation hydrofuge a été appliquée sur une des deux surfaces d'essai. Ainsi, la méthode de remise en état la plus simple a été reproduite. A titre comparatif, l'autre surface d'essai n'a pas été traitée. La surveillance comprenait les mesures suivantes:

- Absorption d'eau sur ouvrage et sur carottes en laboratoire (avant et après l'imprégnation hydrofuge ainsi qu'en 2012)
- Indice de fissuration (2009 et 2012)
- Température de l'air du béton (mesures en continu)
- Humidité superficielle du béton (mesures périodiques)
- Déformation des segments de mesure de déformètre (mesures périodiques)
- Résistivité électrique du béton avec capteurs de résistance (mesure de l'humidité du béton) (mesures en continu)
- Déformations avec des extensomètres verticaux et horizontaux ainsi que des extensomètres pour forages.

Un autre mur, le mur de soutènement S0701, a été choisi comme objet secondaire. Celui-ci montre des dégradations dues à la RAG nettement plus importantes que l'objet S0751. Sur cet ouvrage, nous avons déterminé périodiquement l'humidité du béton et les déformations au moyen du déformètre. En outre, l'indice de fissuration a été déterminé en 2009 et en 2012. Le béton du mur de soutènement S0701 est très similaire au béton du mur S0751. Les dégâts de RAG plus importants sont vraisemblablement dus à une humidité beaucoup plus élevée du mur aval par rapport au mur S0751 qui se trouve en amont et un peu en retrait par rapport à la route. En plus, nous jugeons que l'apport de sels de déverglaçage, resp. d'alcalins depuis l'extérieur a accéléré le développement de la réaction.

Le présent rapport contient les résultats des mesure de l'été 2009 jusqu'à l'été 2012. Les investigations sur les deux murs de soutènement ont conduit aux constats suivants :

- La température de l'air et du béton suit des variations saisonnières habituelles. Le béton est généralement plus chaud que l'air.
- L'absorption d'eau et l'humidité du béton sont des facteurs d'influence prépondérants du développement des dégâts dus à la RAG. Cela explique la grande différence de l'intensité des dégâts dus à la RAG entre les murs avant et aval. La surface d'essai n°1 traitée avec une imprégnation hydrofuge montre en été 2012 une teneur en eau d'env. 1 à 1.5 %-masse inférieure comparée à la surface d'essai n°2 non traitée.
- Les pipettes Karsten et la cellule à double chambre ne conviennent pas ou seulement sous certaines conditions pour la détermination in-situ de l'absorption d'eau du béton, notamment celui traité par imprégnation hydrofuge. L'effet de l'imprégnation peut être mieux déterminé et évalué périodiquement en laboratoire sur des carottes au moyen de l'essai du coefficient d'absorption d'eau ou par des mesures en continu de la résistivité électrique du béton au moyen de capteurs de résistance implantés dans le béton.
- Les mesures périodiques au déformètre, les déterminations périodiques de l'indice de fissuration ou des mesures géodésiques périodiques ne conviennent que sous réserve pour la surveillance des déformations, resp. de l'expansion due à la RAG des éléments d'ouvrage. La principale difficulté réside dans la compensation insuffisante de l'effet de la température et/ou dans la précision insuffisante. Condition indispensable pour l'utilisation de ces méthodes est a) un taux d'expansion relativement élevé et b) que la mesure soit réalisée toujours à la même période dans l'année. En Suisse, les heures matinales tard dans l'été (août) conviennent.
- La mesure en continu des déformations avec des extensomètres permet d'atteindre le but. A condition d'avoir une fréquence de mesure suffisante, l'évaluation des données de mesure permet de déterminer le coefficient de dilatation thermique « apparent ». En

connaissant ce coefficient, il est ensuite possible de calculer les déformations et l'expansion due à la RAG.

- Les déformations dues à la RAG calculées pour le mur S0751 (objet principal) varient beaucoup. Les valeurs se situent entre 20 et 200 $\mu\text{m}/\text{m}$ année. Les taux d'expansion les plus importants ont été constatés dans le sens vertical et de la profondeur (section) du mur.
- L'effet de l'imprégnation hydrofuge sur le développement de la RAG ne peut pas encore être évalué de manière définitive. Les mesures continuent.

En complément à ces travaux, une description de la remise en état, du type de surveillance et les résultats du monitoring sur le pont CFF du Rorbach entre Wassen et Göschenen (canton Uri), sur le pylône de la passerelle Itenhard à Bremgarten (canton Argovie) ainsi que sur le pont Obere Zollbrücke à Lanquart (canton des Grisons) ont pu être intégrés dans ce rapport. L'organisme de recherche remercie les propriétaires de ces ouvrages pour cette opportunité.

Sur le pont du Rohrbach, des mesures périodiques au déformètre ont été réalisées depuis 2008. Elles montrent, que l'expansion due à la RAG du béton de cœur ne s'est pas, ou pas encore, arrêtée, bien que l'humidité superficielle du nouveau béton de parement qui résiste à la RAG n'ait cessé de diminuer ces dernières années à cause de l'effet prouvé de l'imprégnation hydrofuge.

Le pylône de la passerelle Itenhard est surveillé avec des extensomètres spéciaux, appelés MagXExtensometer, qui permettent d'atteindre une meilleure résolution spatiale que les extensomètres classiques. L'emploi de ce type d'extensomètres est prometteur. Les mesures ayant lieu depuis l'automne 2011 ne permettent pas encore de tirer des conclusions définitives concernant l'évolution de la RAG. Ici également, l'effet favorable de l'imprégnation hydrofuge sur l'humidité de la couche de béton de surface a pu être démontré (coefficient d'absorption d'eau, résistivité électrique du béton).

L'évaluation des résultats de la surveillance du pont Obere Zollbrücke à Landquart mis à disposition par le département des infrastructures du canton des Grisons a montré, que le développement de la RAG dans le tablier a pu être arrêté par les travaux de remise en état de 2007 (remise en état du béton, nouvelle étanchéité et nouveau revêtement bitumineux).

On peut résumer que ce projet a permis d'apprécier les méthodes actuellement disponibles et leurs possibilités et limites d'application. Ainsi, une recommandation pour une application bien ciblée sur d'autres ouvrages a pu être établie. Toutefois, les connaissances de la cinétique et la RAG restent insuffisantes. Davantage d'efforts sont nécessaires pour disposer d'une base fiable pour le pronostic de l'évolution temporelle des dégâts de RAG. Ce travail est à poursuivre sur les ouvrages présentés dans ce rapport et à étendre sur d'autres ouvrages. Nous recommandons tout particulièrement de réaliser un essai pilote de remise en état d'un mur avec une forte pénétration d'humidité depuis l'arrière.

En outre des investigations sur les anciens ouvrages, des nouveaux ouvrages réalisés avec un béton résistant à la RAG selon le cahier technique SIA 2042 sont à investiguer pour évaluer l'effet, resp. le succès des mesures actuelles en matière de technologie du béton contre la RAG et la sélectivité de l'essai de performance du béton. Dans ce contexte, l'utilisation d'un système de monitoring basé sur des extensomètres peut y fournir des réponses rapides et claires.

Summary

In the context of this project, in 2009 the ASR damaged retaining wall S0751 on the Simplon Pass road (Canton of Valais) has been evaluated and its condition examined in detail as the main object of the investigations. Subsequently, one of two test areas was treated with a water-repellent impregnation. Thus, the simplest rehabilitation method should be simulated. The other test area was not treated for comparison purpose. For the monitoring, the following measurements were performed:

- water absorption on-site and on cores in the laboratory (before and after the impregnation and in 2012)
- crack width index (2009, 2012)
- air and concrete temperature (continuous measurements)
- superficial concrete moisture (periodic measurements)
- length change of deformer measurement segments (periodic measurements)
- electrical resistivity of concrete with resistance sensors (measure for the concrete humidity) (continuous measurements)
- length change with vertical and horizontal extensometers as well as with bore hole extensometers.

As a secondary object, the retaining wall S0701 was selected. This wall shows significantly larger ASR damages than the object S0751. On this wall, the concrete humidity and length changes with the deformer method were determined periodically. Further, in 2009 and 2012, the crack width indices were determined as well. The retaining wall S0701 was built with a very similar concrete as the object S0751. The heavier ASR damage is almost certainly due to the fact that the downhill retaining wall S0701 is much wetter than the uphill and slightly recessed retaining wall S0751. We also suspect that the external de-icing salt / alkalis immission has accelerated the damage development.

The results of the measurements made between summer of 2009 and summer of 2012 are set out in the present report. The investigations realised on the two retaining walls lead to the main findings summarized below:

- Air and concrete temperature show the usual seasonal fluctuations. The concrete is usually warmer than the air.
- Water absorption and concrete humidity are crucial parameters for the development of ASR damage. They allow to explain the very different ASR damage intensities between the down- and uphill walls. In summer of 2012 the test area 1 (with water-repellent treatment) had about a 1 to 1.5 mass% lower water content than the untreated test area 2.
- For the determination of the water absorption of concrete on-site, mainly for concrete without water-repellent impregnation, the Karsten tubes and the double-chamber measuring cell are not suitable or only under certain conditions. The effect of the impregnation can be better monitored and assessed with a periodic determination of the water absorption coefficient on cores in the laboratory or with continuous measurements of the electrical resistivity of concrete with built-in resistance sensors.
- Periodic deformer measurements, periodic determinations of the crack width indices or periodic geodetic measurements are only of limited suitability for monitoring the length change and ASR-related expansion of structural elements. The major difficulties are the inadequate temperature compensation and the insufficient precision. The use of these methods requires that a) the expansion rate is rather high or the measurements are realised for a very long period of time and b) the measurements are always taken at the same period of the year. In Switzerland the early morning hours in late summer are suitable (August).

- The continuous determination of length change with extensometers is potentially successful. With a sufficient measurement frequency, the evaluation allows the determination of the "apparent" thermal expansion coefficient. Thus, it is possible to calculate the length changes and determine the ASR-related expansion.
- The calculated ASR-related expansions of the retaining wall S0751 (main object) vary widely. The values are between 20 and 200 $\mu\text{m}/\text{mm}$ year. The largest expansion rates were observed in the vertical direction and over the depth (cross section) of the retaining wall.
- The effect of the water-repellent impregnation treatment on the development of the ASR cannot yet be judged definitely. The measurements will be continued.

In completion to this work, the description of the rehabilitation method and of the type of monitoring as well as the monitoring results of the Swiss Federal Railway "Rorbach" bridge between Wassen and Göschenen (Canton of Uri), of the pylon of the "Itenhard" gangway in Bremgarten (Canton of Aargau) and of the "Obere Zollbrücke" bridge in Landquart (Canton of Grisons) could be integrated in this report. The research centre would like to thank the owners of these structures for this opportunity.

On the "Rorbach" bridge periodical deformer measurements were carried out since 2008. They show that the ASR-related expansion of the core concrete has not or not yet stopped even though the surface moisture of the new ASR-resistant outer layer of concrete has steadily decreased during the last years because of the proven effect of the water-repellent treatment.

The pylon of the "Itenhard" gangway is monitored with special extensometers, so-called MagXExtensometer, which allow for a better spatial resolution than conventional extensometers. This use of this kind of extensometers is promising. The measurements going on since autumn of 2011 allow no definitive conclusions yet with regard to the ASR development. The favorable effect of the water-repellent impregnation on the humidity of the concrete surface zone has been shown here as well (water absorption coefficient, electrical resistivity of concrete).

The evaluation of the monitoring results of the "Obere Zollbrücke" bridge in Landquart provided by the canton of Grisons construction department showed that the development of the ASR in the bridge deck could be stopped with the rehabilitation works in 2007 (concrete repair, new sealing and new road surface).

In summary, it can be noted that the currently available methods and their possibilities and limits have been assessed with this project. This allows making a recommendation for their appropriate use in other structures. The knowledge of the kinetics of ASR is still insufficient. Further efforts are needed in order to get a reliable basis for forecasting the temporal evolution of ASR damage. Thus, this work is to continue on the objects presented in this report and to extend to other structures. In particular, a pilot project to rehabilitate a retaining wall that is heavily water soaked from the rear side should be performed.

In addition to studies on old structures, new structures built with ASR-resistant concrete in accordance with the technical recommendation SIA 2042 should be investigated in order to check the effect and the success of current concrete technology measures against ASR and the selectivity of the concrete performance test. In this context, the use of a monitoring system based on extensometers can provide a quick and clear answer.

1 Einleitung

1.1 Alkali-Aggregat-Reaktion (AAR)

1.1.1 Grundlagen

Die Alkali-Aggregat-Reaktion (AAR) ist eine Reaktion im Beton zwischen der alkalischen Porenlösung und bestimmten Mineralphasen der Gesteinskörner. Gesteinskörner, die mit den Alkalien im Beton reagieren, werden als reaktiv bezeichnet.

Bei der AAR entsteht Kieselgel im Beton, das durch Wasseraufnahme aufquellen kann. Diese Ausdehnung kann zu einem inneren Druckaufbau und anschliessend zur Bildung von Rissen im Beton führen und so die Eigenschaften des Betons (Druckfestigkeit, E-Modul, Dichtigkeit) sukzessive verschlechtern (**Abb. 1.1**).



Abb. 1.1 Beispiel einer Stützmauer mit Anzeichen einer Alkali-Aggregat-Reaktion und leichten AAR-Schäden.

Damit AAR auftreten kann, müssen die folgenden Voraussetzungen gleichzeitig erfüllt sein:

- Vorhandensein von reaktiven Gesteinskörnungen
- hoher Alkaligehalt oder pH-Wert im Beton (evtl. Zufuhr von aussen z.B. durch Streusalze oder Bergwasser)
- ausreichend hohe Feuchtigkeit im Beton.

Fehlt eine der genannten Voraussetzungen, findet keine AAR statt. Diese Zusammenhänge sind in **Abb. 1.2** dargestellt. Anzuführen ist hier noch, dass die AAR auch durch die elektrochemischen Instandsetzungsverfahren (kathodischer Korrosionsschutz, elektrochemische Chloridentfernung oder Realkalisierung) ausgelöst werden kann (siehe z.B. [Sergi 1991, Ueda 2005, 2008]).

Weitere Information können der Fachliteratur entnommen werden [cemsuisse 2005a,b, Merz 2006a, Hunkeler 2007, Merz 2012b].

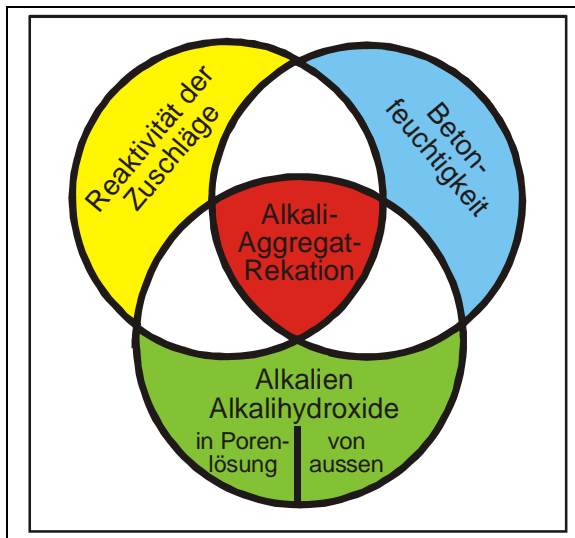


Abb. 1.2 Darstellung des Zusammenspiels der wichtigsten Einflussfaktoren als Bedingung für die Entwicklung einer AAR (in Anlehnung an [Wälchli 2005]).

1.1.2 Schadensituation in der Schweiz

Im Rahmen des Forschungsauftrags AGB 2001/471 wurde die Situation hinsichtlich der Schäden an Betonbauten infolge der Alkali-Aggregat-Reaktion (AAR) in der Schweiz untersucht [Merz 2006a]. Die folgenden Bilder geben einen Überblick über einige wichtige Beobachtungen. Zunächst ist festzustellen (**Abb. 1.3**), dass in der ganzen Schweiz AAR-geschädigte Bauwerke vorhanden sind. Von den damals untersuchten Bauwerken waren auffällig viele, nach Süden orientierten Stützmauern betroffen (**Abb. 1.4**). Die Altersverteilung und die kumulierte Anzahl der erfassten Bauwerke weisen, wenn sie äusserlich erkennbare Anzeichen der AAR zeigen, ein Alter zwischen etwa 20 und 50 Jahren auf (**Abb. 1.5**).

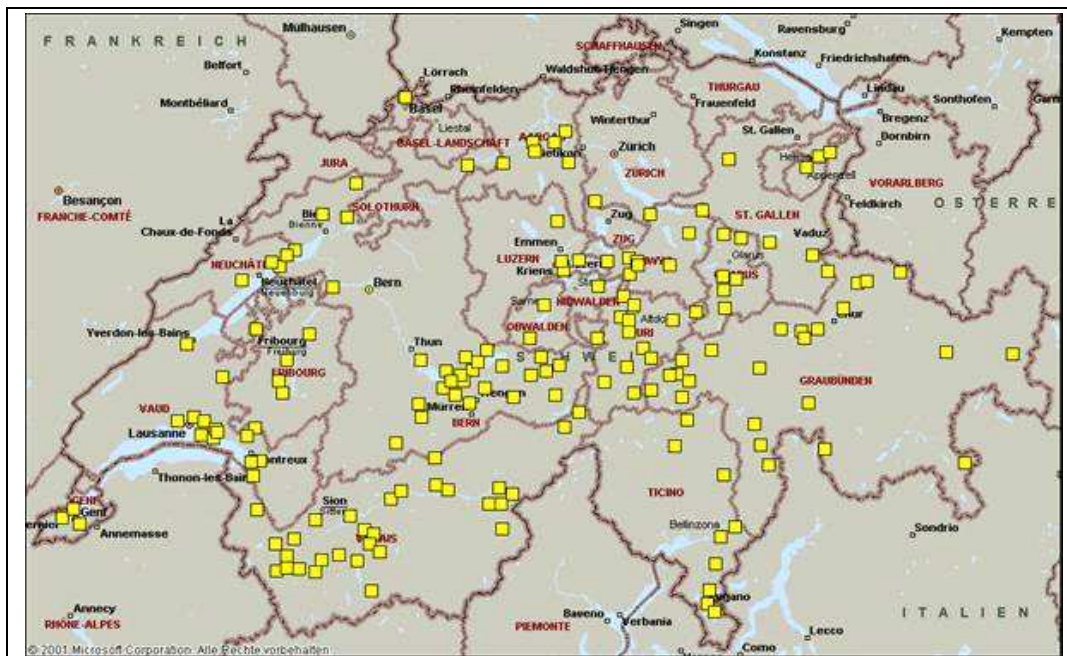


Abb. 1.3 Geografische Verteilung der etwa 400 AAR-geschädigten Bauwerke [Hunkeler 2005, Merz 2006a]. Hinweis: Einzelne Punkte stehen teilweise für mehrere Bauwerke.

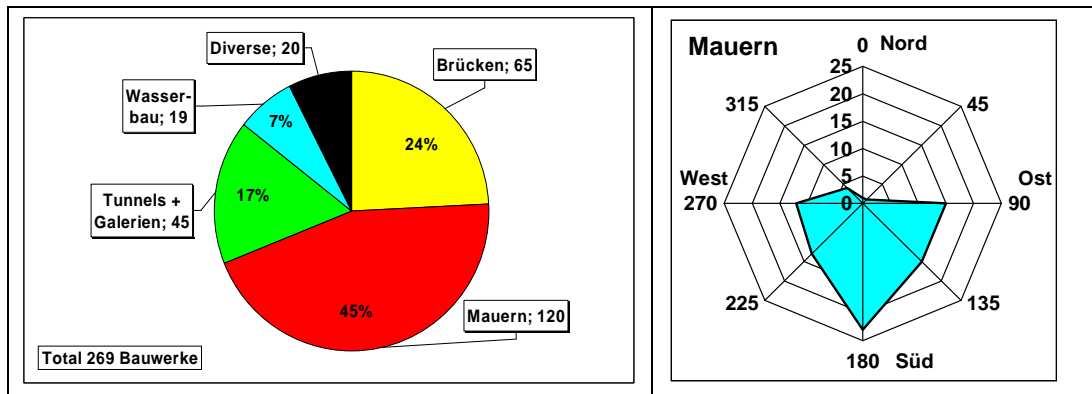


Abb. 1.4 Erfasste Bauwerke mit AAR-Schäden in der Schweiz und ihre anteilmässige Verteilung (links) und Einfluss der geografischen Ausrichtung auf das Auftreten von AAR-Schäden bei Stützmauern in der Schweiz (rechts) [Hunkeler 2005, Merz 2006a].

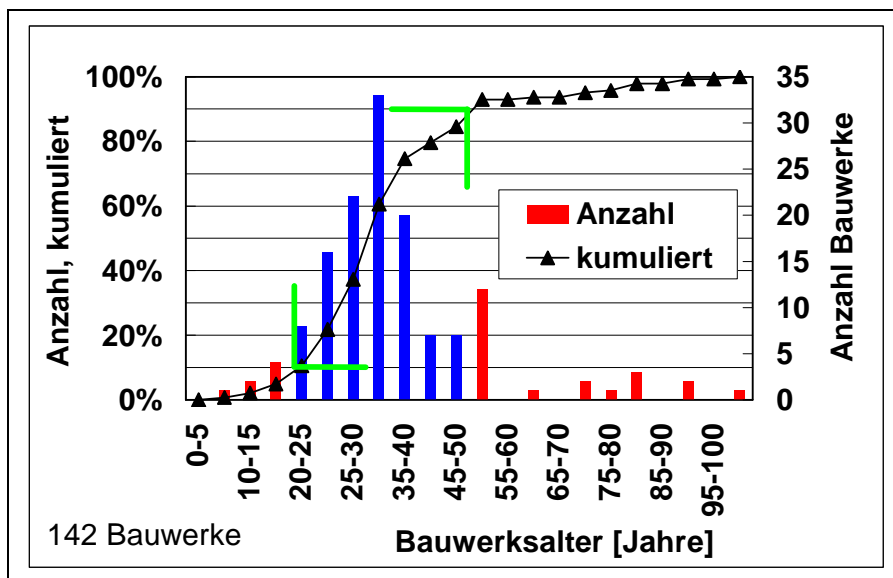


Abb. 1.5 Altersstruktur der untersuchten Bauwerke mit AAR-Schäden in der Schweiz [Hunkeler 2005, Merz 2006a]. 80 % der geschädigten Bauten weisen ein Alter von 20 bis 50 Jahren auf.

Die Ergebnisse des bereits erwähnten Forschungsprojektes AGB 2001/471 wurden anlässlich des ASTRA-Kolloquiums am 16. Nov. 2005 in Bern vorgestellt und sind in den zugehörigen Bericht eingeflossen [ASTRA 2006a]. Aus dem Kolloquium wurde der Handlungs- und Forschungsbedarfs in der Schweiz abgeleitet [ASTRA 2006b]. Darin sind die im Kapitel 2.4 „Ausführung von Massnahmen“ gemachten Folgerungen zum Forschungsbedarf im Zusammenhang mit diesem Projekt von Bedeutung:

- Bewerten vorhandener Instandsetzungsmassnahmen und Prüfung der Wirksamkeit
- Entwicklung neuer Instandsetzungsmassnahmen und Prüfung der Wirksamkeit.

Stichworte zu a) und b):

- Mögliche Schutz- und Instandsetzungsmassnahmen mit deren Vor- und Nachteilen beschreiben und beurteilen
- Schutzmassnahmen, die eine Schadensentwicklung bremsen
- Instandsetzungsmassnahmen, die ein Anwachsen eines AAR-Schadens stoppen
- Präventive Massnahmen, die an einem lediglich AAR-gefährdeten Bauteil einen möglichen AAR-Schaden gar nicht erst entstehen lässt

- Prüfverfahren, die eine ausgeführte Instandsetzungsmassnahme auf deren Zielgrössen überprüft.

Im gleichen Dokument wird unter dem Kapitel 2.3 „Überprüfung“ (Zustandserfassung, Zustandsbeurteilung, Massnahmenempfehlung) beim Forschungsbedarf unter dem Punkt g) das Monitoring der Zustandsentwicklung aufgeführt.

Hinsichtlich der AAR-Schäden an Mauern aller Art (z.B. verankerte und nicht verankerte Stützmauern, Flügelmauern bei Brücken, Tunnelportalen und Unterführungen, frei stehende Mauern) sind folgende, in [Merz 2006a] gemachte Feststellungen wichtig (**Abb. 1.4**):

- Mit einem Anteil von 44% stellen Mauern die am häufigsten von AAR betroffenen Bauwerke/Bauteile in der Schweiz dar. Dabei ist nicht klar, ob dies darauf zurückzuführen ist, dass Mauern im Verhältnis zu anderen Bauwerken/Bauteilen weit häufiger vorkommen, oder diese anfälliger auf AAR sind als andere Bauwerke/Bauteile (z.B. wegen des Feuchtigkeitseintrags von der Rückseite, keine oder ungenügende Entwässerung evtl. mit Wasserstau auf der Rückseite).
- Nach Süd ausgerichtete Mauern zeigen ein deutlich höheres AAR-Risiko (Besonnung → Temperatureinfluss).
- Das Schadenbild ist meist sehr inhomogen: geschädigte und visuell ungeschädigte Flächen können nebeneinander vorkommen.
- Das Schadenbild (Rissbreite, Schalenrisse etc.) auf der Vorderseite lässt keine sicheren Rückschlüsse auf den Zustand des Kernbeton oder der Rückseite zu.

Zusammenfassend ist Folgendes festzuhalten:

- Die Anzahl der Bauwerke, die in der Schweiz gezielt wegen der AAR instand gesetzt wurden bzw. werden mussten, war bis anhin gering. Es ist aber anzunehmen, dass die Anzahl in den nächsten Jahren deutlich ansteigt.
- Zurzeit gibt es für die Instandsetzung von AAR-geschädigten Bauwerken keine etablierten Instandsetzungsverfahren und daher auch keine international anerkannten Normen oder Richtlinien. Es wird immer von Fall zu Fall entschieden.
- Ein aussagekräftiges Monitoring wurde in der Schweiz bisher bei AAR-geschädigten Bauwerken des National- oder Kantonsstrassennetzes erst in wenigen Einzelfällen installiert (siehe **Kapitel 2.2.3**). Aus dem Ausland liegen einige wenige Ergebnisse und Erkenntnisse von Messungen an einzelnen Objekten vor (siehe **Kapitel 2.2.3**). Konkrete und eindeutige Nachweise über den nachhaltigen Erfolg von einzelnen Instandsetzungen gibt es aber nicht (Staumauern werden hier nicht betrachtet).

1.2 Projektziele

Mit dem vorliegenden Projekt soll der oben aufgeführte Forschungsbedarf mit Untersuchungen an Stützmauern, d.h. an jenen Bauteilen, die in der Schweiz sehr häufig vorkommen und anzahlmässig (eventuell auch anteilmässig) die meisten Schäden aufweisen, abgedeckt werden. Es sollen Massnahmen zur wirtschaftlichen Instandsetzung und Möglichkeiten zur Erfolgskontrolle und Überwachung der Wirksamkeit einer ausgeführten Instandsetzung identifiziert werden.

1.3 Projektablauf

Der Antrag für das Projekt wurde im Jahre 2006 gestellt. Der Auftrag wurde vom ASTRA am 18.6.2008 erteilt. Da die Arbeit objektbezogen zu finanzieren war, mussten zunächst geeignete Objekte gesucht und gefunden werden. Dies gestaltete sich weit schwieriger als geplant, da in dieser Zeit die Verantwortung für die Nationalstrassen von den Kantonen an das ASTRA übergang (NFA). Dies führte zu einem verzögerten Beginn und damit auch zu einem späteren Abschluss des Projektes.

In diversen Gesprächen mit Vertretern von verschiedenen Kantonen und den ASTRA Filialen Thun und Estavayer-le-Lac erhielt die Forschungsstelle von der ASTRA Filiale Thun die Möglichkeit, die Untersuchungen an Objekten der Simplonstrasse im Kanton Wallis durchzuführen. Nach der Genehmigung des entsprechenden Antrages wurden nach einer ersten Vorevaluation etwa 10 Stützmauern in die engere Auswahl einbezogen. Diese Objekte wurden anschliessend genauer beurteilt. Aus dieser Evaluation gingen die Stützmauer S0751 (Eisten 1) als Hauptobjekt und S0701 (ze Brunnu) als Nebenobjekt für die Untersuchungen hervor. Im Sommer 2009 fanden die Hauptarbeiten (Zustandserfassung, Anlegen der Testfelder, Installation des Monitoringsystems, Nullmessungen) statt. Der vorliegende Bericht enthält die Resultate des Monitoring bis Ende Juni 2012.

Im Kanton Waadt wurden ab 2004 mehrere Stützmauern an der A9 (Vennes – Chexbres) und A12 (Vevey – Châtel St.Denis) im Rahmen des UPlaNS instand gesetzt (zusätzliche Anker mit Ankerriegel, resp. Vormauer und Oberflächenhydrophobierung). Bei der Instandsetzung der Stützmauern AR 6 und AR 10 im Jahre 2007 wurden verschiedene Überwachungselemente (Betonfeuchtigkeit, Betontemperatur, Betonverformung) eingebaut. Ursprünglich war vorgesehen, eine weitere Stützmauer auszurüsten und in dieses Projekt zu integrieren. Dies kam aber nicht zustande.

Die Forschungsstelle hatte in den letzten Jahren Gelegenheit, andere AAR-geschädigte Bauwerke zu untersuchen und deren Instandsetzung zu begleiten. Bei zwei Objekten konnte ein Monitoringsystem installiert werden, nämlich bei der Rorbachbrücke der SBB zwischen Wassen und Göschenen und beim Pylon der Passarelle Itenhard in Bremgarten. Die Eigentümer dieser beiden Objekte gaben der Forschungsstelle die Genehmigung, diese beiden Objekte in diesen Bericht aufzunehmen. Dafür möchte die Forschungsstelle herzlich danken.

Vom Tiefbauamt des Kantons Graubünden wurden die Daten ihrer Überwachung der Oberen Zollbrücke in Landquart der Forschungsstelle zur Auswertung und Beurteilung überlassen. Diese werden hier ebenfalls dargestellt. Die Forschungsstelle dankt dem Tiefbauamt für diese Möglichkeit.

2 AAR-Schäden an Betonbauten

2.1 Zeitlicher Verlauf der AAR-Schädigung

Die Kinetik der AAR ist von vielen Faktoren abhängig. Bei einem gegebenen Beton bzw. Bauteil sind Feuchtigkeit und Feuchtigkeitseintrag sowie Temperatur und Temperaturwechsel die wichtigsten Grössen. Wegen der unterschiedlichen Empfindlichkeit von Betonen sowie der standort- und bauteilspezifischen Parameter (Exposition, Abmessungen, Bewehrungsgehalt, Schwindverhalten etc.) ergeben sich unterschiedliche Kurvenverläufe für die Ausdehnung bzw. das Schadensausmass (**Abb. 2.1**). Es ist auch möglich, dass die AAR ganz abklingt, wenn die Reaktionspartner (Gesteinskörner und/oder Alkalien) aufgebraucht sind.

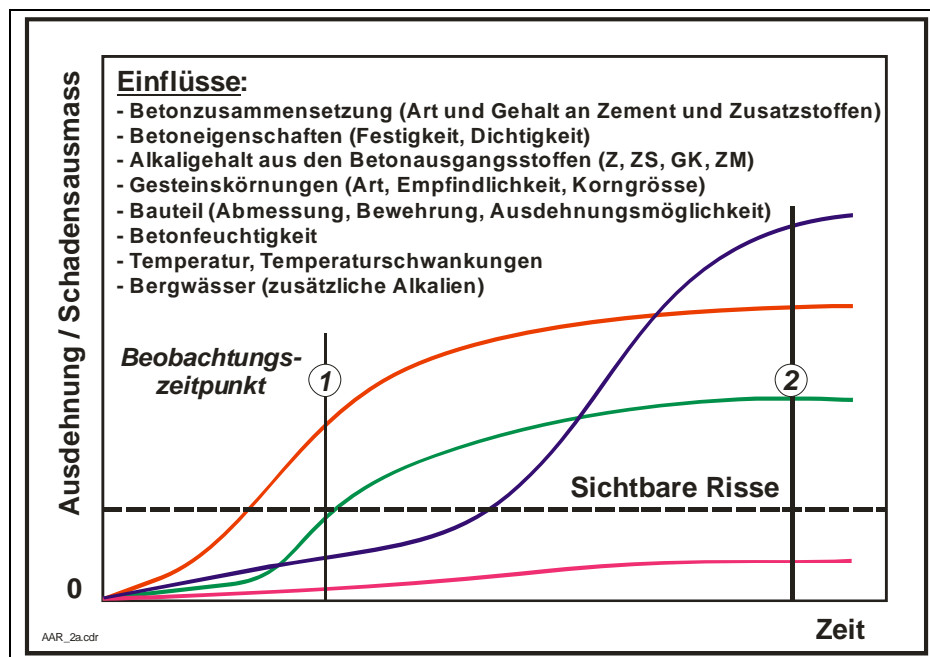


Abb. 2.1 Schematische Darstellung des möglichen zeitlichen Verlaufs der AAR-bedingten Ausdehnung bzw. des Schadensausmasses [Merz 2006a, Hunkeler 2007]. Z: Zement; ZS: Zusatzstoff; GK: Gesteinskörnung; ZM: Zusatzmittel; zusätzliche Alkalien z.B. über Bergwasser oder Streusalzeintrag.

Bei Bauwerksuntersuchungen kann nicht ohne weiteres abgeschätzt werden, ob man sich zum Beispiel beim Beobachtungszeitpunkt 1 oder 2 befindet und wie sich der zukünftige Schadensverlauf gestalten wird.

Ungefähr 10-20% der geschädigten Bauwerke in der Schweiz zeigen eine schnelle Schadensentwicklung, während der grössere Teil der Bauwerke einen langsamen Schadensfortschritt aufweist [Merz 2006a]. Für das Verfolgen der zeitlichen Entwicklung eignen sich nur wenige Messgrössen. Im Einzelfall werden häufig zu einem bestimmten Zeitpunkt einzelne Messgrössen ermittelt. Dabei ist oft unklar, wie die gemessenen Werte einzuordnen und welche Grenzwerte anzusetzen sind. Meist hilft nur der Vergleich mit anderen Bauwerken, obwohl dies evtl. nicht zweckmässig oder zielführend ist. **Ohne zu wissen wie etwas entstanden ist, kann keine sichere Prognose gemacht werden.**

Häufig werden als erstes die Breite einzelner Risse und der Rissbreitenindex ermittelt (**Abb. 2.2**). Daraus können dann mit dem bekannten Alter des Bauwerks die Rissbreitenentwicklung [mm/Jahr] und die Ausdehnungsrate [mm/m Jahr] berechnet werden. Aus der Gegenüberstellung dieser Parameter kann eine grobe Einteilung (langsame/schnelle AAR; kleine/grosse Schäden) gemacht werden. Die **Abb. 2.3** und **Abb. 2.4** illustrieren das Gesagte.

Dieses Vorgehen ist rückwärtsgewandt (Alter = AAR-Zeit) und erlaubt keine sichere Prognose. **Die ermittelten Werte sind Mittelwerte über das Alter und keine aktuellen Werte!** Je nach Zeitpunkt der Messung und Beurteilung ergeben sich verschiedene Werte (vgl. dazu Beobachtungszeitpunkt 1 und 2 in **Abb. 2.1**).

Anzumerken ist hier noch, dass zwischen der horizontalen und vertikalen Rissbreitenentwicklung bzw. Ausdehnungsrate einerseits und den entsprechenden Werten für die Diagonalen andererseits theoretisch eine Korrelation vorhanden ist. Auf Grund der teilweise sehr inhomogenen Rissbildung ist dies eher selten der Fall.



Abb. 2.2 Auswertung der Messung von Rissbreiten (Rissbreitenindex).

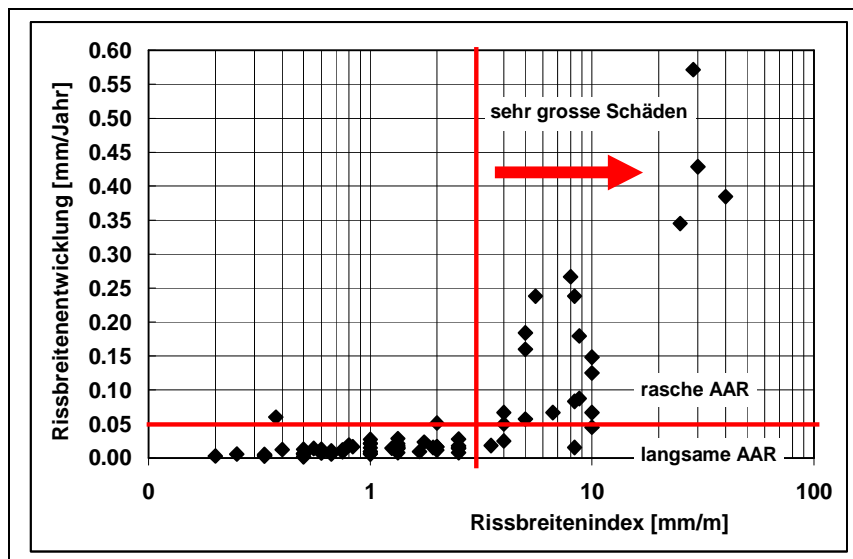


Abb. 2.3 Rissbreitenentwicklung vs. Rissbreitenindex (Ergebnisse an schweizerischen Bauwerken [Merz 2006a, Hunkeler 2007]).

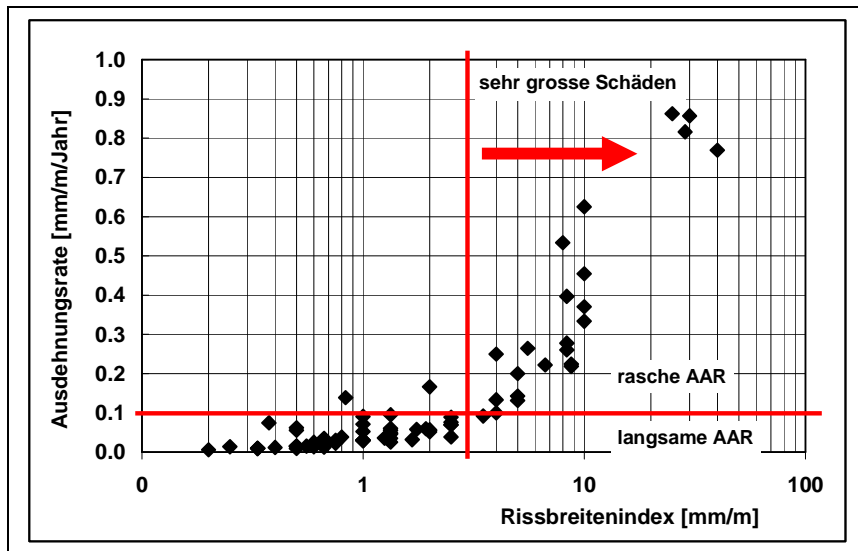


Abb. 2.4 Ausdehnungsrate vs. Rissbreitenindex (Ergebnisse an schweizerischen Bauwerken [Merz 2006a, Hunkeler 2007]).

Zur Bestätigung, dass es sich um AAR-bedingte Risse handelt, sind mikroskopische Untersuchungen am Dünnschliff unerlässlich. Bei stärker geschädigten Bauwerken sind in der Regel weitere Abklärungen nötig (siehe dazu Norm SIA 269/2 [SIA 2011]).

Die mittlere jährliche Rissbreitenänderung (Rissbreite / Alter) zeigt bei den in der Schweiz untersuchten Bauwerken eine grosse Bandbreite von Werten [Merz 2006a, Hunkeler 2007]. Sie liegt zwischen 0.002 und 0.6 mm/Jahr. 20% der festgestellten Risse weisen Werte über 0.05 mm/Jahr auf. Der Median bei der Rissbreitenänderung liegt bei etwa 0.015 mm/Jahr. Bis sich gut sichtbare Risse (d.h. Risse mit einer Breite von ca. 0.3 mm) entwickelt haben, dauert es daher etwa 20 Jahre (= Latenzzeit). Mit der Zeit entwickeln sich auch oberflächenparallele Risse, so genannte Schalenrisse [Merz 2006a, Bödeker 2003]. Diese müssen nicht zwingend auf der Höhe der Bewehrung liegen. Die **Abb. 2.5** zeigt, dass – abgesehen von den Spezialfällen – die Risstiefe mit zunehmender Rissbreite an der Oberfläche generell grösser wird.

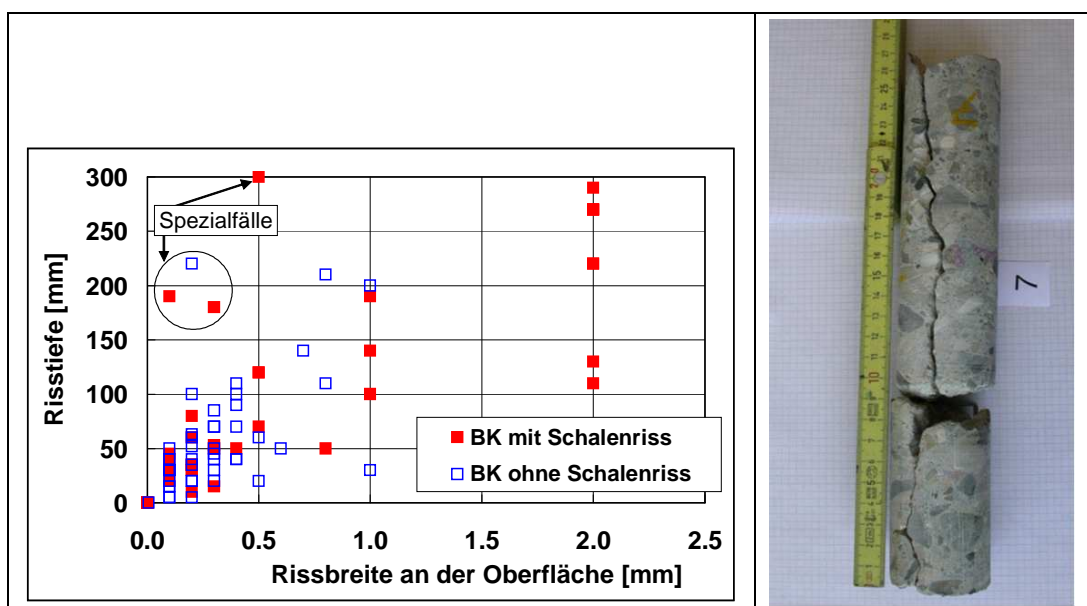


Abb. 2.5 Links: Zusammenhang zwischen Risstiefe und Rissbreite sowie dem Auftreten von Schalenrisse [Hunkeler 2005]. BK: Bohrkern. Rechts: Beispiel für Bohrkern mit durchgehendem Riss parallel und Schalenriss senkrecht zur Bohrkernachse bei einer dünnwandigen Stützmauer [Merz 2006a].

Grosse Risstiefen bei sehr kleinen Rissbreiten sind auf besondere Umstände zurückzuführen (Spannungsverhältnisse, kombinierte Schadenursachen, Bauteilgeometrie usw.).

Zwischen dem Auftreten von Schalenrissen im Querschnitt eines Bauteils und der Tiefe oder der Breite der an der Betonoberfläche sichtbaren Risse gibt es keinen Zusammenhang. Mit zunehmender Rissbreite und -tiefe nimmt die Wahrscheinlichkeit für Schalenrisse aber zu [Merz 2006a, Hunkeler 2007].

2.2 Monitoring von AAR-geschädigten Bauwerken

2.2.1 Allgemeines

Zu einem bestimmten Zeitpunkt (z.B. Beobachtungszeitpunkt 1 in **Abb. 2.1**) ist unbekannt, wie der Verlauf der Schadenentwicklung war und wie er in den nächsten Jahren sein wird bzw. sein könnte. Eine sichere Prognose ist deshalb kaum bzw. nicht möglich. Auch die Beurteilung mittels Mittelwerten ist vermutlich nur in Ausnahmefällen zielführend. Hier hilft nur ein zweckmässiges Monitoring!

In der Schweiz wurde ein aussagekräftiges Monitoring bisher erst bei sehr wenigen AAR-geschädigten Bauwerken des National- oder Kantonsstrassennetzes installiert. Aus dem Ausland liegen einige wenige Ergebnisse und Erkenntnisse von Messungen an einzelnen Bauwerken vor. Konkrete und eindeutige Nachweise über die mittel- und langfristige Wirkung bzw. über den nachhaltigen Erfolg von einzelnen Instandsetzungen gibt es aber nicht (Staumauern werden hier ausgenommen).

Der Mangel an Erfahrungswerten und Kenntnissen über die zeitliche Entwicklung von AAR-geschädigten Bauwerken machen eine sichere Prognose praktisch unmöglich (unter Berücksichtigung der Relaxation der Spannungen durch Kriechen des Betons). Dies verunmöglicht auch die Ermittlung des optimalen Interventionszeitpunktes. Ebenso erschwert dies die Evaluation der Risikoklassen für Neubauten gemäss Merkblatt SIA 2042 [SIA 2012].

Allgemeine Hinweise für die Überwachung von Bauwerken können einer früheren Arbeit entnommen werden [Hunkeler 1999]. Diese beschäftigte sich zwar mit der Korrosionsüberwachung. Viele Dinge sind aber analog. Festzulegen sind z.B.:

- Ziel
- Elemente, Verfahren, Methoden
- Kenngrössen
- Konzept
- Termine
- Berichterstattung
-

Für das Monitoring können folgende Ziele genannt werden:

- Wie verläuft die weitere zeitliche/örtliche Entwicklung des Schadenbildes (Anzahl und Breite der Risse, Betoneigenschaften, Bauteil/Bauwerk)?
- Ändert sich die Geschwindigkeit (z.B. Dehnung)?
- Welche Kriterien, Grenzwerte sind anzuwenden?
- Wie sind die Korrelationen zwischen den Messgrössen und dem Bauwerksverhalten?
- Was bzw. wo ist der Ausgangs- oder Vergleichspunkt?
- Für welche Parameter sind kontinuierliche Messungen nötig? Für welche ist eine periodische Messungen ausreichend?.

Messresultate sind nur so gut wie die Interpretation! Art und Umfang der Messungen sind auf die Zielsetzungen und die erforderliche Genauigkeit abzustimmen.

2.2.2 Methoden

Für das Monitoring stehen diverse Methoden zur Verfügung, die abhängig von der Zielsetzung, der erforderlichen Genauigkeit, der Zugänglichkeit des Bauteils, der Messdauer usw. eingesetzt werden können.

- Visuell / Beobachtungsmethode
- Messung der Breite einzelner Risse (Risslupe)
- Messung der Summe der Rissbreiten in einer bestimmten Fläche (Rissbreitenindex, siehe Norm SIA 269/2, Anhang C), **Abb. 2.2**
- Automatische Bildanalyse (periodisch)
- Deformetermessung (Distanz zwischen Messbolzen) (periodisch), **Abb. 2.6**
- Faseroptische Sensoren (SOFO) („periodisch“), **Abb. 2.7**
- Extensometer (kontinuierlich), **Abb. 2.8** und **Abb. 2.9**
- Geodätische Messungen (periodisch).

Für die Interpretation der Messgrößen ist die Kenntnis der Luft- und Betontemperatur und evtl. auch der Betonfeuchtigkeit nötig. Die Betonfeuchtigkeit kann mit einfachen Geräten an der Oberfläche (z.B. Tramex) oder über die Messung des elektrischen Widerstandes in verschiedenen Tiefen ermittelt werden. Gemessen wird manchmal auch die Luftfeuchtigkeit in Bohrlöchern. Die permanente Installation von Sensoren in Bohrlöchern hat sich aber nicht bewährt, da die Sensoren nicht ausreichend stabil sind. Ergänzend können periodisch vertiefte Untersuchungen zur Entwicklung des Schadensausmaßes durchgeführt werden (z.B. mikroskopische Gefügeanalysen, mechanische Eigenschaften des Betons).

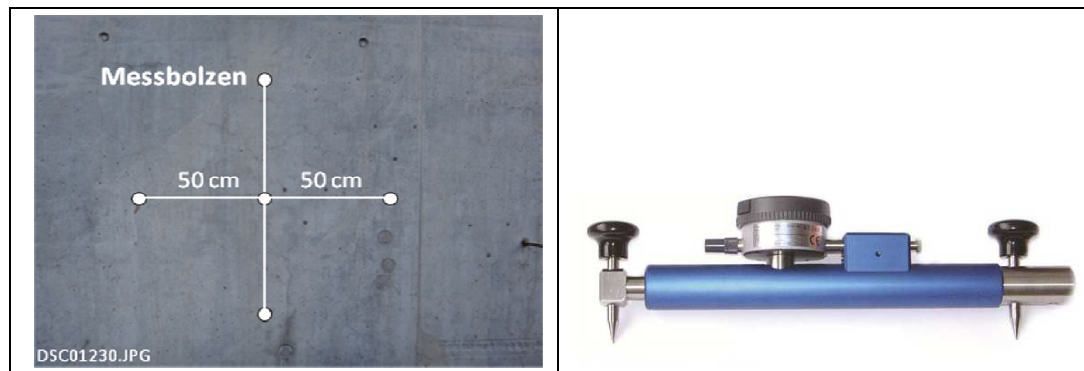


Abb. 2.6 Deformeterkreuz und zugehöriges Messgerät (System Huggenberger).

Oberflächenextensometer (**Abb. 2.8**) werden in der Geotechnik angewendet, um Verschiebung über eine gewisse Strecke kontinuierlich zu messen. Die Messstrecke entspricht dabei der Länge des Extensometers. Zwischen den zwei fixen Ankerpunkten (mit Kugelgelenken, um Zwängungen zu verhindern) befindet sich ein präziser Wegaufnehmer (in Schutzgehäuse) und ein Messgestänge. Das Messgestänge ist auf Grund der günstigen Materialeigenschaften (u.a. Druck- Zug-Verhalten, Temperaturkoeffizient) aus GFK. Zum Schutz ist die GFK-Stange in Edelstahlrohren geführt. Gemessen werden die relativen Verschiebungen zum Ausgangszustand.

Im Gegensatz zu konventionellen Extensometern (**Abb. 2.9**) erlaubt der MagX-MagneteXtensometer eine bessere örtliche Auflösung. Mit einem Stromimpuls wird im Wellenleiter ein radiales Magnetfeld erzeugt. Dies bewirkt im Positionsmagneten eine Torsionswelle (Wiedemann-Effekt). Im Sondenkopf wird diese Torsionswelle mit einem speziellen Impulswandlersystem detektiert. Über die bekannten Laufgeschwindigkeiten kann die exakte Position des Positionsmagneten und somit die Längenänderungen im Vergleich zur Nullmessung bestimmt werden.

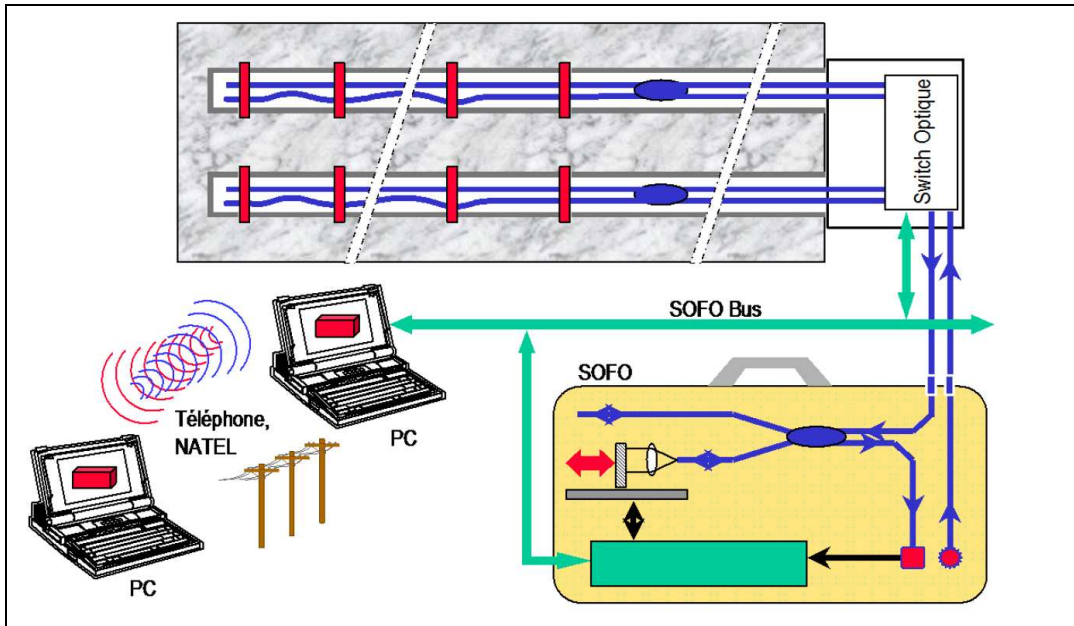


Abb. 2.7 Faseroptische Sensoren (SOFO) [Vurpillot 1995, Inaudi 1995].



Abb. 2.8 Konventionelles Extensometer (Solexperts AG) am Beispiel der Installation am Objekt S7051 an der Simplonstrasse (siehe Kapitel 3.1).

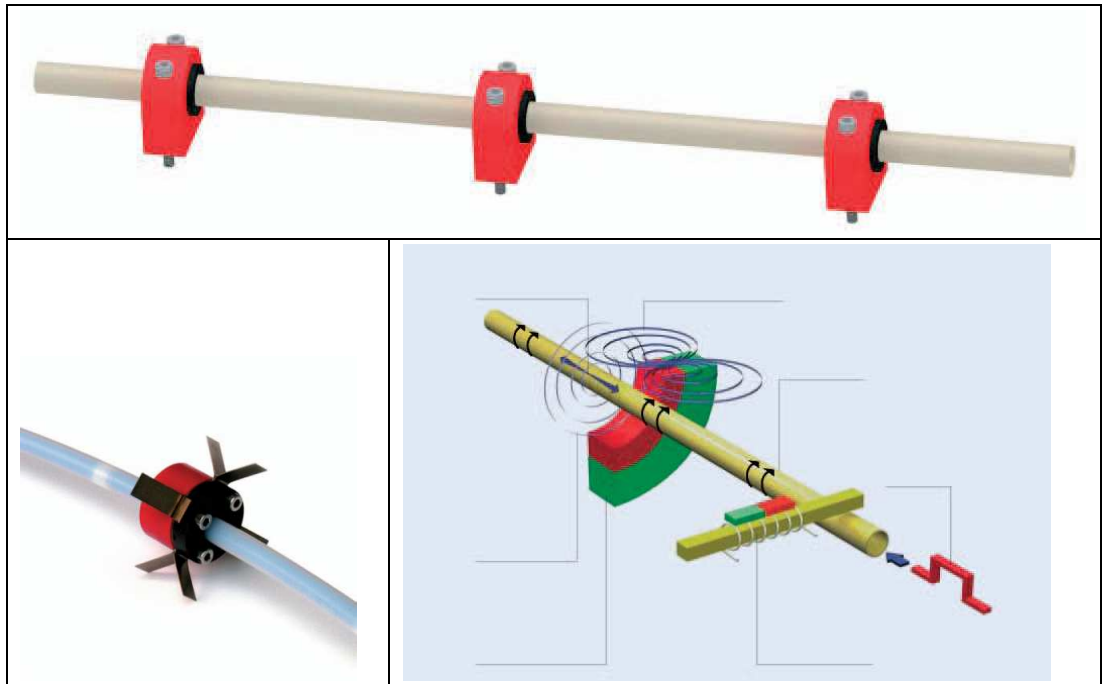


Abb. 2.9 MagX – MagneteXtensometer (Solexperts AG).

2.2.3 Ergebnisse

Leider stehen zurzeit keine publizierten Ergebnisse von kontinuierlichen Messungen an schweizerischen Kunstbauten zu Verfügung. Diese wären erforderlich, um die Kinetik der Prozesse genauer beschreiben zu können.

Ergebnisse von visuellen Kontrollen und einfachen Prüfungen liegen z.B. von den 1976 erbauten Vispa-Brücken der SBB in Visp (Kanton Wallis) vor. Die erste Untersuchung betreffend AAR fand 2001 statt. Auf Grund der Erfahrung mit anderen Brücken und wegen des Rissbildes wurde davon ausgegangen, dass die Risse durch AAR verursacht wurden. Dies wurde 2002 mit mikroskopischen Gefügeanalysen an Dünnschliffen bestätigt. Daraufhin wurden zwei verschiedene Hydrophobierungen im Labor getestet. 2004 und 2005 wurden die Seitenflächen der oben liegenden Längsträger hydrophobiert (Degussa Dynasytan BHN) und die Oberseiten der Träger mit einer metallischen Abdeckung versehen. Daneben wurde auch die Abdichtung der Brücken erneuert und die Untersicht aller Brücken hydrophobiert. Seither fanden mehrere Inspektionen statt. Dabei wurden die Rissbreiten beobachtet und die Wasseraufnahme des Betons mit dem Karstenröhrchen geprüft. Anlässlich der letzten Inspektion vom 13.10.2010 konnte festgestellt werden, dass die Rissbreiten stabil sind und die Hydrophobierung noch wirkt [Burdin 2011].

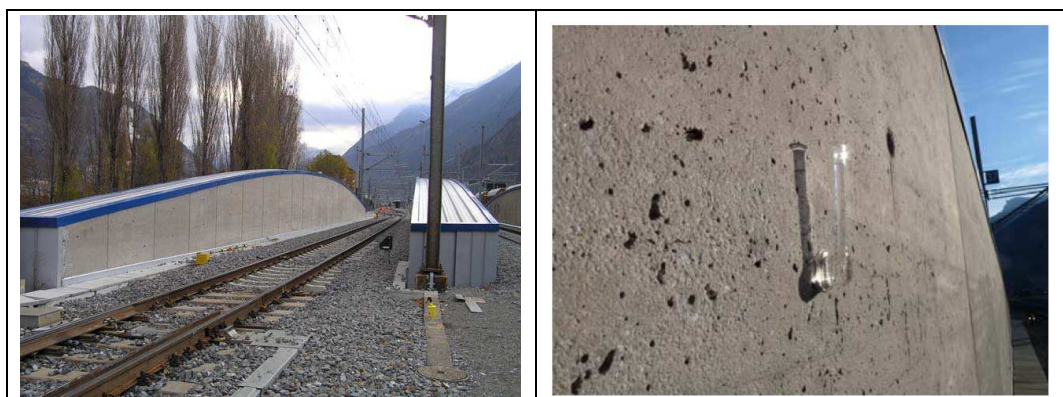


Abb. 2.10 SBB-Brücken über die Vispa (links) und Prüfung der Wirkung der Hydrophobierung mit dem Karstenröhrchen [Burdin 2011].

Aus dem Ausland (z.B. Norwegen, Niederlande, Frankreich, Grossbritannien) liegen einige wenige Ergebnisse und Erkenntnisse von Messungen an einzelnen Objekten vor (z.B. [Baillemont 2000, Bakker 2004, Delaby 2004, Durand 2000, Jensen 2004]). Konkrete und eindeutige Nachweise über den nachhaltigen Erfolg von einzelnen Instandsetzungen gibt es kaum (Staumauern werden hier ausgenommen).

Weltweit gibt es nur wenige langfristige Untersuchungen zur Rissbreitenentwicklung bei Kunstbauten infolge AAR (z.B. [Blight 1989, 1991, Bödeker 2003, Jensen 2004, Wood 2004]). **Abb. 2.11** zeigt die zeitliche Entwicklung der Rissbreite verschiedener Oberflächenrisse. Über den Messzeitraum nahm die Anzahl der Oberflächenrisse zu. Zudem vergrösserte sich die Rissbreite bereits vorhandener Risse mehr oder weniger linear. Der Oberflächenriss Nr. 10 erreichte 1988, d.h. nach der 26-jährigen Nutzung, eine Breite von 15 mm. Eine lineare Zunahme der Rissbreite wurde auch an einem anderen Bauwerk beobachtet (**Abb. 2.12**).

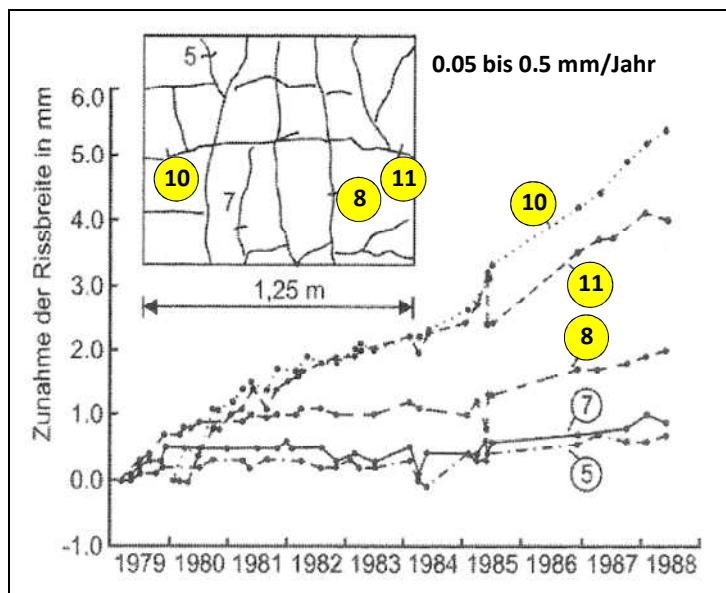


Abb. 2.11 Rissbreitenzunahme einiger Oberflächenrisse einer Rahmenecke [Bödeker 2003].

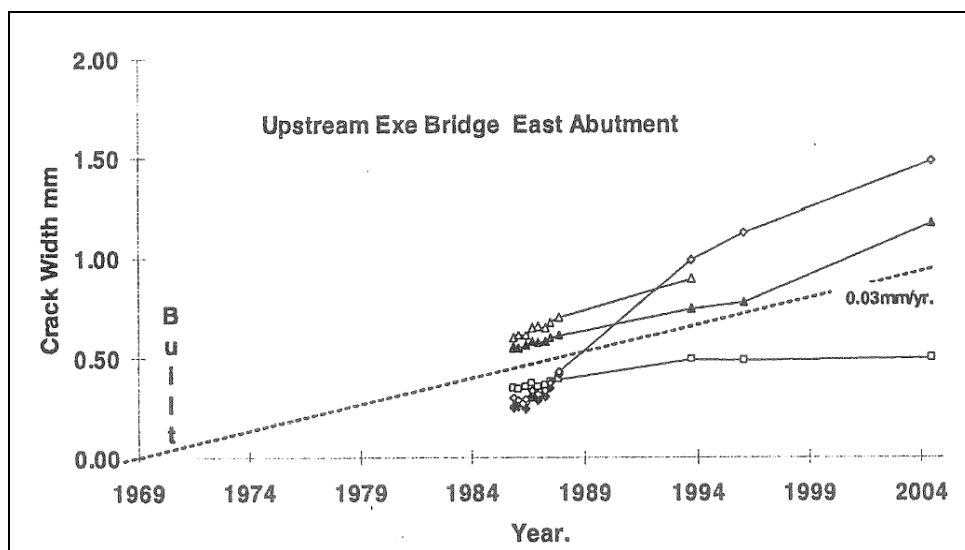


Abb. 2.12 Rissbreitenentwicklung bei einem Brückenträger [Wood 2004].

In den Niederlanden wurden Ende der 1990er Jahre mit der Überwachung von AAR-geschädigten Brücken begonnen [Siemes 2000, Borsie 2002a,b, Bakker 2003, 2004, 2008].

An zwei Brückenplatten wurden zunächst verschiedene Sensoren für die Überwachung getestet. Basierend auf den Ergebnissen dieser Pilotversuche wurden 16 instand gesetzte Brücken mit so genannten "Schwingenden Seiten" (vibrating wire strain gage) und mit Feuchtigkeitssensoren instrumentiert und seit 2003 kontinuierlich mit einem speziell dafür entwickelten Monitoringsystem überwacht. Die Resultate werden graphisch aufbereitet und sind auf einer Webseite den Nutzern verfügbar. In [Bakker 2008] wurde zusammenfassend festgestellt, dass die meisten Brücken keine oder sogar eine negative vertikale Längenänderung (= Verkürzung, Schwinden) aufwiesen. Brückenplatten, die vor der Instandsetzung die stärksten Anzeichen von AAR gezeigt hatten und eine höhere Feuchtigkeit aufwiesen, dehnten sich weiterhin aus. Der Autor folgerte daraus, dass die Wirksamkeit der Massnahmen hinterfragt werden muss und, dass eine Überwachung in solchen Fällen nötig ist. Neuere Auswertung liegen zurzeit nicht vor [Bakker 2011].

Das Ergebnis des langfristigen Monitoring von unbewehrten und bewehrten Probekörpern (Blöcke: 0.6 x 0.6 x 2 m, Platten: 0.2 x 1.2 x 4 m) mit verschiedenen Betonmischungen zeigt **Abb. 2.13** [MacDonald 2012]. Der Probekörper 6 mit dem Referenzbeton (415 kg/m³ CEM I, hoher Alkaligehalt, Na₂O_{eq}: 0.79 M.-%) wies nach 20 Jahren eine Dehnung von etwa 0.22% auf. Die maximale Rissbreite betrug ca. 3 mm. Jene des Probekörpers 5 (Beton mit dem Zement mit niedrigem Alkaligehalt, Na₂O_{eq}: 0.46 M.-%) lag wohl tiefer, aber immer noch deutlich über den übrigen Probekörpern. Die Rissbreite betrug max. 1 mm. Das Rissnetz war feiner und engmaschiger als bei der Probe 6 (Breite mehrheitlich <0.01 mm, Rissabstand zwischen 2 und 5 mm). Bei den anderen Probekörpern war die Rissbreite <<1 mm. Ähnliche Rissbreiten wurden auch bei den bewehrten Probekörpern beobachtet. Diese zeigten auch eine deutlich geringere Enddehnung als die unbewehrten Proben. Aus den Resultaten kann gefolgert werden, dass zwischen Dehnung und der maximalen Rissbreite keine direkte Korrelation besteht. Offenbar ist die Rissverteilung stark von der Betonmischung abhängig. Die Ergebnisse zeigen weiterhin, dass der Gesamtalkaligehalt kein zweckmässiger Indikator für die AAR-bedingte Ausdehnung ist. Die Betonmischung 5 mit dem tiefsten Gesamtalkaligehalt von 1.91 kg/m³ wies die zweithöchste Enddehnung auf.

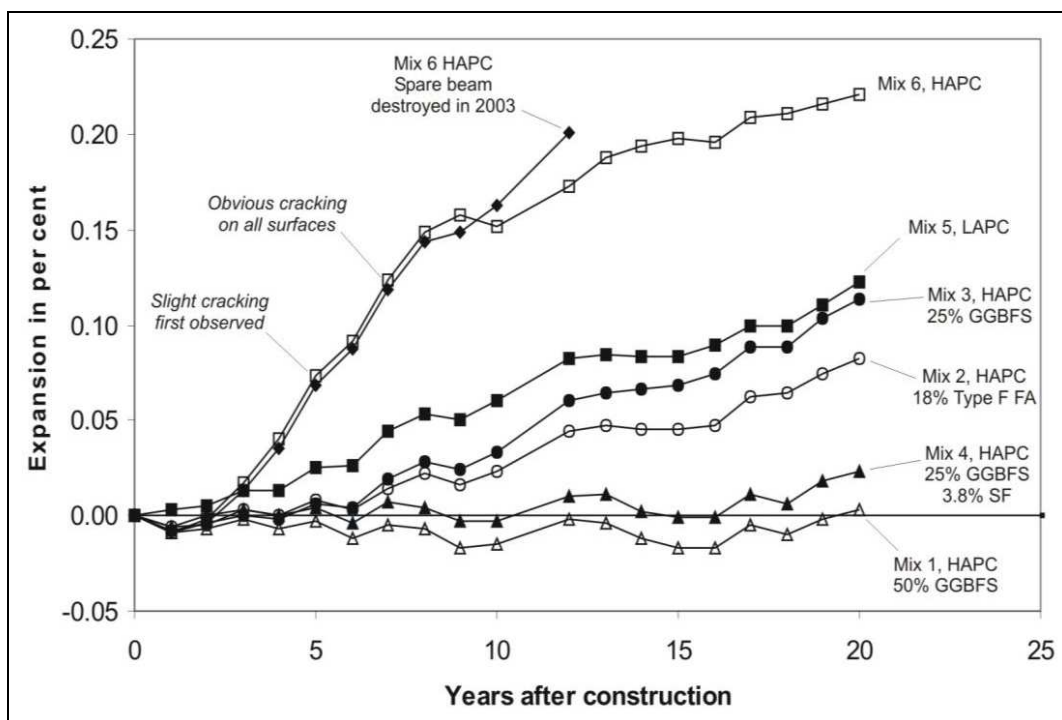


Abb. 2.13 Zeitlicher Verlauf der Ausdehnung der unbewehrten Probekörper. Die Ergebnisse wurden nicht temperaturkompensiert, da die Messungen immer etwa zur gleichen Jahreszeit durchgeführt wurden [MacDonald 2012].

HAPC: high-alkali Portland cement; LAPC: low-alkali Portland cement; SF: silica fume; GGBFS: ground granulated blast furnace slag; FA: fly ash.

Ein Beispiel einer langjährigen Überwachung einer Staumauer wurde von Droz et al. [Droz 2012] vorgestellt. Dabei handelt es sich um die Staumauer Salanfe bei Martigny, dessen Bewegungen bzw. Dehnungen seit dem Bau 1953 verfolgt wird. Die **Abb. 2.14** zeigt, dass zwischen 1993 und 2010 Verschiebungen bis über 35 mm aufgetreten und diese sehr ungleichmässig sind. Eine Verschiebung von 35 mm ist mit Blick auf die Abmessungen nicht besonders viel. Die Ausdehnungsrate beträgt weniger als 0.05 mm/m Jahr. Die Folgen auch kleiner Ausdehnungsraten sind bei den grossen Bauwerksdimensionen aber gravierender als bei kleinen Bauteilen. Zurzeit laufen die Vorarbeiten für das Anbringen von Schnitten in der Staumauer zur Schaffung von Dehnungsraum.

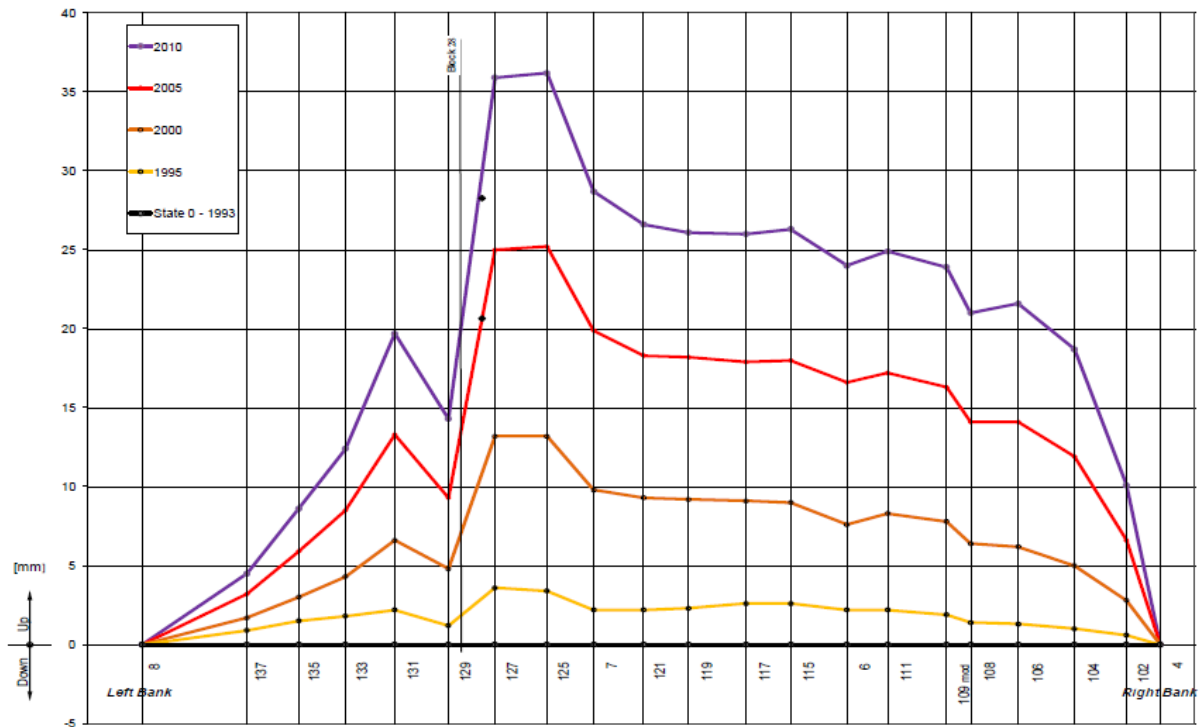


FIGURE 4: downstream-upstream displacements from 1993 to 2009 in mm, measured by geodesy

Abb. 2.14 Ergebnis der Überwachung der Salanfe-Staumauer bei Martigny [Droz 2012].

2.3 Instandsetzungsmöglichkeiten

Die Anzahl der Bauwerke, die in der Schweiz gezielt wegen der AAR instand gesetzt werden mussten, war bis anhin eher gering (gilt nicht für die jeweiligen Kosten der Instandsetzungen). Es ist anzunehmen, dass die Anzahl in den nächsten Jahren laufend steigen wird.

Weltweit gibt es weder einen Konsens noch Normen zur Instandsetzung von Betonbauten mit unterschiedlichem Ausmass an AAR-Schäden. Es wird daher immer von Fall zu Fall entschieden. Es gelangen u.a. Verfahren wie bei der Instandsetzung von korrosionsbedingten Schäden zum Einsatz, wie z.B. Aufbringen eines Oberflächenschutzsystems (Reduktion der Betonfeuchtigkeit), Betonabtrag und Reprofilierung, Verstärkung (z.B. mit Klebebewehrung oder Vorspannelementen), Verschliessen von Rissen und Ersatz ganzer Bauteile oder sogar Bauwerke. Daneben laufen auch Untersuchungen mit Lithiumsalzen (Einbringen, Wirkung). Die **Tabelle 2.1** gibt einen Überblick über die Möglichkeiten. Gewisse Massnahmen können auch kombiniert werden.

An der Bau und Wissen Tagung "Zustandserfassung und Instandsetzung von AAR-geschädigten Bauwerken" am 9.5.2012 hat Ch. Merz die möglichen Instandsetzungsmassnahmen erläutert (**Tabelle 2.1**) und dazu verschiedene Fallbeispiele aus dem In- und Ausland vorgestellt [Merz 2012a]. In den allermeisten Fällen gibt es kein kontinuierliches Monito-

ring, um den Erfolg der Massnahmen zu erfassen. Kontrollen werden meistens im Rahmen von (visuellen) Inspektionen gemacht. Dies braucht viel Zeit, da die Veränderungen in der Regel langsam sind. Damit ist es unmöglich, den Erfolg oder die Wirkung einer Massnahme kurz- bis mittelfristig zu beurteilen, weder im Einzelfall noch im Allgemeinen.

Tabelle 2.1 Übersicht über die möglichen Instandsetzungsmassnahmen bei AAR-geschädigten Bauwerken in Anlehnung an [Merz 2012a].

Instandsetzungsmassnahme	Beispiele
Wasser vom Bauteil abhalten Trockenlegen des Bauteils	Hydrophobierungen Beschichtungen Abdichtungen Abdeckungen
Chemische Bekämpfung der AAR mit Lithiumsalzen (z.B. LiNO ₃ , LiOH)	Imprägnierungen Elektrochemischer Eintrag
Vermindern oder mechanisches Überdrücken der AAR-bedingten Ausdehnung (Reduktion der Rissbreitenentwicklung)	Zusätzliche Bewehrung einlegen Ummantelung, z.B. bei Stützen Anbringen einer (zusätzlichen) inneren oder externen Vorspannung
Raum schaffen für zwängungsfreies Ausdehnen des Bauteils/Bauwerks	Korrekturmassnahmen an der Anlage oder an den Komponenten Entlastungsschnitte, z.B. bei Stau Mauern
Instandsetzungen des AAR-geschädigten Betons	Rissinjektionen Betonabtrag und Reprofilierung Betonabtrag und Vorbeton
Ersatz	

Nachfolgend sollen einige Fallbeispiele von Instandsetzungen und einem nachträglichen Monitoring vorgestellt werden.

An der Elsegeter Brücke (**Abb. 2.15**) in Trondheim, Norwegen, traten grosse Verformungen der Fahrbahnplatte infolge AAR auf. Die ca. 200 m lange Brückenplatte hatte sich nach 40 Jahren Betrieb um ca. 0.1%, d.h. um etwa 20 cm, verlängert. Dies führte dazu, dass sich die einseitig angeordnete Dilatationsfuge schloss. Dabei verbogen sich die monolithisch mit den Trägern verbundenen Stützen (Ø 80 cm) um bis zu 18 cm [Jensen 2003, 2004, 2008].

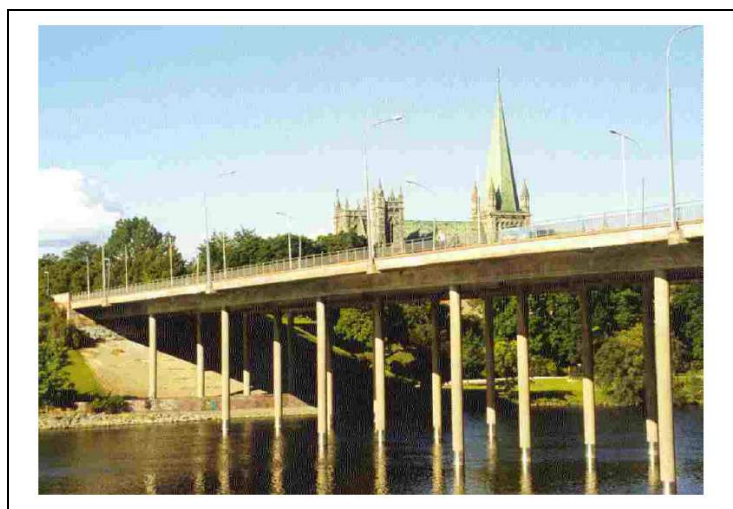


Abb. 2.15 Elsegeter Brücke in Trondheim, Norwegen (Baujahr 1950, Länge ca. 200m) [Jensen 2003].

Bei der Instandsetzung der Brücke wurden die nördlichen Stützen von den Trägern getrennt und aufgerichtet. Die Stützen wurden danach entweder beschichtet oder hydrophobiert oder teilweise mit CFK-Lamellen verstärkt. Die Hydrophobierung zeigte die gewünschte Wirkung. Die Betonfeuchtigkeit nahm ab, und die weitere Rissbreitenzunahme verlangsamte sich (**Abb. 2.16**).

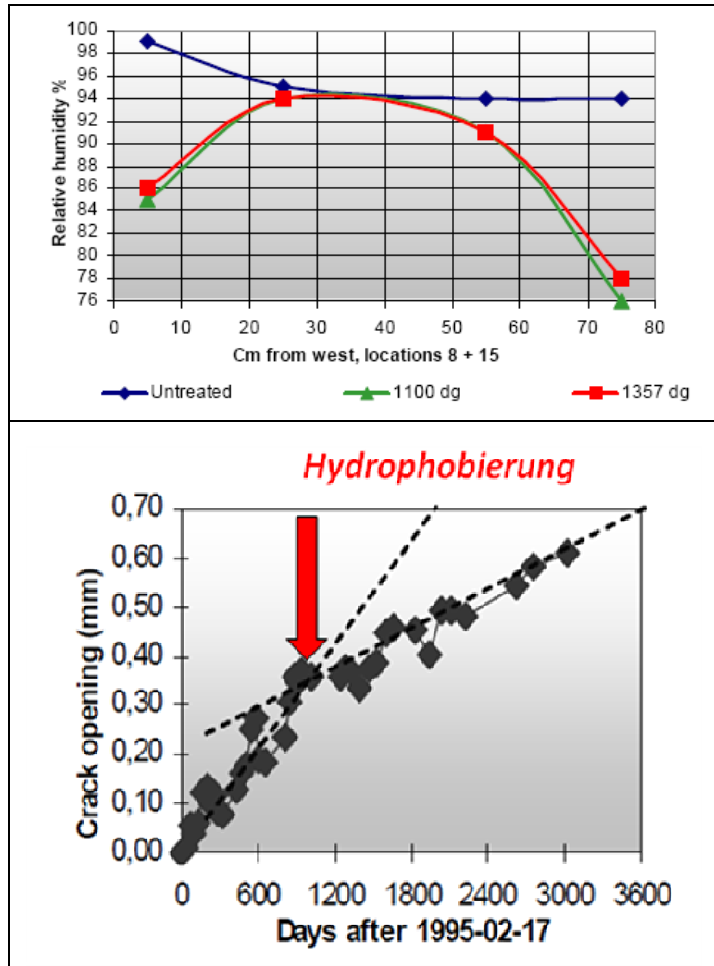


Abb. 2.16 Wirkung der Hydrophobierung auf die relative Luftfeuchtigkeit in Bohrlöchern im Beton (oben) und auf die Rissöffnung (Messzeit ca. 9 Jahre) (unten) [Jensen 2003, 2004, 2008].

Ein Beispiel der Instandsetzung von AAR-geschädigten Betonfundamenten einer Brücke in Japan mit zusätzlicher Bewehrung und Vorspannung wurde in [Okuyama 2008] beschrieben. Die Methode wurde gemäss den Autoren schon bei anderen Bauteilen mit Erfolg eingesetzt. Die nachfolgenden Abbildungen (**Abb. 2.17** bis **Abb. 2.19**) illustrieren die Situation und das Vorgehen. Trotz diesen Massnahmen nahm die Rissbreite noch etwas zu, wie die Messungen zeigten. Der Vergleich zum Ausgangszustand fehlt, was die Bewertung dieses Ergebnisses erschwert. Es war beabsichtigt, mit den Messungen fortzufahren. Neuere Resultate sind aber zurzeit nicht verfügbar. Die Autoren sind überzeugt, dass mit dieser Methode die AAR-bedingte Ausdehnung auch bei Fundamenten kontrolliert werden kann. An dieser Stelle sei auf die ähnliche Instandsetzung der Rorbachbrücke hingewiesen (siehe **Kapitel 3.2**).

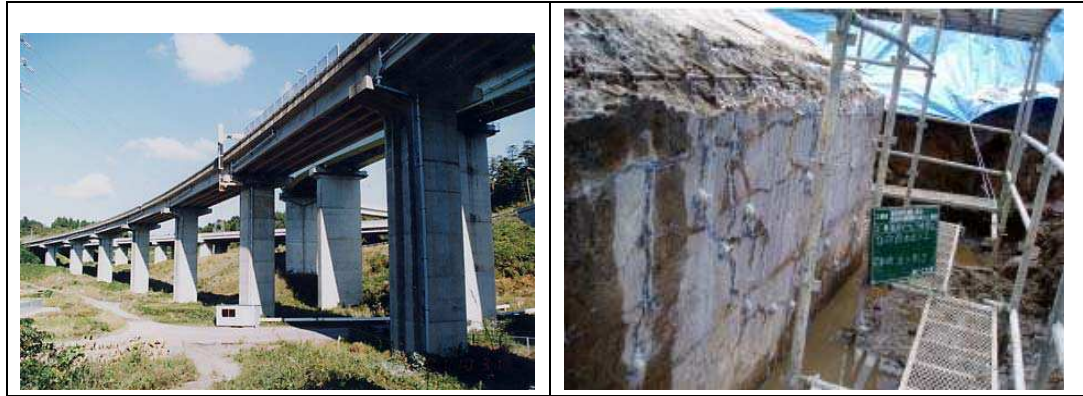


Abb. 2.17 Ansicht der Brücke (links) und frei gelegtes Betonfundament (rechts) [Okuyama 2008].

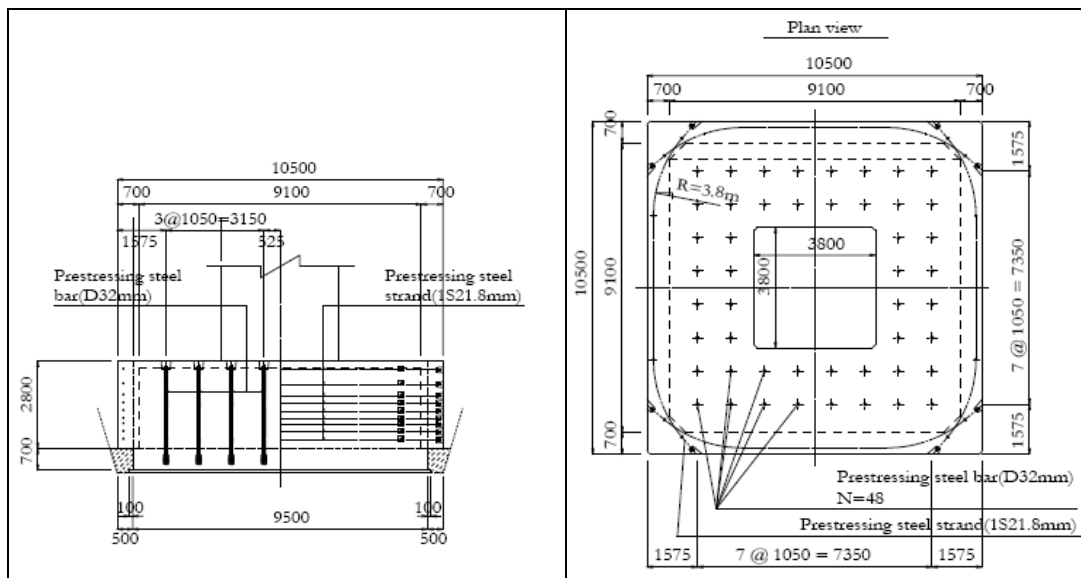


Abb. 2.18 Anordnung der Vorspannung [Okuyama 2008]. Die Vorspannung der vertikalen Spannanker ($\varnothing 32$ mm) und der horizontalen Spannglieder wurde auf 30 bis 40% der Streckgrenze eingestellt. Dies ergab eine Betonspannung von mindestens 0.2 N/mm^2 .

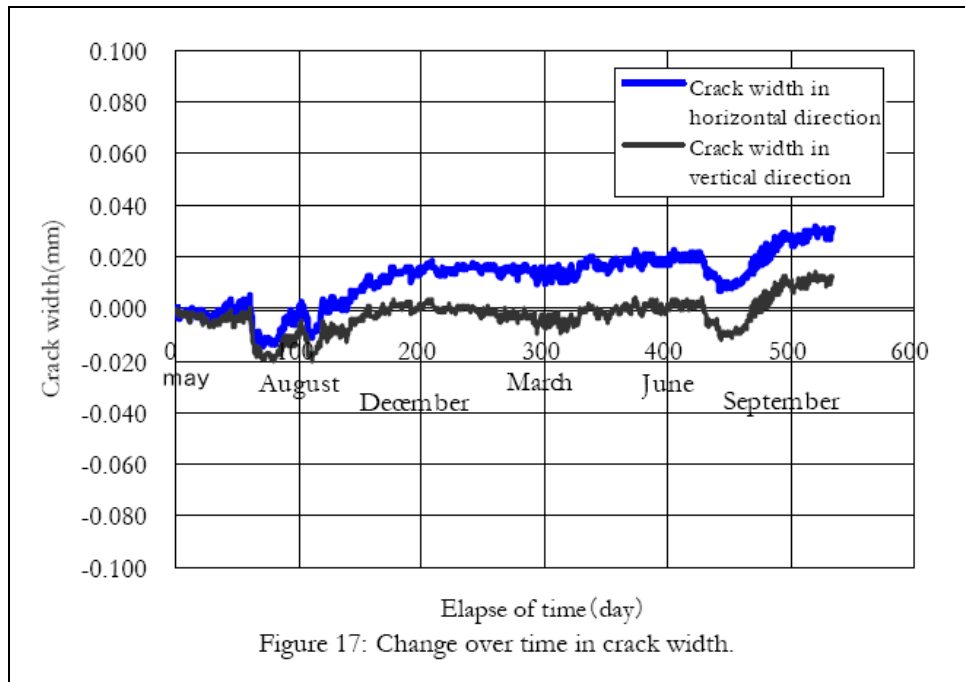


Abb. 2.19 Rissbreitenänderungen von Mai 2005 bis Oktober 2006 nach der Instandsetzung [Okuyama 2008].

In den letzten Jahren ist die AAR-Forschung deutlich vorangetrieben worden. Anlässlich des ICAAR 2012 in Austin/USA [ICAAR 2012] wurden die Ergebnisse von verschiedenen Untersuchungen und Feldstudien präsentiert. Auf einige soll hier kurz eingegangen werden.

Mit einem neuen amerikanischen Gesetzeserlass im Jahre 2006 erhielt die Federal Highway Administration (FHWA) fast 10 Mio. Dollar, um das Thema AAR als eines der wichtigsten Dauerhaftigkeitsprobleme weiter zu bearbeiten [Ahlstrom 2008, 2012]. Auf Grund der Ergebnisse eines Workshops [Cooley 2006] und der bisherigen Kenntnisse aus früheren Untersuchungen legte das FHWA folgende Ziele für das neue Programm fest [FHWA 2012]:

- Increase durability and performance, and reduce life cycle costs through prevention and mitigation of ASR in concrete pavements, bridges, and other highway structures.
- More effectively deploy current technologies to prevent and mitigate ASR in the field.

Um diese Ziele zu erreichen wurden folgende Arbeitspakete formuliert:

1. Development of Testing and Evaluation Protocols
2. Field Application Projects for the Prevention and Mitigation of ASR
3. Assist States in Inventorying Existing Structures for ASR
4. Deployment and Technology Transfer.

Im Rahmen des 1. Arbeitspaketes entstand das Grundlagendokument "Report on the Diagnosis, Prognosis, and Investigation of Alkali-Silica Reaction (ASR) in Transportation Structures" [Fournier 2010]. Darin ist das Vorgehen zu den folgenden Phasen erläutert:

- Level 1: Zustandserfassung
- Level 2: Detaillierte Untersuchung mit der Bestimmung des Rissbreitenindices und Laboruntersuchungen an Bohrkernen (inkl. mikroskopischer Gefügeanalyse)
- Level 3: Vertiefte Untersuchungen am Bauwerk und am Beton (z.B. Messung der Ausdehnung am Objekt, der Spannung und der Temperatur, statische Beurteilung, Betoneigenschaften, Alkaligehalt des Betons).

Unter dem 2. Arbeitspaket laufen aktuell neun Feldversuche in sieben Staaten (**Tabelle 2.2**). Diese Stossrichtung war ein zentrales Anliegen der Teilnehmer des erwähnten Workshops. Damit sollen mehr Informationen gewonnen werden zu den möglichen Massnahmen, zu deren Anwendung (Zeitpunkt der optimalen Anwendung, Anforderungen an die Materialien, Dosierung etc.) und zu deren Lebensdauer. Wie aus der Tabelle hervorgeht, kommen bei vielen Feldstudien Hydrophobierungen zum Einsatz, häufig in Kombination mit anderen Methoden. Die Schlussberichte über die verschiedenen Feldversuche werden 2013 vorliegen. Im Rahmen des [ICAAR 2012] wurden diverse Projekte vorgestellt [Ahlstrom 2012, Thomas 2012]. In [Thomas 2012] werden einige ausgewählte Pilotversuche des FHWA beschrieben, allerdings ohne dazu Resultate zu präsentieren.

Tabelle 2.2 Übersicht über die von der FHWA untersuchten AAR-geschädigten Bauwerke [Thomas 2012].

Structure	Location	Comments
Pavement	Mountain Home, Idaho	<ul style="list-style-type: none"> • Mild to moderate ASR in the coarse aggregate (mixed volcanics, chert) • Treatment carried out in 2004 : topical application of LiNO₃ • Monitoring of expansion and humidity in treated/control sections
Highway barriers	Route 2, Leominster, Massachusetts	<ul style="list-style-type: none"> • Moderate to severe ASR in coarse aggregate (greywacke) • Treatments applied on several barrier sections in 2005: <ul style="list-style-type: none"> – Vacuum impregnation with LiNO₃ – Topical application of silane, or LiNO₃ (with/without silane) • Monitoring of expansion and humidity in treated/control barriers.
Bridge columns	I-10 & I-45 interchange in Houston, Texas	<ul style="list-style-type: none"> • Moderate to severe ASR in the coarse aggregate (chert, quartzite) • Treatments applied in 2006: <ul style="list-style-type: none"> – Lithium treatment (vacuum and electrochemical methods) – Topical application of silane (blasted and painted surfaces) • Monitoring of expansion and humidity in treated/control columns
Pavement	Route 113, Georgetown, Delaware	<ul style="list-style-type: none"> • Moderate ASR (coarse aggregate (schist, gneiss) and in sand (chert) • Treatment: topical applications of LiNO₃ (2009). Overlaid with asphalt in 2011
Bridge elements	I395, Bangor, Maine	<ul style="list-style-type: none"> • Moderate to high ASR in the coarse aggregate (greywacke/argillite) • Treatments applied in 2010: <ul style="list-style-type: none"> – Topical applications of sealant materials – electrochemical migration (lithium) technique – Carbon fibre reinforced polymer (CFRP) strengthening wrap • Monitoring of expansion and humidity in treated/control elements

Structure	Location	Comments
Parapet walls, bridge	189, Montpelier, Vermont	<ul style="list-style-type: none"> • Moderate ASR in the coarse fraction of the fine aggregate (schist, microquartzite, sandstone and argillite) • Treatment in 2010: topical applications of sealant materials • Monitoring of expansion and humidity in treated/control walls
Concrete arches, bridge	Wetumpka, Alabama	<ul style="list-style-type: none"> • Severe ASR in the coarse aggregate (chert, quartzite). Treatment carried out in 2010: <ul style="list-style-type: none"> – Filling of large cracks with flexible sealant – Application of silane to all surfaces – Application of epoxy flood-coat on the top face • Monitoring of expansion and humidity in treated/control arches
Abutments, retaining and barrier walls	Providence, Rhode Island	<ul style="list-style-type: none"> • Low to high degree of ASR in coarse aggregates (gneiss, quartzite) • Treatments applied in 2012: topical application of sealant materials • Monitoring of expansion and humidity in treated/control elements
Concrete pavement	Little Rock, Arkansas	<ul style="list-style-type: none"> • Moderate ASR in the fine aggregate (chert) • Treatment carried out in 2012: topical application of sealant materials • Monitoring of expansion and humidity in treated/control panels

Seit 2007 ist das RILEM TC 219 ACS-A (Appraisal, Management and Repair of Affected Structures) daran, Empfehlungen zur Zustandserfassung, zur Beurteilung und zum Management sowie zur Instandsetzung von AAR-geschädigten Bauwerken zu erarbeiten. In [Gordart 2012] wird der aktuelle Stand der Arbeiten vorgestellt. Neben allgemeinen Hinweisen zur Zustandserfassung und Instandsetzung werden in den Empfehlungen Methoden für die Risikoabschätzung dargelegt. Seit kurzem liegt der Teil 1 (Zustandserfassung) in Buchform vor [Rilem 2013].

Tabelle 2.3 Übersicht über die Klassierung des RILEM von AAR-geschädigten Bauwerken bzgl. Empfindlichkeit/Verletzlichkeit (Table 1), die Bedeutung (Table 2) und die Massnahmen in Abhängigkeit von der Bedeutung (Table 3) [Godart 2012].

Level	Vulnerability	Examples	Consequences
V1	Null	<ul style="list-style-type: none"> ■ Non structural elements whose expansion and deterioration has no consequences on the durability, the serviceability or the safety of the structure ■ Easy to replace elements, etc. 	No consequences on the structure
V2	Low	<ul style="list-style-type: none"> ■ Structural elements or non structural elements whose expansion and deterioration has no consequences on the safety or the serviceability of the structure ■ ... 	Consequences on the durability of the structure
V3	High	<ul style="list-style-type: none"> ■ Structural elements or non structural elements whose expansion and deterioration affect the serviceability of the structure ■ ... 	Consequences on the serviceability of the structure
V4	Very high	<ul style="list-style-type: none"> ■ Structural elements or non structural elements whose expansion and deterioration affect the safety of the structure 	Consequences on the safety of the structure

Hazard	Low potential and dry environment	Low potential and humid environment	High potential and dry environment	High potential and humid environment
Vulnerability V1	C0	C0	C0	C0
V2	C0	C1	C1	C2
V3	C1	C2	C2	C3
V4	C1	C2	C3	C4

Example of classification of criticality:
 C0 : very low impact of hazard on the structure
 C1 : low impact of hazard on the structure
 C2 : medium impact of hazard on the structure
 C3 : high impact of hazard on the structure
 C4 : very high impact of hazard on the structure

Issue	Criticality C0	C1	C2	C3	C4
I0 (structure with low issues)	T0	T0	T1	T1	T2
I1 (structure with moderate issues)	T0	T1	T1	T2	T3
I2 (structure with high issues)	T1	T1	T2	T2	T3
I3 (strategic structure)	T1	T2	T2	T3	T3

Example of classification of treatment:
 T0 : no treatment or a slight and local treatment on the damaged elements
 T1 : slight or local treatment to get a correct durability of the structure
 T2 : preventive or corrective treatment to prevent the loss of serviceability and/or durability
 T3 : heavy treatment against the loss of serviceability and/or temporary or definitive substitution of the structure. An urgent treatment to secure the structure could be necessary...

In [Folliard 2008, Drimalas 2012] wurden über die Zwischenergebnisse von zwei Feldstudien des FHWA berichtet. Bei einem der Projekte wurden die Stützen von einer Ende der 1990er Jahre gebauten Autobahnbrücke in Texas mit verschiedenen Oberflächenschutzmassnahmen (Na-Silikat, Hydrophobierung) und mit Lithiumnitrat (Vakuumpprägung, elektrochemischer Eintrag) behandelt. Seit 2006 wird die Ausdehnung, die relative Luftfeuchtigkeit im Beton und das Rissnetz verfolgt.

Eine andere Studie wurde an Leitmauern in Leominster, Massachusetts, durchgeführt. Die Leitmauer zeigte bereits wenige Jahre nach dem Bau Anzeichen von AAR, wie die 2004 durchgeführte Zustandsuntersuchung bestätigte. Ein Teil der Testflächen wurde hydrophobiert, der andere mit Lithiumnitrat-Lösung (ein- bis vierfacher oberflächlicher Auftrag, Vakuumpprägung) behandelt, ohne und mit nachträglicher Hydrophobierung. Die Messungen laufen seit 2006.



Abb. 2.20 Oberflächliche Applikation von Lithiumnitrat [Folliard 2008].

Die Untersuchungen zeigen, dass es viele Jahre braucht, um eine gesicherte Antwort zur Wirkung der Massnahmen zu erhalten. Ein Grund dafür sind die teilweise grossen örtlichen Unterschiede bei der zeitlichen Entwicklung der AAR. Zur Wirkung der Massnahmen stellen die Autoren fest, dass Lithium keine oder nur eine sehr beschränkte Wirkung aufwies. Demgegenüber bewirkte die Hydrophobierung bei beiden Objekten eine Reduktion der Ausdehnung (**Abb. 2.21**). Die Vorbehandlung der Betonoberfläche beeinflusste die Wirkung.

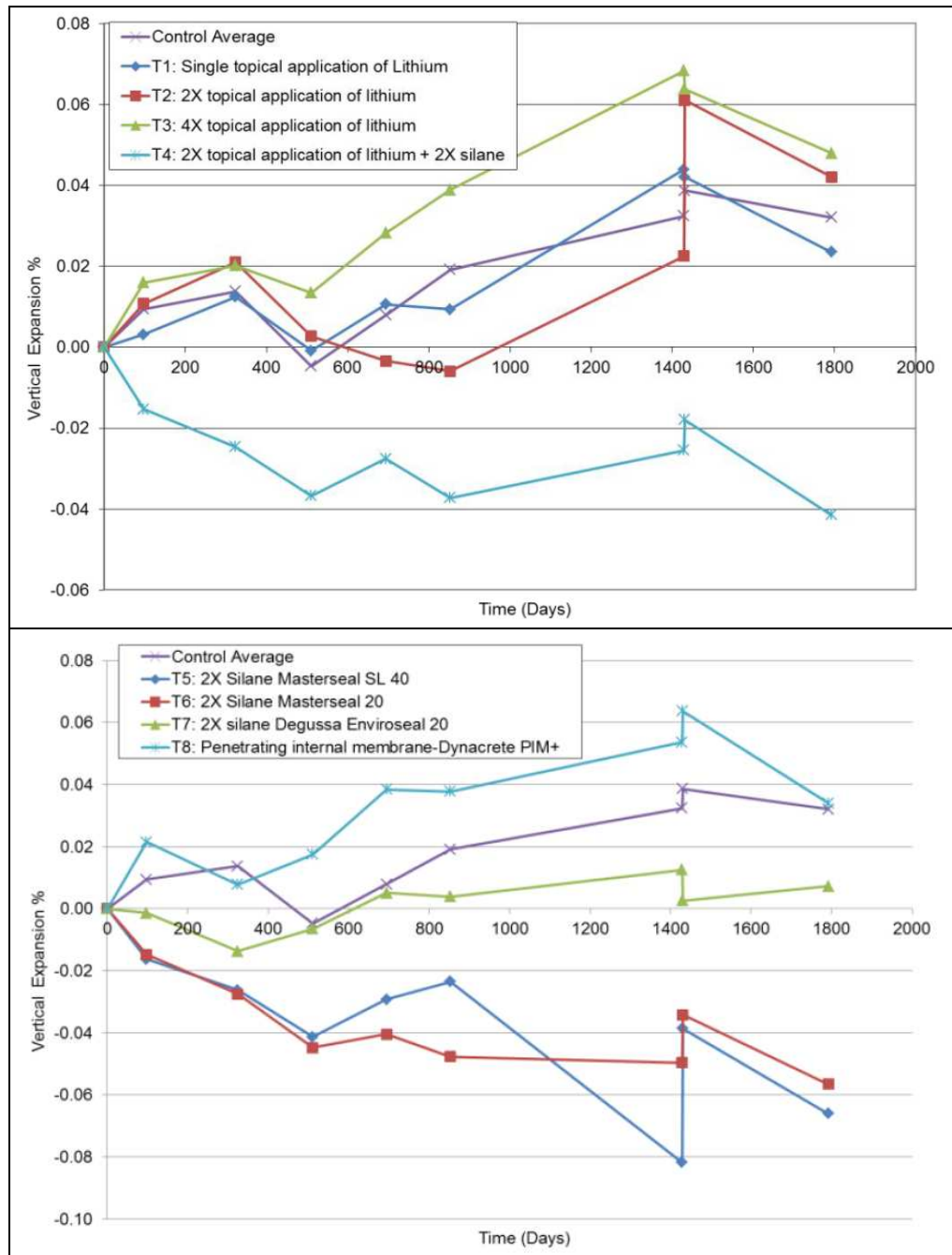


Abb. 2.21 Zeitlicher Verlauf der vertikalen Ausdehnung bei den Leitmauern. Oben: Behandlung mit Lithium. Unten: Behandlung mit Silan (Hydrophobierung) [Drimalas 2012].

Folliard et al. [Folliard 2012] fassen einen Teil der vorläufigen Ergebnisse von Untersuchungen an Probekörpern (unbewehrte und bewehrte Platten sowie Zylinder) zusammen, die seit 2008 auf dem Versuchsstand der Universität von Texas in Austin aussen gelagert werden. Für das Monitoring wurden die Entwicklung des Rissnetzes, die Ausdehnung und die relative Luftfeuchtigkeit im Beton verfolgt. Weiter wurden verschiedene zerstörungsfreie Prüfverfahren (Resonanzfrequenz, Schallgeschwindigkeit, Schallemission) eingesetzt.

Die Prüfkörper wurden, nachdem diese eine Dehnung von 0.1% erreichten, mit unterschiedlichen Verfahren behandelt, d.h.: Hydrophobierung, Eintrag von Lithiumnitrat (oberflächliche Anwendung, Vakuumimprägnierung, elektrochemisches Verfahren), Ummantelung mit CFK und diverse andere. Weitere Details zu den Versuchskörpern und zu einzelnen Behandlungen sind in [Resendez 2011] zu finden.

Aus den Ergebnissen wurde gefolgert, dass die Hydrophobierung die Betonfeuchtigkeit und damit die weitere Ausdehnung reduziert. Die Reduktion fällt dabei beim Beton mit dem eher schnell und stärker reagierenden reaktiven Sand kleiner aus als beim eher langsamen und weniger reaktiven Kies. Im Vergleich dazu zeigten die Behandlungen mit Lithiumnitrat keine oder nur eine geringe Wirkung (**Abb. 2.22**). In [Resendez 2011] wird vermutet, dass der zusätzliche Wassereintrag nachteilig ist und der Li-Eintrag ungenügend ist.

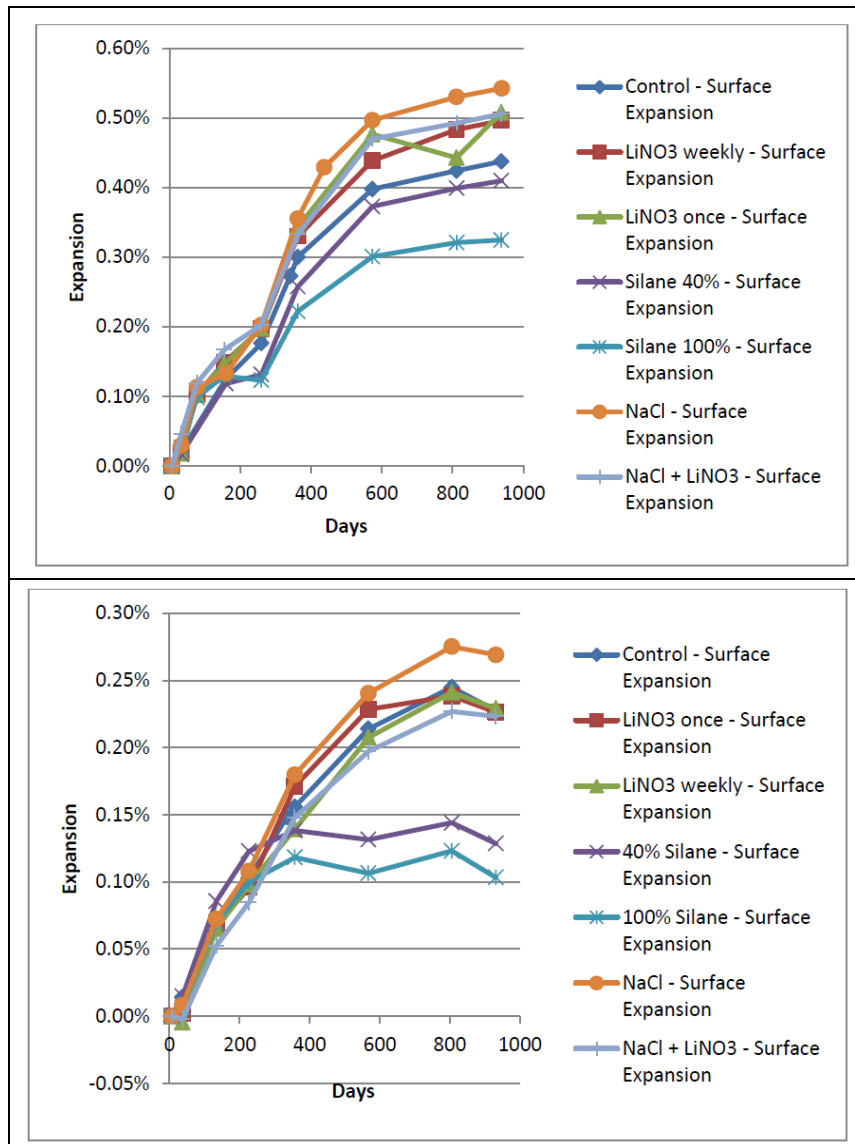


Abb. 2.22 Zeitlicher Verlauf der Ausdehnung an der Oberfläche der unbewehrten Platten (0.91 x 0.91 x 0.29, Betonbelag). Oben: Beton mit reaktivem Sand (Jobe). Unten: Beton reaktivem Kies (Placitas) [Resendez 2011]. LiNO₃: Lithiumnitrat; Silane: Hydrophobierungsmittel.

Auch in Japan laufen zurzeit diverse Forschungsarbeiten. Torii et al. [Torii 2012] haben die mögliche Instandsetzung von vorgespannten AAR-geschädigten Brückenträgern, die gleichzeitig chloridinduzierte Korrosion aufwiesen, untersucht. Dabei haben sie auch den kathodischen Korrosionsschutz (KKS) eingesetzt. In ihren Folgerungen empfehlen sie bei geringem Korrosionsrisiko des Spannstahls die Anwendung von Hydrophobierungen. Bei Trägern mit starken Korrosionsschäden empfehlen sie das Aufbringen von CFK-Lamellen oder den KKS. In ihren Untersuchungen konnten sie keine nachteilige Wirkung des KKS, d.h. eine Beschleunigung der AAR, feststellen. Sie weisen aber darauf hin, dass für die Klärung dieser Frage weitere Forschungsarbeiten und ein längerfristiges Monitoring nötig sind.

Die Wirkung und Lebensdauer von Beschichtungen bei Brückenpfeilern mit AAR wurden von Daidai et al. [Daidai 2012] untersucht. Sie kamen zum Schluss, dass die (wasserdichten) Beschichtungen mit einiger Sicherheit die AAR nicht verhindern, sondern sogar eher fördern, da sie das Wasser im Beton zurückhalten. **Abb. 2.23** zeigt einen stark gerissenen Brückenkopf. Dieser wurde im Rahmen einer ersten Instandsetzung im Alter von 2 Jahren beschichtet. Dabei wurden auch die vorhandenen Risse ausinjiziert. Auf Grund des schlechten allgemeinen Zustandes (**Abb. 2.24**) und der wegen der AAR grossen Anzahl gebrochener Bügel wurde der Brückenkopf vollständig ersetzt (**Abb. 2.25**).



Abb. 2.23 Zustand des ca. 17 Jahre alten Pfeilers der Arisawa Brücke, District Toyama. Es ist ein typisches AAR-Rissnetz erkennbar. Die Beschichtung wurde 15 Jahre zuvor (Alter des Pfeiler ca. 2 Jahre) aufgebracht [Daidai 2008].

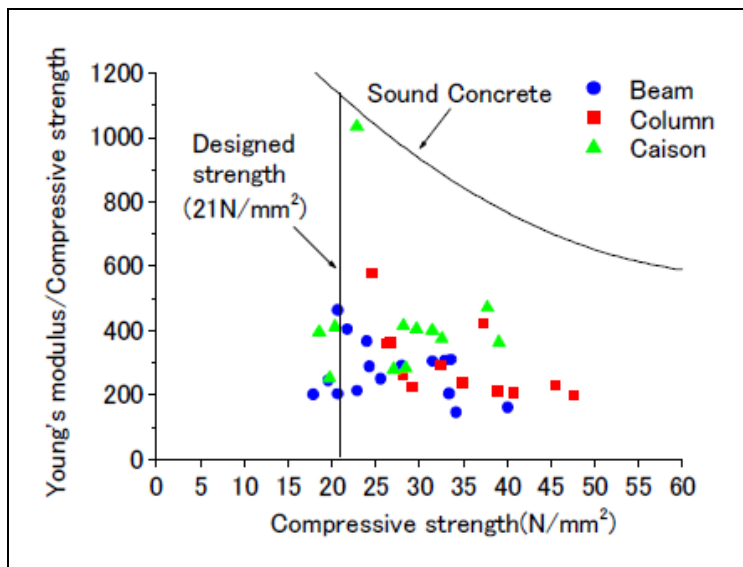


Abb. 2.24 Beziehung zwischen E-Modul und Druckfestigkeit [Daidai 2008]. Das Verhältnis E-Modul/Druckfestigkeit des Betons der Brücke liegt weit unter der Kurve für gesunden Beton.



Abb. 2.25 Zustand nach der Instandsetzung mit Ersatz des Stützenkopfes [Daidai 2008].

Die Wirkungstiefe von Hydrophobierungen (silane penetrant system) wurde von Niina et al. [Niina 2012] in einer Feldstudie an 200 x 200 x 600 mm grossen unbewehrten Probekörpern untersucht. Nachdem diese eine gewisse Ausdehnung erfahren hatten, wurden die Seitenflächen von einem Teil der Probekörper behandelt. Der andere Teil blieb unbehandelt. Danach wurden deren Verhalten unter bewitterten und unbewitterten Aussenlagerungsbedingungen messtechnisch verfolgt (Ausdehnung, Masse, relative Luftfeuchtigkeit des Betons in unterschiedlicher Tiefe). Die bewitterten hydrophobierten Probekörper zeigten praktisch das gleiche Verhalten wie die unbehandelten Proben unter unbewitterten Bedingungen. **Abb. 2.26** zeigt den Verlauf der Ausdehnung über die Höhe des Probekörpers nach 19 Monaten Auslagerung. Daraus ist ersichtlich, dass die Ausdehnung der behandelten Probekörper bis in eine Tiefe von ca. 200 mm geringer ist als jene der unbehandelten Proben. Der Verlauf der Kurven entspricht jenem der relativen Luftfeuchtigkeit in den Probekörpern. Die Kurve für den unbewitterten Probekörper belegt, dass auch ohne zusätzlichen Wassereintrag eine gewisse Ausdehnung stattfindet.

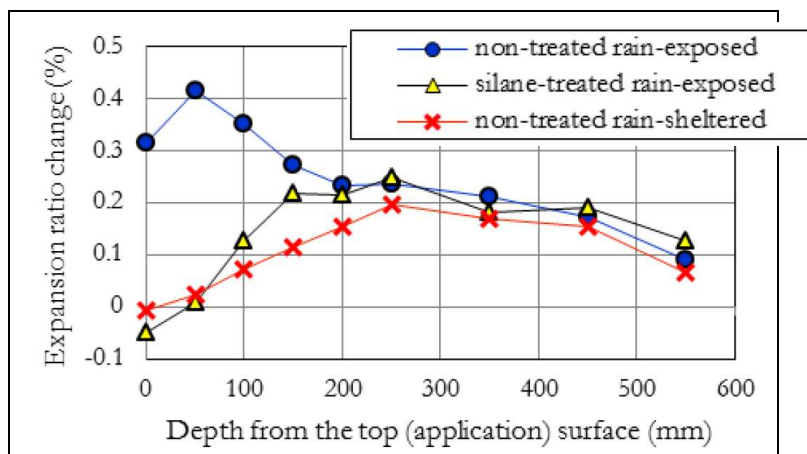


Abb. 2.26 Verlauf der Dehnung über die Höhe des Prüfkörpers nach 19 Monaten Aussenlagerung [Niina 2012].

Untersuchungen von Utsunomiya et al. [Utsunomiya 2012] an zwei Brückenpfeilern, die AAR zeigten und danach mit einem Oberflächenschutz versehen wurden, ergaben, dass der Pfeiler mit einer wasserdichten Beschichtung 19 Jahre nach der Instandsetzung deutlich grössere Schäden aufwies (Risslängenänderung: 0.09 m/m² Jahr) als der andere Pfeiler 15 Jahre nach der Hydrophobierung (Risslängenänderung: 0.02 m/m² Jahr). Sie schlossen daraus, dass die wasserdichte Beschichtung die AAR förderte, die Hydrophobierung dagegen verlangsamt.

Untersuchungen mit der Druckimprägnierung mit Lithiumnitrit (**Abb. 2.27** und **Abb. 2.28**) wurden von Era et al. beschrieben [Era 2008]. Auf Grund der Messungen an Bohrkernen aus der Wand (**Abb. 2.29**) kamen sie zum Schluss, dass diese Methode geeignet ist, die AAR zu verhindern.

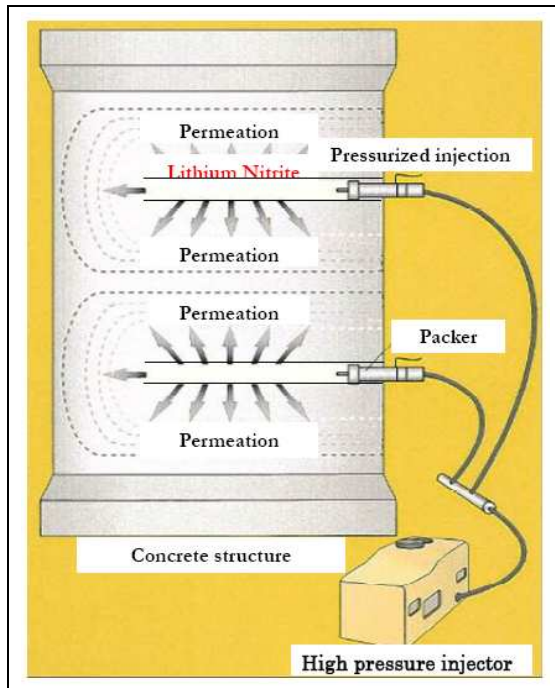


Abb. 2.27 Vorgehen bei der Druckimprägnierung mit Lithiumnitrit [Era 2008].

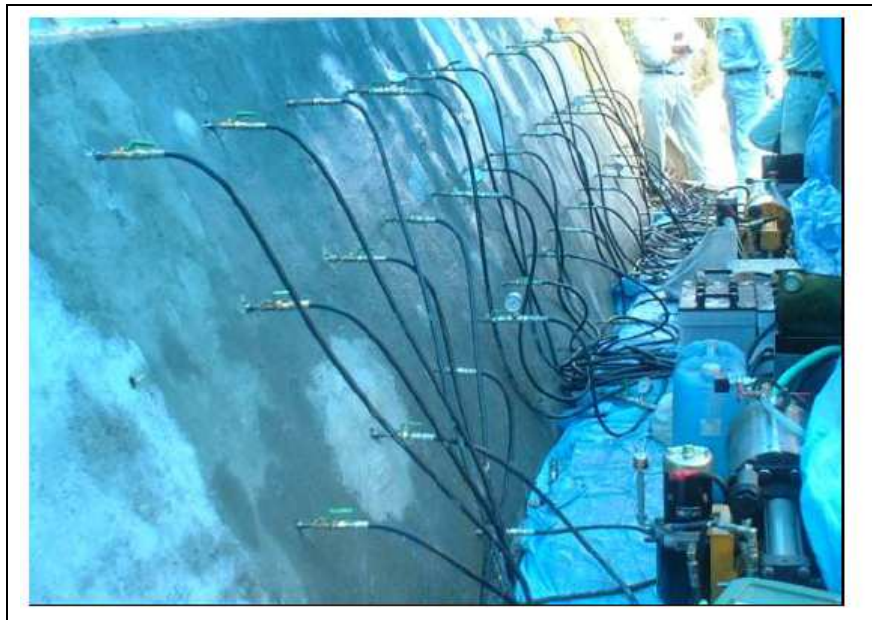


Abb. 2.28 Installation der Druckimprägnierung bei einer Rückhaltewand [Era 2008].

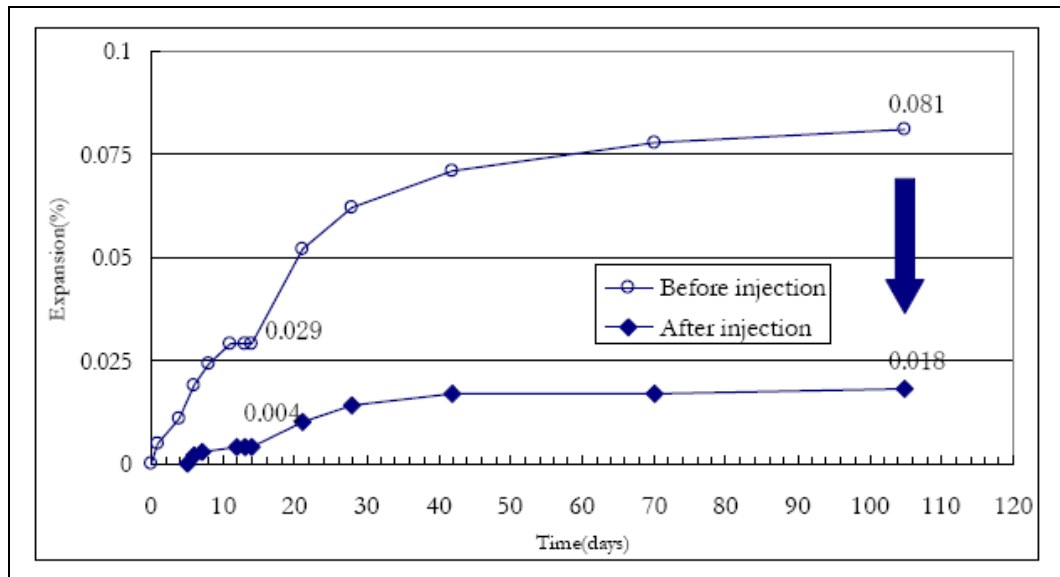


Abb. 2.29 Dehnung der Bohrkerne vor und nach der Druckimprägnierung mit Lithiumnitrat [Era 2008].

Von Cândido et al. [Cândido 2012] wurde an kleinen Mörtelprismen die Wirkung von Lithiumnitrat auf die AAR untersucht. Die Probekörper wurden nach der Herstellung zunächst einer höheren Temperatur ausgesetzt, damit diese AAR entwickeln konnten. Danach wurden sie auf verschiedene Arten mit Lithiumnitratlösungen behandelt (Sättigung der Probekörper mit der Li-haltigen Lösung, oberflächliche Sättigung, Vakuumimprägnierung). Nach der Behandlung wurden die Probekörper bei 60 °C und 60 % RL gelagert und die weitere Ausdehnung gemessen. Alle mit Lithium behandelten Probekörper wiesen eine stark reduzierte Ausdehnung auf (ca. 25% des Wertes der Referenzprobekörper). Der Unterschied zwischen den verschiedenen Behandlungsarten war gering.

Ergebnisse an etwas grösseren Probekörpern (Betonprismen 100 x 100 x 300 mm, mit mittig angeordnetem Bewehrungsstab), die mit elektrochemischem Li-Eintrag behandelt wurden, liegen von Ueda et al. [Ueda 2012] vor. Für die Behandlung wurden 5 molare LiOH- und 0.5 molare LiCO₃-Lösungen ohne und mit oberflächenaktiven Substanzen verwendet. Nach der elektrochemischen Behandlung mit der Li-haltigen Lösung bei 20 und 40°C wurden die Probekörper bei einer Temperatur von 40 °C und einer relativen Luftfeuchtigkeit von 95% ausgelagert und an verschiedenen Stellen die Dehnung gemessen. Damit Lithium die AAR unterdrücken kann, sollte mindestens ein Li/Na-Verhältnis von 1 erreicht werden. Wie aus **Abb. 2.30** hervorgeht, wird dies bei 20 °C nur bis zu einer Tiefe von weniger als 3 cm erreicht. Bei 40 °C ist das Verhältnis bis in eine Tiefe von etwa 5 cm über 1. Aus den Dehnungsmessungen schlossen sie auf eine starke Wirkung des Lithiums.

An Laborprüfkörpern (Durchmesser der Zylinder 215 mm, Prismen 200 x 200 mm) konnten Abdullah et al. [Abdullah 2012] zeigen, dass die Wirkung der Umwicklung der Prüfkörper mit kohlefaserverstärkten Kunststoffen von der Probengeometrie und der Anzahl Lagen der Umwicklung abhängig ist. Weiter fanden sie, dass die Wirkung besser ist, je früher sie umgesetzt wird.

An runden, unterschiedlich vorgeschädigten Probekörpern (Durchmesser 300 mm, Länge 1100 mm) haben Shayan et al. [Shayan 2012] die Wirkung der ein- und mehrschichtigen Ummantelung mit CFK untersucht. Sie kamen zum Schluss, dass die Ummantelung in der Lage ist, die AAR zu reduzieren, aber nicht zu stoppen. Sie vermuten, dass eine höhere Steifigkeit der Ummantelung vorteilhaft ist.

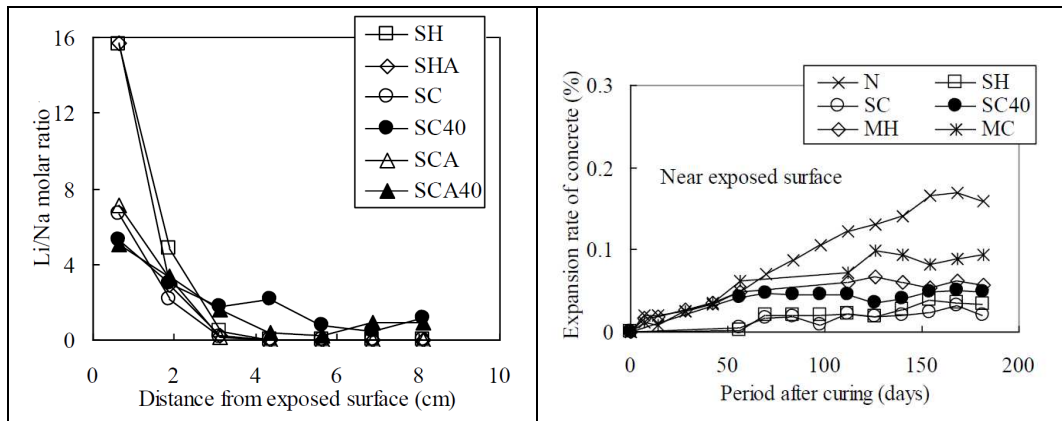


Abb. 2.30 Rechts: Li/Na-Profil für die verschiedenen Behandlungen (leere Symbole: 20 °C, volle Symbole: 40 °C). Links: Zeitliche Entwicklung der Dehnung nach der Behandlung [Ueda 2012]. Lage der Bewehrung in 50 mm Tiefe. N: Referenz (keine Behandlung); SH: LiOH; SHA: LiOH mit oberflächenaktiver Substanz; SC: Li_2CO_3 ; SC40: wie SC, 40°C; SCA: Li_2CO_3 mit oberflächenaktiver Substanz; SCA40: wie SCA, 40 °C; MH (LiOH) und MC (Li_2CO_3) mit Vorbehandlung zur Beschleunigung der AAR.

In Deutschland laufen seit 2008 Labor- und Feldversuche zur Verzögerung der AAR bei Fahrbahndecken [Eickschen 2011a,b, Marquardt 2011]. Untersucht wird die Wirkung von transparenten Oberflächenschutzmassnahmen (Hydrophobierung, Leinölfirnis, Antigraffiti), der Auftrag einer Epoxidharzbeschichtung, einer dünnen Asphaltsschicht in Kaltbauweise (DSK) und von Lithiumnitrat. In den Laborversuchen konnte keine Verringerung der Dehnung durch die Lithiumbehandlung gefunden werden. Auch bei den Feldversuchen konnte die Schadenentwicklung mit Lithium nicht verlangsamt werden. Aus den Ergebnissen nach 2.5 Jahren wird gefolgert, dass die Applikation einer Hydrophobierung oder Leinölfirnis und das Aufbringen einer zweischichtigen DSK gegenüber den anderen Systemen zu bevorzugen sind [Marquardt 2011]. Diese Ergebnisse flossen in die "Empfehlungen für die Schadensdiagnose und die Bauliche Erhaltung von AKR-geschädigten Fahrbahndecken aus Beton" [BMVBS 2012] ein.

3 Untersuchungen

3.1 Stützmauern an der Simplonstrasse (Kanton Wallis)

3.1.1 Evaluation

Nach diversen Vorgesprächen mit verschiedenen möglichen Eigentümern sagte die ASTRA Filiale Thun zu, das Projekt zu unterstützen und an der Simplonstrasse geeignete Objekte zur Verfügung zu stellen.

Die Simplonstrasse verbindet Brig (600 m ü.M.) im Kanton Wallis mit Gondo (860 m ü.M.) an der italienischen Grenze. Die Passhöhe liegt auf 2005 m über Meer.

An der Startsitzenz vom 03.12.2008 wurden die Zielsetzungen des Projektes erläutert und das weitere Vorgehen festgelegt. An der Sitzung nahmen teil:

- Cristoforo Bissig, Astra Filiale Thun, Aussenstelle Visp
- Jean-Christophe Puttallaz, Service des routes et des cours de l'eau, Sion
- Anton Fux, Dep. für Verkehr, Bau und Umwelt, Sektion Nationalstrassen Oberwallis
- Fritz Hunkeler, TFB AG, Wildegg
- Ulrich Püschner, TFB AG, Wildegg

Es sollten zwei AAR-geschädigte Stützmauern evaluiert, untersucht und auf zwei unterschiedliche Arten instand gesetzt werden. Die eine Stützmauer sollte auf der Rückseite trocken (Stützmauer A), die andere von hinten stark durchfeuchtet sein (Stützmauer B). Die bergseitig trockene Stützmauer A sollte mittels Hydrophobierung der bewitterten Oberflächen instand gesetzt und beobachtet werden. Die bergseitig durchnässte Stützmauer B soll mittels Vergelung der Rückseite (und ggf. mittels Hydrophobierung der bewitterten Vorderseite) instand gesetzt und beobachtet werden.

Anschliessend an die genannte Sitzung fand eine Grobevaluation der möglichen Objekte entlang der Simplonstrasse statt (siehe **Anhang I.1**). Danach wurde vereinbart, dass die TFB AG einen Projektantrag für den Teilbereich Wallis erstellt. Der Antrag ging am 26.1.2009 an Herrn Ch. Bissig, ASTRA Filiale Thun. Der Auftrag wurde am 10.6.2009 erteilt.

Am 23.03.2009 ergab sich ein kurzes Zeitfenster, um die Objekte, die als Stützmauer A in Frage kamen, bei gutem Wetter zu evaluieren. Die Stützmauern oberhalb (bergseits) als auch unterhalb des Trassees (talseitig) entlang des vorgesehenen Streckenabschnitts wurden zu diesem Zweck in Augenschein genommen und hinsichtlich diverser Auswahlkriterien schematisch erfasst und fotografiert. Die abschliessende Bewertung führte zu zwei möglichen Objekten.

Objekte, die als Stützmauer B in Frage gekommen wären, wurden auf dem Streckenabschnitt unter der Ganterbrücke entlang der alten Strasse gesucht, allerdings ohne Erfolg. Es befinden sich zwar in diesem Bereich einzelne Stützmauern und Ankerköpfe mit einem typischen AAR-Rissbild, teilweise fliesst auch Wasser die Felswände hinunter, aber ein klar bergseits durchnässtes Objekt konnte nicht gefunden werden.

Die Objekte südlich der Ganterbrücke, Richtung Simplonpasshöhe, konnten auf Grund der grossen Schneehöhe zu dieser Jahreszeit nicht begutachtet werden. Dies wurde später nachgeholt. Es ergaben sich aber keine neuen Befunde.

3.1.2 Auswahlkriterien

Folgende Kriterien wurden in die Evaluation geeigneter Stützmauern einbezogen:

AAR-Rissbild: Die Stützmauer sollte ein für AAR typisches Rissbild aufweisen und sich über die Länge mehr oder weniger gleichmässig sein, um zwei gleichartige Flächen für das Monitoring mit und ohne Instandsetzung zur Verfügung zu haben.

Instandsetzungsbedarf: Es wurde weiter abgeklärt, ob das Bauwerk innert der nächsten 10 bis 20 Jahre unverändert bleiben wird oder nicht. Ziel: Bauwerke ohne dringenden Instandsetzungsbedarf.

Rissausbildung: Die Zahl und Breite der offenen Risse wurde hinsichtlich einer Musterinstandsetzung mittels Hydrophobierungsmittel hinterfragt, da Hydrophobierungsmittel nur gewisse Rissbreiten überbrücken können.

Oberflächenbeschaffenheit: Zeigt die Stützmauer eine Oberfläche, die einfach beobachtet werden kann? Zahlreiche Objekte im betrachteten Streckenabschnitt haben eine Vormauer mit grossen Steinen, zeigen eine strukturierte Betonoberfläche in Form von tiefen Rillen (Scheinmauerwerk) oder weisen eine Spritzbetonschicht auf. Diese wurden von vorneherein nicht weiter betrachtet. Infrage kamen nur Objekte mit einer glatten, geschalteten und gut zugänglichen Betonoberfläche.

Abmessungen: Das Objekt sollte in der Länge und Höhe nicht zu klein sein, um mögliche Randeffekte zu eliminieren, die bei der Instandsetzung mit einem Hydrophobierungsmittel auftreten könnten. Weiterhin sollten zwei annähernd gleich grosse und gleichartige Abschnitte für das Monitoring ausgeschieden werden können.

Verkehr: Die Forschungsstelle war sich bewusst, dass die Forschungsarbeit auf einer wichtigen Hauptverkehrsachse der Schweiz durchgeführt werden sollte. Sie war bestrebt, den Verkehrsfluss so wenig und so selten wie möglich zu stören. Hier wurde insbesondere berücksichtigt:

- allgemeine Zugänglichkeit
- Abschnitt mit 2 oder 3 Fahrspuren, Abstand zur Strasse, Schutz durch Leitplanken, Sicherheits- oder Pannestreifen, erhöhtes Trottoir
- Übersichtlichkeit des Abschnitts, Nähe zu einem Tunnel
- Probleme mit Schnee.

Strom: Für ein kontinuierliches Monitoring ist eine dauerhafte Stromversorgung sehr vorteilhaft bzw. für gewisse Messungen fast zwingend. Daher wurde dieser Punkt als Kostenfaktor ebenfalls bewertet. Als direkte Stromquellen werden Lichtenanlagen in Tunnels und an SOS-Notrufsäulen in unmittelbarer Nähe betrachtet. Weiterhin wurden Installationen beobachtet, die auf Stromleitungen hindeuten. Andere Objekte waren relativ weit von Stromquellen entfernt. Je nach Exposition wurde eine Solaranlage in Betracht gezogen.

Vandalismus: Die Risiken der absichtlichen oder unabsichtlichen Zerstörung durch Menschen oder Tiere wurden bewertet. Mutwillige Beschädigungen durch Personen sind leider nie ganz auszuschliessen, können aber z.B. durch möglichst hoch angelegte oder teilweise verrohrte Abschnitte vermindert werden. Der Einsatz von Schneepflügen wurde gesondert betrachtet, da deren Fahrer, ohne mutwillig Schaden anrichten zu wollen, rein durch ihre Tätigkeit bisweilen Eisbrocken an die Wände schleudern und dadurch Installationen zerstören können.

Personensicherheit: Um bei Nachmessungen ohne Beeinträchtigung des Verkehrs auszukommen und Kosten zu sparen, wurde dieser Punkt sehr ernst genommen. Neben der Sicherheit der Messequipe wurden die allgemeine Zugänglichkeit und Absturzgefahr einbezogen.

3.1.3 Vorauswahl

Auf Grund der oben erarbeiteten Kriterien wurden fünf Stützmauern in die engere Wahl aufgenommen (siehe **Anhang I.2**). Diese befinden sich in dem nach Nordwesten ausgerichteten Abschnitt zwischen Parkplatz Burgspitzli und Nordportal des Schallbergtunnels. Dabei waren die folgenden Objekte:

- Stützmauer Bächwaldgraben (S0401)
- Stützmauer 2 Riederwald (S0451)

und auf dem nach Süden ausgerichteten Abschnitt zwischen dem Südportal des Schallberg隧nells und der Ganterbrücke die Objekte:

- Stützmauer 8 Ganter (Ze Brunnu) (S0701)
- Stützmauer 1 Eisten (S0751)
- Abschnitt der Stützmauern 3-5 Eisten (S0811).

3.1.4 Definitive Objektwahl

Auf Grund der Auswahlkriterien wurde die bergseitige Stützmauer Eisten SM1 (S0751) als das am besten geeignete Objekt als Stützmauer A beurteilt (**Abb. 3.1** und **Anhang I.1**). Hier stellt einzig der Vandalismus ein gewisses Risiko dar.

Die 1977 gebaute Stützmauer S0751 ist eine Schwergewichtsmauer und zeigt eine recht hohe Anzahl von Rissen, die wegen ihrer Ausbildung auf eine AAR schliessen lassen. Die Rissweiten sind meist noch gering (um 0.1 mm). Es konnte davon ausgegangen werden, dass die Rissbreiten weiter zunehmen werden. Die Anzahl der Risse, die innerhalb eines Meters liegen, sind so zahlreich, dass Rissbreitenänderungen mittels der vorgesehenen Methoden erfasst werden können. Es bestand weiter die Möglichkeit, mit relativ wenig Aufwand eine Stromversorgung einzurichten.

Zwischen der Stützmauer und der Simplonstrasse befindet sich ein durch Leitplanken abgetrennter Flurweg. Damit war für die Arbeiten vor Ort (Zustandserfassung, Bohrkernentnahme, Installation der Messgeräte für das Monitoring, Untergrundvorbereitung und Applikation der Hydrophobierung, etc.) keine umfangreiche Verkehrssignalisation oder eine Sperrung nötig. Dadurch konnten auch die Kosten reduziert werden. Im Winter war der Flurweg nicht immer befahrbar. In einem gewissen Sinne ist der vorhandene Abstand der Stützmauer zur Strasse auch als Nachteil zu sehen, da dies die Beaufschlagung mit streusalzhaltigem Wasser reduziert.



Abb. 3.1 Stützmauer S0751 (Eisten 1). Länge: ca. 147 m, Höhe: 6 bis 9 m ab OK Terrain. Erkennbar ist der Flurweg zwischen Stützmauer und Simplonstrasse (getrennt durch Leitplanken).

Im Rahmen der Vorevaluation wurde auch die talseitige Stützmauer S0701 (Ganter SM8, Ze Brunn, Baujahr ca. 1977) als eines der am stärksten AAR-geschädigten Bauwerke in diesem Abschnitt identifiziert (**Abb. 3.2**). Die Stützmauer weist ein typisches AAR-Rissbild mit breiten, klaffenden Rissen auf. Sie muss innerhalb der nächsten Jahre instand gesetzt werden. Eine einfache Instandsetzung ist allerdings kaum mehr möglich. Diese Stützmauer wurde mit einem reduzierten Monitoring überwacht.



Abb. 3.2 Stützmauer S0701 (Ganter 8, Ze Brunn). Länge: ca. 135 m, Höhe: 2 bis 4 m ab OK Terrain. Die Stützmauer liegt unterhalb der Simplonstrasse. Im Bild rechts ist ein deutlicher Riss in der Mauerkrone erkennbar.

3.1.5 Zustandserfassung der Stützmauer S0751 (Hauptobjekt)

Im **Anhang I.3** sind einige Details der Stützmauer gezeigt.

Im Inspektionsbericht vom Oktober 2001 wurde der Zustand als gut und wegen der Flurstrasse das Schadenpotenzial als gering beurteilt und ein Beurteilungsintervall von 10 Jahren vorgeschlagen.

Im Rahmen dieses Projektes wurde 2009 eine detaillierte Zustandserfassung des Hauptobjektes S0751 durchgeführt. Auf Grund der visuellen Begutachtung wurden die für die Untersuchung nötigen Testfelder 1 und 2 festgelegt (**Abb. 3.3**). Massgebend war die Gleichmässigkeit des Schadenbildes, ihre Entfernung zueinander und die Entfernung zu den Rändern der Stützmauer. In den beiden Flächen liegt je eine Dilatationsfuge. Der Abstand zwischen den Testfeldern beträgt 8 m. Damit sollte die gegenseitige Beeinflussung gering sein.

Die Testfelder umfassen jeweils eine senkrechte und horizontale Scheinfuge sowie eine senkrechte Dilatationsfuge. Die Felder sind 8 m breit. Die visuelle Aufnahme und die meisten Arbeiten wurden zwischen 0 und 3 m Höhe bis zur horizontalen Scheinfuge durchgeführt. Mit dieser Anordnung konnte der eventuelle Einfluss der Dilatationsfugen erfasst werden.

Jedes Testfeld wurde mit einem Koordinatensystem versehen, um das Auffinden der verschiedenen Messfelder, Bohrkernentnahmestellen etc. zu erleichtern. Die Testfelder wurden mittels Fotos dokumentiert und die grössten Risse aufgenommen. Visuell unterschieden sich die Testfelder 1 und 2 kaum. Die markantesten Risse verlaufen horizontal, weniger ausgeprägt sind die vertikalen Risse. Der erste horizontale Riss tritt ca. 0.7 m über dem Boden auf. Darüber beträgt der Rissabstand etwa 0.5 m. Die senkrechten Risse verzweigen sich und ändern ihre Richtung oft. Die Abstände liegen um 0.4 m. Die Risse in der Nähe von Dilatations- und Scheinfugen sind markanter als jene in der Mitte der Felder.

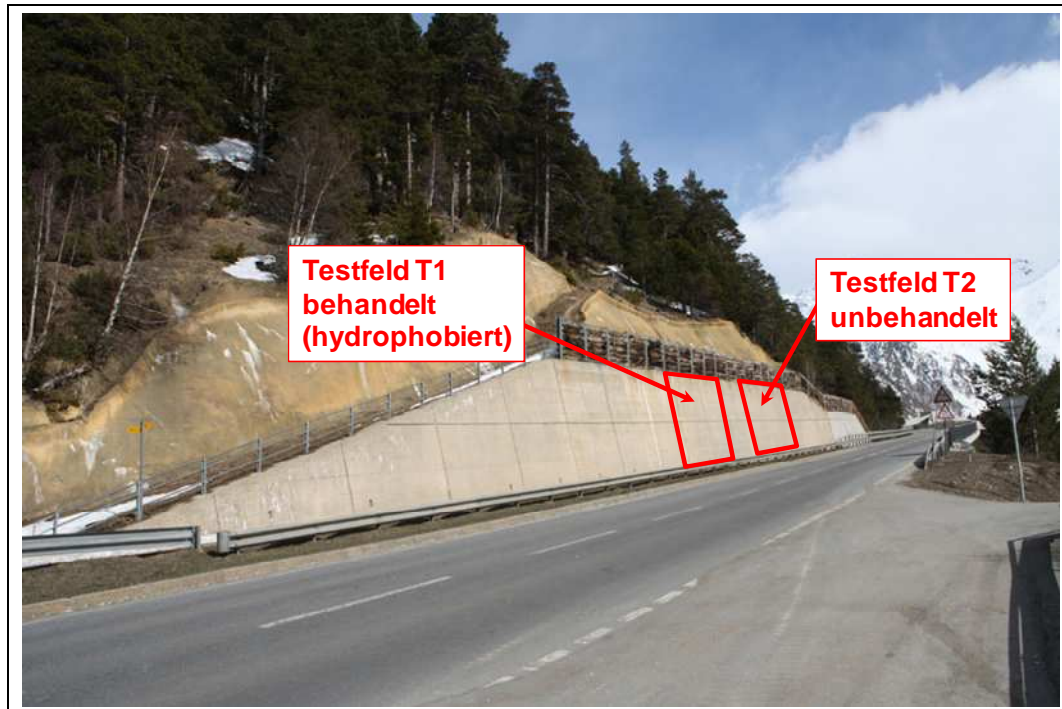


Abb. 3.3 Stützmauer S0751 mit den Testfeldern T1 (behandelt) und T2 (unbehandelt).

In den Testfeldern wurden in einem ersten Schritt folgende Untersuchungen durchgeführt:

- Bestimmen des Rissbreitenindices (im Bereich 0 bis 3 m Höhe)
- Bestimmen der Oberflächenfeuchte mittels Tramex-Gerät
- Wasseraufnahme am Objekt mittels 2-Kammer-Messzelle und
- Wasseraufnahme am Objekt mittels Karstenröhrchen
- Visuelle Beurteilung der entnommenen Bohrkern
- Bestimmen der Druckfestigkeit an Bohrkernen
- Bestimmen des Wassergehalts an Bohrkernen
- Bestimmen der Wasseraufnahme an Bohrkernen
- Mikroskopische Gefügeuntersuchungen am Dünnschliff.

Die Ergebnisse einzelner der oben genannten Untersuchungen sollen in Zukunft als Referenzwert bzw. als Vergleich dienen.

Die Bohrkern wurden aus der Mitte der Testfelder und nicht zu nahe bei den (trockenen) Entwässerungslöchern, ca. 0.5 m und 2.5 m über OK Terrain entnommen. Die Entnahme erfolgte mehr oder weniger waagrecht. Die Bohrkern wurden aus dem gesamten Querschnitt der Mauer, inkl. einem Teil der Hinterfüllung, entnommen. Damit sollte die Dicke der Mauer und der Zustand der Hinterfüllung ermittelt werden.

Tabelle 3.1 Bohrkernentnahmestellen an den Testfeldern 1 und 2.

Koordinaten [m]	Feld	X	Y	Betonoberfläche
Bohrkern B1 unten	T1	4.15	0.35	Riss, Breite: 0.05 mm
Bohrkern B2 oben	T1	4.70	2.57	Rissverzweigung, Breiten: 0.1-0.3 mm
Bohrkern B3 unten	T2	4.05	0.40	Rissverzweigung, Breiten: 0.1-0.3 mm
Bohrkern B4 oben	T2	3.70	2.73	Rissverzweigung, Breiten: 0.05-0.2 mm

3.1.5.1 Rissbreitenindex

Der Rissbreitenindex RI wurde in Anlehnung an die Norm SIA 269/2 [SIA 2011] bestimmt. Das Messquadrat mit einer Seitenlänge von 100 cm wurde in den Eckpunkten mit Schrauben fixiert, so dass spätere Messungen in der genau gleichen Fläche durchgeführt werden können. Die Rissbreiten wurden, in Abweichung zur Norm SIA 269/2, entlang aller Seiten und der beiden Diagonalen des Quadrats mittels Risslupe gemessen und daraus der Rissbreitenindex bestimmt. Die folgende Tabelle enthält die Abkürzungen für die Angaben.

Tabelle 3.2 Legende zu den nachfolgenden Tabellen.

Abkürzung	Beschreibung
AR	Ausdehnungsrate, mm/m Jahr
dl1	Diagonale von oben links nach unten rechts
dl2	Diagonale von unten links nach oben rechts
ho	obere horizontale Messlinie
hu	untere horizontale Messlinie
L_i	Länge der betrachteten Messstrecke in m
MW	Mittelwert
RI	Rissbreitenindex in mm/m
vl	linke vertikale Messlinie
vr	rechte vertikale Messlinie
w_i	kumulierte Rissbreite einer Messlinie bezogen auf 1 m in mm/m
w_n	kumulierte Rissbreite einer Messlinie in mm

Aus den folgenden Tabellen (**Tabelle 3.3 und Tabelle 3.4**) geht hervor, dass die maximalen Rissbreiten unter 1 mm liegen. Der Rissbreitenindex RI variiert von Messlinie zu Messlinie. Die höchsten Werte werden für die vertikalen Linien beobachtet (max. 1.75 mm/m). Der RI gemäss Norm SIA 269/2 beträgt 0.8 bis 0.9 mm/m. Die Ausdehnungsrate variiert und liegt zwischen 0.02 und 0.04 mm/m Jahr. Diese Werte entsprechen einer langsamen AAR (siehe **Abb. 2.4**).

Tabelle 3.3 Ergebnisse der Bestimmung des Rissbreitenindizes beim Testfeld T1 vom 23.6.2009 (Alter 32 Jahre). Legende siehe **Tabelle 3.2**.

Messgrösse	ho	hu	vl	vr	dl1	dl2
L_i , m	1.00	1.00	1.00	1.00	1.40	1.40
Anzahl Risse	5	7	7	4	10	7
Rissbreite Max, mm	0.20	0.10	0.65	0.40	0.40	0.40
Rissbreite Min, mm	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05
Rissbreite MW, mm	0.12	0.06	0.25	0.26	0.14	0.15
w_n , mm	0.60	0.40	1.75	1.05	1.35	1.05
w_i , mm/m	0.60	0.40	1.75	1.05	0.96	0.75
RI, mm/m	0.50		1.40		0.86	
AR, mm/m Jahr	0.02		0.04		0.03	
RI, gemäss Norm SIA 269/2, mm/m						0.97
AR gemäss Norm SIA 269/2, mm/m Jahr						0.03

Tabelle 3.4 Ergebnisse der Bestimmung des Rissbreitenindizes beim Testfeld T2 vom 23.6.2009 (Alter 32 Jahre). Legende siehe **Tabelle 3.2**.

Messgrösse	ho	hu	vl	vr	dl 1	dl 2
L_i , m	1.00	1.00	1.00	1.00	1.40	1.40
Anzahl Risse	4	5	8	5	10	10
Rissbreite Max, mm	0.25	0.10	0.20	0.70	0.25	0.40
Rissbreite Min, mm	0.15	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05
Rissbreite MW, mm	0.18	0.07	0.11	0.22	0.12	0.13
w_n , mm	0.70	0.35	0.85	1.10	1.20	1.25
w_i , mm/m	0.70	0.35	0.85	1.10	0.86	0.89
RI, mm/m	0.53		0.98		0.88	
AR, mm/m Jahr	0.02		0.03		0.03	
RI, gemäss Norm SIA 269/2, mm/m						0.74
AR gemäss Norm SIA 269/2, mm/m Jahr						0.02

3.1.5.2 Oberflächenfeuchtigkeit des Betons

Die mit dem Tramex-Gerät ermittelten oberflächlichen Betonfeuchtigkeiten der Testfelder T1 und T2 waren sehr ähnlich und zeigten weder vertikal noch horizontal grössere Unterschiede. Scheinfugen und Trennfugen hatten keinen erkennbaren Einfluss.

Der Mittelwert für T1 betrug 3.73 M.-%, für T2 3.69 M.-%. Diese Werte sind eher tief und entsprechen einem normalen feuchten Beton.

3.1.5.3 Wasseraufnahme des Betons

Die Wasseraufnahme des Betons wurde vor Ort mit der 2-Kammer-Messzelle (2KMZ) und mit Karstenröhrchen bestimmt. Diese Untersuchungen wurden im Hinblick auf die zukünftige Hydrophobierung des Testfeldes 1 durchgeführt. Sie wurden bei der Schlussmessung wiederholt.

Um repräsentative Ergebnisse zu erhalten, wurden mit der 2-Kammer-Messzelle je drei Messungen pro Testfeld durchgeführt. Die Prüfung soll laut Empfehlung zwischen 5 und 30°C durchgeführt werden. Bei der besonnten Stützmauer war es wichtig, dass die Installation beschattet wurde, da die Temperatur an der Wand rasch hohe Werte erreichen kann, bei denen die Prüfung nicht mehr durchgeführt werden darf. Ergeben sich unüblich hohe Werte, kann davon ausgegangen werden, dass Risse vorhanden sind, über die das Wasser abfließt oder die Zelle nicht dicht auf der Betonoberfläche liegt. In diesem Fall müssen die Messungen an einer anderen Stelle wiederholt werden.

Beim unbehandelten Beton betrug der Wasseraufnahmekoeffizient A beim Testfeld 1 $0.25 \text{ kg/m}^2\text{h}^{0.5}$, beim Testfeld 2 $0.46 \text{ kg/m}^2\text{h}^{0.5}$. Die Einzelergebnisse in Testfeld 1 streuen weniger als jene von Testfeld 2, bei dem die Einzelwerte von 0.04 (praktisch keine Wasseraufnahme) bis $0.82 \text{ kg/m}^2\text{h}^{0.5}$ variierten.

Die vereinfachten Messungen mit je drei Karstenröhrchen in der Nähe der Messstellen der 2KMZ ergaben für den unbehandelten Beton der Testfläche 1 einen Wert von $5.52 \text{ kg/m}^2\text{h}^{0.5}$ und bei der Testfläche 2 einen Wert von $0.52 \text{ kg/m}^2\text{h}^{0.5}$. Diese Ergebnisse streuen sehr stark. Bei den drei Messungen saugte der Beton bei zweien gar kein und beim dritten im Verhältnis dazu sehr viel Wasser auf. Gemäss Prüfanweisung des Herstellers sollten 10 Messungen durchgeführt werden. Die Resultate sind daher nicht repräsentativ und wenig aussagekräftig.

3.1.5.4 Visuelle Bohrkernaufnahme

Die von der Stützmauer entnommenen Bohrkern wurden vorab auf Hinweise für AAR (Gelagerungen, Risse, etc.) untersucht. Dabei wurden die Bohrkernabschnitte für die umfangreichen weiteren Untersuchungen festgelegt.

Die Petrographie der Gesteinskörnung ist, wie zu erwarten, für die beiden Testfelder gleich. Die Gesteinskörner sind teilweise gerundet, oft gebrochen. Das Grösstkorn ist 32 mm, selten grösser. Die Gesteinskörnung besteht aus Gneisen, Graniten, Quarziten, ultramafischen Grüngesteinen, dunklen glimmerreichen Schiefen. Selten finden sich Sandsteine.

Die Bohrkern enthielten stellenweise kleine, 2 bis 5 mm lange Holzsplitter und vereinzelt grössere Holzstücke (Einzelfall: 2 cm Durchmesser und 5 cm Länge) sowie Ziegelbruchstücke. In allen Bohrkernabschnitten waren vereinzelt Gesteine mit Reaktionssäumen vorhanden, wie sie für AAR typisch sind.

Die Hinterfüllung der Stützmauer besteht aus mit Lehm vermischem Hangschutt.

Das Betongefüge ist gut. Es zeigen sich keine Kiesnester, Porenagglomerate oder grobe Lunken. Bisweilen ist die Gesteinspackung sehr dicht mit wenig Zementstein dazwischen.

Die Bohrkern konnten, bis auf die bohrkronenbedingte Einschränkung (Länge 60 bzw. 100 cm) am Stück entnommen werden. Die Bohrkern wurden in bestimmten Tiefen gebrochen und Proben für die Bestimmung der Bauwerksfeuchte entnommen.

In allen Bohrkern sind auf der Vorderseite senkrecht zur Oberfläche stehende Risse vorhanden. Diese sind 0.1 bis 0.5 mm breit und leer. Sie lassen sich 8 bis 15 cm in die Bohrkern hinein verfolgen, sind meist kornbrechend und verzweigen sich kaum. Beim Bohrkern 2 war auf der Rückseite ein etwa 10 cm tiefer Riss vorhanden. Bei der Probeentnahme für die Feuchtebestimmung zerbrach dieser Bohrkern an dieser Stelle in zwei Hälften.

In den unten entnommenen Bohrkern sind auf der Vorderseite oberflächenparallele Risse (Schalenrisse) vorhanden. Bohrkern 1 weist in einer Tiefe von 26 cm einen oberflächenparallelen Riss bzw. einen Bruch auf. Die Rissflanken zeigen, dass dieser kornbrechend verläuft. In diesem Bereich kam es bei der Bohrkernentnahme zu Materialverlust. Bohrkern 3 zeigt in 37 cm Tiefe einen teils kornbrechenden Bruch.

Bohrkern 2, 2.5 m über dem Flurweg entnommen, hat in einer Tiefe von 10 cm einen Bruch (**Abb. 3.4**). Beim Bohrkern 4 brach an der Hinterseite ein ca. 1 cm dickes Stück ab. Die Riss-

flanken waren kornumlaufend. Vereinzelt finden sich offene Risse in grösseren Gesteinskörnern, die sich selten bis in den Zementstein erstrecken. Sie haben Breiten bis 0.2 mm.

In der Regel weist der Beton wenige, meist regelmässig verteilte Poren auf. Es gibt wenige Bereiche mit einer erhöhten Porenzahl (Bohrkern 1 & 2 in 50 bis 80 cm Tiefe). Sporadisch gibt es Lunker. Die Poren haben eine kugelige Form, sind meist leer und haben einen Durchmesser von 1-2 mm, selten bis 5 mm. Poren mit weissen Füllungen (Gel) zeigen sich vereinzelt in allen Bohrkernen und in allen Tiefen. Sie befinden sich meist direkt bei grösseren Gesteinskörnern. Da dies in allen Bohrkernen so ist, können Schneideeffekte ausgeschlossen werden.

In allen entnommenen Bohrkernen wurden Hinweise auf die AAR gefunden. Zusammenfassend sind dies gelgefüllte Poren, Reaktionssäume an Gesteinskörnern (Gneise, Granite, Quarzite) und Schalenrisse.

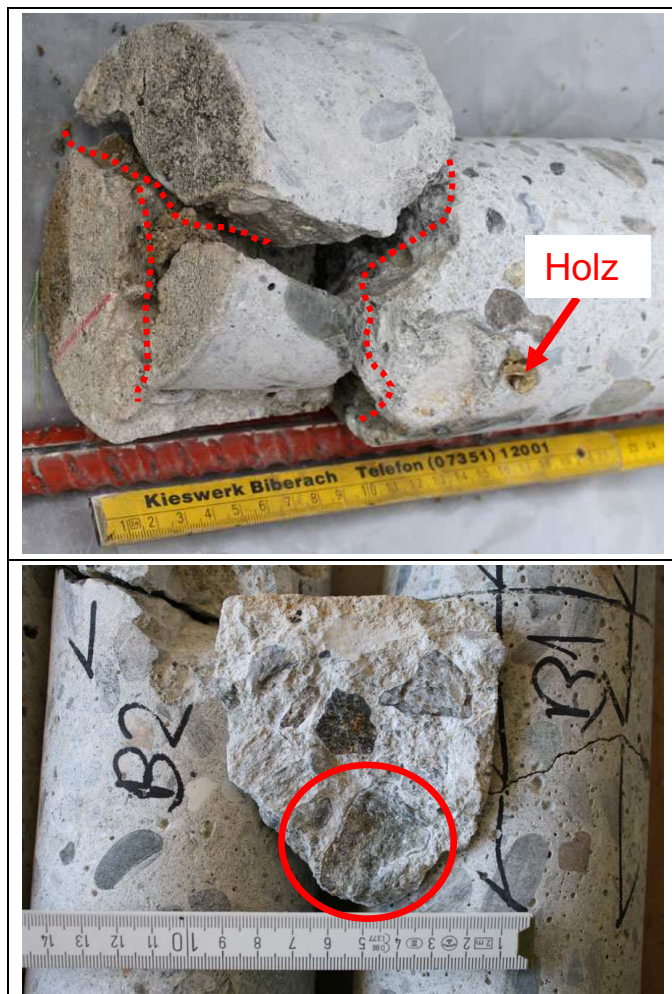


Abb. 3.4 Fotos der Bohrkern.
 Oben: Bohrkern BK2 (T1, oben). Die Rissverzweigung, die den Bohrkern in den vorderen 10 cm teilt, ist ersichtlich (Risse in rot nachgezeichnet).
 Unten: Bruchstück von Bohrkern BK2 aus 136-145 cm Bohrkertiefe. Der Reaktionssaum ist deutlich erkennbar.

3.1.5.5 Bohrkerndruckfestigkeit

Die an den Bohrkernen (Durchmesser und Länge ca. 100 mm) gemessenen Druckfestigkeiten sind in **Tabelle 3.5** zusammengestellt. Die Streuung ist relativ gross. Die Druckfestigkeiten des Bohrkerns aus dem oberen Teil der Mauer sind deutlich tiefer als jene der Bohrkerns aus dem unteren Teil. Zwischen den Werten der verschiedenen Tiefen sind keine systematischen Unterschiede vorhanden.

Tabelle 3.5 Bohrkerndruckfestigkeit.

Bohrkern	Tiefe	Druckfestigkeit [N/mm ²]	
		Einzelwert	Mittelwert
BK 1 (unten)	30- 40 cm	58.0	57.0
	130-140 cm	56.0	
BK 2 (oben)	12-22 cm	35.0	41.5
	116-126 cm	47.5	
BK 3 (unten)	25-35 cm	71.0	63.5
	110-120 cm	56.5	

3.1.5.6 Wassergehalt am Bohrkern

Um einen Hinweis auf den natürlichen Wassergehalt der Stützmauer zu bekommen, wurden Bohrkernstücke mittels Hammer und Meissel abgetrennt. Dies erfolgte direkt nach der Bohrkernentnahme und nach dem Abtrocknen des Kühlwassers. Sie wurden anschliessend luftdicht in Plastikfolie verpackt und ins Labor gebracht.

Im Labor wurden die Proben nach dem Auspacken gewogen und im Trockenschrank bis zur Gewichtskonstanz getrocknet. Nach ca. 2 Wochen wurden die Proben wieder gewogen und anschliessend deren Volumen mittels Tauchwägung bestimmt. Die gemessenen Werte sind in **Tabelle 3.6** zusammengestellt. Die Wassergehalte der vorderen und der mittleren Bohrkernabschnitte sind ähnlich und deuten auf einen feuchten, aber nicht nassen Beton hin. Der Wert von der Rückseite von BK4 ist sehr hoch. Ein zu frühes Einpacken nach der Bohrkernentnahme kann nicht ausgeschlossen werden. Die Rückseite der Stützmauer scheint leicht feuchter zu sein als der vordere und mittlere Teil. Generell sind die Werte höher als jene der Messungen mit dem Tramex-Gerät.

Tabelle 3.6 Bauwerksfeuchte der Bohrkerns.

Abschnitt, ca.	Betonfeuchte der Bohrkerns in M.-% bezogen auf Trockengewicht				Mittelwert
	Vorderseite (0-17 cm)	Mitte (67-99 cm)	Rückseite (135-145 cm)	Rückseite (170-190 cm)	
BK1 (unten)	4.4	4.7	-	5.3	4.8
BK2 (oben)	4.6	4.4	4.4	-	4.5
BK3 (unten)	4.7	4.3	-	4.8	4.6
BK4 (oben)	4.6	5.1	(8.1)	-	4.9 (5.9)
Mittelwert	4.6	4.6	4.4 (6.3)	5.1	4.7 (5.0)

3.1.5.7 Wasseraufnahmekoeffizient des Betons

Der Wasseraufnahmekoeffizient des Betons wurde nach EN ISO 15148:2002 in verschiedenen Tiefenstufen bestimmt. Die Ergebnisse gehen aus der **Tabelle 3.7** hervor. Im Vergleich zu anderen Bauten sind die Werte eher tief.

Tabelle 3.7 Wasseraufnahmekoeffizient (A-Wert) vom Beton der Bohrkern in verschiedenen Tiefenstufen (MW: Mittelwert, SA: Standardabweichung).

Testfeld	Wasseraufnahmekoeffizient, $\text{kg/m}^2\text{h}^{0.5}$, Tiefenstufe					
	0 mm (Oberfläche)		2 mm		4 mm	
	MW	SA	MW	SA	MW	SA
T1	0.17	0.02	0.07	0.02	0.06	0.02
T2	0.19	0.03	0.09	0.01	0.08	0.01
Mittelwert	0.18		0.08		0.07	

3.1.5.8 Mikroskopische Dünnschliffuntersuchungen

Um den AAR-Schadigungsgrad bestimmen zu können, sind mikroskopische Dünnschliffuntersuchen unerlässlich. Die Entnahmestellen ergaben sich aus der visuellen Beurteilung der Bohrkern. Es wurden Proben über den ganzen Querschnitt der Stützmauer ausgewählt. Zusammenfassend kann Folgendes festgehalten werden (weitere Details siehe **Anhang I.3**):

- Das Gefüge ist meist luftporen- und feinsandarm bei guter Verdichtung. Gelegentlich finden sich Verdichtungsstörungen im Verbundbereich der Körner. In einzelnen Schliffen sind Risse, die das Gestein und den Zementstein durchtrennen, vorhanden.
- Der Zementstein (Portlandzement) zeigt eine mittlere, meist regelmässige Kapillarporosität. Der w/z-Wert kann auf ca. 0.45 bis 0.50 geschätzt werden. Der Hydratationsgrad des Zementes ist hoch. Der Bindemittelgehalt wird auf 300 – 350 kg/m^3 geschätzt.
- Die Gesteine setzen sich aus Quarzen, Gneisen, Quarziten, Grüngesteinen, Kalkschiefer, Karbonaten, Feldspäten und eisenhaltigen, glimmerreichen Gneisen zusammen. Es wurde vorwiegend Brechsand und Rundkies verwendet.
- Es gibt zahlreiche Anzeichen für AAR. Die Risse gehen meist von Gesteinskörnern mit einem Durchmesser > 2 mm aus. Das typische Rissbild zeigt vereinzelt Ansätze zu einem weitmaschigen Rissnetz. In zahlreichen Poren und Rissen finden sich nadelige Kristalle. Weniger häufig treten Ablagerungen von amorphem Gel auf. Darüber hinaus gibt es Rissablösungen im Verbundbereich Gesteinskörnung / Zementstein, deren Anzahl schwankt von Dünnschliff zu Dünnschliff.

3.1.5.9 Zusammenfassung der Ergebnisse

Die Zustandsuntersuchung vor Ort und die Untersuchungen im Labor ergeben zusammenfassend folgendes Bild:

- Die zahlreichen Risse an der Betonoberfläche setzen sich im Innern des Bauwerks nicht direkt fort. Die senkrecht zur Oberfläche verlaufenden Risse schliessen sich und sind maximal ca. 10 cm tief. Ein einzelner Schalenriss trat im Bereich zwischen 20 und 30 cm Tiefe auf. Der Rissbreitenindex ist bei beiden Testflächen ähnlich (Mittelwert 0.74 und 0.97 mm/m), ebenso die Ausdehnungsraten (20-40 $\mu\text{m/m}$ Jahr).
- Die Feuchtigkeitsmessungen mittels Tramex-Gerät am Objekt ergaben für die Testflächen T1 und T2 praktisch denselben Wert von 3.7 M.-%. Die ermittelte Feuchte am Bohrkern betrug für die oberflächennahen und mittleren Abschnitte im Mittel 4.6 M.-%. Der Unterschied kann auf die unterschiedliche Bestimmungsmethode, die extreme Sonneneinstrahlung und damit Verdunstung des Wassers an der Oberfläche oder auf das beim Bohren eingebrachte Wasser zurückgeführt werden.

- Das Betongefüge zeigt meist ein porenarmes, gut verdichtetes Gefüge mit einem geringen Feinsandanteil und normalem Bindemittelgehalt (ca. 300 – 350 kg/m³). Die Zuschläge sind teilweise kantengerundet, meist gebrochen. In allen Bohrkernen finden sich einige Poren, die mit weissem Gel gefüllt sind. Diese befinden sich oft bei grösseren Gesteinskörnern. Auch zeigen sich vereinzelt Säume um grössere Gesteinskörner.
- Die Wasseraufnahme der Betonoberfläche wurde sowohl am Objekt mittels 2-Kammer-Mess-Zelle und Karstenröhrchen als auch am Bohrkern im Labor untersucht. Obwohl die Ergebnisse dieser Methoden die gleiche Einheit (kg/m²h^{0.5}) haben, lassen sich die Ergebnisse nicht direkt vergleichen (unterschiedliches Vorgehen, unterschiedliche Messflächen und Messzeiten). Zusammenfassend ergeben sich für ungerissene Betonoberflächen Werte von 0.18 (Bestimmung im Labor) bis 0.25 kg/m²h^{0.5} bzw. 0.46 kg/m²h^{0.5} (Bestimmung mittels 2-K-M-Z am Objekt). Damit ist die Wasseraufnahme an der ungerissenen Betonoberfläche eher gering. Über die zahlreichen an der Betonoberfläche vorhandenen Risse können erhebliche Wassermengen aufgenommen werden. Die Ergebnisse weisen trotzdem auf ein eher dichtes Betongefüge hin.
- Der Grad der AAR-Schädigung wurde aus dem Vergleich der Dünnschliffe aus unterschiedlichen Tiefen der Stützmauer ermittelt. Es wurden geringfügige und mittlere bis starke Schädigungen festgestellt. Die Befunde zeigen, dass die AAR den ganzen Baukörper erfasst hat. Die Ausprägung ist lokal sehr unterschiedlich und hängt wahrscheinlich vor allem von der Zirkulation von Feuchtigkeit und den damit einhergehenden Austauschprozessen ab. Die grössten Schäden zeigen sich in den Randzonen der Vorder- und Rückseite. Befindet sich im Dünnschliff ein Hauptriss (Riss, der den Dünnschliff teilt), so ist der Grad der Schädigung in diesem Bereich deutlich grösser. Die Anfänge von weitmaschigen Mikrorissnetzen zeigen, dass die schädigenden Prozesse stellenweise fortgeschritten sind. Die weite Spanne des Schädigungsgrads geht einher mit der stark schwankenden Bohrkerndruckfestigkeit von 35.0 bis 71.0 N/mm².

3.1.6 Zustandserfassung der Stützmauer S0701 (Nebenobjekt)

Im Inspektionsbericht vom Oktober 2003 wird der Zustand wegen der Risse und den beobachteten Setzungen am Strassenrand als mangelhaft beurteilt. Das Schadenpotenzial wird wegen der nahen Hochspannungsleitung als gross erachtet und eine erneute Überprüfung in 2 Jahren empfohlen.

Im Wesentlichen wurden die gleichen Untersuchungen durchgeführt wie bei der Stützmauer S0751. Die Untersuchungen vor Ort fanden am 22. und 23.6.2009 statt. Im Gegensatz zum Objekt S0751 ist die Stützmauer S0701 bewehrt. Pläne lagen nicht vor.

Untersucht wurde nur der erste stark geschädigte, ca. 18 m lange Abschnitt in Fahrtrichtung Simplon. Zur Orientierung wurde ein eigenständiges Koordinatensystem festgelegt. Der Maueranfang in Richtung Brig wurde als Nullpunkt in horizontaler Richtung (X-Achse), die Oberkante der Mauerkrone als Nullpunkt für die vertikale Richtung (Y-Achse) festgelegt.

In der gesamten Mauerkrone verläuft in einem Abstand von 6 bis 15 cm zur talseitigen Mauerkrone ein gut ersichtlicher Längsriss mit Breiten von 0.5 bis 2 mm. Die Aussenseite der Mauer weist markante, teilweise klaffende Risse auf, die mehr oder weniger horizontal verlaufen. Die senkrechten Risse sind weniger ausgeprägt. Bei Trennfugen hören die Risse auf, um dann im nächsten Abschnitt mit einem Versatz von 5-10 cm weiter zu gehen. Im oberen Bereich 0 bis -1.0 m UK Mauerkrone sind die Risse deutlich breiter (5-10 mm) und dichter beieinander (Abstand 10 cm). Nach unten hin (-1.0 bis -3.0 m) nehmen die Rissbreiten deutlich ab (1-5 mm) und die Rissabstände (20-50 cm) zu.

Die Bohrkernentnahmestellen wurden aufgrund des oberflächlichen Rissbildes ausgewählt. Aus dem 2. Abschnitt wurde ein Bohrkern aus dem Mauerkronenbereich, ein anderer aus dem tiefsten zugänglichen Punkt entnommen (**Tabelle 3.8**). Die Entnahmen erfolgten praktisch waagrecht. Bei der Bohrung wurde der gesamte Baukörper bis an den Leitungsblock bzw. die Hinterfüllung durchbohrt, um die Dicke der Stützmauer zu ermitteln.

Tabelle 3.8 Bohrkernentnahmestellen bei der Stützmauer S0701.

Koordinaten [m]	X	Y	Betonoberfläche
Bohrkern BK5 unten	16.2	-2.9	Rissverzweigung mit Rissbreiten von 0.5 bis 2 mm
Bohrkern BK6 oben	15.2	-0.65	Rissverzweigung mit Rissbreiten von 1 bis 5 mm und Ausbruch

3.1.6.1 Rissbreitenindex

Die gemessenen Rissbreitenindices sind in den folgenden Tabellen (**Tabelle 3.9 und Tabelle 3.10**) zusammengefasst. Die Rissbreitenindices sind mit Werten zwischen ca. 4 und 26 mm/m erheblich grösser als beim Objekt S0751. Zwischen den vertikalen und horizontalen Messlinien gibt es grosse Unterschiede. Die Ausdehnungsrate variiert zwischen 0.1 und 0.8 mm/m Jahr. Mit diesen Ergebnissen weist diese Stützmauer eine rasche AAR und entsprechend grosse Schäden auf (vgl. dazu **Abb. 2.4**).

Tabelle 3.9 Ergebnisse der Bestimmung des Rissbreitenindices im Feld A am 23.6.2009 (Alter 32 Jahre). Legende siehe **Tabelle 3.2**.

Messgrösse	ho	hu	vl	vr	dl1	dl2
L_i , m	1.00	1.00	1.00	1.00	1.40	1.40
Anzahl Risse	28	17	21	38	43	60
Rissbreite Max, mm	2.35	1.00	10.00	8.00	20.00	10.00
Rissbreite Min, mm	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05
Rissbreite MW, mm	0.21	0.11	1.73	0.43	0.76	0.47
w_n , mm	5.80	1.87	36.40	16.30	32.80	28.00
w_i , mm/m	5.80	1.87	36.40	16.30	23.43	20.00
RI, mm/m	3.84		26.35		15.51	
AR, mm/m Jahr	0.12		0.82		0.48	
RI, gemäss Norm SIA 269/2, mm/m						17.32
AR gemäss Norm SIA 269/2, mm/m Jahr						0.54

Tabelle 3.10 Ergebnisse der Bestimmung des Rissbreitenindices im Feld B am 23.6.2009 (Alter 32 Jahre). Legende siehe **Tabelle 3.2**.

Messgrösse	ho	hu	vl	vr	dl1	dl2
L_i , m	1.00	1.00	1.00	1.00	1.40	1.40
Anzahl Risse	22	48	55	89	90	80
Rissbreite Max, mm	2.00	1.20	3.15	3.50	4.00	4.00
Rissbreite Min, mm	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05
Rissbreite MW, mm	0.41	0.11	0.19	0.16	0.23	0.19
w_n , mm	9.00	5.50	10.65	13.80	20.70	15.05
w_i , mm/m	9.00	5.50	10.65	13.80	14.79	10.75
RI, mm/m	7.25		12.23		9.12	
AR, mm/m Jahr	0.23		0.38		0.28	
RI, gemäss Norm SIA 269/2, mm/m						8.60
AR gemäss Norm SIA 269/2, mm/m Jahr						0.27

3.1.6.2 Oberflächenfeuchte des Betons

Die Oberseite der Mauerkrone zeigt mit einem Mittelwert von 2.73 M.-% (n=6) einen deutlich tieferen Wert als der Mittelwert der Mauerwandfläche mit 4.24 M.-%.

Der Mittelwert ist mit 4.24 M.-%. für den 1. Abschnitt von 0 bis 7 m: (n=28) und für den 2. Abschnitt von 7 bis 17 m (n=16) identisch.

3.1.6.3 Visuelle Bohrkernaufnahme

Die Petrographie der Gesteinskörnung ist, wie zu erwarten, bei beiden Bohrkernen gleich. Die Körner sind selten gerundet, oft gebrochen und zeigen meist ein Grösstkorn von ca. 32 mm, selten grösser. Sie bestehen aus hellen Gneisen, Graniten, Quarziten, selten finden sich Sandsteine. In sämtlichen Abschnitten der Bohrkern zeigen sich Körner mit Reaktions-säumen, wie sie für die AAR typisch sind.

Hinter der Stützmauer bei Bohrkern 5 wurde Koffermaterial ohne Erde oder anderen Feinanteilen angetroffen.

Bohrkern 5 zeigte ausser den senkrecht zur Oberfläche stehenden Rissen keine weiteren Trennrisse. Der Bohrkern konnte bis auf die bohrkronenbedingte Einschränkung am Stück entnommen werden. Weitere Brüche entstanden bei der Entnahme der Proben für die Bestimmung der Bauwerksfeuchte. Bohrkern 6 war durch zahlreiche Trennrisse, die senkrecht und parallel zur Oberfläche verlaufen, stark zerstückelt (**Abb. 3.5**).



Abb. 3.5 Fotos der Bohrkern.
 Oben: Die vorderen 30 cm von Bohrkern 6 direkt nach der Bohrkernentnahme.
 Der Riss aus der Mauerkrone zeigt sich als Trennriss bei 16 cm.
 Unten: Reaktions-Säume um Gesteinskörnungen bei Bohrkern 6.

Bei beiden Bohrkernen sind auf der Vorderseite senkrecht zur Oberfläche verlaufende Risse vorhanden. Diese lassen sich bis in eine Tiefe von 8 bis 15 cm verfolgen. Sie sind meist kornbrechend und verzweigen sich in Bohrkern 5 nicht. Bei Bohrkern 6 (aus der Mauerkrone) sind die ersten 15 cm stark zerstückelt, so dass es bei der Entnahme zu Materialverlust kam. Alle weiteren Risse in Bohrkern 6 sind parallel zur Oberfläche ausgebildet und meist kornbrechend. Die Risse lassen sich teilweise im Zementstein weiterverfolgen.

Das Betongefüge ist bindemittelreich und luftporenarm bei einer guten Verdichtung. Es zeigen sich keine Kiesnester, Porenagglomerate oder grobe Lunken. Bisweilen ist die Gesteinspackung sehr dicht. Die im Beton befindlichen Poren sind meist regelmässig verteilt. Die Poren haben eine kugelige Form, sind oft leer und haben einen Durchmesser von 1-2 mm, selten bis 5 mm. Poren mit weissen Füllungen (Gel) zeigen sich beim Bohrkern 5 vor allem im vorderen Abschnitt (0-70 cm). Im Bohrkern 6 finden sich über den gesamten Bohrkern hinweg gefüllte Poren. Sie sind oft direkt bei grösseren Gesteinskörnern. Da dies in beiden Bohrkernen angetroffen wird, können Schneideeffekte ausgeschlossen werden.

Gelgefüllte Poren, Reaktionssäume an Gesteinskörnern (Gneise, Granite, Quarzite), Risse in Gesteinskörnern und Schalenrisse sind Indizien für AAR-Aktivität.

3.1.6.4 Bohrkerndruckfestigkeit

Die an den Bohrkernen (Durchmesser und Länge ca. 100 mm) gemessenen Druckfestigkeiten sind in **Tabelle 3.11** zusammengestellt. Die Streuung ist relativ gross. Die Druckfestigkeit des Bohrkerns vom oberen Teil der Mauer ist deutlich tiefer als jene aus dem unteren Bereich.

Tabelle 3.11 Bohrkerndruckfestigkeit.

Bohrkern	Tiefe	Druckfestigkeit [N/mm ²]
		Einzelwert
BK 5 (unten)	63-73	57.5
BK 6 (oben)	30-40	38.5

3.1.6.5 Wassergehalt am Bohrkern

Es wurde wie in **Kapitel 3.1.5.5** vorgegangen. Die gemessenen Werte sind in **Tabelle 3.12** zusammengestellt. Die Werte des vorderen und mittleren Abschnitts sind um rund 1 M.-% höher als bei der bergseitigen Stützmauer S0751. Sie sind auch hier höher als die mit dem Tramex-Gerät gemessenen Feuchtegehalte.

Tabelle 3.12 Bauwerksfeuchte der Bohrkern von S0701 in Abhängigkeit von der Tiefe.

Abschnitt, ca. [cm]	Betonfeuchte der Bohrkern in M.% bezogen auf Trockengewicht			
	Vorderseite (0-13)	Mitte (45-56)	Hinterseite (oben) (135-145)	MW [%]
BK5 unten	5.3	5.0	4.2	4.83
BK6 oben	Vorderseite (0-17)	Mitte (17-28)	Hinterseite (unten) (96-110)	MW [%]
	5.6	5.9	4.8	5.43

3.1.6.6 Mikroskopische Dünnschliffuntersuchungen

Um den Schädigungsgrad der AAR zu ermitteln, wurden Dünnschliffe hergestellt und das Gefüge mikroskopisch untersucht.

Das Gefüge der beiden Proben ist bindemittelreich, luftporenarm und enthält wenig Feinsand. Die Probe aus BK6 zeigte einige Verdichtungsstörungen im Verbundbereich der Körner. Der Zementstein weist bei beiden eine mittlere bis hohe Kapillarporosität auf. Der w/z-Wert liegt bei 0.48 bis 0.50. Der Hydratationsgrad des Portlandzements ist jeweils hoch.

Es sind zahlreiche Hinweise für AAR vorhanden. Das für AAR typische Rissbild dominiert. Weiterhin finden sich viele nadelige Kristalle, aber wenig amorphes Gel in den Poren. In beiden Proben zeigen die Gesteinskörner mit einem Durchmesser > 2 mm immer Mikrorisse (< 0.006 mm) und vereinzelt auch grobe Risse (> 0.01 mm). Gesteinskörner von 0.5 bis 2 mm zeigen weniger und jene < 0.5 mm praktisch keine Risse.

Mikrorisse dominieren das Rissbild im Zementstein, wobei vereinzelt auch grobe Risse vorkommen. Im BK6 ist deutlich ein weitmaschiges Mikrorissnetz zu erkennen. Im BK5 sind Ansätze zu einem Mikrorissnetz vorhanden. In beiden Proben ist die AAR weit fortgeschritten, die Auswaschungsprozesse im Zementstein sind nicht sehr ausgeprägt.

3.1.6.7 Zusammenfassung der Ergebnisse

Die visuelle Zustandsuntersuchung am Objekt S0701, kombiniert mit den Untersuchungen im Labor, ergibt folgendes Bild:

- Die zahlreichen groben Risse an der Oberfläche bei Bohrkern BK6 zerstückelten den Bohrkern bis in 15 cm Tiefe. Weitere Risse finden sich vor allem senkrecht zur Bohrkernachse. Diese gehen meist von Gesteinskörnern aus und lassen sich zum Teil im Zementstein verfolgen. Die Druckfestigkeit ist in diesem Teil der Mauer deutlich geringer als bei Bohrkern BK5 aus dem unteren Teil der Mauer. Visuell konnten in Bohrkern BK5 nur senkrecht zur Oberfläche stehende Risse beobachtet werden.
- Die aufgenommenen Rissbreitenindices mit Werten von 17.3 mm/m für das Feld A (stark geschädigter Bereich) und von 8.6 mm/m für Feld B (mittelstark geschädigter Bereich) sind ein deutliches Zeichen für den hohen Schädigungsgrad des Betons. Bei der Aufnahme am Objekt fielen die zahlreichen Risse mit Breiten von 0.05 mm auf. Darüber hinaus sind zahlreiche breitere Risse vorhanden.
- Die Feuchtigkeitsmessungen an der Oberfläche ergaben je nach Exposition der Fläche sehr unterschiedliche Werte. Auf der Mauerkronenoberseite wurden im Mittel 2.73 M.-% und im Mittel über die ganze Höhe der Seitenfläche der Mauer ein Wert von 4.24 M.-% gemessen. Die Bohrkernfeuchte lag im Mittel beim Bohrkern 6 bei 5.43 M.-%, beim Bohrkern 5 bei 4.83 M.-%.
- Gesamthaft ergibt sich für die Mauerkrone (BK6) auf Grund der Rissdichte, gepaart mit einer höheren Bauteilfeuchtigkeit, die zudem zur Mauerkrone hin einen starken Gradienten aufweist, insgesamt ein sehr austauschfreudiges Milieu. Dies dürfte zu den sehr starken AAR-Schäden geführt haben. Im unteren Bereich der Stützmauer finden die Austauschprozesse nicht im selben Ausmass statt. Daher, und wohl in Kombination mit den grösseren Abmessungen und der geringeren Betonfeuchtigkeit, verlaufen die AAR-Prozesse, trotz gleicher Betonrezeptur, langsamer.

3.1.6.8 Unterschiede zwischen den Stützmauern S0751 und S0701

Die Stützmauer S0701 (z'Brunnu) ist im Vergleich zum Objekt S0751 (Eisten 1) deutlich stärker geschädigt. Beide Bauwerke sind etwa gleich alt. Nachfolgend sind einige Merkmale erläutert.

Konstruktion:

Die bergseitige Mauer S0751 hat eine Dicke von ca. 0.65 bis 1.20 m und eine sichtbare Höhe von knapp 3.5 m. Das talseitige Mauer S0701 ist insgesamt schlanker. Aus der Vorevaluation zu diesem Projekt geht eindeutig hervor, dass die Lage unterhalb der Strasse nicht zwingend zu einer stärkeren Schädigung führt.

Betonfeuchtigkeit an der Oberfläche:

Die mit dem Tramex-Gerät gemessene Feuchtigkeit an der Mauerwand S0701 ist mit 4.24 M.-% rund 0.5 M.-% feuchter als der Mittelwert aus T1 und T2 von S0751 mit 3.71 M.-%.

Bohrkernfeuchte:

S0701 zeigt im vorderen Teil der Stützmauer Feuchtegehalte zwischen 5 und 6 M.-%. Sie sind rund 1 M.-% höher als bei der Mauer S0751.

Petrographie:

Die Betone unterscheiden sich in der Zusammensetzung der Gesteinsarten kaum. Bei beiden Betonen wurde Brechsand verwendet. Im Beton von S0701 wurden bei der Kiesfraktion mehrheitlich gebrochene, selten kantengerundete Gesteine verwendet. Im Gegensatz dazu wurden für den Beton von S0751 mehr gerundete Körner eingesetzt.

Betongefüge:

Das Betongefüge aus beiden Bauwerken zeigt eine gute Verdichtung bei einer geringen Porosität. Abschnittsweise sind die Gesteinskörner sehr kompakt angeordnet.

Indizien für AAR:

Risse am Objekt und im Bohrkern: Die Anzahl der Risse bei S0701 ist deutlich höher. So gibt es deutlich mehr oberflächenparallele Risse, die z.B. den Bohrkern BK6 zerstückeln. Der Bohrkern BK5 aus dem Mauerfuss zeigt keine derartigen Risse. Hier verhält er sich wie die Bohrkern von S0751.

Mikroskopische Untersuchungen: Der Grad der AAR-Schädigung beim Objekt S0701 wird im Dünnschliff generell mit mittel, lokal aber mit stark beurteilt. Die Beurteilung für S0751 ist ähnlich. Das zerstörende Rissnetz beim Objekt S0751 ist aber gröber bzw. weitmaschiger und kann im Dünnschliff nicht direkt erkannt werden.

Zusammenfassend ist zu folgern, dass die talseitige Stützmauer entlang der Strasse häufigeren und intensiveren Trocken-Nass-Zyklen ausgesetzt ist als die etwas zurück versetzte bergseitige Stützmauer. Zudem ist die Belastung durch Streusalz sicher erheblich höher. Diese Einwirkungen sind vermutlich massgebend für den unterschiedlichen Zustand.

3.1.7 Massnahmen bei den Stützmauern S0751 und S0701

3.1.7.1 Stützmauer S0751 (Hauptobjekt)

Nach der Zustandserfassung wurde am 3.8.2009 die Testfläche T1 der Stützmauer S0751 mittels Hochdrucklanze (500 bar) von oben nach unten gereinigt. Nach der Trocknung, während der es nicht regnete, wurde am 07.08.09 die Hydrophobierung appliziert (**Abb. 3.6 und Abb. 3.7**). Zur Anwendung kam das von der ASTRA Filiale Thun vorgeschlagene Produkt StoCryl HG 200 (Auftragsmenge: 700-800g/m²). Das StoCryl HG 200 ist ein Hydrophobierungsgel mit 90% Silan und erfüllt die Anforderungen an das Oberflächenschutzsystem OS 1 gemäss Norm SN EN 1504-2.

Da der Unternehmer einen Engpass beim Material hatte, konnte die Applikation erst in den heissen Mittagsstunden bei ca. 32°C Oberflächentemperatur durchgeführt werden. Gemäss telefonischer Rückfrage beim Service Center von Sto AG Schweiz sollte dies aber kein Problem darstellen.

Die Testfläche T2 blieb unbehandelt.

Für die Beurteilung der Wirkung der Hydrophobierung wurden verschiedenen Prüfungen durchgeführt und diese mit den Nullwerten, d.h. mit den Werten der unbehandelten Flächen verglichen.

Bestimmung der Wasseraufnahme am Objekt mittels 2-Kammer-Mess-Zellen

Zur Bestimmung der objektspezifischen oberflächlichen Wasseraufnahme wurden an den Testflächen T1 und T2 Messungen mit der 2-Kammer-Mess-Zelle (2-KMZ) durchgeführt (siehe Kapitel 3.1.5.3).

Nach der Applikation des Hydrophobierungsmittels wären deutlich tiefere A-Werte zu erwarten. Die Messung im Feld am 19.08.2009 wurde zwar im Schatten eines Sonnenschirms durchgeführt, aber mit 38°C Betonoberflächentemperatur und 34°C Lufttemperatur waren die Umgebungsbedingungen für diese Messung zu ungünstig, so dass der Wasseraufnahmekoeffizient A von $1.16 \text{ kg}/(\text{m}^2\text{h}^{0.5})$ verworfen werden musste. Die Messungen wurden im April 2010 bei Temperaturen um 15°C wiederholt. Der Wert von $0.21 \pm 0.13 \text{ kg}/\text{m}^2\text{h}^{0.5}$ ist zwar erheblich tiefer als die im Sommer 2009 gemessenen Werte, liegt aber im gleichen Bereich wie die unbehandelte Fläche.

Wiederholungsmessungen können ohne Probleme an derselben Stelle durchgeführt werden, da die Messplätze mittels Schrauben gesichert wurden.

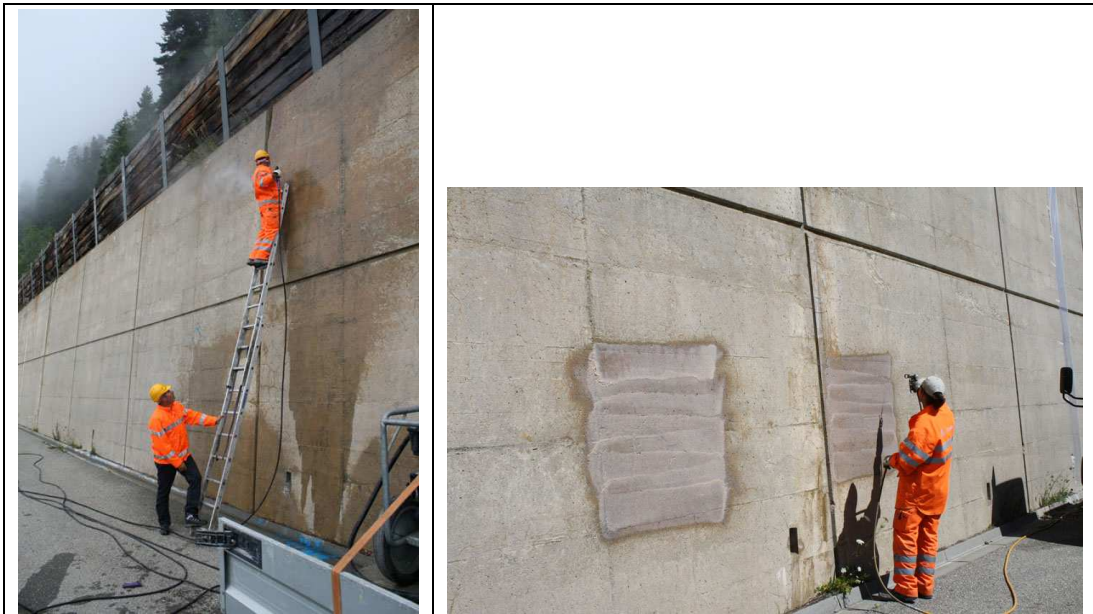


Abb. 3.6 Links: Reinigung der Betonoberfläche der Testfläche 1 mittels Hochdruckwasserstrahl.
Rechts: Einstellen der Applikationsmenge des Hydrophobierungsmittels auf einer Fläche neben dem Testfeld. Das linke Feld hat mit $800\text{-}900 \text{ g}/\text{m}^2$ zu viel, das rechte Feld zeigt die geeignete Auftragsmenge.

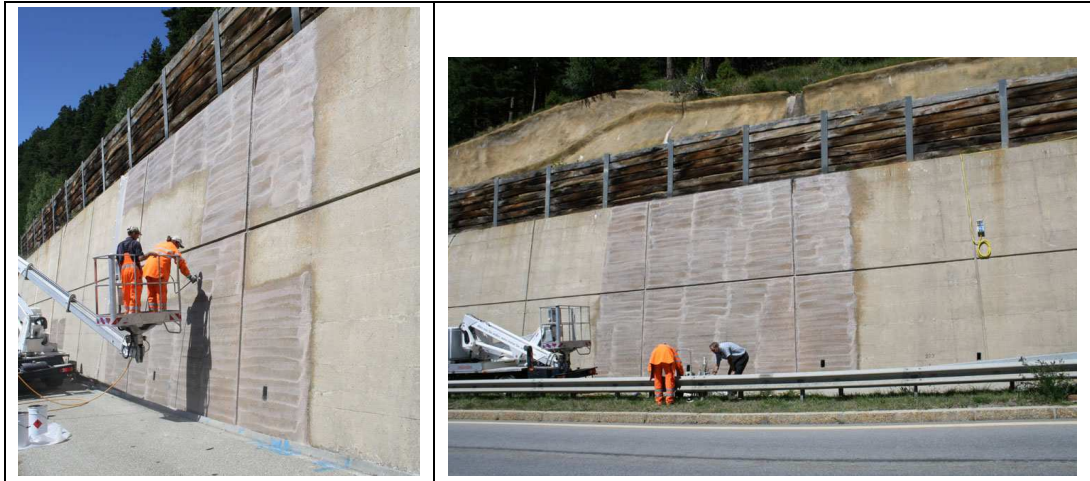


Abb. 3.7 Links: Applikation des Hydrophobierungsmittels. Die Erfahrung des Düsenführers führt zu einer gleichmässigen Applikation. Rechts: Fertig hydrophobiertes Testfeld 1.

Bestimmung der Wasseraufnahme am Objekt mittels Karstenröhrchen

Zeitgleich zu den 2-KMZ-Messungen wurden jeweils 3 Karstenröhrchen an der Betonoberfläche angebracht (siehe **Kapitel 3.1.5.3**). Bei zwei Röhrchen blieb der Wasserstand über die gesamte Messzeit unverändert. Bei einem Röhrchen wurde ein Wert von $2.19 \text{ kg/m}^2 \text{ h}^{0.5}$ gemessen. Damit konnte kein vernünftiger Mittelwert berechnet werden.



Abb. 3.8 S0751; Messung der Wasseraufnahme am Objekt mit der 2-Kammer-Messzelle (blau) und mit Karstenröhrchen (hellblau). Messfläche beschattet.

Wasseraufnahmekoeffizient des Betons

Die Ergebnisse der Bestimmung des Wasseraufnahmekoeffizienten im Labor gemäss EN ISO 15148 an Bohrkernen aus dem behandelten Testfeld 1 sind in der **Tabelle 3.13** mit den Werten des unbehandelten Betons aus den Testflächen T1 und T2 verglichen. Die Ergebnisse zeigen, dass die Hydrophobierung als wirksam beurteilt werden kann. Für alle Tiefen ergeben sich Werte $<0.05 \text{ kg/m}^2\text{h}^{0.5}$. Dies entspricht ca. 17 bis 50% des Nullwertes.

Tabelle 3.13 Wasseraufnahmekoeffizient (A-Wert) am Bohrkern in verschiedenen Tiefenstufen (MW: Mittelwert, SA: Standardabweichung).

Testfeld	Wasseraufnahmekoeffizient, $\text{kg/m}^2\text{h}^{0.5}$, Tiefenstufe					
	0 mm (Oberfläche)		2 mm		4 mm	
	MW	SA	MW	SA	MW	SA
T1, unbehandelt	0.17	0.02	0.07	0.02	0.06	0.02
T2, unbehandelt	0.19	0.03	0.09	0.01	0.08	0.01
Mittelwert, unbehandelte Flächen	0.18	0.03	0.08	0.02	0.07	0.02
T1, hydrophobiert	0.03	0.00	0.04	0.01	0.03	0.01

3.1.7.2 Stützmauer S0701 (Nebenobjekt)

Bei der Stützmauer S0701 wurden keine Massnahmen realisiert.

3.1.8 Instrumentierung für periodische Messungen (S0751 und S0701)

Die Instrumentierung erfolgte im Sommer 2009 (17. - 21.08.2009).

3.1.8.1 Rissbreitenindex

Für die Bestimmung der Rissbreitenindices wurden die entsprechenden Quadrate (1x1 m) mit Messbolzen abgesteckt. Dies erlaubt eine Wiederholung der Messung in den exakt gleichen Flächen. Die Resultate der durchgeführten Messungen wurden im **Kapitel 3.1.5.1** erläutert.

S0751 Testfeld T1 und T2

Die Flächen für die Bestimmung der Rissbreitenindices wurden innerhalb der 3x5 m grossen Testfelder so angeordnet, dass Randeffekte durch Scheinfugen und eine Behinderung der Anordnung der Komponenten des Monitoringsystems möglichst vermieden werden konnten. Ein Beispiel ist in **Abb. 3.9** gezeigt.

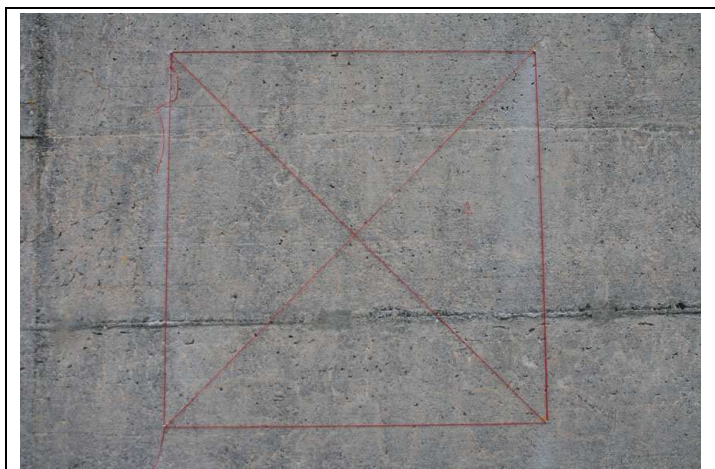


Abb. 3.9 Testfeld T1: Rissbreitenindex mit aufgespanntem Schnurgerüst, Seitenlänge 1 m.

S0701 Testfeld A und B

Feld A (**Abb. 3.10**) liegt in einem extrem rissreichen Bereich, während im Feld B weniger Risse vorhanden sind.



Abb. 3.10 Rissbreitenindex-Feld A: Bereich mit vielen Rissen an der Oberfläche.

3.1.8.2 Deformermesspunkte

S0751 Testfelder T1 und T2

In jedem Testfeld wurde ein Deformerkreuz, sowie ein 180° gedrehtes ‚L‘ installiert (**Abb. 3.11**). Die meisten Risse befinden sich nahe der Schein- bzw. Dilatationsfugen in den Testfeldern. Daher wurden die Messstrecken nahe an diesen Kanten installiert. Da nicht über die Dilatationsfugen hinaus gemessen werden sollte, wurde an diesem Rand die ‚L‘-Form gewählt. Die Messfelder sind mit einer 3-stufigen Trittleiter einfach zu erreichen.

S0701 Testflächen A und B

Die Deformerkreuze wurden im Bereich der Rissbreitenindex-Felder A und B installiert. Das Deformerkreuz A besteht aus 5 Punkten respektive 4 Messstrecken. Das Deformerkreuz B ist 2.5 m hoch und 1 m breit, es besteht aus 8 Punkten respektive 7 Messstrecken.

Die Nullmessungen wurden am 05.08.2009 durchgeführt. Während den Messungen muss die Fläche, bzw. das Messgerät mittels Sonnenschirm o.ä. beschattet werden, um eine starke wärmebedingte Veränderung des Messgerätes zu verhindern, was zu einer fehlerhaften Ablesung führen kann. Ab Februar 2010 wurde mit den Folgemessungen begonnen.

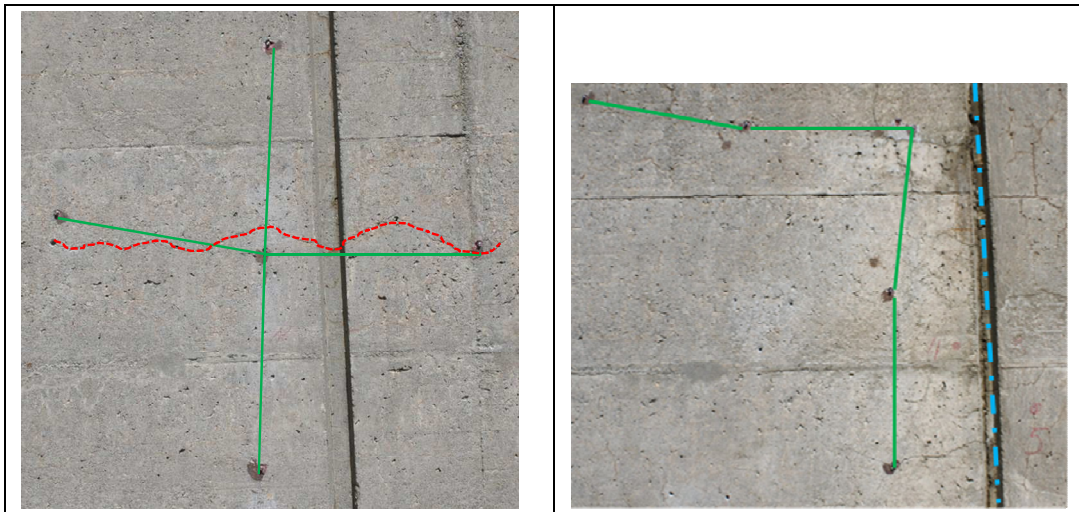


Abb. 3.11 S0751 Testfeld T1. Links: Deformeterkreuz T1.1 (grün); Rote Linie: Riss durchquert Scheinfuge. Rechts: Deformeter-L (grün); T1.2, Blaue Linie: Dilatationsfuge.

3.1.8.3 Fixpunkte für die geodätischen Messungen

Die Anordnung und Höhe der Reflektoren für die Überwachung durch den Geometer wurde vor Ort nach der Installation aller Instrumente ad hoc bestimmt (**Abb. 3.12**).

Die Nullmessung wurde am 25.8.2009 durchgeführt. Ab Februar 2010 wurde mit den Folge-messungen begonnen.



Abb. 3.12 *Oben: S0751 Testfeld T1. Markiert sind die eingeschraubten Reflektoren für die Messungen durch den Geometer. Mitte: S0751, Testfläche T2. Unten: Verteilung der Messpunkte über den mittleren Teil der Stützmauer.*

3.1.9 Instrumentierung für automatische Messungen (S0751)

3.1.9.1 Oberflächenextensometer

Die Testfelder T1 und T2 wurden mit automatischen Wegaufnehmern, so genannten Oberflächenextensometern der Firma Solexperts AG bestückt (**Abb. 3.13**). Sie wurden im Labor im Wasserbad kalibriert, so dass die Daten vom Objekt temperaturkompensiert dargestellt werden können.

Diese aus Fiberglas bestehenden Instrumente werden an einem Endpunkt fix befestigt, während das andere Ende in einem Extensometer mit einem Gesamtmessbereich von 50 mm (+/- 25 mm Weg) befestigt wird. Das Fiberglasgestänge wird in einem Edelstahlrohr geführt. Dieses ist mit Abstandshaltern fix an die Betonoberfläche montiert. Es wurde pro Testfeld je ein vertikales Extensometer mit einer Länge von 5.5 m und je ein horizontales Extensometer mit einer Länge von 3 m, ca. 30 cm neben der Scheinfuge platziert. Diese Positionierung erfolgte u.a. wegen der höheren Rissdichte in diesen Bereichen.

Im Frühling 2011 wurde im Testfeld 1 zusätzlich je eine Messkette mit Temperatursensoren in verschiedenen Tiefen eingebaut. Diese Nachrüstung soll die Interpretation der Längenänderungen erleichtern.

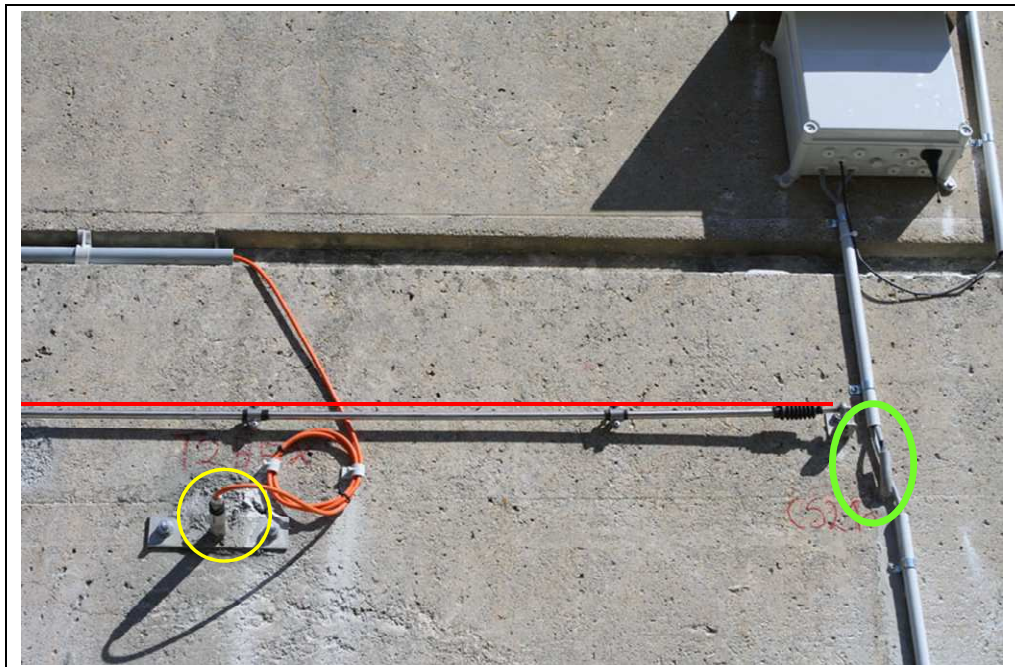


Abb. 3.13 S0751, Testfläche T2. Horizontales Oberflächenextensometer T2.Oex.h (rot), Bohrlochextensometer T2.Bex (gelb) und Feuchte- und Temperatursensor (grün).

3.1.9.2 Bohrlochextensometer

Um die dritte Dimension, d.h. die Ausdehnung über den Querschnitt der Mauer (inkl. allfälliger Schalenrisse) zu erfassen, wurden Bohrlöcher mit 60 mm Durchmesser, nach hinten leicht geneigt, gebohrt und darin Bohrlochextensometer eingebaut (**Abb. 3.14**). Diese funktionieren wie die Oberflächenextensometer. Die Sonden wurden dann durch Ausinjizieren der Bohrlöcher mit Zementleim (Sika Monotop 412 N) befestigt.

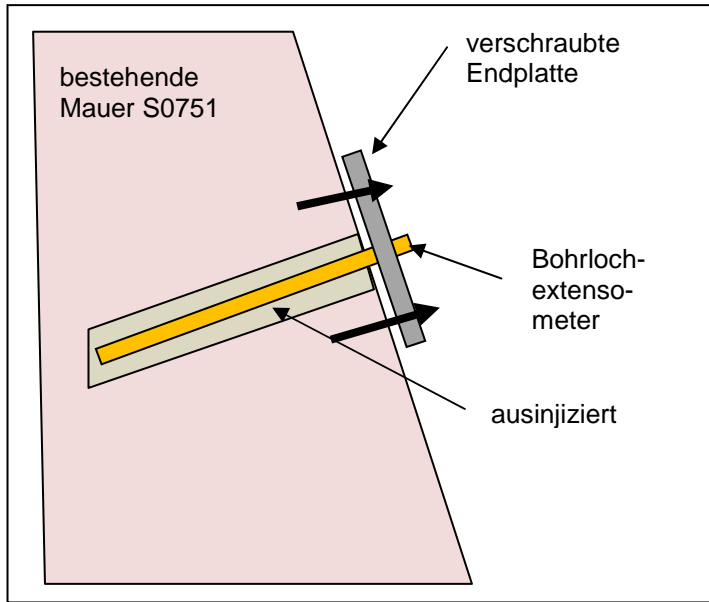


Abb. 3.14 Installation der Bohrlochextensometer (schematisch).

3.1.9.3 Temperatur- und Widerstandssensoren

Um allfällige Veränderungen der Betonfeuchtigkeit zu erkennen und um die gemessenen Längenänderungen interpretieren zu können, wurden Temperatur- und Widerstandssensoren CS-322 der Firma Corsensys AG eingebaut (**Abb. 3.15**). Die Betonfeuchtigkeit wird dabei indirekt über den elektrischen Widerstand des Betons ermittelt. Die Sensoren wurden in einer Höhe von 0.4 m und ca. 2.5 m ab OK Terrain eingebaut. Details zu den Sensoren enthält **Tabelle 3.14**.

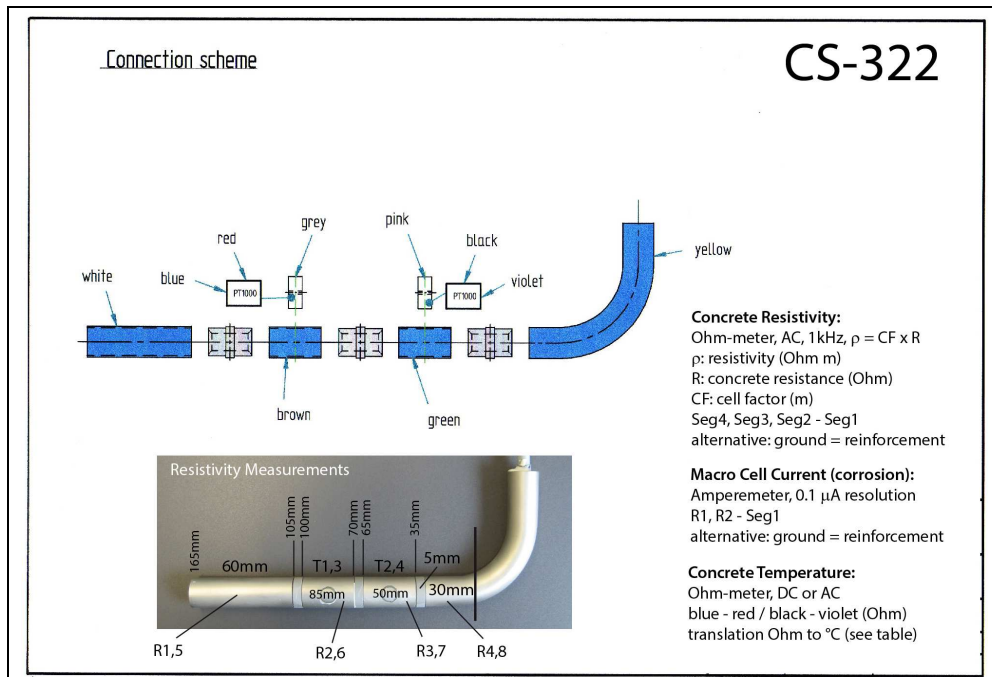


Abb. 3.15 Aufbau des Temperatur- und Widerstandssensors CS-322.

Tabelle 3.14 Detailangaben zu den Temperatur- und Widerstandssensoren.

Widerstandssensor		Temperatur	Widerstand
Messfeld	Lage		
Testfeld 1 (hydrophobiert)	unten	Luft: Gehäuse T1: 85 mm T2: 50 mm	R1: 105-165 mm R2: 70-100 mm R3: 35-65 mm R4: 0-30 mm
	oben	Luft: Gehäuse T3: 85 mm T4: 50 mm	R5: 105-165 mm R6: 70-100 mm R7: 35-65 mm R8: 0-30 mm
Testfeld 2 (nicht hydrophobiert)	unten	Luft: Gehäuse T1: 85 mm T2: 50 mm	R1: 105-165 mm R2: 70-100 mm R3: 35-65 mm R4: 0-30 mm
	oben	Luft: Gehäuse T3: 85 mm T4: 50 mm	R5: 105-165 mm R6: 70-100 mm R7: 35-65 mm R8: 0-30 mm

3.1.9.4 Übersicht über das Monitoringsystem und die Inbetriebnahme

Die Übersicht über die Installationen zeigt **Abb. 3.16**. Die unteren Elemente wurden mit einem Stahlnetz gegen Beschädigungen geschützt (**Abb. 3.17**). Seit September 2009 ist das automatische Datenerfassungssystem in Betrieb.

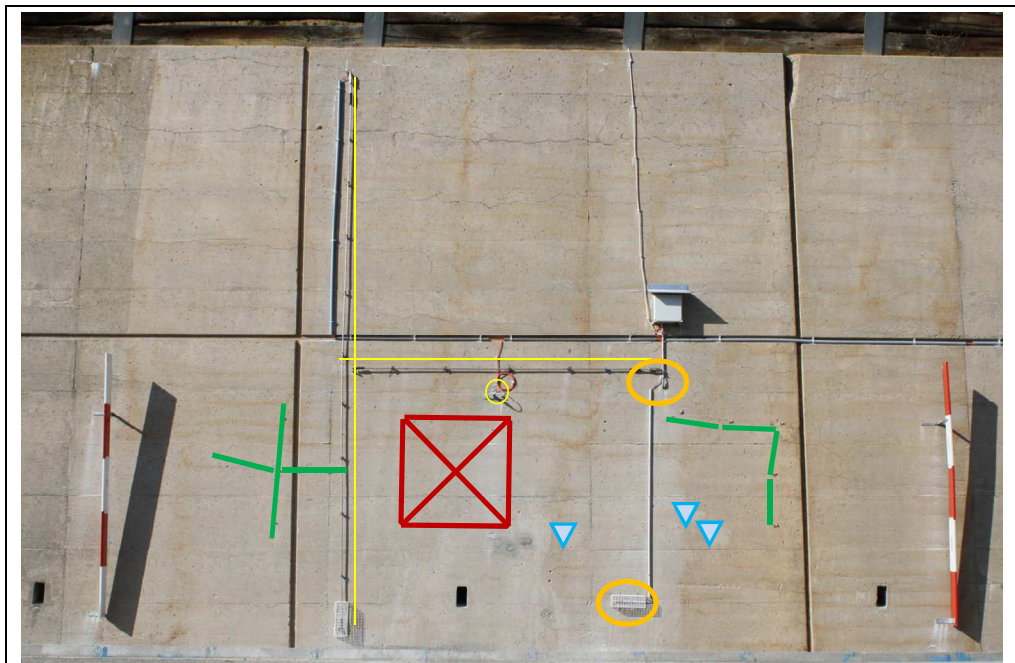


Abb. 3.16 S0751. Voll Instrumentiertes Testfeld T1 (hydrophobiert): grün: Deformationsmessstrecken, rot: Rissbreitenindex-Feld, blau: Messungen mit 2-Kammer-Messzellen, gelb-orange: Oberflächen- und Bohrlochstensometer, orange: Feuchte- und Temperatursonden (Geometermesspunkte nicht sichtbar).



Abb. 3.17 Schutz des Temperatur- und Widerstandssensors (CS1.2u) gegen Vandalismus.

3.1.10 Messungen

In periodischen Abständen wurden die manuellen Messungen durchgeführt. Die Messtermine wurden jeweils auf Ende Februar / Anfang März bzw. Ende Juli / Anfang August festgelegt, mit dem Ziel, die Extremsituationen des Bauwerks erfassen zu können.

Die Resultate der kontinuierlichen Messungen (Extensometer, Feuchte- und Temperatursonden) werden laufend erfasst und auf einer Datenbank abgespeichert.

In periodischen Abfolgen wurden die Funktionstüchtigkeit des Systems geprüft und die Daten ausgewertet.

3.2 Rorbachbrücke SBB Wassen – Göschenen (Kanton Uri)

3.2.1 Allgemeines

Die Rorbachbrücke der SBB zwischen Wassen und Göschenen (Baujahr: 1982/1984) (**Abb. 3.18**) zeigte erhebliche Schäden wegen AAR und wurde 2007 verstärkt und instand gesetzt.

Der oberflächennahe Beton der Endquerrahmen und der Verschiebebahnen Seite Wassen und Seite Göschenen wiesen eine erhebliche AAR-bedingte Rissbildung auf. Die Risse traten senkrecht und parallel zur Oberfläche (Schalenrisse) vorwiegend bis in eine Tiefe von ca. 20 cm auf. Bei den Endquerrahmen wurden vereinzelte Schalenrisse bis in eine Tiefe von 90 cm festgestellt. Die Rissbreiten an der Oberfläche waren unterschiedlich, die Breite der Schalenrisse betrug max. 1 mm. Die Breite der Oberflächenrisse nahm mit zunehmender Tiefe ab. Mit Ausnahme des Brückenquerschnitts traten bei allen Bauteilen Schalenrisse auf.

Die Breite der Oberflächenrisse nahm mit etwa 20 bis 30 $\mu\text{m}/\text{Jahr}$ zu, die der Kernzone um ca. 10 $\mu\text{m}/\text{Jahr}$ (Schätzwerte aus der Zustandsuntersuchung). Durch die zunehmende Rissöffnung und Risstiefe wurde der Wassereintrag bei den bewitterten Oberflächen erleichtert. Dadurch erreichte die Feuchtigkeit zunehmend tiefere Schichten. Damit verschob sich die Ebene mit häufigen Schalenrisse weiter in die Tiefe (ca. 1 cm/Jahr). Die Ausdehnungsrate war relativ klein und zeigte an, dass die AAR bei diesem Bauwerk langsam verläuft. Anzu merken ist, dass der Beton keine Frostschäden zeigte.

Bei den relativ stark AAR-geschädigten Bauteilen (Endquerrahmen, Verschiebebahnen, Galeriefundationen und Stützmauer der Galerie Seite Wassen) wurde der schadhafte Oberflächenbeton bis zu einer Tiefe von 20 cm abgetragen und durch neuen AAR-beständigen Beton mit einer Dicke von 30 cm ersetzt und im Altbeton stark verankert (**Abb. 3.19**). Der Beton wurde anschliessend hydrophobiert. Die horizontalen Flächen der Endquerträger wurden mit

einem Schutzdach versehen. Gleichzeitig mit diesen Massnahmen wurde die Brücke gegen die Einwirkung von Lawinen verstärkt. Weitere Details sind [Bühlmann 2010] zu entnehmen.



Abb. 3.18 Rorbachbrücke der SBB zwischen Wassen und Göschenen während der Instandsetzung 2007.

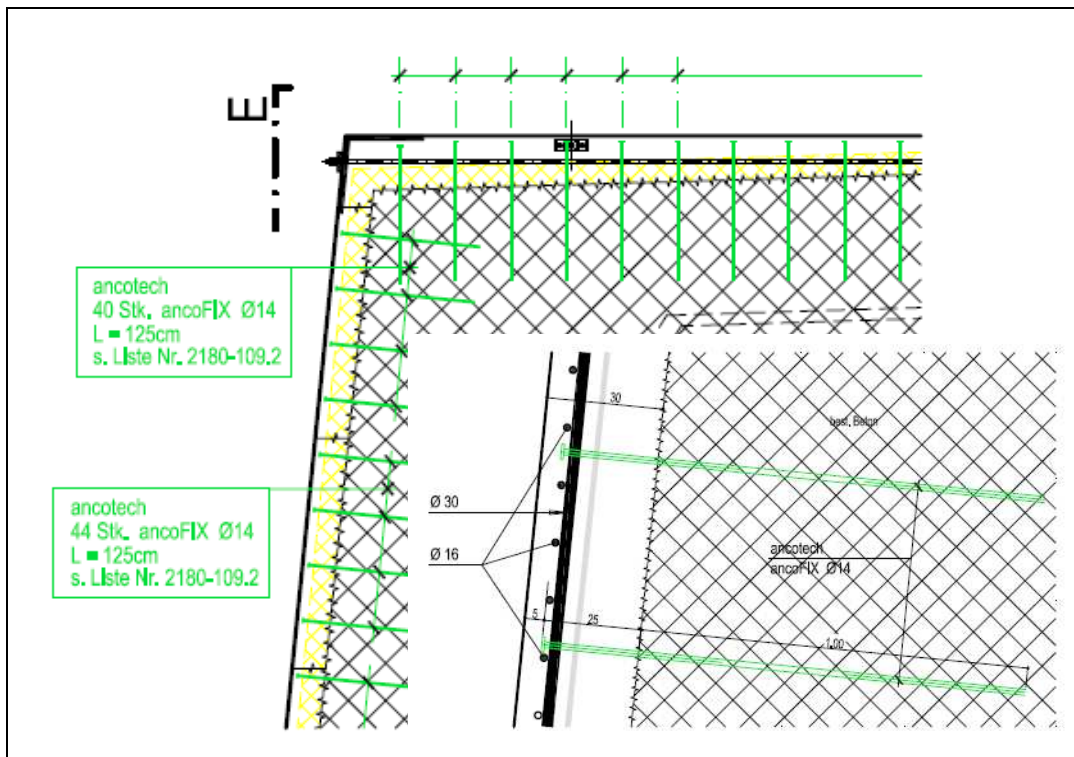


Abb. 3.19 Rorbachbrücke der SBB zwischen Wassen und Göschenen. Details zur Instandsetzung 2007.

3.2.2 Monitoring

Das Monitoring soll Aussagen zu folgenden Aspekten ermöglichen:

- Verhalten des Vorbetons
- Verhalten des Untergrundes
- Wirkung der Hydrophobierung.

Für das Monitoring wurden folgende Methoden verwendet:

- Deformetermessungen (8 Messstellen) an den Stirn- bzw. Seitenflächen der Endquerrahmen und der Verschiebebahnen (siehe **Anhang II**)
- Messung der Betonfeuchtigkeit
- Messung der Wasseraufnahme an Bohrkernen.

Die letzten Messungen im Rahmen des 5-jährigen Programms erfolgten im August 2012. Der Schlussbericht über die seit 2008 laufenden Messungen liegt vor [TFB 2013a].

3.3 Pylon der Passarelle Itenhard in Bremgarten (Kt. Aargau)

3.3.1 Allgemeines

Die Passarelle Itenhard wurde 1994/95 gebaut (**Abb. 3.20**). Der Pylon der Schrägkabelbrücke wurde in einem Stück vofabriziert. Er ist in Längsrichtung vorgespannt (6 Spannglieder der Stahlton AG, Typ BBRV ASq 2350). Die festen Verankerungen von vier Spanngliedern sind ungefähr auf 2/3 Höhe des Pylons angeordnet. Für den Beton wurde gemäss Planunterlagen ein B40/30, PC 350 kg/m³, frostbeständig, verwendet. Planmässig beträgt die Bewehrungsüberdeckung 40 mm.

Nach 14 Jahren wurde am Pylon ein auffälliges Rissbild beobachtet. Daraufhin wurde 2009 der Zustand des Pylons genauer untersucht [infratest 2009]. Die beobachteten Risse wurden zum einen auf AAR und zum anderen auf Schwindspannungen und den besonderen Spannungszustand (geringere Vorspannung im oberen Drittel) zurückgeführt. Auf Grund des Rissbreitenindices von über 1 mm/m wurde das Ausmass des AAR-Schadens als eher gross bewertet. Basierend auf der Rissbreitenentwicklung (<0.01 mm/m Jahr) und den Ausdehnungsraten (0.07 bis 0.08, maximal 0.14 mm/m Jahr) wurde die Entwicklung der AAR als langsam beurteilt.

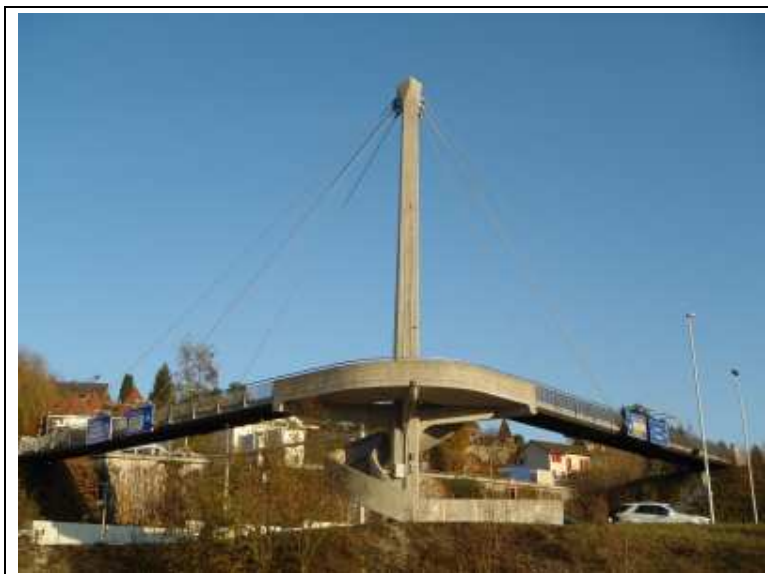


Abb. 3.20 Passarelle Itenhard, Bremgarten (Foto Solexperts AG).

Der Ersatz des schräg gestellten Pylons ist, auch längerfristig, keine Option. Die Erhaltung hatte deshalb höchste Priorität. Die Hydrophobierung der gesamten Oberfläche des Pylons wurde favorisiert, da der Pylon allseitig zugänglich ist und die Abmessungen so sind, dass ein Austrocknen des Betons möglich ist. Zudem gab es keine weiteren Schäden, die einen massiven Eingriff erfordert hätten.

Im Jahr 2011 wurde der Pylon hydrophobiert (Applikation in 4 Arbeitsgängen: 3x Fluten, 1x mit HVLP Gerät und Rollen) und mit einem Monitoringsystem ausgestattet. Für diese Arbeiten wurde der Pylon eingerüstet (**Abb. 3.21**). Vor der Hydrophobierung wurde die Betonoberfläche mit Wasserhochdruck und Strahlmittel (Steinpuder) gereinigt. Die Reinigung mit Strahlmittel war bei den teilweise beschichteten Oberflächen nötig. Zur Art der alten Beschichtung liegen keine Angaben vor. Weitere Details sind im Bericht der TFB AG [TFB 2011] gegeben.



Abb. 3.21 Links: Eingerüsteter Pylon Rechts: Der Ausschnitt zeigt die gut erkennbaren (feuchten) Risse nach der Reinigung.

Zur Bestimmung der Wirkung der Hydrophobierung wurden vor der Applikation am 8.9.2011 und nach der Applikation der Hydrophobierung am 12.10.2011 Bohrkerne entnommen und daran der Wasseraufnahmekoeffizient in unterschiedlichen Tiefenstufen bestimmt (**Tabelle 3.15**). Geprüft wurden je 2 x 3 Bohrkerne aus dem oberen und unteren Teil des Pylons. Der hydrophobierte Beton weist einen deutlich kleineren Wasseraufnahmekoeffizienten auf. Selbst in einer Tiefe von 5 mm ist die Wirkung noch gut erkennbar. Ein systematischer Unterschied zwischen den Bohrkernen "oben" und "unten" ist nicht erkennbar.

Tabelle 3.15 Mittelwerte der Wasseraufnahmekoeffizienten (A-Wert) in verschiedenen Tiefenstufen vor und nach der Hydrophobierung.

Abstand zur Oberfläche	Wasseraufnahmekoeffizient, $\text{kg/m}^2\text{h}^{0.5}$, Tiefe	
	VOR Hydrophobierung	NACH Hydrophobierung
0 mm	0.11 ± 0.05	0.03 ± 0.00
-2 mm	0.14 ± 0.02	0.06 ± 0.04
-5 mm	0.14 ± 0.01	0.08 ± 0.03

3.3.2 Monitoring

Das Monitoring soll Aussagen zu folgenden Aspekten ermöglichen:

- Wirkung und Dauerhaftigkeit (Lebensdauer) der Hydrophobierung
- Zeitliche Entwicklung der AAR (Ausdehnung, Rissbreiten).

Für das Monitoring wurden folgende Methoden verwendet:

- Messung der Betonfeuchtigkeit (elektrischer Widerstand). Die Lage der Sensoren ist aus **Anhang III.1** ersichtlich.
- Messung der Wasseraufnahme an Bohrkernen
- Deformiermessungen (6 Messfelder, verteilt über die Höhe und die Seitenflächen)
- 2 MagX-Extensometer, eines auf der Oberseite (=Ostseite) und eines auf der Unterseite (=Westseite). Die Lage der Sensoren ist aus **Anhang III.2** ersichtlich.

Neben den Laboruntersuchungen an Bohrkernen wurden für die langfristige Überwachung der Wirkung der Hydrophobierung auf der West- und Ostseite je zwei elektrische Temperatur- und Widerstandssensoren eingebaut (**Abb. 3.22** und **Abb. 3.23**). Der elektrische Widerstand ist ein Mass für die Betonfeuchtigkeit bzw. deren zeitliche Veränderung. Die Signale werden in Datenerfassungsgeräten gespeichert (Messfrequenz 1 Stunde), zur Zentraleinheit geführt und von dort auf einen Computer des Auftragnehmers übertragen.



*Abb. 3.22 Eingebauter Feuchtesensor Typ CS-322 der Corsensys AG. Details zum Aufbau: siehe **Abb. 3.15**.*

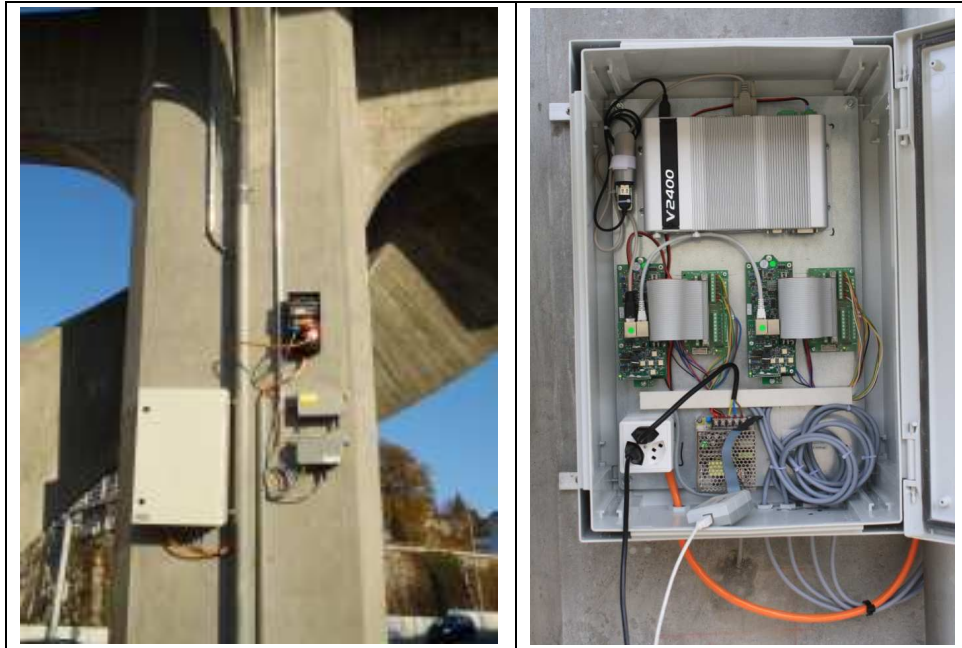


Abb. 3.23 Links: Geräte für die Datenerfassung. Rechts: Gehäuse mit Datenloggern für die Widerstandssensoren (Mitte) und Zentraleinheit (oben), links oben GPRS-Modul.

Tabelle 3.16 Detailangaben zu den Widerstandssensoren

Widerstandssensor				Temperatur	Widerstand
Ebene	Lage	Nr.	Lage		
1	oben	S1	Westseite	Luft: Gehäuse T1: 85 mm T2: 50 mm	R1: 105-165 mm R2: 70-100 mm R3: 35-65 mm R4: 0-30 mm
		S2	Ostseite	Luft: Gehäuse T3: 85 mm T4: 50 mm	R5: 105-165 mm R6: 70-100 mm R7: 35-65 mm R8: 0-30 mm
2	unten	S3	Ostseite	Luft: Gehäuse T1: 85 mm T2: 50 mm	R1: 105-165 mm R2: 70-100 mm R3: 35-65 mm R4: 0-30 mm
		S4	Westseite	Luft: Gehäuse T3: 85 mm T4: 50 mm	R5: 105-165 mm R6: 70-100 mm R7: 35-65 mm R8: 0-30 mm

Auf Grund der schlechten Zugänglichkeit für Handmessungen wurde ein autonomes System für ein kontinuierliches Monitoring mit MagX-Sensoren mit einer Länge von 6 m mit je 6 Positionsmagneten in einem Abstand von etwa 1 m installiert (**Abb. 3.24**), das eine gute zeitliche Auflösung von Änderungen ermöglicht. Bei konventionellen Oberflächenextensometern wird das Signal über eine bestimmte Messlänge, z.B. 3.0 m, abgegriffen. Die MagX-Sensoren erlauben eine bessere örtliche Auflösung (z.B. mehrere Messstrecken à 1.0 m), was gerade in diesem Falle sehr vorteilhaft ist, da die Rissentwicklung über die Höhe des Pylons nicht homogen ist. Die MagX-Sensoren wurden so angeordnet, dass je 3 m des Sensors oberhalb und 3 m unterhalb der festen Verankerung der mittig angeordneten Spannglieder zu liegen kam.

Zur Temperaturkompensation der gemessenen Dehnungen wurden am oberen und unteren Ende der Sensoren Fühler für die Lufttemperatur eingebaut. Für die Beurteilung der Betondehnungen wurden ergänzend Temperaturfühler in 50 und 300 mm Tiefe in den Beton eingebaut.

Die Daten werden intern im Logger zwischengespeichert und mindestens 1x täglich über das GPRS-Mobilfunknetz auf einen Server übertragen, wo ein Back-up der Daten zur Verfügung steht. Die Messfrequenz kann variiert werden und beträgt seit Messbeginn 30 Minuten.

Weitere Details sind im Bericht TFB AG enthalten [TFB 2011]. Die Untersuchungen sind vorerst auf 5 Jahre ausgelegt. Danach wird über das weitere Vorgehen entschieden.



Abb. 3.24 Links: Oberes Ende des MagX-Extensometers und rechts: Positionsmagnet (Messmarke) des MagX-Extensometers.

3.4 Obere Zollbrücke in Landquart (Kanton Graubünden)

3.4.1 Allgemeines

Die nicht abgedichtete Fahrbahnplatte der oberen Zollbrücke in Landquart, Kanton Graubünden, zeigte AAR-Schäden. Über die ganze Plattenstärke wurde eine gleichmässige Schädigung infolge AAR beobachtet [Krähenbühl 2007]. Die Zylinderdruckfestigkeit zeigte keine klare Abhängigkeit zur Entnahmelage der Bohrkerne. Zugfestigkeitsprüfungen senkrecht zur Fahrbahnebene ergaben deutlich tiefere Werte im Vergleich mit Prüfungen parallel zur Fahrbahnebene.

Wegen des geringsten Widerstandes breiten sich durch AAR-Quelldruck induzierte Risse parallel zur Fahrbahnebene aus. Vom Kanton wurde die Fahrbahnplatte der AAR-Klasse 3 zugeordnet, d.h. die Fahrbahnplatte wies AAR in fortgeschrittenem Stadium auf. Diese Klasse ist durch eindeutige AAR an Korngrenzen oder in gerissenen Gesteinskörnungen erkennbar (Aufweitung der Risse durch Lösen oder eingebuchtete Korngrenzen an Gesteinskörnungen). In den Poren und/oder Rissen sind Gelausscheidungen vorhanden. Das Restquellmass wurde an den Bohrkerne ermittelt, die für den Einbau der Rockmeter entnommen wurden. Die Ausdehnungsrate (Temperatur 38 °C) quer zur Längsachse der Bohrkerne betrug 0.22 mm/m Jahr, in Längsrichtung 0.11 mm/m Jahr [TFB 2008].

Der Beton der Oberseite der Fahrbahnplatte wurde 2007 im Rahmen der Instandsetzung abgetragen und neu aufgebaut. Danach wurde die Fahrbahnplatte auf der Oberseite abgedichtet und mit einem neuen Belag versehen.

3.4.2 Instrumentierung

Während der Instandsetzung wurden zwei Bohrungen senkrecht zur Fahrbahnebene durch den ganzen, gewouteten Träger gebohrt (Abb. 3.25). Darin wurden 2 Extensometer bzw. Rockmeter eingebracht (Abb. 3.26). Es wurden unterschiedlich lange Stangen verwendet. Diese wurden abschnittsweise mit einem Zementmörtel ($w/z < 0.4$) eingemörtelt (Abb. 3.27). Nach einem Tag wurde mit Sand aufgefüllt. Danach wurde die nächste Stange vermörtelt.

Seit der Nullmessung am 10.7.2007 werden von Angestellten des Tiefbauamtes die Längenänderungen in regelmässigen Abständen von Hand gemessen. Weiterhin wird die Lufttemperatur und die Betontemperatur in der Mitte der Fahrbahnplatte Seite Landquart protokolliert. Es werden keine Feuchtemessungen durchgeführt.

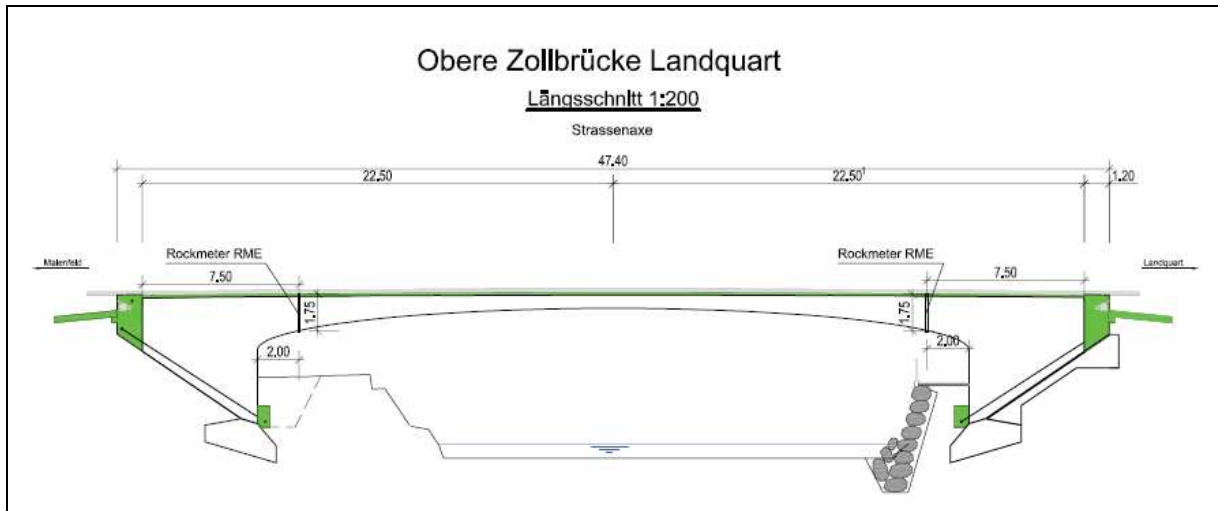


Abb. 3.25 Obere Zollbrücke in Landquart.



Abb. 3.26 Rockmeter RME der Firma Huggenberger AG.

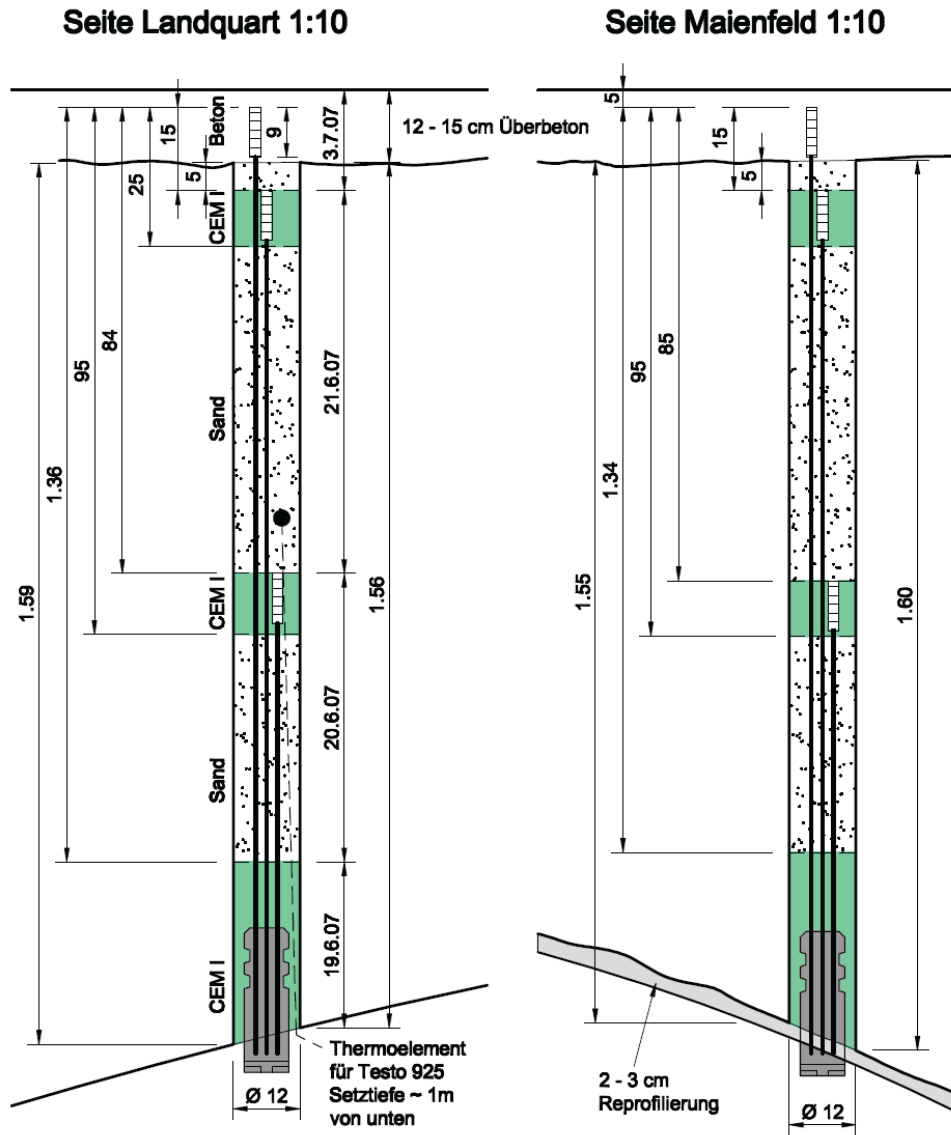


Abb. 3.27 Einbau der Rockmeter RME bei der Instandsetzung 2007.

4 Ergebnisse des Monitoring

4.1 Stützmauer S0751 an der Simplonstrasse (Hauptobjekt)

4.1.1 Wirkung der Hydrophobierung

Der Wasseraufnahmekoeffizient des Betons wurde im Frühling 2012 erneut in verschiedenen Tiefenstufen gemäss Norm EN 15148:2002 bestimmt. Die Ergebnisse gehen aus der **Tabelle 4.1** hervor. Es ist ersichtlich, dass sich die Wirkung der Hydrophobierung seit 2009 kaum verändert hat.

Tabelle 4.1 Wasseraufnahmekoeffizient (A-Wert) vom Beton der Bohrkerne in verschiedenen Tiefenstufen (MW: Mittelwert, SA: Standardabweichung) ohne und mit Hydrophobierung.

Testfeld	Messung	hydrophobiert	Wasseraufnahmekoeffizient, $\text{kg/m}^2\text{h}^{0.5}$, Tiefenstufe					
			0 mm (Oberfläche)		2 mm		4 mm	
			MW	SA	MW	SA	MW	SA
T1	2009	nein	0.17	0.02	0.07	0.02	0.06	0.02
	2009	ja	0.03	0.03	0.08	0.02	0.07	0.02
	2012	ja	0.04	0.00	0.03	0.01	0.04	0.01
T2	2009	nein	0.19	0.03	0.09	0.01	0.08	0.01
	2012	nein	0.19	0.04	0.09	0.06	0.05	0.01

4.1.2 Betonfeuchtigkeit

Abb. 4.1 zeigt den Verlauf der zeitlichen Änderung der mit dem Tramex-Gerät gemessenen oberflächlichen Betonfeuchtigkeit. Es ist ersichtlich, dass die Betonfeuchtigkeit des hydrophobierten Testfeldes 1 stark abgenommen hat und im Frühling 2012 zwischen 2.5 und 3 M.-% liegt. Demgegenüber ist sie bei Testfeld 2 mehr als 1 M.-% höher. Diese Differenz ist der Wirkung der Hydrophobierung zuzuschreiben.

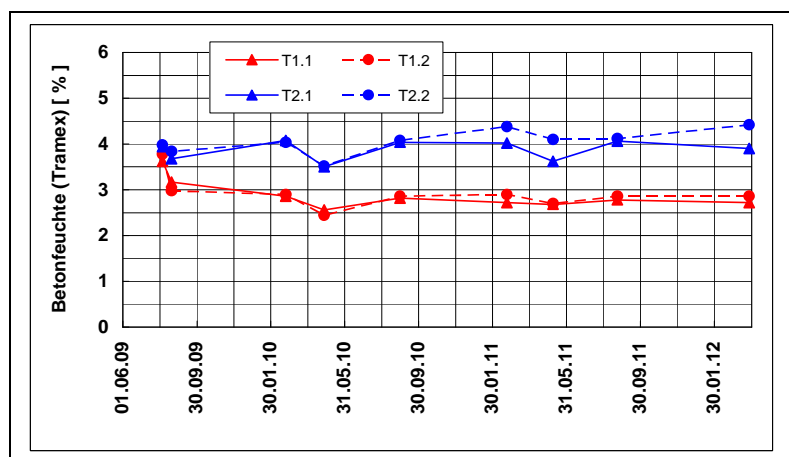


Abb. 4.1 Zeitlicher Verlauf der Betonfeuchtigkeit in den Testfeldern 1 und 2.

4.1.3 Betontemperatur

Abb. 4.2 zeigt den Temperaturverlauf der Luft und des Betons (Werte nachts um 02.00 Uhr) seit Messbeginn bis Mitte 2012. Aus den weiteren Abbildungen (**Abb. 4.2** bis **Abb. 4.5**) und Tabellen (**Tabelle 4.2** und **Tabelle 4.3**) gehen die Differenzen zwischen der Luft- und Betontemperatur hervor. Die Betontemperatur wurde bei den Extensometern erst mit der Nachrüstung ab Mai 2011 gemessen. Deshalb wurden zum Vergleich die Daten vom Mai 2011 bis Mai 2012 separat betrachtet. Folgendes kann festgestellt werden:

- Luft- und Betontemperatur zeigen die üblichen saisonalen Schwankungen. Die Betontemperatur beträgt in der Sommernacht (02.00 Uhr) über 25 °C, in der Winternacht leicht unter 0 °C. Um die Mittagszeit erreicht der Beton in einer Tiefe von 30 mm Temperaturen bis über 40 °C.
- Zwischen der Temperatur bei den verschiedenen Extensometern, wie auch zwischen T1 und T2, zeigten sich keine Unterschiede.
- Die mittlere Lufttemperatur über die Messzeit (August 2009 bis Juni 2012) betrug etwa 6 °C, die mittlere Betontemperatur in einer Tiefe von 30 mm etwa 10 °C, in 65 cm Tiefe etwa 14 °C.
- Die Betontemperatur an der Oberfläche folgt sehr rasch der Lufttemperatur. Der Beton ist, abgesehen von kurzzeitigen Schwankungen, mehrheitlich einige Grad wärmer als die Luft. Die Betontemperatur in der Tiefe von 20 und 65 cm ist nachts um 02.00 Uhr immer höher als jene der Luft.
- Die Differenz der Betontemperatur in unterschiedlichen Tiefen ist relativ gering.

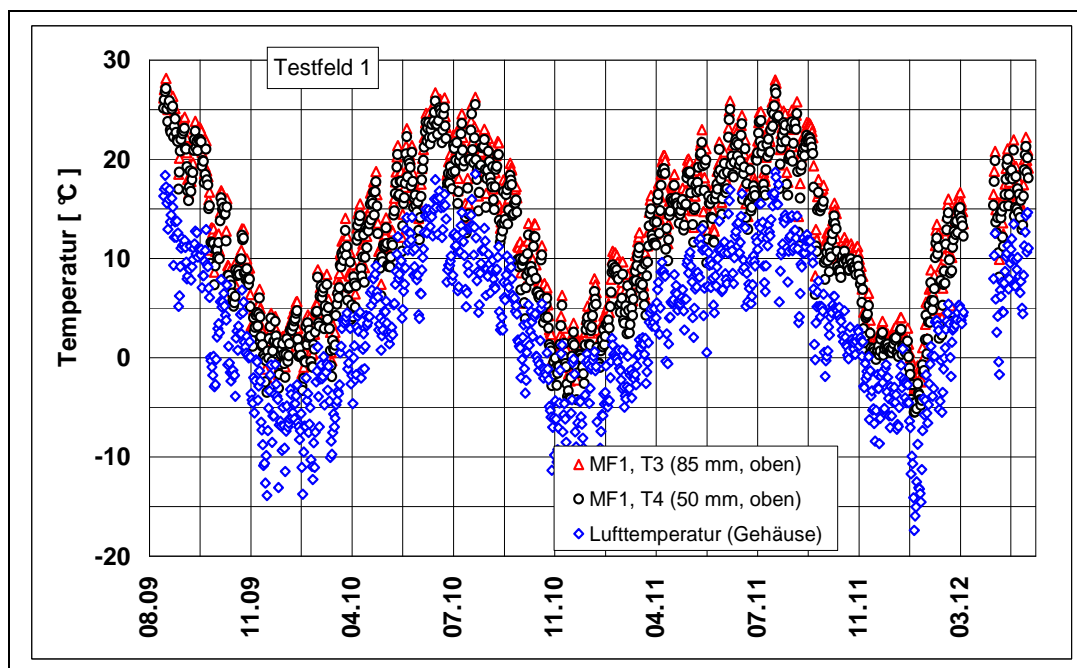


Abb. 4.2 Verlauf der Lufttemperatur (Gehäuse des Datenloggers Corsensys) und des Betons in der Tiefe von 50 und 85 mm vom August 2009 bis Juli 2012, nachts um 02:00 Uhr.

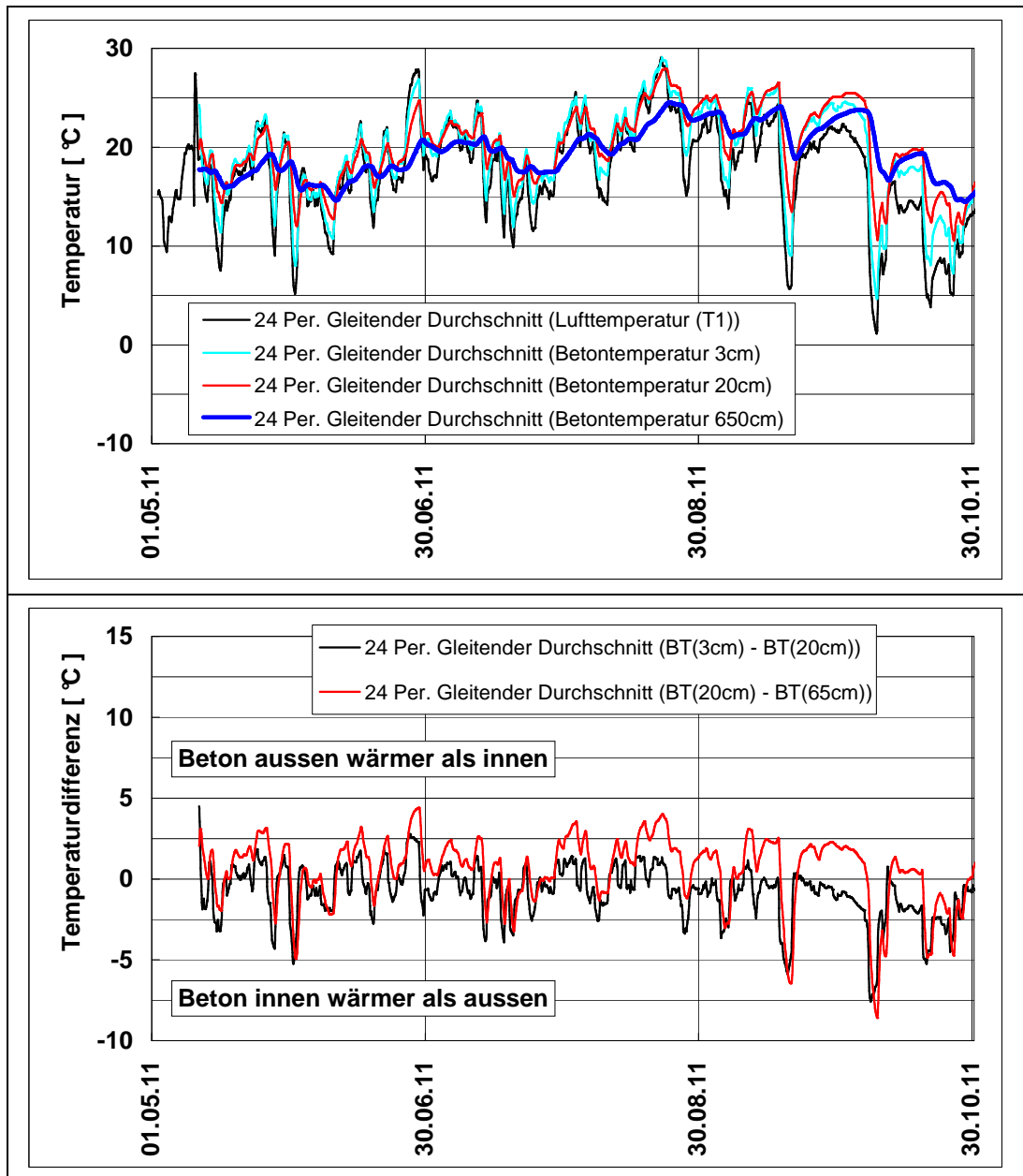


Abb. 4.3 Verlauf der Temperatur und der Temperaturdifferenz im Beton in verschiedenen Tiefen.

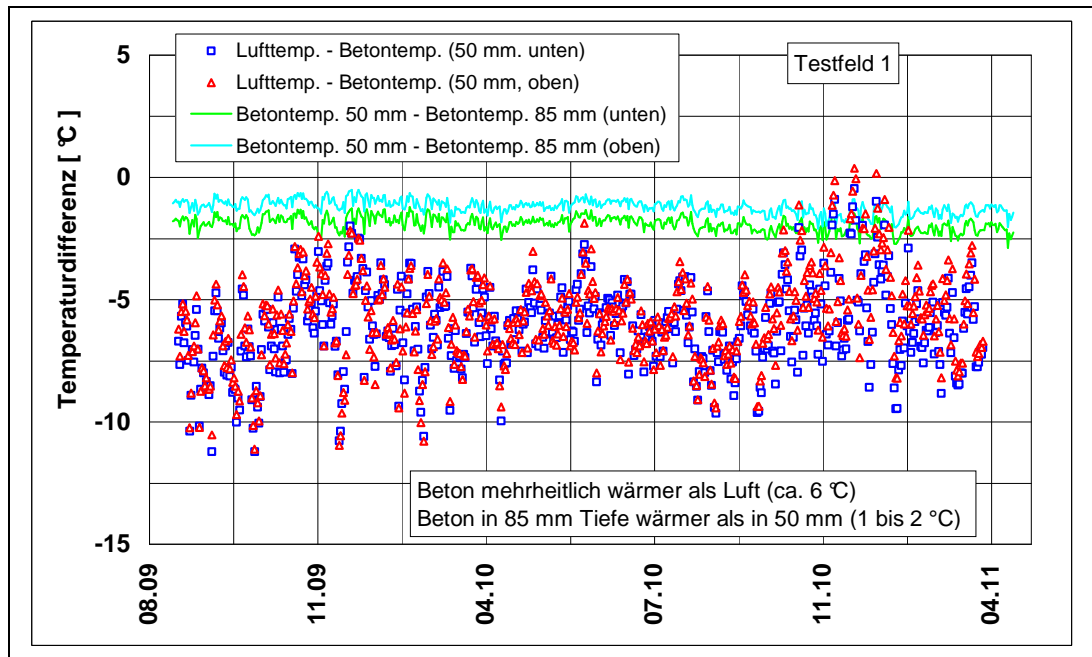


Abb. 4.4 Differenz zwischen Lufttemperatur (Gehäuse des Datenloggers Corsensys) und Betontemperatur in 50 mm Tiefe sowie Differenz der Betontemperatur in der Tiefe von 50 und 85 mm.

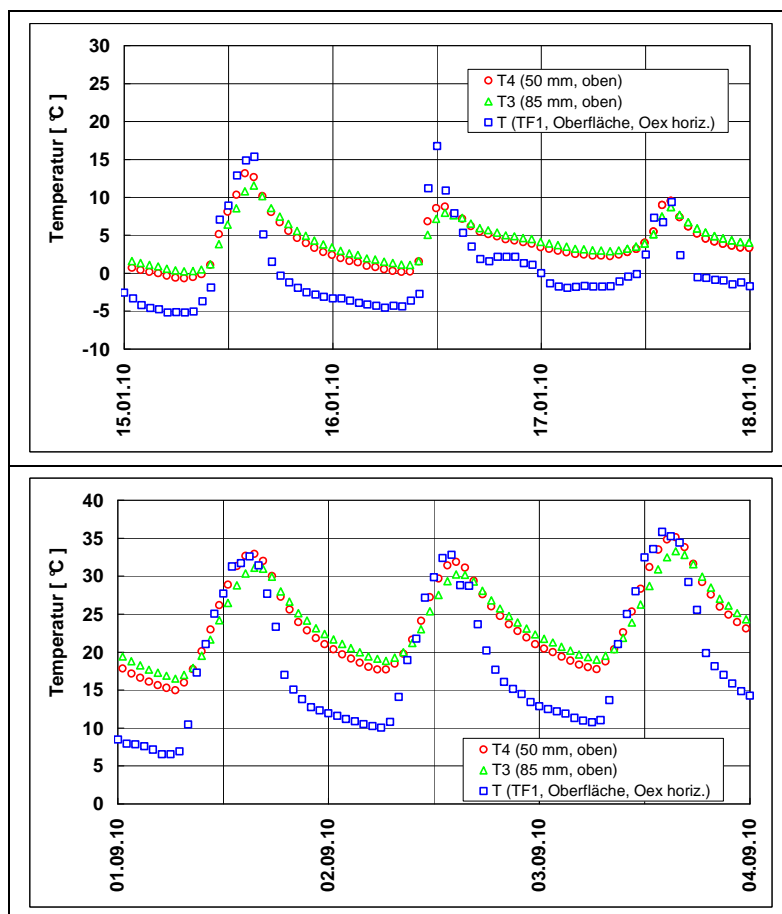


Abb. 4.5 Verlauf der Lufttemperatur im Testfeld 1 (TF1 gemessen mit dem Oberflächenextensometer) und der Betontemperatur in der Tiefe von 50 und 85 mm vom 15.-18.1.2010 (oben) und vom 1.-4.9.2010 (unten) (Stundenwerte).

Tabelle 4.2 Mittelwerte und Standardabweichung der verschiedenen gemessenen Lufttemperaturen

Messgrösse	Lufttemperatur, °C			
	Gehäuse Logger Corsensys	Bohrlochextensometer (T1)	Horizontales Oberflächenextensometer (T1)	Vertikales Oberflächenextensometer (T1)
Gesamte Messzeit				
Mittelwert	3.4	5.7	5.7	5.7
Standardabw.	7.1	7.5	7.4	7.5
21.5.2011-21.5.2012				
Mittelwert	4.1	6.3	6.3	6.3
Standardabw.	4.1	7.4	7.4	7.5

Tabelle 4.3 Mittelwerte und Standardabweichung der verschiedenen gemessenen Betontemperaturen

Messgrösse	Betontemperatur in verschiedenen Tiefen, °C				
	3 cm	5 cm (TF1: T4, oben)	8.5 cm (TF1: T3, oben)	20 cm	65 cm
Gesamte Messzeit					
Mittelwert	10.0	11.4	12.6	14.0	14.4
Standardabw.	7.0	7.9	7.8	7.1	6.1
21.5.2011-21.5.2012					
Mittelwert	9.5	11.9	13.2	13.6	14.1
Standardabw.	7.2	11.9	13.2	7.4	6.4

4.1.4 Elektrischer Betonwiderstand

Der elektrische Betonwiderstand des Betons dient als Mass für die Betonfeuchtigkeit im Beton bzw. deren Veränderung. Die mit den Sensoren gemessenen elektrischen Betonwiderstände in Ohm (Ω) wurden mit den Formfaktoren gemäss **Tabelle 4.4** in spezifische elektrische Betonwiderstände in Ωm umgerechnet. Der Verlauf für die zwei im unteren Bereich der Stützmauer eingebauten Sensoren ist in der **Abb. 4.6** dargestellt. Die Widerstände sind zu Beginn sehr niedrig, da das für das Einmörteln der Sensoren eingesetzte, zementöse Material elektrisch gut leitend ist und dieses zudem auch Feuchtigkeit in den Beton eingebracht hat. Mit dem Aushärten und Trocknen des Einbettmaterials und des Betons steigt der Widerstand rasch an und folgt danach den saisonalen Temperaturänderungen. Beim Testfeld 1 ist beim Betonwiderstand der Randzone ein Trend zu höheren Werten erkennbar. Beim Testfeld 2 ist dies nicht der Fall. Die Werte liegen zudem auf einem deutlich tieferen Niveau. Die **Abb. 4.7** zeigt den direkten Vergleich.

Zum Vergleich wurden die spezifischen Betonwiderstände bei 20 °C ermittelt (**Abb. 4.8**) und in der **Tabelle 4.5** zusammengestellt. Daraus geht hervor, dass die Widerstände der Betonrandzone der hydrophobierten Testfläche um den Faktor 2 bis 3 höher sind als in der nicht hydrophobierten Messfläche. Dies ist auf die wasserabhaltende Wirkung der Hydrophobierung zurückzuführen.

Tabelle 4.4 Formfaktoren zur Berechnung des spezifischen elektrischen Widerstandes

Sensorabschnitt	Betontiefe	Formfaktor, $1/F$ ¹⁾
R4,8	0-30 mm	0.09 m
R3,7	35-65 mm	0.12 m
R2,6	70-100 mm	0.13 m
R1,5	105-165 mm	0.16 m

1) Werte berechnet für Staberder.

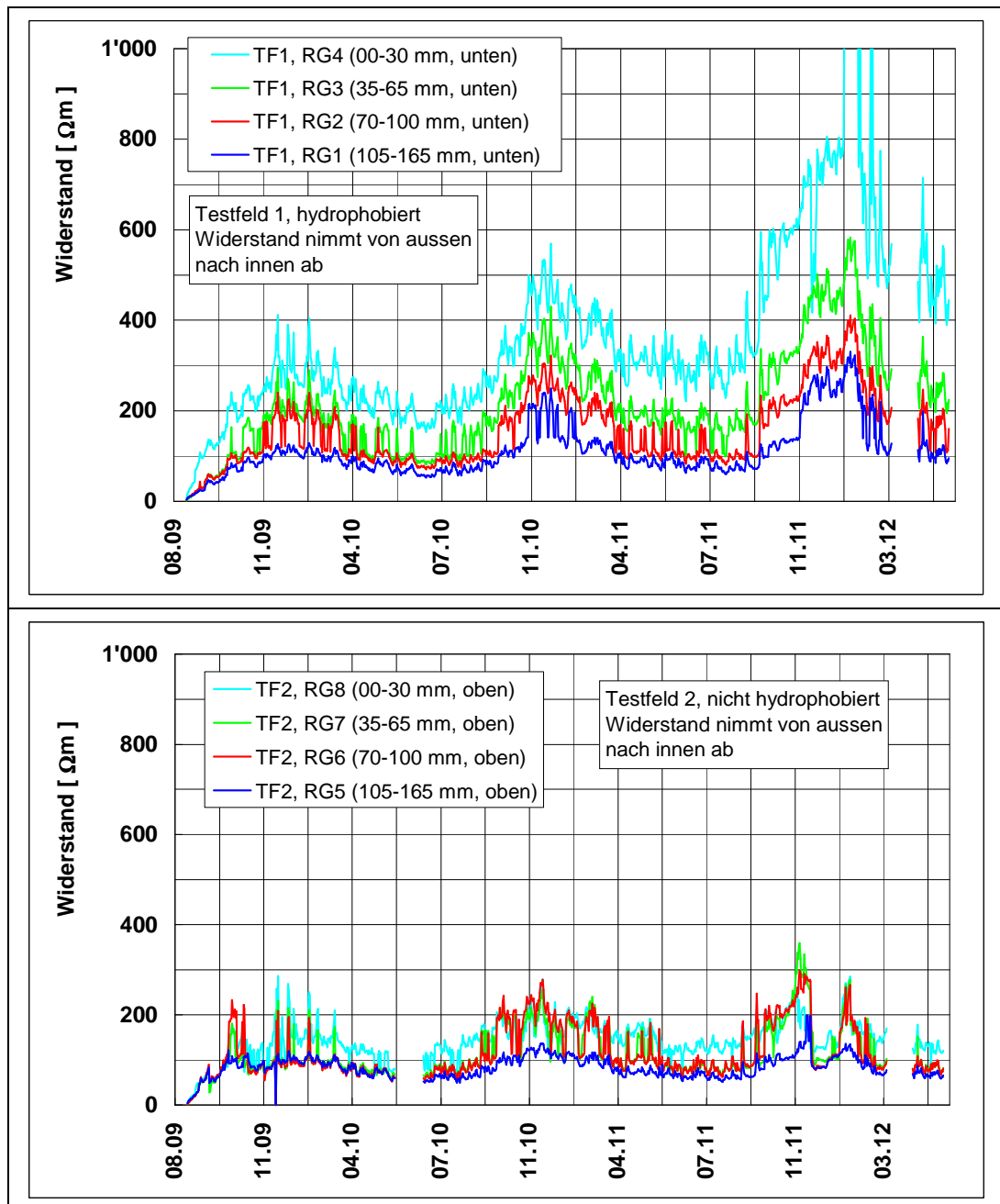


Abb. 4.6 Verlauf des spezifischen elektrischen Widerstandes (Werte um 02:00 Uhr nachts) für das Testfeld 1 (oben) und das Testfeld 2 (unten).

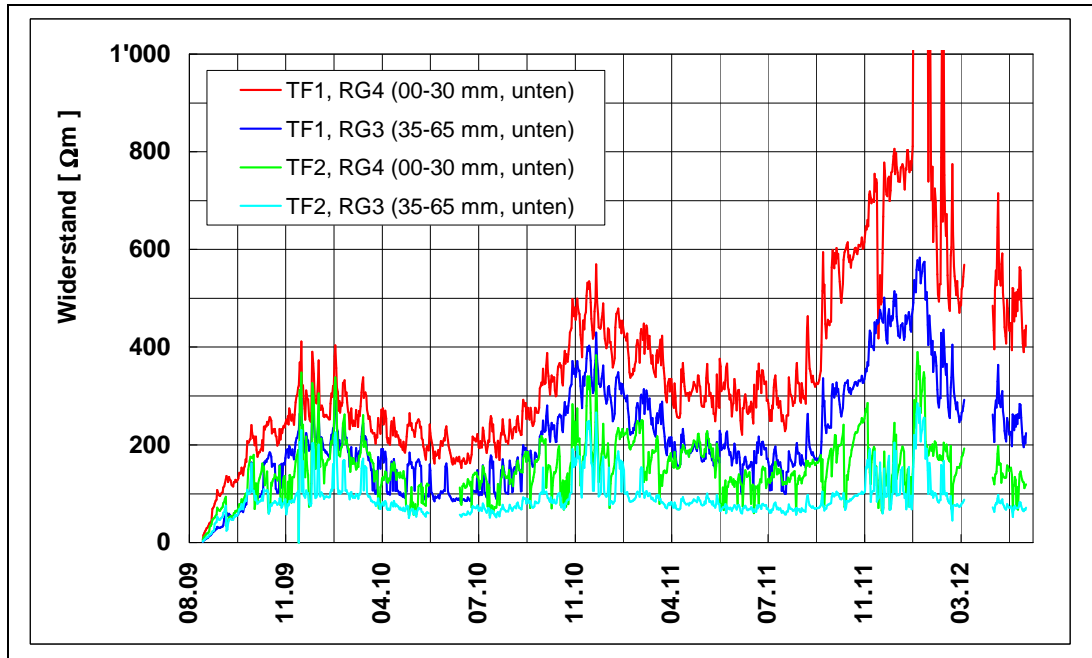


Abb. 4.7 Verlauf des spezifischen elektrischen Widerstandes der Betonrandzone (Werte um 02:00 Uhr nachts) für das Testfeld 1 und das Testfeld 2.

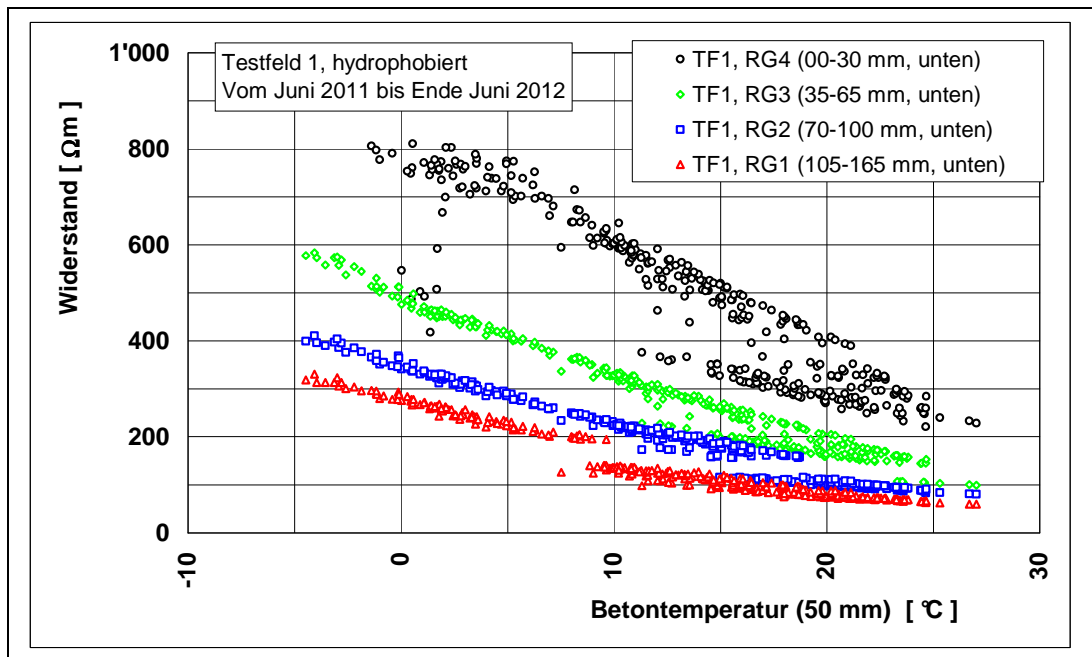


Abb. 4.8 Spezifischer elektrischer Betonwiderstand (Werte um 02:00 Uhr nachts) in Abhängigkeit von der Betontemperatur für das Testfeld 1 in unterschiedlichen Betontiefen.

Tabelle 4.5 Zusammenstellung der elektrischen Widerstände bei 20 °C in der Periode Juni 2011 bis Juni 2012

Betontiefe	Angaben	Betonwiderstand ρ , Ωm	Angaben	Betonwiderstand ρ , Ωm
	Messfeld 1		Messfeld 2	
	Unten		Unten	
0 – 30 mm	R4	300-400	R4	100-150
35 – 65 mm	R3	170-200	R3	70-80
70 – 100 mm	R2	100-150	R2	60-70
105 – 165 mm	R1	80-90	R1	50-60
Betontiefe	Oben		Oben	
0 – 30 mm	R8	defekt	R8	100-150
35 – 65 mm	R7	200-300	R7	80-100
70 – 100 mm	R6	160-200	R6	80-100
105 – 165 mm	R5	80-90	R5	60-70

4.1.5 Längenänderung

Für die Analyse der Längenänderung wurden nur die temperaturkompensierten Werte verwendet. Mit der Kompensation wird die temperaturbedingte Längenänderung des Sensors eliminiert. Die verbleibende Längenänderung ist auf die variable Betontemperatur und ggf. auch auf die AAR zurückzuführen. Aus der **Abb. 4.9** geht hervor, dass der zeitliche Verlauf der vertikalen Extensometer saisonale Schwankungen, aber auch einen klaren Trend aufweist. Dies ist aus der **Abb. 4.10**, in der die Längenänderung gegen die Temperatur aufgetragen ist, noch deutlicher erkennbar.

Ohne anderweitige Einflüsse besteht zwischen Betontemperatur und Längenänderung eine lineare Beziehung mit dem Wärmeausdehnungskoeffizienten α_{Beton} als Proportionalitätskonstante. Der Wert für α_{Beton} liegt zwischen 5 und 15×10^{-6} $\text{m/m } ^\circ\text{C}$ [**Neville 1997**]. Er wird von mehreren Faktoren beeinflusst (z.B. Gesteinskörnung, Betonfeuchtigkeit, Bewehrungsgehalt, Vorspannung und Einspannung/Behinderung). Aus den verschiedenen Zeitperioden (Beispiele sind in **Abb. 4.11** gezeigt) können die folgenden Grössen entnommen werden:

- A Achsenabschnitt, mm
- k Steigung, $\text{m}/^\circ\text{C}$

Aus der Steigung der Trendlinien k und der Länge des Extensometers (und multipliziert mit -1 wegen des Vorzeichens bei den Extensometermessungen) ergibt sich der Wärmeausdehnungskoeffizient α_{Beton} . Der so ermittelte Wärmeausdehnungskoeffizient ist, falls die AAR (oder andere Effekte wie z.B. Schwinden) die Längenänderung beeinflusst, nur ein scheinbarer Wert, d.h. keine reine Baustoffkonstante. Dies spielt keine sehr grosse Rolle, wenn die betrachtete Zeitdauer genügend kurz bzw. die AAR-bedingte Längenänderung im Verhältnis dazu sehr klein ist. Die behinderte temperaturbedingte Längenänderung (z.B. wegen der Einspannung des Bauteils oder wegen Temperaturgradienten über den Querschnitt des Bauteils) ist hingegen nicht zu vernachlässigen. Bei bewehrten Bauteilen (ist hier nicht der Fall) ist weiterhin zu beachten, dass der Wärmeausdehnungskoeffizient auch von der Bewehrung (Art, Gehalt, Vorspannung etc.) abhängig ist. Der Einfachheit halber wird bei der Angabe der so ermittelten Wärmeausdehnungskoeffizienten nachfolgend auf das Wort "scheinbar" verzichtet.

Die ermittelten Grössen sind in der **Tabelle 4.6** und der **Tabelle 4.7** zusammengefasst. Zunächst ist festzustellen, dass zwischen dem 1. und 2. Halbjahr deutliche Unterschiede vorhanden sind. Diese sind vermutlich darauf zurückzuführen, dass über die Bauteildicke ein Temperaturgradient besteht und daher die an der Oberfläche messbare Längenänderung durch den Untergrund behindert ist. Im 1. Halbjahr ist die Temperatur im Kern des Betons

kühler und wird langsam wärmer, im 2. Halbjahr ist es umgekehrt. In der **Abb. 4.12** sind die gemessenen und berechneten Längenänderungen sowie die Differenz zwischen den gemessenen und berechneten Werten dargestellt. Für die Berechnung nach **Gleichung 4.1** (mit T = Temperatur in $^{\circ}\text{C}$)

$$y = A + k \times T$$

Gl. 4.1

wurde die Steigung der Periode 08/09 bis 12/09 verwendet. Die Differenz zwischen den gemessenen und berechneten Längenänderungen ist auf die AAR-bedingte Ausdehnung zurückzuführen (**Abb. 4.13**). Diese beträgt ca. 0.15 mm/m Jahr und ist bei beiden Testflächen praktisch gleich. Daraus ist zu folgern, dass die Hydrophobierung zumindest bis Mitte Juni 2012, d.h. nach ca. 3 Jahren, noch keine erkennbare Wirkung entfalten konnte.

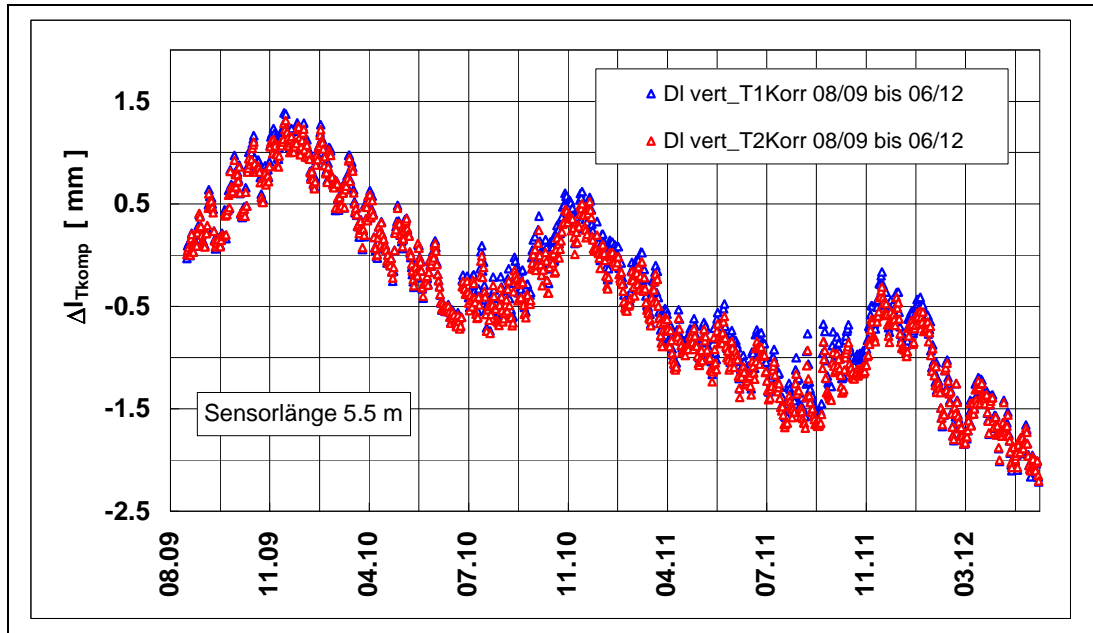


Abb. 4.9 Zeitliche Entwicklung der Längenänderung des vertikalen Extensometers von Testfeld 1 und von Testfeld 2.

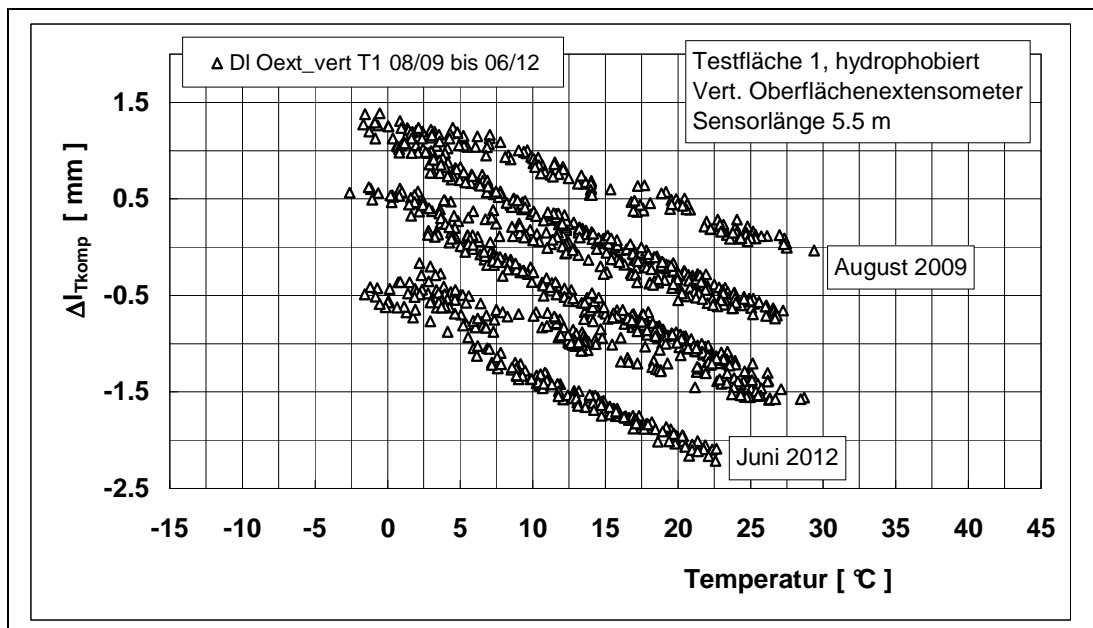


Abb. 4.10 Längenänderungen des vertikalen Extensometers von Testfeld 1 in Abhängigkeit von der Temperatur (um 02:00 Uhr nachts).

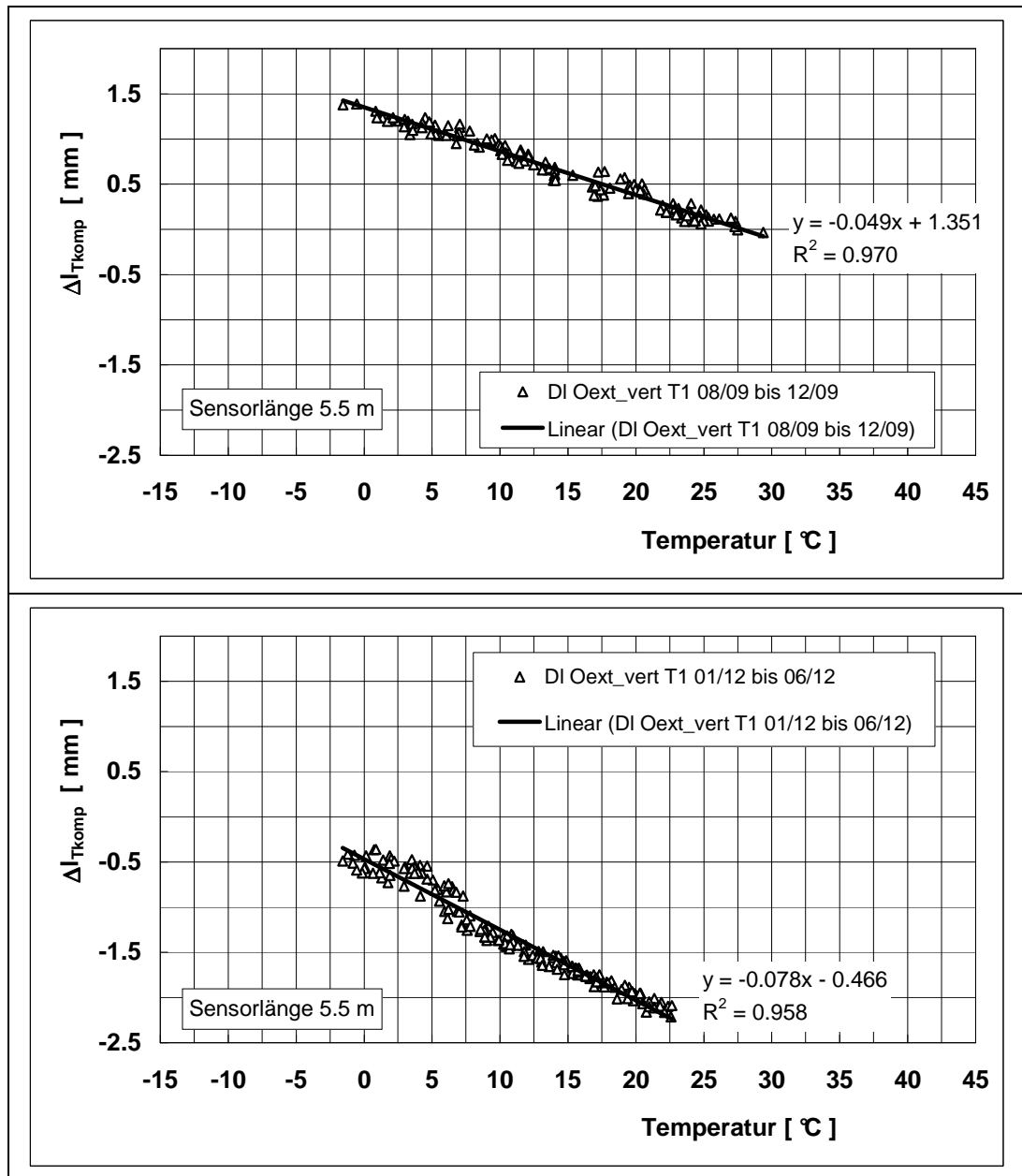


Abb. 4.11 Längenänderungen des vertikalen Extensometers von Testfeld 1 in Abhängigkeit von der Temperatur (um 02:00 Uhr nachts) für die Periode Aug. bis Dez. 2009 (oben) und Jan. bis Juni 2013 (unten).

Tabelle 4.6 Ergebnis der Analyse der Längenänderungen des vertikalen Extensometers von Testfeld 1

Periode	Achsenabschnitt A, mm	Steigung k, mm/°C	α_{Beton} , m/m °C ($\times 10^{-6}$)
08/09 bis 06/12	0.3845	-0.056	10.0
08/09 bis 12/09	1.3511	-0.0486	8.8
01/10 bis 06/10	1.1286	-0.0696	13.0
07/10 bis 12/10	0.5602	-0.046	8.4
01/11 bis 06/11	0.3755	-0.0666	12.0
07/11 bis 12/11	-0.2977	-0.0431	7.8
01/12 bis 06/12	-0.4658	-0.0783	14.0

Tabelle 4.7 Ergebnis der Analyse der Längenänderungen des vertikalen Extensometers von Testfeld 2

Periode	Achsenabschnitt A, mm	Steigung k, mm/ °C	α_{Beton} , m/m °C ($\times 10^{-6}$)
08/09 bis 06/12	0.2573	-0.0485	8.8
08/09 bis 12/09	1.3352	-0.0455	8.3
01/10 bis 06/10	1.1458	-0.0669	12.0
07/10 bis 12/10	0.4983	-0.0427	7.8
01/11 bis 06/11	0.5231	-0.0779	14.0
07/11 bis 12/11	-0.4576	-0.0411	7.5
01/12 bis 06/12	-0.5616	-0.0726	13.0

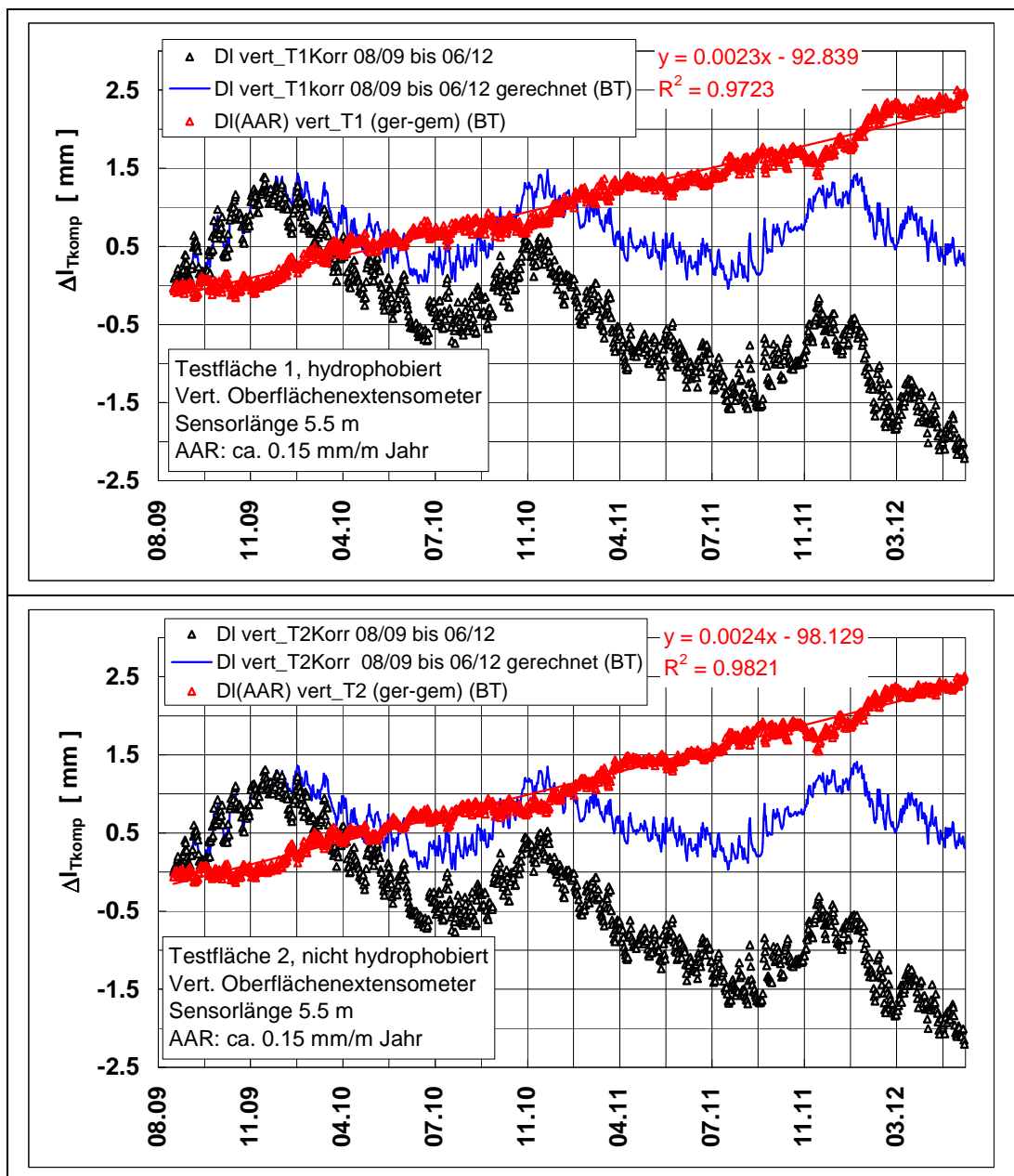


Abb. 4.12 Gemessene und berechnete Längenänderungen sowie Differenz zwischen gemessenen und berechneten Längenänderungen des vertikalen Extensometers von Testfeld 1 (oben) und von Testfeld 2 (unten).

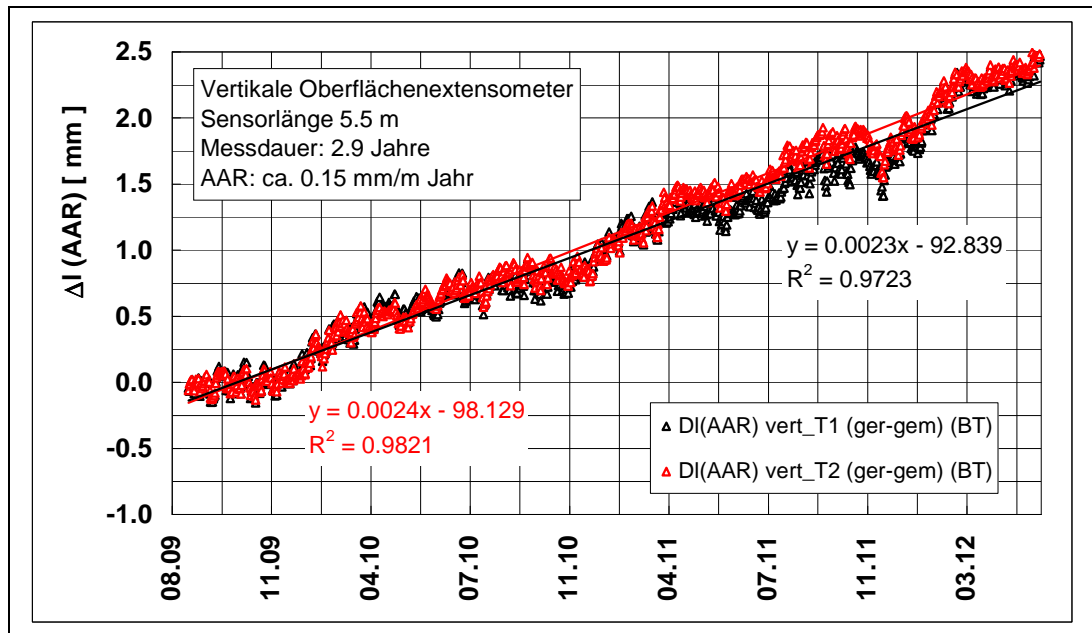


Abb. 4.13 AAR-bedingte Längenänderung (=Differenz zwischen gemessener und berechneter Längenänderung) bei den vertikalen Extensometern von Testfeld 1 und von Testfeld 2.

Die Analyse der Ergebnisse der horizontalen Extensometer und der Bohrlochextensometer erfolgte in der gleichen Art wie oben für die vertikalen Extensometer erläutert wurde (**Abb. 4.14** und **Abb. 4.15**, **Tabelle 4.8** bis **Tabelle 4.11**).

Die AAR-bedingte horizontale Längenänderung beträgt beim Testfeld 1 etwa 0.02 mm/mm Jahr und ist damit deutlich geringer als jene im Testfeld 2 mit 0.06 mm/m Jahr. Die AAR-bedingte Längenänderung über den Querschnitt beträgt beim Testfeld 1 etwa 0.05 mm/m Jahr und beim Testfeld 2 etwa 0.2 mm/m Jahr. Ob diese Unterschiede auf die Hydrophobierung zurückzuführen sind oder nicht, kann zurzeit nicht abschliessend beurteilt werden. Auf Grund der Tatsache, dass in vertikaler Richtung zwischen den Testfeldern 1 und 2 kein Unterschied vorhanden ist, müsste eher auf einen zufälligen Unterschied geschlossen werden (variable Zusammensetzung und AAR-Empfindlichkeit des Betons etc.).

Die horizontalen Wärmeausdehnungskoeffizienten α_{Beton} sind mit rund 3 bis 5×10^{-6} m/m °C deutlich kleiner als jene in vertikaler Richtung. Dies ist vermutlich auf darauf zurückzuführen, dass die Dehnung in horizontaler Richtung stärker behindert ist als in der vertikalen Richtung (Einspannung).

Die Wärmeausdehnungskoeffizienten über den Querschnitt der Stützmauer sind mit rund 15 bis 22×10^{-6} m/m °C im Vergleich zu Literaturwerten [**Neville 1997**] sehr gross. Sie sind viel grösser als jene in vertikaler oder horizontaler Richtung, was sicher teilweise auf die fehlende Einspannung zurückzuführen ist. Die Ausdehnung über den Querschnitt führt zur Bildung von Schalenrissen.

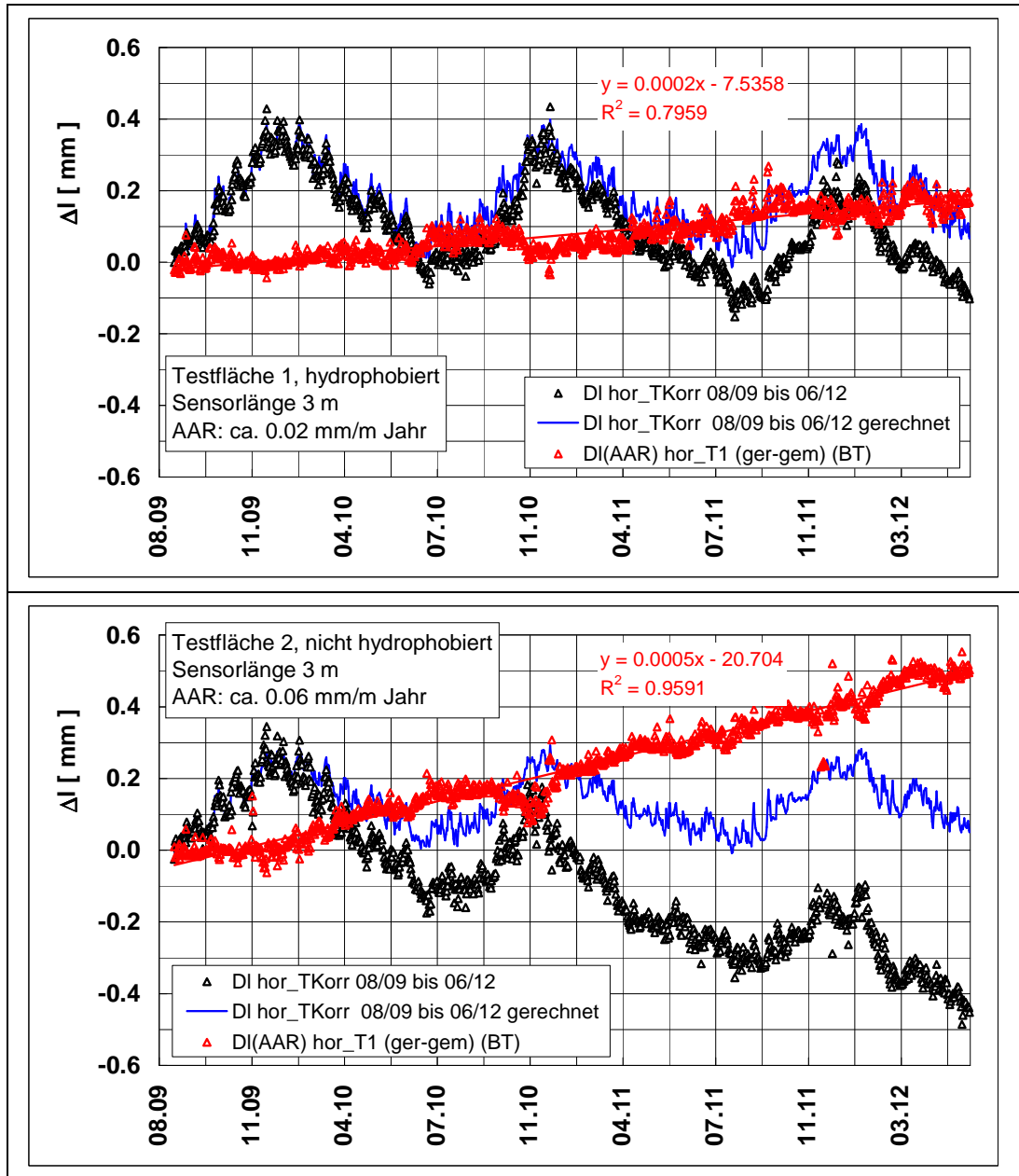


Abb. 4.14 Gemessene und berechnete Längenänderungen sowie Differenz zwischen gemessenen und berechneten Längenänderungen des horizontalen Extensometers von Testfeld 1 (oben) und von Testfeld 2 (unten).

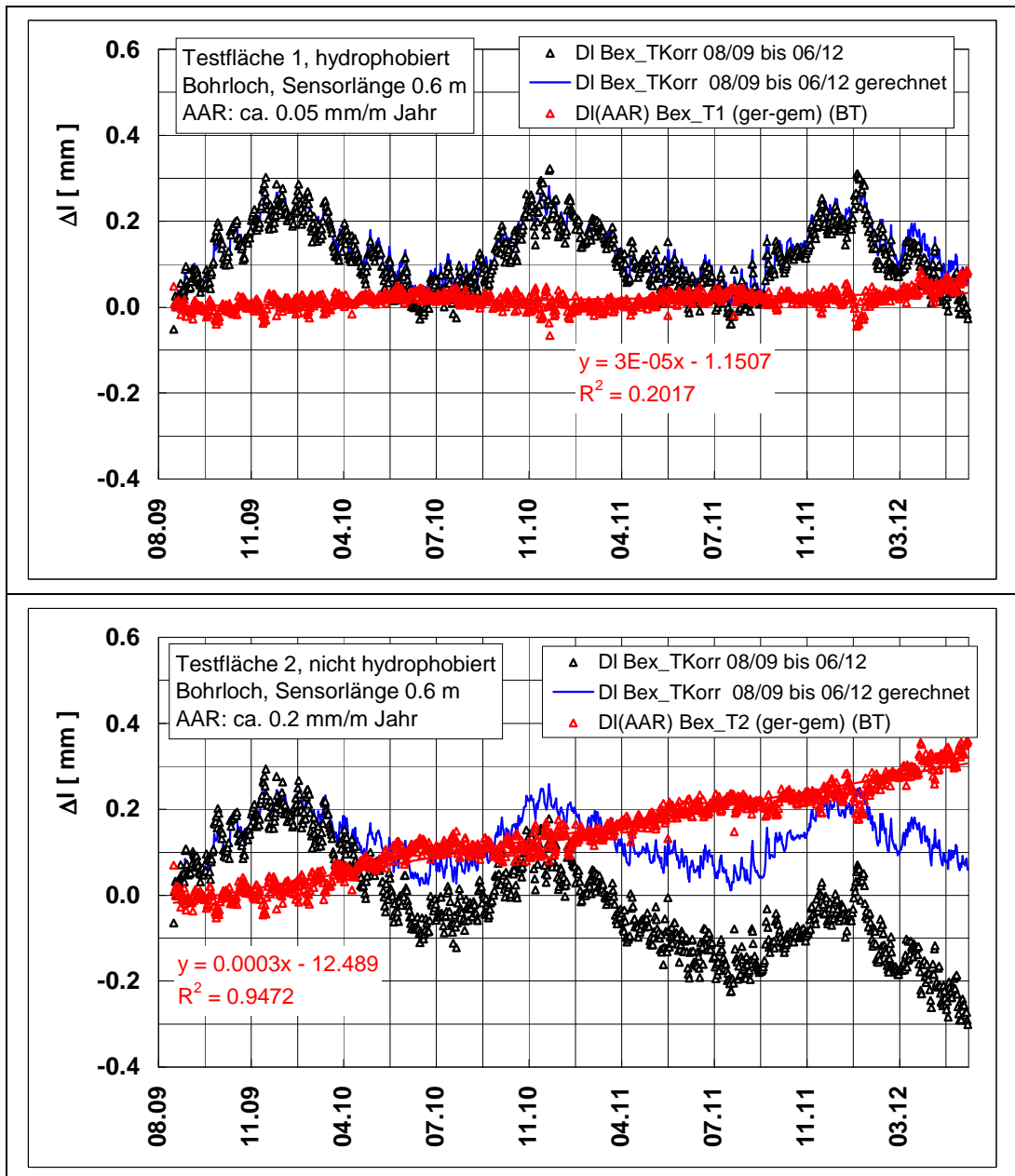


Abb. 4.15 Gemessene und berechnete Längenänderungen sowie Differenz zwischen gemessenen und berechneten Längenänderungen des Bohrlochextensometers von Testfeld 1 (oben) und von Testfeld 2 (unten).

Tabelle 4.8 Ergebnis der Analyse der Längenänderungen des horizontalen Extensometers von Testfeld 1

Periode	Achsenabschnitt A, mm	Steigung k, mm/ °C	α_{Beton} , m/m °C (x 10 ⁻⁶)
08/09 bis 06/12	0.2959	-0.0139	4.6
08/09 bis 12/09	0.3650	-0.0132	4.4
01/10 bis 06/10	0.3510	-0.0136	4.5
07/10 bis 12/10	0.3213	-0.0144	4.8
01/11 bis 06/11	0.3201	-0.0149	5.0
07/11 bis 12/11	0.1849	-0.0109	3.6
01/12 bis 06/12	0.2094	-0.0135	4.5

Tabelle 4.9 Ergebnis der Analyse der Längenänderungen des horizontalen Extensometers von Testfeld 2

Periode	Achsenabschnitt A, mm	Steigung k, mm/ °C	α_{Beton} , m/m °C (x 10 ⁻⁶)
08/09 bis 06/12	0.0446	-0.0104	3.5
08/09 bis 12/09	0.2673	-0.0096	3.2
01/10 bis 06/10	0.2498	-0.0151	5.0
07/10 bis 12/10	0.1204	-0.0102	3.4
01/11 bis 06/11	0.0658	-0.0142	4.7
07/11 bis 12/11	-0.1466	-0.0061	2.0
01/12 bis 06/12	-0.1459	-0.014	4.7

Tabelle 4.10 Ergebnis der Analyse der Längenänderungen des Bohrlochextensometers von Testfeld 1

Periode	Achsenabschnitt A, mm	Steigung k, mm/ °C	α_{Beton} , m/m °C (x 10 ⁻⁶)
08/09 bis 06/12	0.2537	-0.0098	16.0
08/09 bis 12/09	0.2586	-0.0089	15.0
01/10 bis 06/10	0.2558	-0.0102	17.0
07/10 bis 12/10	0.2571	-0.01	17.0
01/11 bis 06/11	0.2663	-0.0102	17.0
07/11 bis 12/11	0.2464	-0.0095	16.0
01/12 bis 06/12	0.255	-0.0116	19.0

Tabelle 4.11 Ergebnis der Analyse der Längenänderungen des Bohrlochextensometers von Testfeld 2

Periode	Achsenabschnitt A, mm	Steigung k, mm/ °C	α_{Beton} , m/m °C (x 10 ⁻⁶)
08/09 bis 06/12	0.1209	-0.0099	17.0
08/09 bis 12/09	0.2379	-0.0079	13.0
01/10 bis 06/10	0.2346	-0.0127	21.0
07/10 bis 12/10	0.1268	-0.0080	13.0
01/11 bis 06/11	0.1305	-0.0119	20.0
07/11 bis 12/11	0.0093	-0.0072	12.0
01/12 bis 06/12	0.0165	-0.0132	22.0

4.1.6 Deformetermessungen

Die Ergebnisse der in periodischen Abständen erfolgten Deformetermessungen ergeben keinen klaren Trend (**Abb. 4.16**). Zwischen den Testfeldern 1 und 2 sind keine signifikanten Unterschiede vorhanden (**Abb. 4.17**). Eine Korrelation zwischen der mit dem Deformeter gemessenen Längenänderung und der Temperatur ist nicht vorhanden (**Abb. 4.18**).

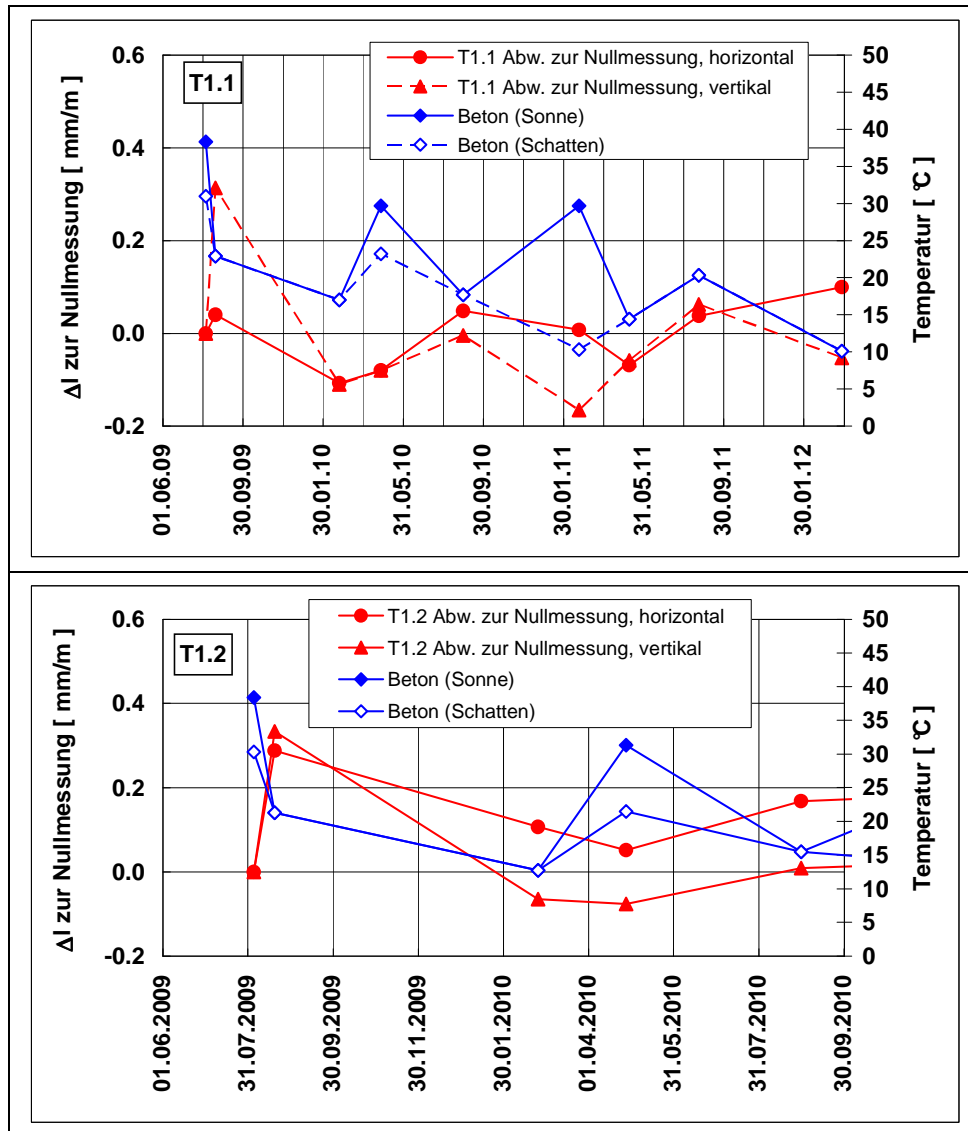


Abb. 4.16 Zeitlicher Verlauf der Betontemperatur an der Oberfläche und der mit dem Deformeter gemessenen Längenänderung in horizontaler und in vertikaler Richtung in den Teilflächen 1 und 2 von Testfeld 1.

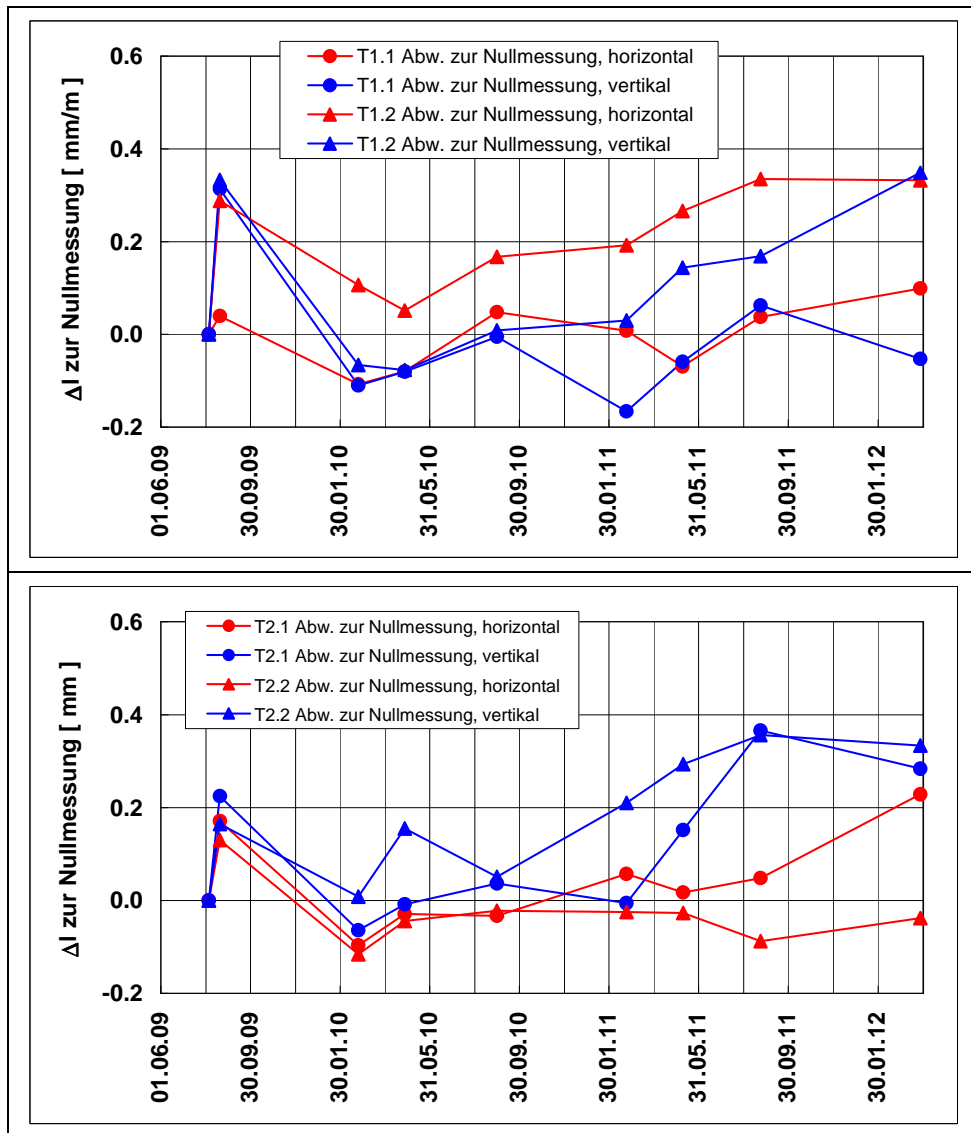


Abb. 4.17 Zeitlicher Verlauf der mit dem Deformeter gemessenen Längenänderung in horizontaler und in vertikaler Richtung von Testfeld 1 (oben) und von Testfeld 2 (unten).

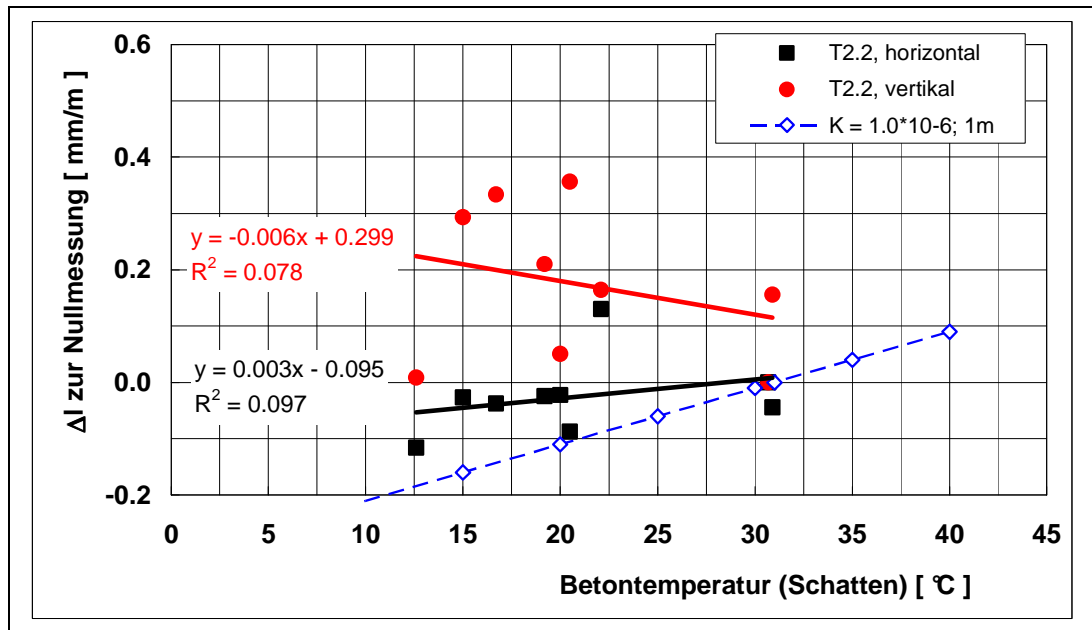


Abb. 4.18 Korrelation zwischen der mit dem Deformeter gemessenen Längenänderung und der Temperatur.

4.1.7 Rissbreitenindex

Nach der Nullmessung vom 23.06.09 erfolgte am 27.03.2012 die zweite und letzte Messung (Tabelle 4.12 und Tabelle 4.13). Die 2012 gemessenen Rissbreitenindices sind nur wenig anders als 2009; im einen Fall geringfügig kleiner (T1), im anderen Fall etwas grösser (T2).

Tabelle 4.12 Ergebnisse der Bestimmung des Rissbreitenindices beim Testfeld T1 vom 27.3.2012 (Alter 35 Jahre). Legende siehe Tabelle 3.2.

Messgrösse	ho	hu	vl	vr	dl1	dl2
L_i [m]	1.0	1.0	1.0	1.0	1.4	1.4
Anzahl Risse	4	5	4	7	7	7
Rissbreiten Max [mm]	0.10	0.20	0.50	0.30	0.30	0.30
Rissbreiten Min [mm]	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05
Rissbreiten MW [mm]	0.09	0.10	0.23	0.16	0.16	0.14
w_n [mm]	0.35	0.50	0.90	1.15	1.10	1.0
w_i [mm/m]	0.35	0.50	0.90	1.15	0.80	0.71
RI [mm/m]	0.43		1.03		0.74	
AR, mm/m Jahr	0.01		0.03		0.02	
RI [mm/m] gemäss Norm SIA 269/2						0.73
AR [mm/m Jahr] gemäss Norm SIA 269/2						0.02

Tabelle 4.13 Ergebnisse der Bestimmung des Rissbreitenindices beim Testfeld T2 vom 27.3.2012 (Alter 35 Jahre). Legende siehe **Tabelle 3.2**.

Messgrösse	ho	hu	vl	vr	dl1	dl2
L_i [m]	1.0	1.0	1.0	1.0	1.4	1.4
Anzahl Risse	5	5	7	10	9	13
Rissbreiten Max [mm]	0.18	0.16	0.12	0.14	0.17	0.13
Rissbreiten Min [mm]	0.20	0.30	0.30	0.60	0.50	0.60
Rissbreiten MW [mm]	0.10	0.10	0.05	0.05	0.05	0.05
w_n [mm]	0.90	0.80	0.85	1.40	1.55	1.75
w_i [mm/m]	0.90	0.80	0.85	1.40	1.11	1.25
RI [mm/m]	0.85		1.13		1.18	
AR, mm/m Jahr	0.02		0.03		0.03	
RI [mm/m] gemäss Norm SIA 269/2						1.00
AR [mm/m Jahr] gemäss Norm SIA 269/2						0.03

4.1.8 Geodätische Messungen

Seit der Nullmessung am 25.8.2009 wurden periodisch die geodätischen Messungen durchgeführt. Die Ergebnisse sind in **Abb. 4.19** dargestellt. Die Werte streuen stark. Aus der Differenz zwischen der Nullmessung und der letzten Messung am 16.2.2012 kann die Ausdehnungsrate grob abgeschätzt werden. Sie beträgt in horizontaler Richtung etwa 0.04 mm/m Jahr, in vertikaler Richtung etwa 0.11 mm/m Jahr. Tendenziell ergeben sich ähnliche Werte wie mit den Oberflächenextensometern. Allerdings sind die Werte mit einer grossen Unsicherheit behaftet. Die Genauigkeit der geodätischen Messung ist mit 1 bis 2 mm für diese Anwendung zu ungenau. Mit dieser Messung können kleinere zeitliche Veränderungen innerhalb von wenigen Jahren nicht ausreichend genau erfasst werden. Grössere Längenänderungen können eher festgestellt werden.

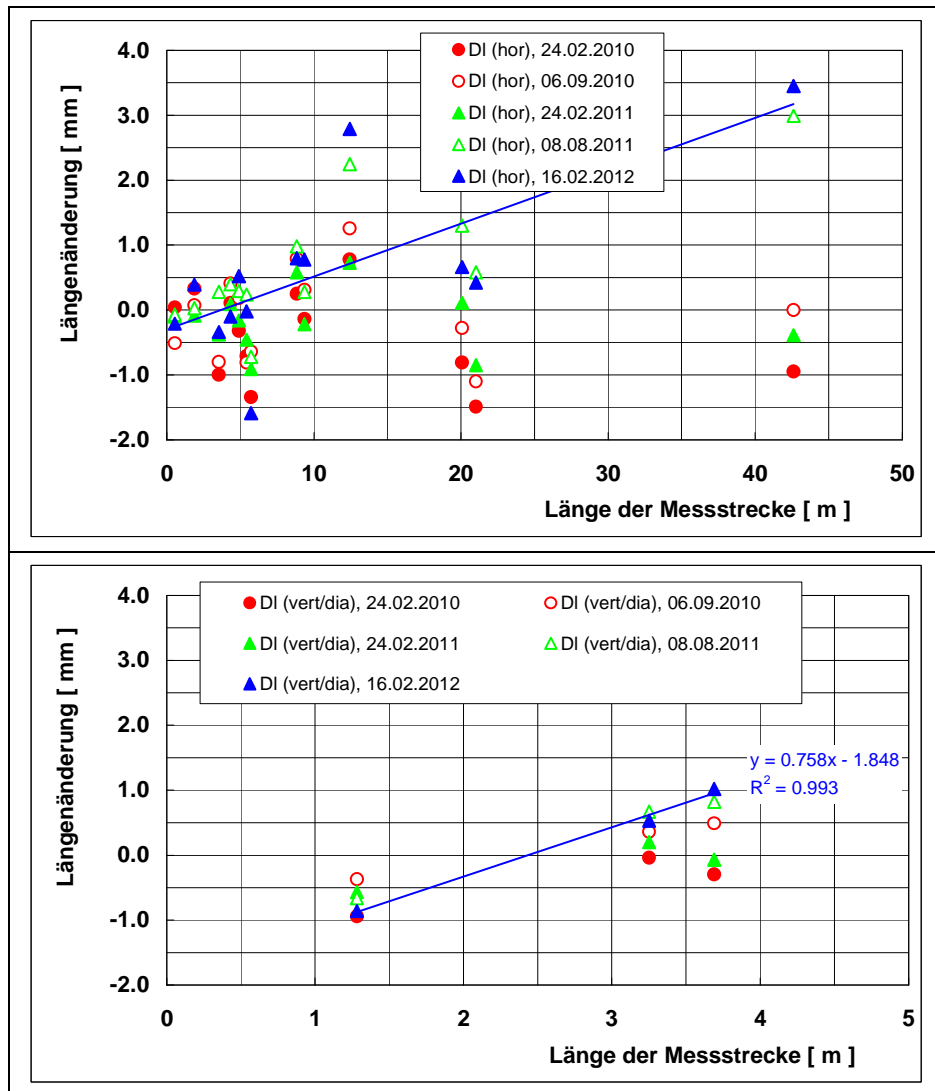


Abb. 4.19 Ergebnisse der geodätischen Messungen in horizontaler (oben) und in vertikaler Richtung (unten).

4.1.9 Folgerungen

Die vom Sommer 2009 bis Sommer 2012 durchgeführten Messungen erlauben folgende Folgerungen:

- Die Hydrophobierung zeigt die erwartete wasserabhaltende Wirkung. Der Randbeton konnte dadurch austrocknen, wie mit der Messung der Oberflächenfeuchte und des elektrischen Betonwiderstandes bestätigt werden konnte.
- Die kontinuierlichen Messungen mit den Extensometern ergeben ein viel klareres Bild als die übrigen Messungen (Deformeter, Rissbreitenindex, Geodäsie). Der Hauptgrund liegt an der Möglichkeit, bei den kontinuierlichen Messungen den starken Temperatureinfluss zu kompensieren. Die ermittelten (scheinbaren) Wärmeausdehnungskoeffizienten α_{Beton} variieren in einem weiten Bereich (2 bis 20×10^{-6} m/m °C). Sie sind abhängig vom Grad der Einspannung bzw. der Behinderung der temperatur- oder AAR-bedingten Längenänderung.
- Mit den kontinuierlichen Extensometermessungen war es möglich, die AAR-bedingte Ausdehnung der Stützmauer in vertikaler und in horizontaler Richtung sowie über den Querschnitt abzuschätzen. Die ermittelten Werte variieren zwischen 0.02 bis 0.2 mm/m Jahr. Die höchsten Werte wurden über den Querschnitt im Testfeld 2, die tiefsten Werte in horizontaler Richtung im Testfeld 1 festgestellt.

- Die Wirkung der Hydrophobierung der Testfläche 1 kann noch nicht abschliessend beurteilt werden.
- Die Messungen sollten fortgesetzt werden.

4.2 Stützmauer S0701 an der Simplonstrasse (Nebenobjekt)

Die talseitige Stützmauer S0701 weist eine Betonfeuchtigkeit von 4 bis über 5 M.-% auf (**Abb. 4.20**). Diese Werte sind im Vergleich zum nicht hydrophobierten Testfeld 2 der bergseitigen Stützmauer (S0751, **Abb. 4.1**) um bis über 1 M.-% höher und deuten an, dass der Beton zeitweise sehr feucht bis nass ist.

Auffallend ist, dass der zeitliche Verlauf der Längenänderung aus den Deformetermessungen sehr unterschiedlich ist (**Abb. 4.21**). Während in der Messfläche A die Länge der horizontalen und in der Messfläche B die Länge der vertikalen Messlinie sich kaum veränderten, wurden bei den vertikalen bzw. horizontalen Messlinien von Messfeld A bzw. B Ausdehnungsraten von 0.47 und 0.68 mm/m Jahr gemessen. Diese Unterschiede stehen vermutlich in einem gewissen Zusammenhang mit der bereits vorhandenen, sehr inhomogenen Vorschädigung.

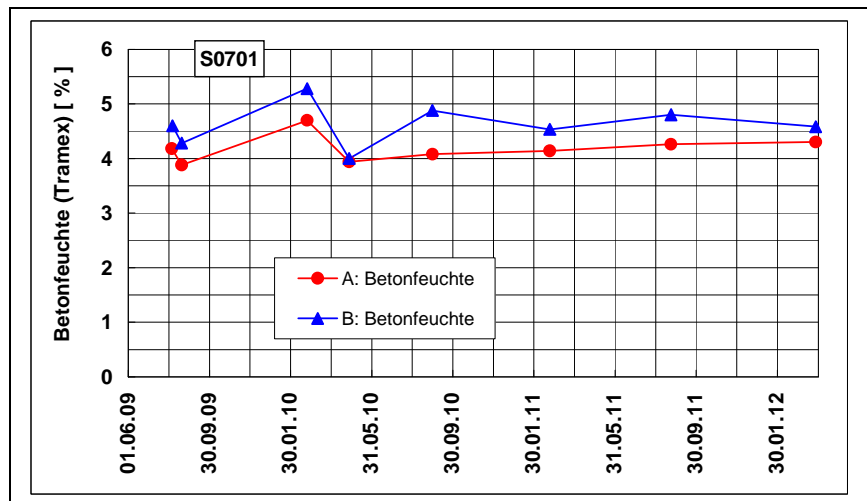


Abb. 4.20 Zeitlicher Verlauf der Betonfeuchtigkeit bei der talseitigen Stützmauer.

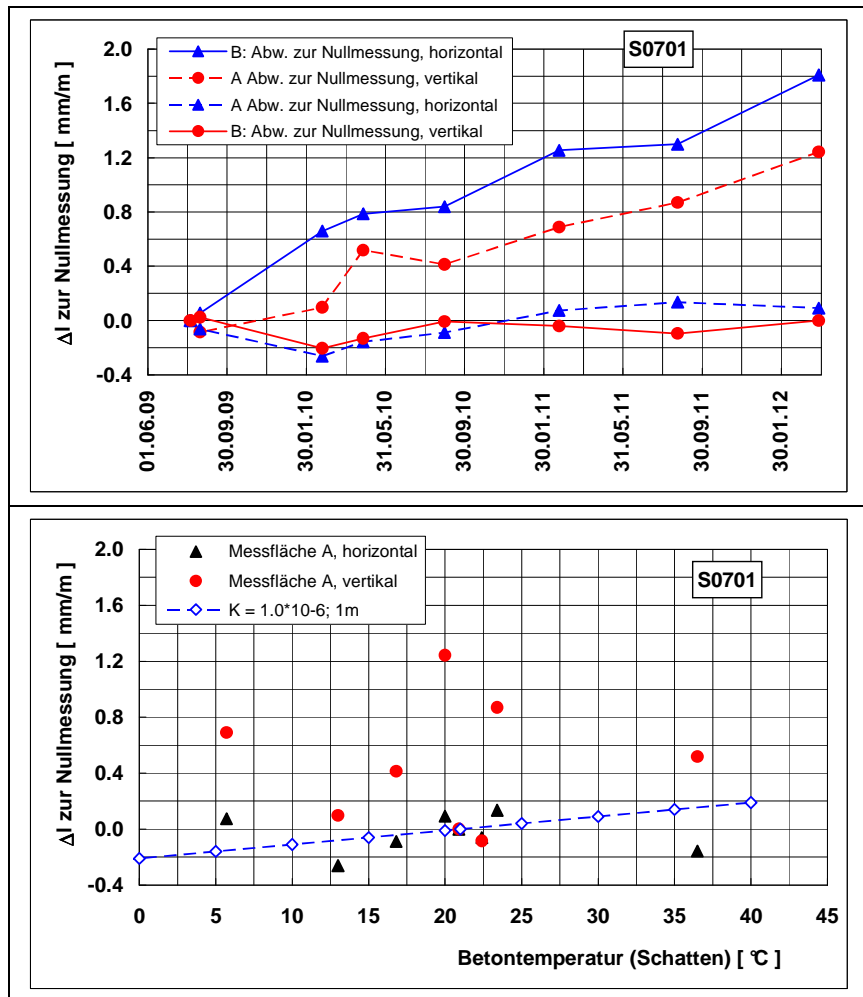


Abb. 4.21 Zeitlicher Verlauf der Längenänderung (Deformetermessungen) bei der talseitigen Stützmauer (oben) und Korrelation zwischen der Längenänderung und der Betontemperatur (unten).

Die Ergebnisse der erneuten Bestimmung der Rissbreitenindices im Jahr 2012 ergeben ein ähnliches Bild wie 2009 (**Tabelle 4.14, Tabelle 4.15**). Die Rissbreitenindices sind vergleichsweise hoch und variieren stark. Die Ausdehnungsraten liegen zwischen 0.1 und 0.7 mm/m Jahr. Diese Werte sind ähnlich wie jene aus den Deformetermessungen.

Zusammenfassend kann festgehalten werden, dass die AAR-bedingte Ausdehnung stark variiert und die maximalen Werte weit höher sind als jene der bergseitigen Stützmauer S0751. Dies kann auf den höheren Eintrag von (chloridhaltigem) Wasser und damit auf die deutlich höhere Betonfeuchtigkeit zurückgeführt werden.

Tabelle 4.14 Ergebnisse der Bestimmung des Rissbreitenindices im Feld A vom 29.3.2012 (Alter 35 Jahre). Legende siehe **Tabelle 3.2**.

Messgrösse	ho	hu	vl	vr	dl1	dl2
L _i [m]	1	1	1	1	1.4	1.4
Anzahlrisse	17	7	68	50	24	22
Rissbreiten Max [mm]	2.8	0.8	6	8.5	11	6.5
Rissbreiten Min [mm]	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05
Rissbreiten MW [mm]	0.42	0.26	0.31	0.47	0.84	0.73
w _n [mm]	7.15	1.85	21.2	23.4	14.43	11.43
w _i [mm/m]	7.15	1.85	21.20	23.40	10.31	8.16
RI [mm/m]	4.50		22.30		9.23	
AR, mm/m Jahr	0.13		0.64		0.26	
RI [mm/m] gemäss Norm SIA 269/2						10.38
AR [mm/m Jahr] gemäss Norm SIA 269/2						0.30

Tabelle 4.15 Ergebnisse der Bestimmung des Rissbreitenindices im Feld B vom 29.3.2012 (Alter 35 Jahre). Legende siehe **Tabelle 3.2**.

Messgrösse	ho	hu	vl	vr	dl1	dl2
L _i [m]	1	1	1	1	1.4	1.4
Anzahlrisse	28	37	60	62	62	54
Rissbreiten Max [mm]	2.8	0.6	5.5	5.5	4	3.2
Rissbreiten Min [mm]	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05
Rissbreiten MW [mm]	0.40	0.10	0.27	0.26	0.28	0.24
w _n [mm]	11.15	3.65	16.1	16.35	12.46	9.18
w _i [mm/m]	11.15	3.65	16.10	16.35	8.90	6.56
RI [mm/m]	7.40		16.23		7.73	
AR, mm/m Jahr	0.21		0.46		0.22	
RI [mm/m] gemäss Norm SIA 269/2						8.80
AR [mm/m Jahr] gemäss Norm SIA 269/2						0.25

4.3 Rorbachbrücke der SBB Wassen – Göschenen

Die folgenden Ausführungen sind eine Zusammenfassung des Berichts der TFB AG zu Händen der SBB [TFB 2013a].

Bei der Rorbachbrücke wurden nach der Nullmessung am 19.6.2008 total 8 weitere Messungen durchgeführt. Die Messtermine wurden so gewählt, dass einerseits Ergebnisse bei tiefen und hohen Temperaturen vorhanden sind und andererseits sollten die Ergebnisse bei ähnlichen Bedingungen einen Vergleich ermöglichen.

4.3.1 Betontemperatur und Betonfeuchtigkeit

Die **Abb. 4.22** zeigt die Betontemperaturen der verschiedenen Flächen des Bauwerks. Die Werte schwanken erheblich und werden durch saisonale Einflüsse, aber auch durch die geografische Ausrichtung bzw. die Sonneneinstrahlung geprägt.

Die mit dem Tramex-Gerät gemessene mittlere Betonfeuchtigkeit ist in **Abb. 4.23** dargestellt. Aus den Resultaten geht hervor, dass die Betonfeuchtigkeit im ersten Jahr deutlich abgenommen hat. Seither hat sich die Abnahme verlangsamt bzw. stabilisiert. Die seit Messbeginn beobachtete Abnahme liegt zwischen 0.4 und 0.8 M.-% (Mittelwert 0.68 M.-%). Die geringste Abnahme verzeichnet die Nordseite, was nicht überrascht (geringe/keine direkte Sonneneinstrahlung). Für diese Entwicklung gibt es zwei Ursachen: Die Hydratation des Zements braucht Wasser und die Hydrophobierung reduziert den Wassereintrag.

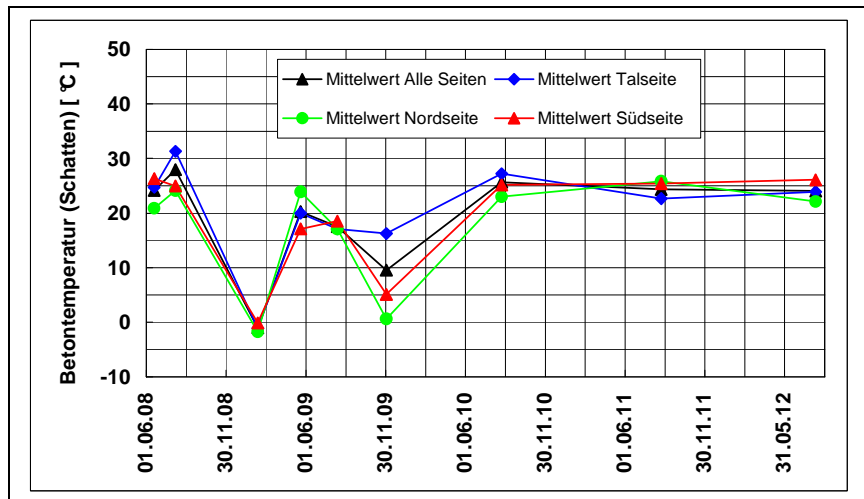


Abb. 4.22 Betontemperaturen bei den Messungen (Schatten). Mittelwerte

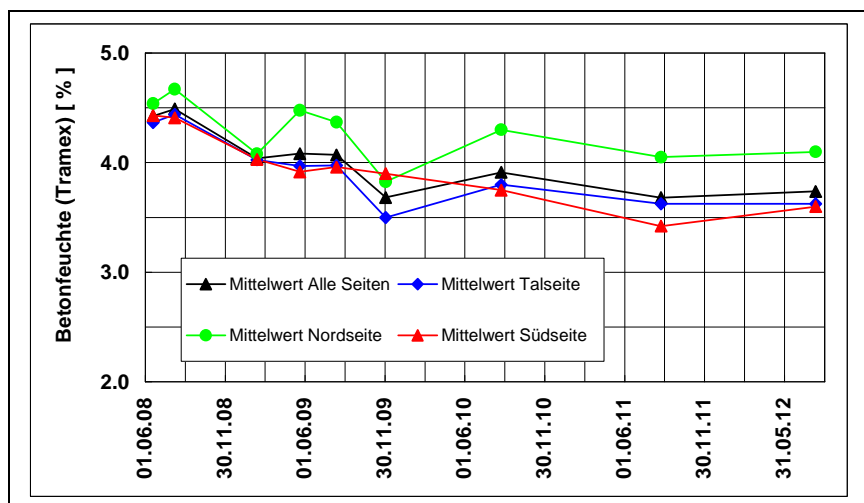


Abb. 4.23 Verlauf der Betonfeuchtigkeit, Mittelwerte.

4.3.2 Längenänderung (AAR)

Die **Abb. 4.24** zeigt die seit der Nullmessung vom 19.6.2008 gemessenen Längenänderungen der horizontalen und der vertikalen Deformermessstrecken (bezogen auf 1 m). Dargestellt sind die Einzel- und die Mittelwerte der Längenänderungen der geografisch unterschiedlich ausgerichteten Seitenflächen.

Die Längenänderungen sind teilweise positiv (Ausdehnung), teilweise negativ (Verkürzung). Die Verkürzungen treten bei Temperaturen auf, die deutlich tiefer sind als jene bei der Null-

messung. Überlagert ist die temperaturbedingte Längenänderung vom Trocknungsschwinden des neuen Betons. Eine Aufteilung in die verschiedenen Beiträge ist nicht möglich.

Weiterhin ist zu beachten, dass die oberflächliche Längenänderung durch den massiven Kernbeton behindert bzw. gedämpft wird. Es kann davon ausgegangen werden, dass der Oberflächenbeton im Herbst wärmer und im Frühling kälter ist als der Kernbeton. Dies führt dazu, dass im Herbst die Ausdehnung und im Frühling die Verkürzung reduziert wird.

Tendenziell nimmt die Ausdehnung mit der Zeit zu. Dies kann aus dem Vergleich der Messungen der letzten drei Jahre (2010, 2011, 2012), die in der gleichen Jahreszeit und bei ähnlichen Temperaturen durchgeführt wurden, geschlossen werden. Zwischen den verschiedenen Flächen ist kein signifikanter Unterschied vorhanden. Ebenso ist kein bedeutender Unterschied zwischen der horizontalen und der vertikalen Längenänderung vorhanden.

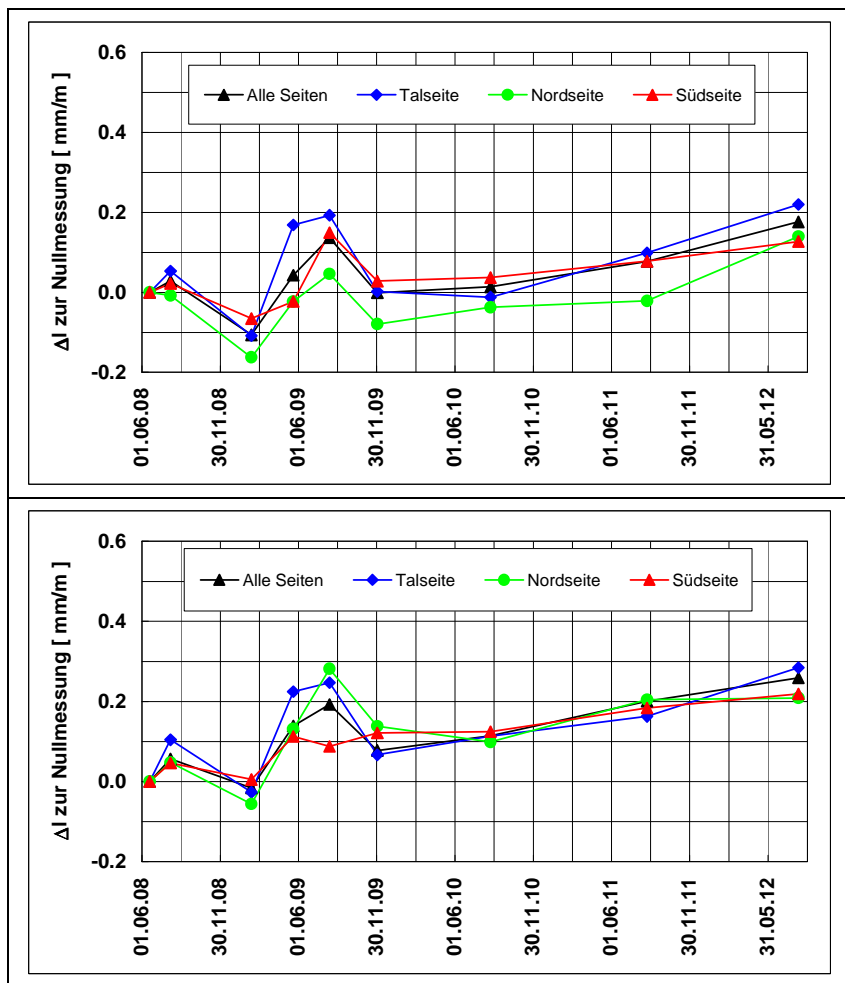


Abb. 4.24 Verlauf der Längenänderung der horizontalen (oben) und der vertikalen Messstrecken (unten) über die Zeit, Mittelwerte.

Zwischen der Betontemperatur und der Längenänderung besteht keine klare Korrelation, wie aus **Abb. 4.25**, die beispielhaft die Ergebnisse der Talseite der Rorbachbrücke zeigt, hervorgeht. Dieser Befund ist nicht ganz überraschend, da neben der AAR auch das Schwinden und das Austrocknen des neuen Vorbetons die Längenänderung beeinflussen. Hinzu kommt die durch den Kernbeton behinderte Längenänderung.

Zwischen der Nullmessung und der 1. sowie der 2. Folgemessung beträgt die Steigung etwa $7 \cdot 10^{-6}$ m/m °C. Bei der 6., 7. und 8. Folgemessung sind die Temperaturen ähnlich. Trotzdem nimmt die Längenänderung zu. Dies kann als Zeichen der weiteren AAR-bedingten Ausdehnung betrachtet werden.

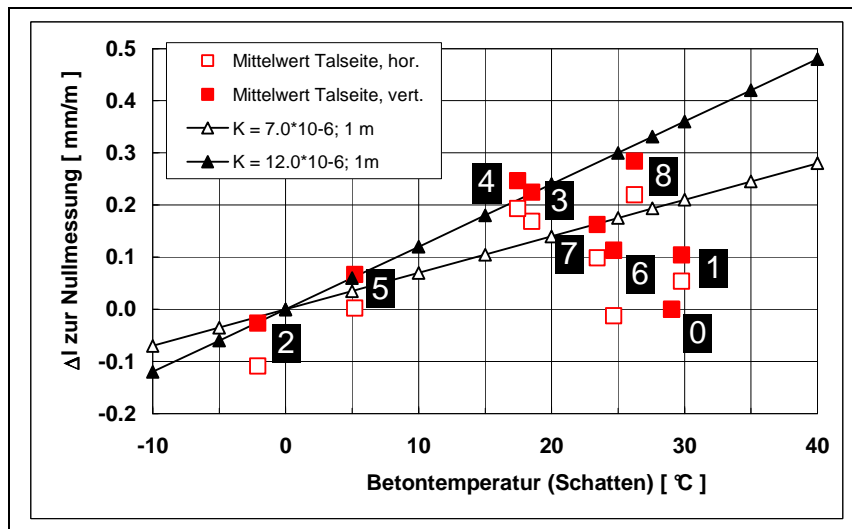


Abb. 4.25 Verlauf der Längenänderung der vertikalen Messstrecken über die Zeit. Mittelwerte aus der Nullmessung (O) und den Folgemessungen 1 bis 8.

Wie schon oben festgestellt, sind Anzeichen für eine weitere AAR-bedingte Ausdehnung vorhanden.

Zum Vergleich wurde aus der letzten gemessenen Längenänderung (8. Folgemessung vom 10.8.2012) und der gesamten Messdauer von 4.15 Jahren die mittlere jährliche Längenänderung 2008-2012 berechnet. **Abb. 4.26** zeigt die Werte für die vertikalen Messstrecken und die Mittelwerte für alle Seiten sowie für die Tal-, Nord- und Südseite. Die Einzel- und Mittelwerte der horizontalen Messlinien sind mehrheitlich deutlich tiefer als jene der vertikalen Messlinien (**Tabelle 4.16**). Die Werte liegen zwischen 20 und 100 $\mu\text{m}/\text{m}$ Jahr (Mittelwerte zwischen 30 und 70 $\mu\text{m}/\text{m}$ Jahr). Die Werte der vertikalen Messstrecken sind im Mittel 30 bis 50% höher als jene der horizontalen Strecken.

Das gewählte Vorgehen zur Beurteilung ist mit Unsicherheiten verbunden. Auf Grund des anfänglichen Schwindens des Betons könnte die effektive Ausdehnung noch grösser ausfallen.

Da der eingebaute neue Beton nachweislich AAR-beständig ist, muss die Ausdehnung durch den alten Kernbeton verursacht werden.

Rechnet man mit 2 bis 4 Rissen pro m ergeben sich in 10 Jahren Rissbreiten von etwa 0.05 bis 0.5 mm bzw. aufsummierte Rissbreiten pro m zwischen 0.2 bis 1 mm. Diese Werte sind ähnlich wie jene, die im Rahmen der Zustandsuntersuchung abgeschätzt wurden.

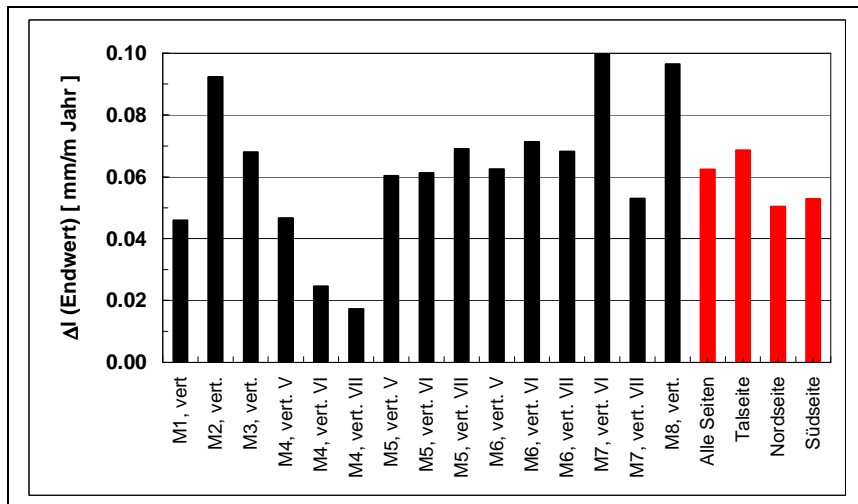


Abb. 4.26 Mittlere jährliche Längenänderung 2008-2012 der vertikalen Messstrecken, berechnet aus der letzten gemessenen Längenänderung und der gesamten Messdauer.

Tabelle 4.16 Mittlere Längenänderung 2008-2012, berechnet aus der Messung vom 10.8.2012 und der gesamten Messdauer von 4.15 Jahren

Messstrecke	Parameter	Mittlere Längenänderung 2008-2012, mm/m Jahr			
		alle Seiten	Talseite	Nordseite	Südseite
Horizontal	Mittelwert	0.043	0.053	0.034	0.031
	Standardabweichung	0.017	0.016	0.002	0.008
Vertikal	Mittelwert	0.062	0.069	0.050	0.047
	Standardabweichung	0.023	0.016	0.017	0.021
Verhältnis Mittelwerte vertikale/horizontal		1.44	1.30	1.47	1.52

4.3.3 Folgerungen

Die messtechnische Überwachung der Rorbachbrücke seit 2008 lässt folgende Schlussfolgerungen zu:

- Das Konzept der Überwachung hat sich grundsätzlich bewährt. Allerdings erlauben die periodischen Handmessungen zurzeit noch keine genauen Angaben oder eine sichere Beurteilung der AAR-bedingten Ausdehnung der verschiedenen Messflächen bzw. Bauteile. Hauptgründe: anfängliche Veränderungen des Betons wegen der Hydratation und des Schwindens, zu kurze Messzeit.
- Der oberflächennahe Beton aller Bauteile trocknete in den letzten Jahren stark aus, die Tal- und Südseite stärker als die Nordseite. Die Hydrophobierung erweist sich als wirksame Barriere gegen den Wassereintrag. Dies gilt für den ungerissenen Beton bzw. für den Beton mit stabilen Rissbreiten.
- Der oberflächliche Beton dehnt sich mit ca. 20 bis 100 $\mu\text{m}/\text{m}$ Jahr (Mittelwerte: 30 bis 70 $\mu\text{m}/\text{m}$ Jahr) aus. Die Werte der vertikalen Messstrecken sind im Mittel 30 bis 50% höher als jene der horizontalen Strecken. Da für den Vorsatzbeton ein AAR-beständiger Beton eingesetzt wurde, muss dieser Befund auf die weitere Ausdehnung des alten Kernbetons zurückgeführt werden.
- Die beobachteten Ausdehnungsraten liegen in der gleichen Größenordnung wie die Werte vor der Instandsetzung. Sie sind zu hoch, um gänzlich auf eine Überwachung zu verzichten.
- Mit der Ausdehnung des Betons ist eine Rissbildung im Beton verbunden. Dies wird mit der Zeit dazu führen, dass die Wirkung der Hydrophobierung verloren geht (keine Schutzwirkung in neuen oder stark verbreiterten Rissen).

Auf Grund der Resultate wird die Überwachung in einem weniger engen zeitlichen Messraster fortgesetzt, d.h. nur noch eine Messungen alle zwei Jahre, jeweils im August.

4.4 Pylon der Passarelle Bremgarten

Die folgenden Ausführungen sind eine Zusammenfassung des Berichts der TFB AG zu Händen der Abteilung Tiefbau des Kt. Aargau [TFB 2013b]. Darin sind die Ergebnisse der vom Herbst 2011 bis Ende 2012 erfolgten Messungen zusammengefasst.

4.4.1 Luft- und Betontemperaturen

Die Luft- und Betontemperaturen zeigen die üblichen saisonalen Schwankungen. **Abb. 4.27** zeigt beispielhaft den Temperaturgang über zwei kurze Zeitabschnitte. Aus den Ergebnissen kann Folgendes abgeleitet werden:

- Die Differenzen zwischen den Lufttemperaturen oben und unten sind gering.
- Die Differenzen zwischen den Luft- und der Betontemperaturen sind in der Regel klein, können aber bei schnellen Änderungen mehrere Grad betragen. Die Wärmekapazität des Betons dämpft die Temperaturänderung deutlich.
- Zwischen Ost- und Westseite sind teilweise deutliche Unterschiede im Tagesgang erkennbar. Maximum und Minimum des Tagesganges treten auf der Ost- und auf der Westseite zu einem unterschiedlichen Zeitpunkt auf. Die Westseite wird im Tagesgang später, aber länger besonnt. Dadurch steigen die Temperaturen stärker an. Ob dies über das ganze Jahr gleich bleibt, wurde nicht untersucht.

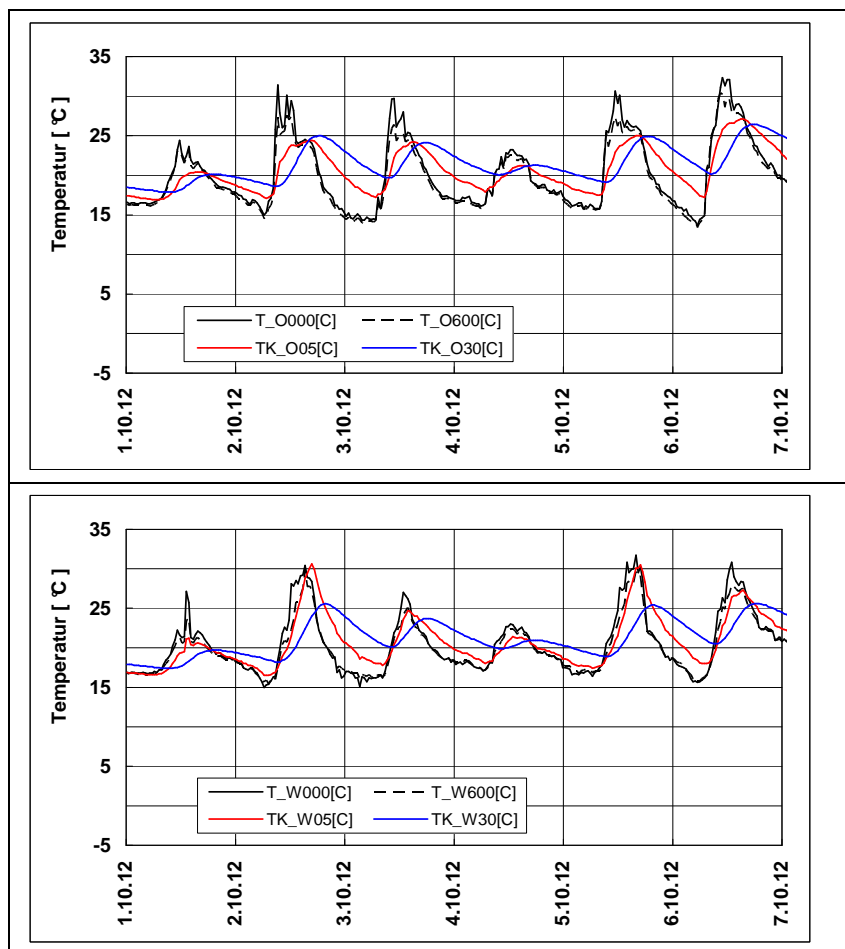


Abb. 4.27 Verlauf der Luft- und Betontemperaturen vom 1.10. bis 7.10.2012; oben: Ostseite; unten: Westseite. T_{O000} und T_{O600} : Lufttemperatur am oberen und am unteren Ende des Extensometers. TK_{O05} und TK_{O30} : Betontemperatur in 5 und in 30 cm Tiefe.

4.4.2 Elektrischer Betonwiderstand

Die elektrischen Betonwiderstände zeigen die üblichen saisonalen, d.h. temperaturbedingten Schwankungen. Der elektrische Betonwiderstand in 0-30 mm Betontiefe hat seit Messbeginn stark zugenommen. Dies ist auf das Austrocknen des Betons zurückzuführen, einerseits wegen der Hydratation des Einbettmörtels und andererseits wegen der Wirkung der Hydrophobierung, die den weiteren Wassereintrag deutlich verminderte.

Aus den elektrischen Betonwiderständen R (in Ω) wurden die spezifischen elektrischen Betonwiderstände ρ (in Ωm) berechnet. Für die Berechnung wurden die Formfaktoren F gemäss **Tabelle 4.4** eingesetzt ($\rho = R / F$). In **Abb. 4.28** sind die spezifischen elektrischen Betonwiderstände für die Temperatur von 20 °C (ermittelt aus der Periode vom September bis Oktober 2012) grafisch dargestellt.

Aus den Ergebnissen können folgende Schlüsse gezogen werden:

- Der Beton trocknete nach Abschluss der Arbeiten kontinuierlich aus. Die Austrocknung ist vermutlich noch nicht abgeschlossen.
- Die Widerstände nehmen von aussen nach innen stark ab. Dies ist zu erwarten, da der elektrische Widerstand mit fortschreitender Karbonatisierung des Betons zunimmt. Dieser Trend wird zudem verstärkt durch die in grösseren Betontiefen meist höheren Wassergehalte.
- Die spezifischen Widerstände sind in der gleichen Betontiefe ähnlich. Lediglich in der äussersten Schicht (bis ca. 65 mm) sind die Widerstände auf der Westseite etwas tiefer (\rightarrow feuchter bzw. weniger karbonatisiert) als auf der Ostseite.

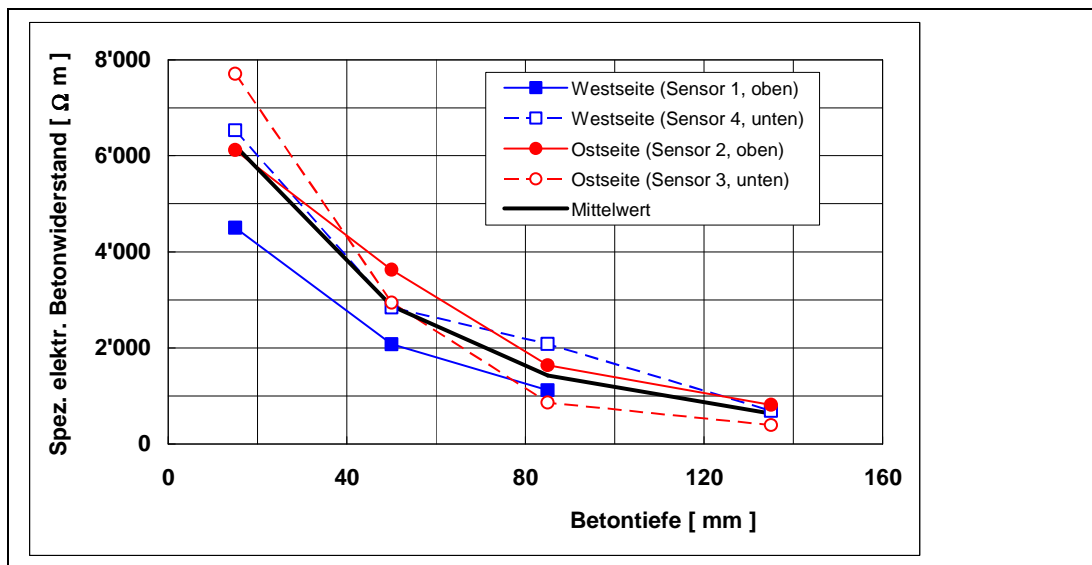


Abb. 4.28 Abhängigkeit des spezifischen elektrischen Betonwiderstandes von der Betontiefe.

4.4.3 Längenänderung

Beim Vorzeichen für Längenmessungen (analog Präzisionsmessuhren) besteht folgende Konvention:

negatives Vorzeichen =	Verlängerung
positives Vorzeichen =	Verkürzung

Mit den kalten und schneereichen Tagen kam es wiederholt zu Aussetzern bzw. zu Ausreißern bei der Messung mit den MagX-Sensoren. Diese Ergebnisse wurden bei der Analyse nicht berücksichtigt. Die Ursache für diese Störungen ist noch nicht geklärt, liegt aber vermutlich im Ausgangssignal des Sensors. Die fehlerhaften Messungen sind zwar zu bedauern, ein Ersatz der Geräte ist aber kaum möglich. Die Analyse und Beurteilung der Ergebnisse wird dadurch nicht wesentlich beeinträchtigt.

Abb. 4.29 (oben) zeigt beispielhaft den zeitlichen Verlauf der Längenänderungen von D2 und D3 sowie der Temperaturen in einer Tiefe von 50 mm. Der Tagesgang ist gut ersichtlich. Die in diesem Bild zu beobachtenden kurzzeitigen Längenänderungen mit geringer Amplitude sind vermutlich auf die dynamischen Lasten des Pylons zurückzuführen, da die Temperatur keine derartigen Schwankungen zeigt.

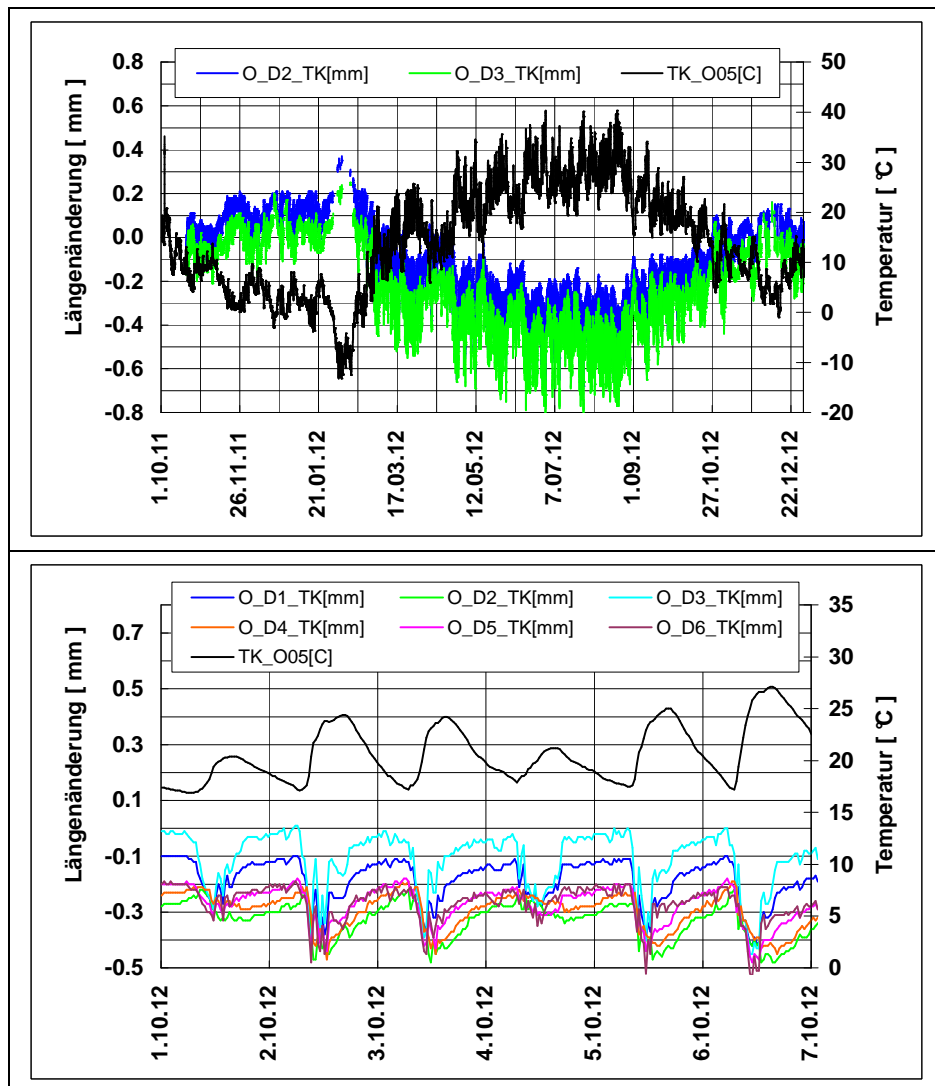


Abb. 4.29 Verlauf der Längenänderungen von D2 (1 bis 2 m) und D3 (2 bis 3 m) auf der Ostseite sowie der Temperaturen in einer Tiefe von 50 mm über die gesamte Messdauer (oben) und Ausschnitt für D1 bis D6 vom 1.10. bis 7.10.2012 (unten).

Die **Abb. 4.30** zeigt beispielhaft die Abhängigkeit der Längenänderung von der Betontemperatur in einer Tiefe von 50 mm über die gesamte Messdauer. Ergänzend sind in diesem Bild auch die willkürlich festgelegten Steigungen mit 16 und $20 \times 10^{-6} \text{ m/m } ^\circ\text{C}$ als Vergleich dargestellt (Nullwert bei der Temperatur der Nullmessung von $8.7 \text{ } ^\circ\text{C}$). Wie aus dem Bild hervorgeht, besteht zwischen Längenänderung und Temperatur eine mehr oder weniger lineare Beziehung. Die ermittelten Steigungen der Geraden sind nur wenig abhängig davon, ob das

Intervall von 1 auf 1/2 Jahr verkürzt oder die Betontemperatur in der Tiefe von 300 mm anstelle von 50 mm verwendet wird.

Die **Tabelle 4.17** enthält die auf 1 m Messstrecke umgerechneten Steigungen (=scheinbare Wärmeausdehnungskoeffizienten) einiger Sensorabschnitte der Ost- und der Westseite. Die Steigungen setzen sich zusammen aus dem Wärmeausdehnungskoeffizienten und ggf. einer AAR-bedingten Verlängerung.

Die Ergebnisse erlauben folgende Schlüsse:

- Zwischen Längenänderung und Temperatur besteht eine mehr oder weniger lineare Beziehung. Allerdings ist die Streuung relativ gross. Der Korrelationskoeffizient liegt zwischen 0.82 (D3 auf der Ostseite) und 0.98 (D5 auf der Westseite). Sie sind nicht bei allen Abschnitten der Sensoren identisch. Vielmehr gibt es grössere Unterschiede, ebenso zwischen der Ost- und der Westseite.
- Die Steigungen sind deutlich grösser als die üblichen Wärmeausdehnungskoeffizienten des Betons von 5 bis 15×10^{-6} mm/m °C.
- Dieser Befund kann als Anzeichen dafür gesehen werden, dass die AAR weiter fortschreitet. Die dadurch bedingten geschätzten möglichen Ausdehnungsgeschwindigkeiten sind allerdings sehr klein, max. etwa 5 bis max. 20 $\mu\text{m}/\text{m}$ Jahr (Differenz zum üblichen Wärmeausdehnungskoeffizienten). Ob dies in der Tat so ist bzw. so interpretiert werden kann, werden erst die weiteren Messungen zeigen.
- Die geschätzten Ausdehnungsgeschwindigkeiten würden unter den Werten liegen, die im Rahmen der generellen Überprüfung von 2009 berechnet werden konnten. Aus den im Bericht [infratest 2009] angegebenen Rissbreitenindices und einer Nutzungszeit von 15 Jahren (Baujahr 1994/95; Überprüfung 2009) ergeben sich Ausdehnungsraten von ca. 30 bis 80 $\mu\text{m}/\text{m}$ Jahr.
- Die Steigungen der Westseite sind etwa 10 bis 30% höher als jene der Ostseite. Dies könnte so verstanden werden, dass die AAR-bedingte Ausdehnung auf der Westseite etwas höher ist als auf der Ostseite. Dies könnte evtl. durch eine leicht höhere Betonfeuchtigkeiten verursacht sein. Grössere Unterschiede sind aber nicht vorhanden, wie aus den elektrischen Betonwiderstände abgeleitet werden kann.

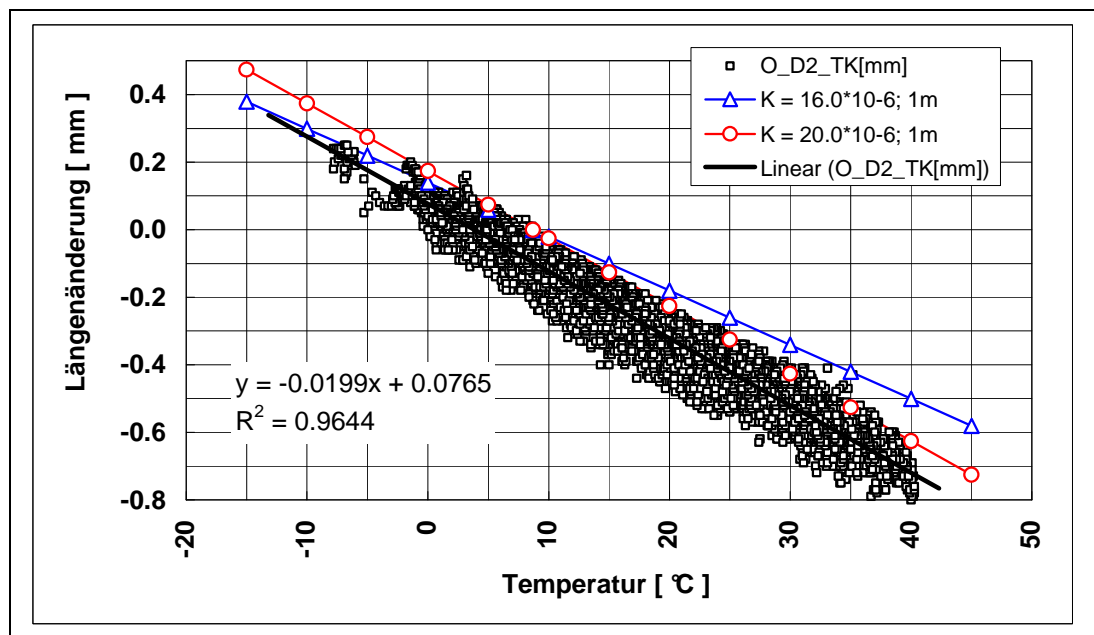


Abb. 4.30 Abhängigkeit der Längenänderung von D2 auf der Ostseite von der Betontemperatur in einer Tiefe von 50 mm über die gesamte Messdauer.

Tabelle 4.17 Wärmeausdehnungskoeffizient α_{Beton} einiger Abschnitte der MagX-Sensoren (gesamte Messzeit).

Abschnitt	Betontiefe, mm	$\alpha_{\text{Beton, m/m } ^\circ\text{C}} (\times 10^{-6})$	
		Ostseite	Westseite
D2	50	19.9	22.8
D3	50	19.3	24.7
D5	50	21.4	23.3
D2	300	19.5	23.4

4.4.4 Folgerungen

Die seit Oktober 2011 laufende messtechnische Überwachung der Wirksamkeit der Hydrophobierung und der Entwicklung der AAR beim Pylon der Passarelle Itenhard in Bremgarten lässt folgende Schlussfolgerungen zu:

- Das Konzept der Überwachung hat sich grundsätzlich bewährt.
- Schwierigkeiten traten bei den äussersten Abschnitten der Widerstandssensoren auf, da die Widerstände sehr hoch sind. Die MagX-Sensoren (Oberflächenextensometer) erwiesen sich als kälteempfindlich.
- Der oberflächennahe Beton trocknete stark aus. Die Hydrophobierung erweist sich als wirksame Barriere gegen den Wassereintrag. Der Austrocknungsprozess ist noch nicht abgeschlossen.
- Die Ergebnisse der Dehnungsmessungen können noch nicht abschliessend beurteilt werden. Die Ergebnisse deuten an, dass der Beton sich wegen AAR mit einer Geschwindigkeit von ca. 5 bis max. 20 $\mu\text{m/m}$ Jahr ausdehnt.

Die Messungen werden wie geplant weitergeführt.

4.5 Obere Zollbrücke in Landquart

4.5.1 Luft- und Betontemperaturen

Die **Abb. 4.31** (oben) zeigt die saisonalen Schwankungen der Luft- und Betontemperaturen. Die mittlere Lufttemperatur beträgt 12.2 $^\circ\text{C}$, die mittlere Luftfeuchtigkeit 60.8%. Die mittlere Betontemperatur in der Mitte der Fahrbahnplatte ist mit +13.8 $^\circ\text{C}$ mehrheitlich etwas wärmer als die Luft (Mittelwert: +1.6 $^\circ\text{C}$) (**Abb. 4.31**, unten).

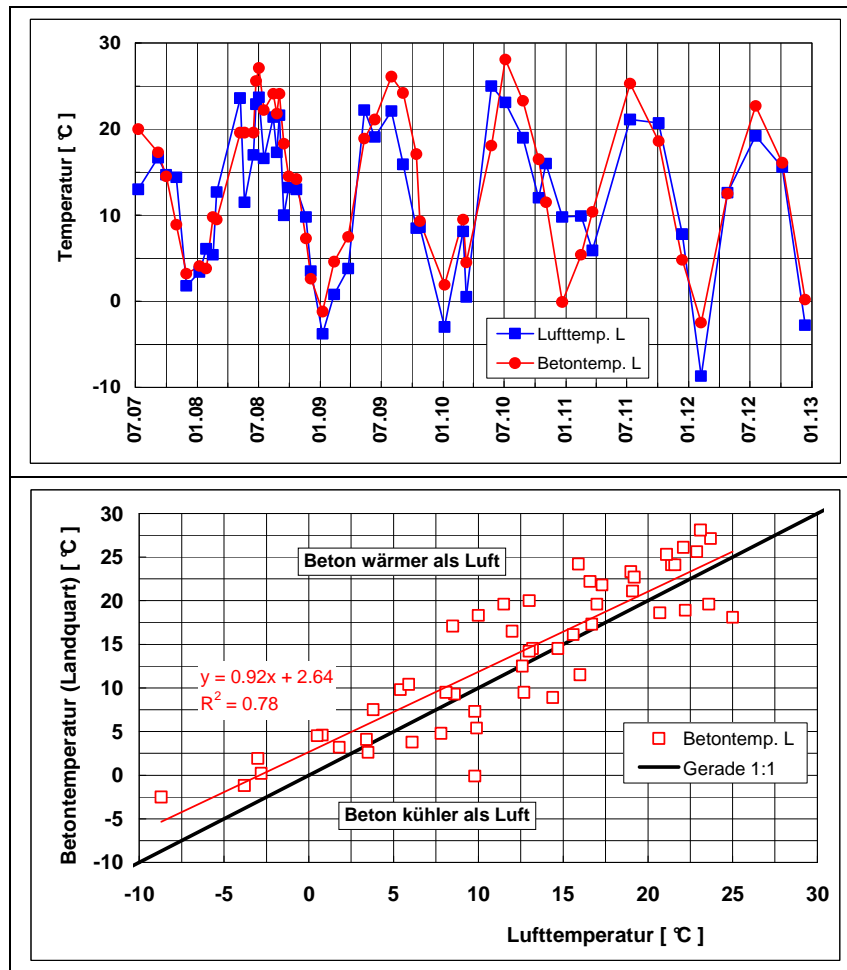


Abb. 4.31 Zeitlicher Verlauf der Luft- und der Betontemperatur (oben) und Zusammenhang zwischen Beton- und Lufttemperatur (unten).

4.5.2 Längenänderung

Seit der Nullmessung im Juli 2007 bis Ende 2012 wurden durch das Strassenbaulabor des Tiefbauamts des Kt. Graubünden total 50 Folgemessungen durchgeführt. Nachfolgend gilt folgende Konvention:

negatives Vorzeichen =	Verkürzung
positives Vorzeichen =	Verlängerung

Bei dieser Messung wird die differentielle Änderung zwischen den eingebetteten Stahlstäben (Länge der Stahlstäbe: Nr. 1: 1.52 m, Nr. 2: 1.37 m und Nr. 3: 0.67 m) und dem Beton der Unterseite gemessen (**Abb. 4.32**, oben). Es gilt:

$$\Delta l_{\text{Gemessen}} = \Delta l_{\text{Beton}} - \Delta l_{\text{Stahl}} \quad \text{Gl. 4.2a}$$

$$\Delta l_{\text{Beton}} = \Delta l_{\text{Gemessen}} + \Delta l_{\text{Stahl}} \quad \text{Gl. 4.2b}$$

$$\alpha_{\text{Beton}} \cdot L_{\text{Beton}} \cdot \Delta T = \Delta l_{\text{Gemessen}} + \alpha_{\text{Stahl}} \cdot L_{\text{Stahl}} \cdot \Delta T \quad \text{Gl. 4.2c}$$

$$\Delta l_{\text{Gemessen}} = L(t) - L_{\text{Ref}} ; \text{ in m} \quad \text{Gl. 4.2d}$$

$$\Delta T = T(t) - T_{\text{Ref}} ; \text{ in } ^\circ\text{C} \quad \text{Gl. 4.2e}$$

- L_{Ref} Länge bzw. Differenz bei Nullmessung (Referenzwert bei Referenztemperatur)
 $L(t)$ Länge bzw. Differenz bei Folgemessung zur Zeit t
 T_{Ref} Betontemperatur bei erster Messung, Referenztemperatur, hier 20 °C
 $T(t)$ Betontemperatur bei Folgemessung zur Zeit t .

Dies bedeutet, dass für die Berechnung der effektiven Längenänderung des Betons die Längenänderung des jeweiligen Stahlstabs addiert werden muss. Die Firma Huggenberger gibt für den Stahl (Werkstoff Nr. 1.4104, Cr-Stahl) einen Wärmeausdehnungskoeffizienten von 10×10^{-6} m/m °C an. Dies führt zu grösseren Schwankungen für $\Delta l(\text{Beton})$ (**Abb. 4.32**, unten). Da die Temperatur nur an einer Stelle (Plattenmitte Seite Landquart) gemessen wird, ist die Temperaturkompensation ungenau.

Aus der Darstellung der Längenänderung des Betons (auf 1 m normiert) gegen die Temperatur ergibt sich der "scheinbare" Wärmeausdehnungskoeffizient für Beton (**Abb. 4.33**). In der **Tabelle 4.18** sind die ermittelten Werte zusammengestellt. Zwischen den Seiten Landquart und Maienfeld sind nur geringfügige Unterschiede vorhanden. Für die Stäbe 1 und 2 liegen die Werte zwischen 11 und 13×10^{-6} m/m °C. Auffallend sind die Werte von Stab 3, die deutlich höher sind.

Mit den ermittelten Wärmeausdehnungskoeffizienten können die Kurvenverläufe nachgerechnet werden. Aus der Differenz der gemessenen und der gerechneten Verläufe ergibt sich die bleibende Längenänderung infolge AAR und Schwinden (**Abb. 4.34**). Alle Strecken verkürzen sich. Bei den Stäben 1 und 2 liegt die Verkürzung bis Ende 2012 bei 0.02 bis 0.05 mm/m (0.02-0.05‰), beim Stahlstab 3 bei 0.15 bis 0.20 mm/m (0.15-0.20‰). Daraus kann gefolgert werden, dass die Instandsetzung erfolgreich war und die AAR zum Stillstand gebracht hat. Die Verkürzung ist auf das Austrocknen bzw. auf das Schwinden des Betons zurückzuführen.

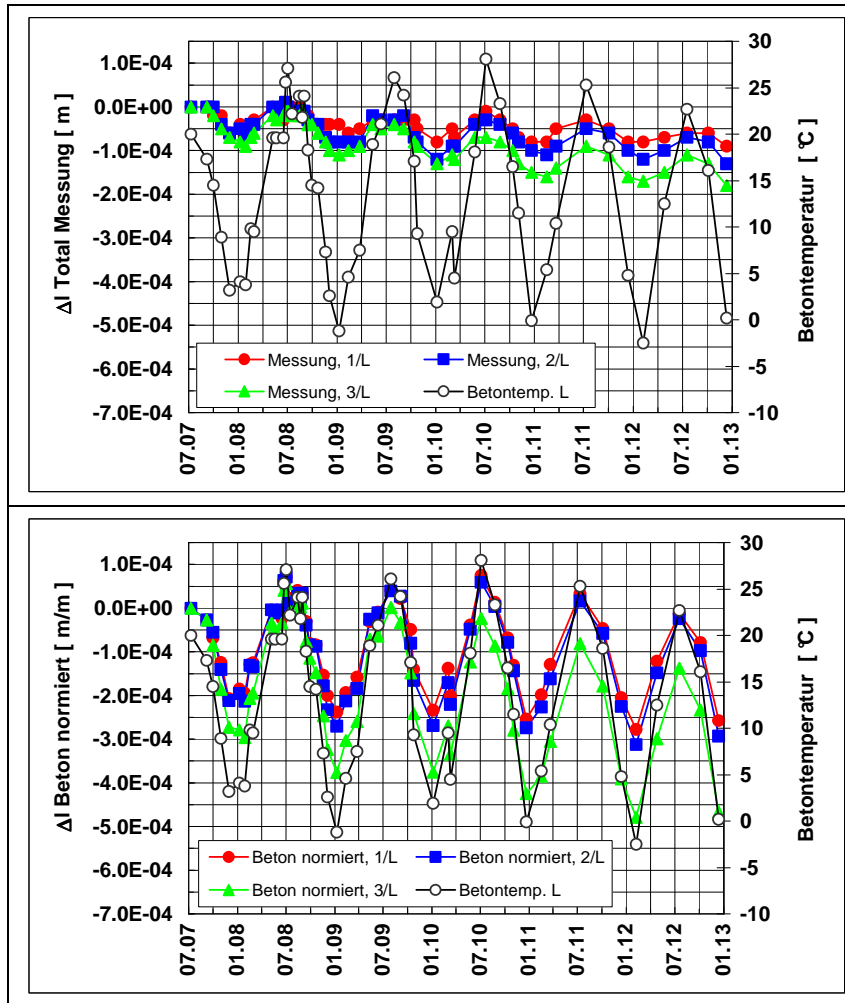


Abb. 4.32 Zeitlicher Verlauf der gemessenen (oben) und der temperaturkorrigierten, auf 1 m normierten Längenänderungen der Stäbe 1 bis 3 der Seite Landquart (unten).

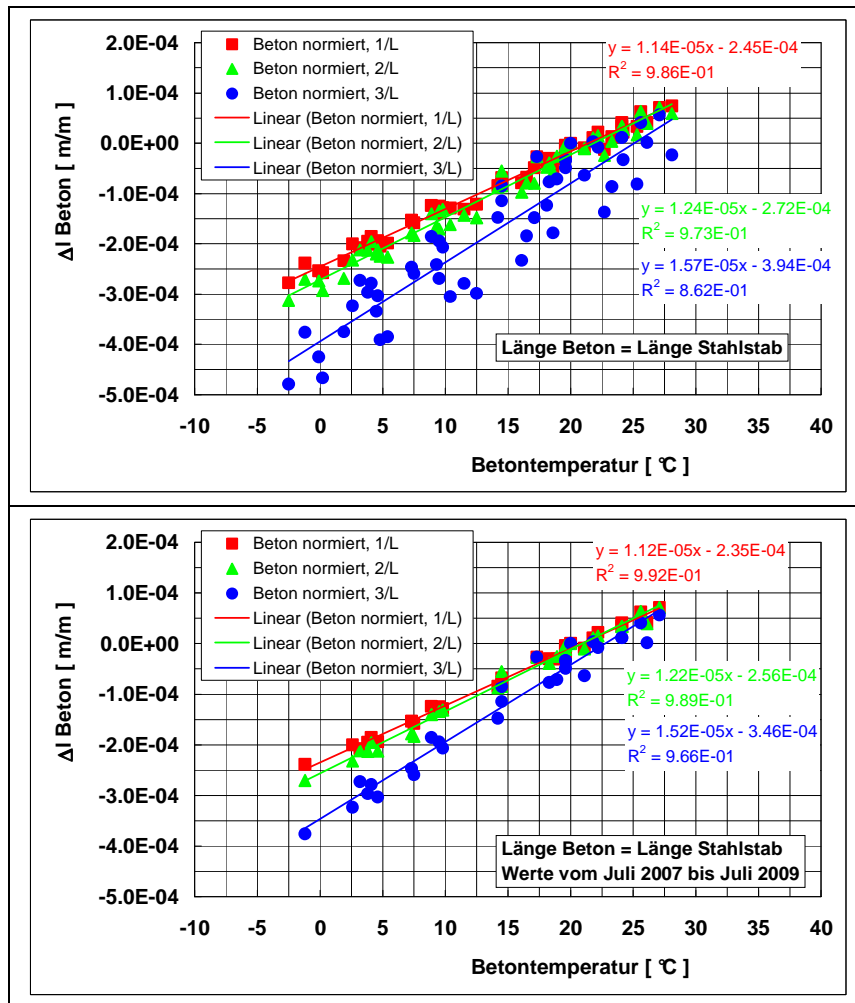


Abb. 4.33 Abhängigkeit der Längenänderung des Betons von der Temperatur über die ganze Messdauer (oben) bzw. nur vom Juli 2007 bis Juli 2009 (unten).

Tabelle 4.18 Ermittelte "scheinbare" Wärmeausdehnungskoeffizienten des Betons bei der Zollbrücke in Landquart.

Parameter	Wärmeausdehnungskoeffizient α_{Beton} , m/m °C x 10 ⁻⁶					
	Seite Landquart			Seite Maienfeld		
	Stab 1	Stab 2	Stab 3	Stab 1	Stab 2	Stab 3
Länge Stahl, m	1.52	1.37	0.67	1.52	1.37	0.67
Ganze Messdauer (Juli 2007 - Dez. 2012)	11.4	12.4	15.7	11.1	12.8	16.8
Juli 2007 bis Juli 2009	11.2	12.2	15.2	10.8	12.6	16.3

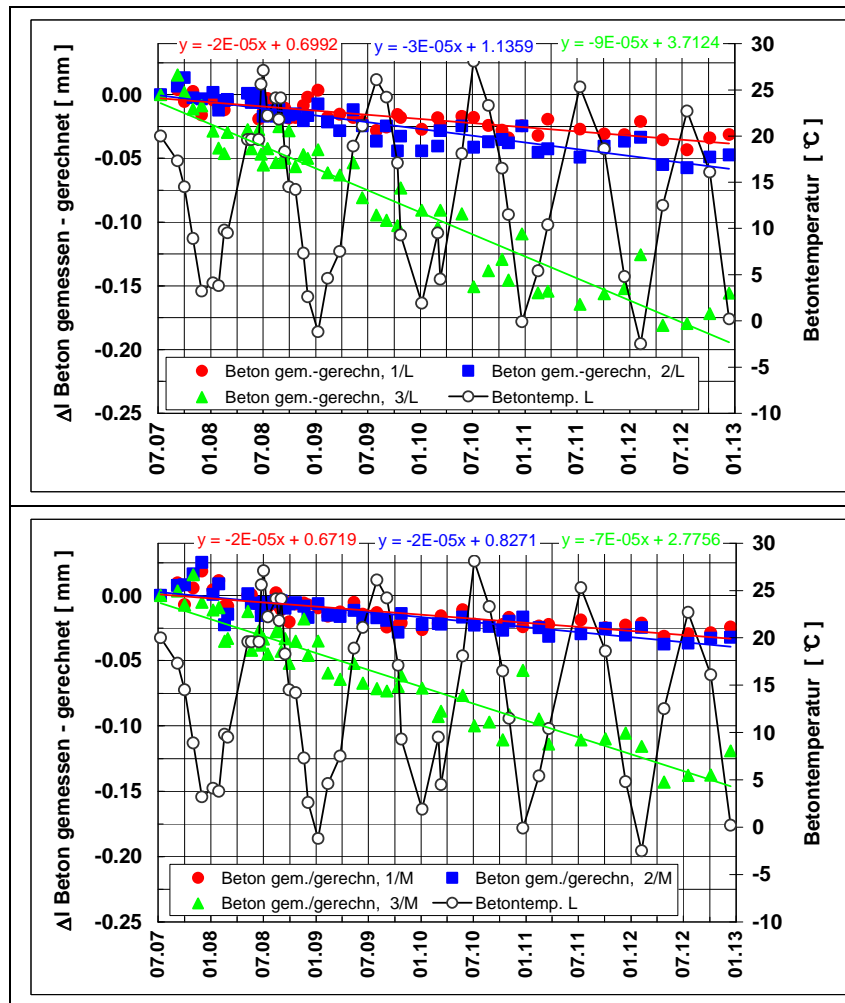


Abb. 4.34 Zeitlicher Verlauf der Differenz zwischen der gemessenen und der gerechneten Längenänderung des Betons auf der Seite Landquart (oben) und auf der Seite Maienfeld (unten).

4.5.3 Folgerungen

Der Einbau von Rockmeter RME mit gestaffelter Stablänge ist anspruchsvoll. Die saubere Verankerung der Stabenden im Beton ist ebenso wichtig wie das Sicherstellen der freien ungehinderten Bewegung der Stahlstäbe über die freie Länge. Die Ergebnisse führen zu folgende Aussagen:

- Die Temperatur des Betons folgt mit Verzögerung der Lufttemperatur (Wärmekapazität).
- Die messbare Längenänderung ist klein, da sie lediglich die Differenz zwischen der Ausdehnung des Betons und jener der eingebetteten Stahlstäbe darstellt.
- Die verbleibende Längenänderung des Betons bei allen Stäben entspricht einer Verkürzung. Dies ist vermutlich auf das Austrocknen bzw. auf das Schwinden des Betons zurückzuführen. Die grössten Veränderungen sind beim Stahlstab 3 zu beobachten. Warum dies so ist, kann nicht beurteilt werden.
- Mit der Instandsetzung konnte die AAR-bedingte Ausdehnung gestoppt werden. Dies ist mit einiger Sicherheit auf die Abdichtung bzw. auf die ausbleibende Wasserzufuhr von oben zurückzuführen.
- Die ermittelten Wärmeausdehnungskoeffizienten (α_{Beton}) sind unterschiedlich und liegen zwischen 11 und 17×10^{-6} m/m °C. Dieser Wertebereich ist plausibel (der zweite Wert ist allerdings eher hoch).
- Zwischen den Seiten Landquart und Maienfeld gibt es keine relevanten Unterschiede.

5 Zusammenfassung und Folgerungen

5.1 Stützmauer S0751 und S0701

Im Rahmen des Projektes wurde im Jahr 2009 die AAR-geschädigte Stützmauer S0751 an der Simplonstrasse als Hauptobjekt für die Untersuchungen evaluiert und deren Zustand im Detail untersucht. Danach wurde eine Testfläche hydrophobiert. Damit sollte die einfachste Art der Instandsetzung nachgestellt werden. Danach erfolgte die Instrumentierung der behandelten und unbehandelten Testflächen für das Monitoring. Dazu wurden Deformermessstrecken für die Bestimmung der Längenänderungen angelegt, die in periodischen Abständen nachgemessen wurden. Für das kontinuierliche Monitoring wurden Widerstandssensoren für die Messung des elektrischen Betonwiderstandes (Mass für die Betonfeuchtigkeit) sowie vertikale, horizontale Extensometer und Bohrlochextensometer für die Messung der Längenänderung eingebaut. Ergänzend dazu wurde periodisch die oberflächliche Betonfeuchtigkeit mit einem kommerziell erhältlichen Gerät gemessen.

Am Nebenobjekt, der Stützmauer S0701, die erheblich grössere AAR-Schäden aufweist als das Objekt S0751, wurden periodisch die Betonfeuchtigkeit und die Längenänderungen mit dem Deformeter ermittelt. Bei beiden Objekten wurden 2009 und 2012 auch die Rissbreitenindices bestimmt.

Im vorliegenden Bericht sind die Ergebnisse der Messungen vom Sommer 2009 bis Sommer 2012 dargelegt. Die wichtigsten Ergebnisse sind in der **Tabelle 5.1** zusammengestellt.

Tabelle 5.1 Übersicht über die Ergebnisse des Monitoring der Stützmauer S0751

Messung	Methode	Veränderung seit Messbeginn (Endwert 2012)	
		Testfeld 1	Testfeld 2
Wasseraufnahmekoeffizient	Karstenröhrchen	Resultate nicht brauchbar	
	2-Kammer-Messzelle	Resultate nicht brauchbar	
	Laborprüfungen (EN 15148:2002)	Keine Änderung (0.04 kg/m ² h ^{0.5})	Keine Änderung (0.19 kg/m ² h ^{0.5})
Betonfeuchtigkeit	Tramex-Gerät	Deutliche Abnahme (2.5-3.0 M.-%)	keine Änderung (4.0 - 4.5 M.-%)
Spez. elektrischer Betonwiderstand (20 °C)	Eingebaute Widerstandssensoren	Oberfläche: deutliche Zunahme (200-400 Ωm) Innen: leichte Zunahme	Oberfläche: keine Änderung (70-150 Ωm) Innen: keine Änderung
Rissbreitenindex RI	Gemäss Norm SIA 269/2	Keine Änderung (0.73 mm/m)	Keine Änderung (1.0 mm/m)
Ausdehnungsrate	Berechnet aus RI	Keine Änderung (20 µm/m Jahr)	Keine Änderung (30 µm/m Jahr)
Längenänderung	Vertikales Extensometer	150 µm/m Jahr	150 µm/m Jahr
	Horizontales Extensometer	20 µm/m Jahr	60 µm/m Jahr
	Bohrlochextensometer	50 µm/m Jahr	200 µm/m Jahr
	Geodätische Messungen	(Horizontal: 40 µm/m Jahr) (Vertikal: 11 µm/m Jahr)	
	Deformetermessung	Uneinheitlich; Resultate schwierig zu interpretieren	

Die Stützmauer S0701 wurde mit einem sehr ähnlichen Beton erstellt wie das Objekt S0751. Sie ist aber viel stärker durch AAR geschädigt. Dies ist mit grosser Sicherheit darauf zurückzuführen, dass die talseitige Stützmauer S0701 relativ feucht, teilweise sogar nass ist. Der Wassergehalt, gemessen mit dem Tramex-Gerät, ist teilweise über 5 M.-% ist und ist damit teilweise über 1 M.-% höher als jener der bergseitigen, etwas zurückversetzten Stützmauer S0751. Weiter ist zu vermuten, dass der Streusalz- bzw. Alkalieneintrag von aussen die

Schadensentwicklung beschleunigt hat. Der Rissbreitenindex bei der Stützmauer S0701 ist daher auch viel höher und liegt zwischen 8 und 20 mm/m, die Ausdehnungsrate zwischen 0.30 und 0.50 mm/m Jahr. Aus den Deformetermessungen ergaben sich teilweise Ausdehnungsraten bis 0.7 mm/m Jahr.

Die wichtigsten Erkenntnisse aus den Untersuchungen an den beiden Stützmauern sind nachfolgend zusammengefasst:

- Die Wasseraufnahme und die Feuchtigkeit des Betons sind ganz entscheidende Grössen für die Entwicklung von AAR-Schäden. Damit kann die sehr unterschiedliche Intensität der AAR-Schäden bei den beiden Objekten erklärt werden.
- Für die Bestimmung der Wasseraufnahme des Betons vor Ort, vorab von hydrophobiertem Beton, sind das Karstenröhrchen und die 2-Kammer-Messzelle nicht bzw. nur bedingt geeignet. Die Wirkung der Hydrophobierung kann mit der periodischen Bestimmung des Wasseraufnahmekoeffizienten an Bohrkernen im Labor oder kontinuierlich mit der Messung des elektrischen Betonwiderstandes mit eingebauten Widerstandssensoren besser überwacht und beurteilt werden.
- Periodische Deformetermessungen, periodische Bestimmungen des Rissbreitenindices oder periodische geodätische Messungen eignen sich nur beschränkt für die Überwachung der Längenänderung bzw. der AAR-bedingten Ausdehnung von Bauteilen. Die Hauptschwierigkeit liegt bei der ungenügenden Temperaturkompensation und/oder ungenügenden Präzision. Voraussetzung für den Einsatz dieser Methoden ist, dass a) die Ausdehnungsrate relativ gross ist oder die Messungen über einen sehr langen Zeitraum und b) die Messungen immer zur gleichen Jahreszeit durchgeführt werden. In der Schweiz ist dazu der Spätsommer (August) geeignet.
- Die kontinuierliche Bestimmung der Längenänderung mit Extensometern ist zielführend. Bei einer ausreichenden Messfrequenz erlaubt die Auswertung die Bestimmung des "scheinbaren" Wärmeausdehnungskoeffizienten. Damit ist es möglich, die Längenänderungen nachzurechnen und die AAR-bedingte Längenänderung zu ermitteln.
- Die bei der Stützmauer S0751 (Hauptobjekt) berechneten AAR-bedingten Längenänderungen variieren stark. Die Wirkung der Hydrophobierung auf die Entwicklung der AAR kann noch nicht schlüssig beurteilt werden. Es gibt Anzeichen für eine Verlangsamung der AAR. Die Messungen werden weiter geführt.

5.2 Andere Bauwerke

Zur Ergänzung dieser Arbeiten konnten auch die Instandsetzung, die Art der Überwachung und die Ergebnisse des Monitoring an der Rorbachbrücke der SBB zwischen Wassen nach Göschenen, am Pylon der Passarelle Itenhard in Bremgarten (Kanton Aargau) und an der Fahrbahnplatte der Oberen Zollbrücke in Landquart (Kanton Graubünden) in diesen Bericht aufgenommen werden.

Bei der Rorbachbrücke wurden seit 2008 periodische Deformetermessungen durchgeführt. Sie zeigen, dass die Ausdehnung infolge AAR nicht bzw. noch nicht zum Stillstand kam, obwohl die Betonfeuchtigkeit wegen der nach wie vor wirksamen Hydrophobierung und der belüfteten Bedachung in den letzten Jahren stetig abnahm. Da für den Vorsatzbeton ein AAR-beständiger Beton eingesetzt wurde, muss dieser Befund auf die weitere Ausdehnung des alten Kernbetons zurückgeführt werden.

Der Pylon der Passarelle Itenhard wird mit Widerstandssensoren (Betonfeuchtigkeit) und mit speziellen Extensometern, so genannten MagXExtensometern, überwacht, die eine bessere örtliche Auflösung als herkömmliche Extensometer erlauben. Der Einsatz dieser Extensometer ist vielversprechend. Die seit Herbst 2011 laufenden Messungen erlauben noch keine definitiven Schlüsse. Auch hier konnte die Wirkung der Hydrophobierung nachgewiesen werden (Wasseraufnahmekoeffizient, elektrischer Betonwiderstand).

Die Auswertung der vom Tiefbauamt des Kt. Graubünden zur Verfügung gestellten Ergebnisse der Überwachung der Oberen Zollbrücke in Landquart ergab, dass die Entwicklung der AAR in der Brückenplatte mit der Instandsetzung 2007 gestoppt werden konnte.

5.3 Forschungsbedarf

Die Ergebnisse des vorliegenden Projekts ermöglichen, die heute verfügbaren Methoden und deren Einsatzmöglichkeiten und -grenzen zu beurteilen. Sie erlauben weiter, Empfehlung für deren zielsichere Anwendung bei anderen Bauwerken abzugeben.

Die Kenntnisse über die zweckmässige Instandsetzung von AAR-geschädigten Bauwerken und über die Kinetik der Alkali-Aggregat-Reaktion sind trotz den durchgeführten Untersuchungen noch nicht ausreichend. Einerseits müssen die Messzeiten wesentlich verlängert werden, um eine verlässliche Basis für Prognosen des zeitlichen Verlaufs von AAR-Schäden zur Verfügung zu haben. Andererseits sollten andere Bauwerke mit anderen Betonen instrumentiert und untersucht werden. Insbesondere sollte ein Pilotversuch zur Instandsetzung einer von der Rückseite her stark durchfeuchteten Stützmauer durchgeführt werden.

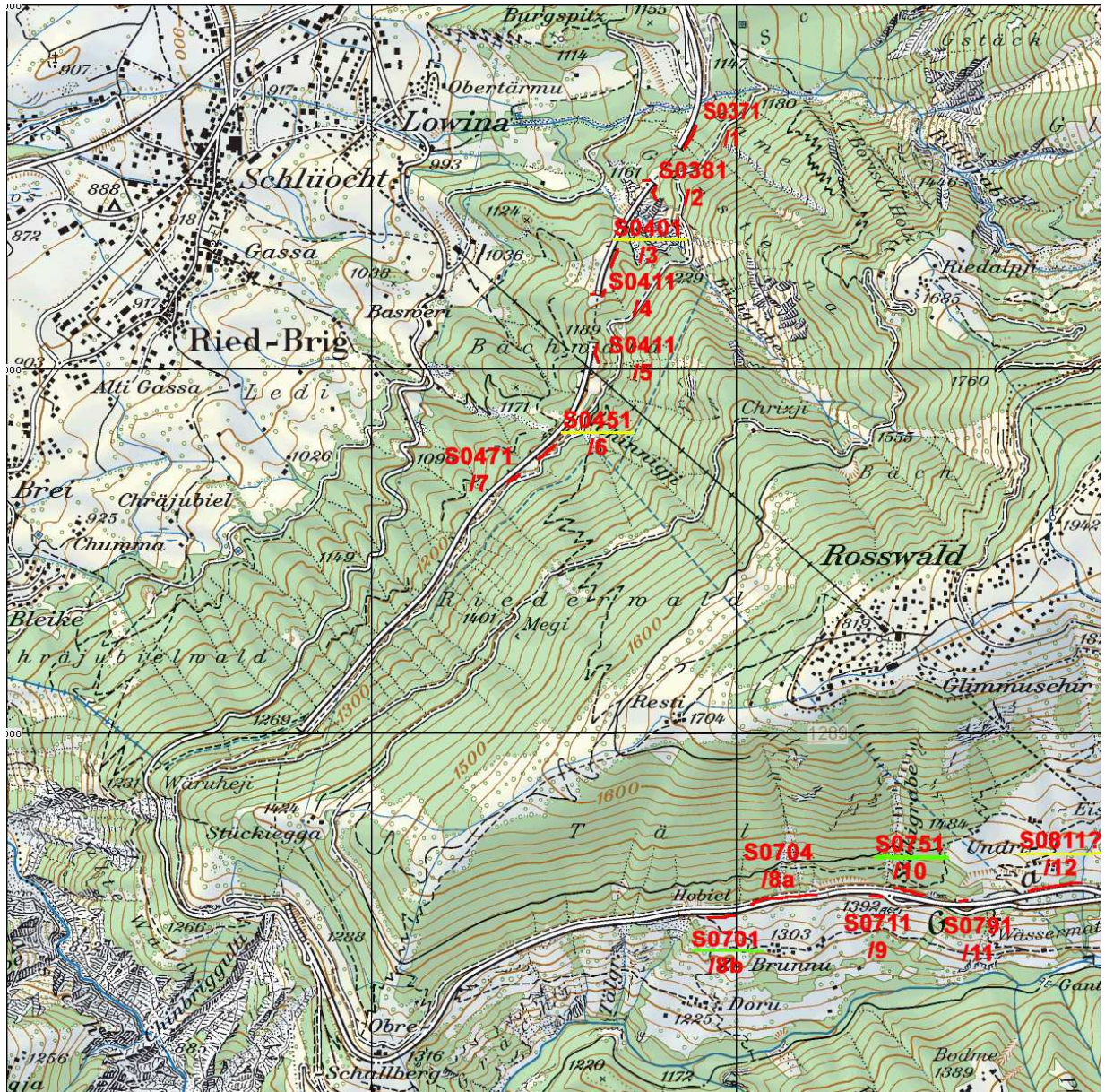
Neben den Untersuchungen an alten Bauwerken sollten neue, mit AAR-beständigem Beton gemäss Merkblatt SIA 2042 [SIA 2012] erstellte Bauwerke untersucht werden, um die Wirkung bzw. den Erfolg der heutigen betontechnologischen Massnahmen gegen die Alkali-Aggregat-Reaktion und die Selektivität der Beton-Performance zu prüfen. Der Einsatz eines Monitoringsystems mit Extensometern kann dazu eine rasche und klare Antwort liefern.

Anhänge

I	Stützmauern an der Simplonstrasse.....	125
I.1	Übersicht über die evaluierten Bauwerke	125
I.2	Lage der Stützmauern S0701 und S0751.....	127
I.3	Planunterlagen der Stützmauer S0751	128
I.4	Zusammenfassung der mikroskopischen Gefügeanalysen	130
II	Rorbachbrücke – Anordnung der Messfelder Deformetermessungen	131
III	Pylon der Passarelle Itenhard, Bremgarten	133
III.1	Lage der Widerstand- bzw. Feuchtesensoren	133
III.2	Lage der MagXExtensometer	134

I Stützmauern an der Simplonstrasse

I.1 Übersicht über die evaluierten Bauwerke

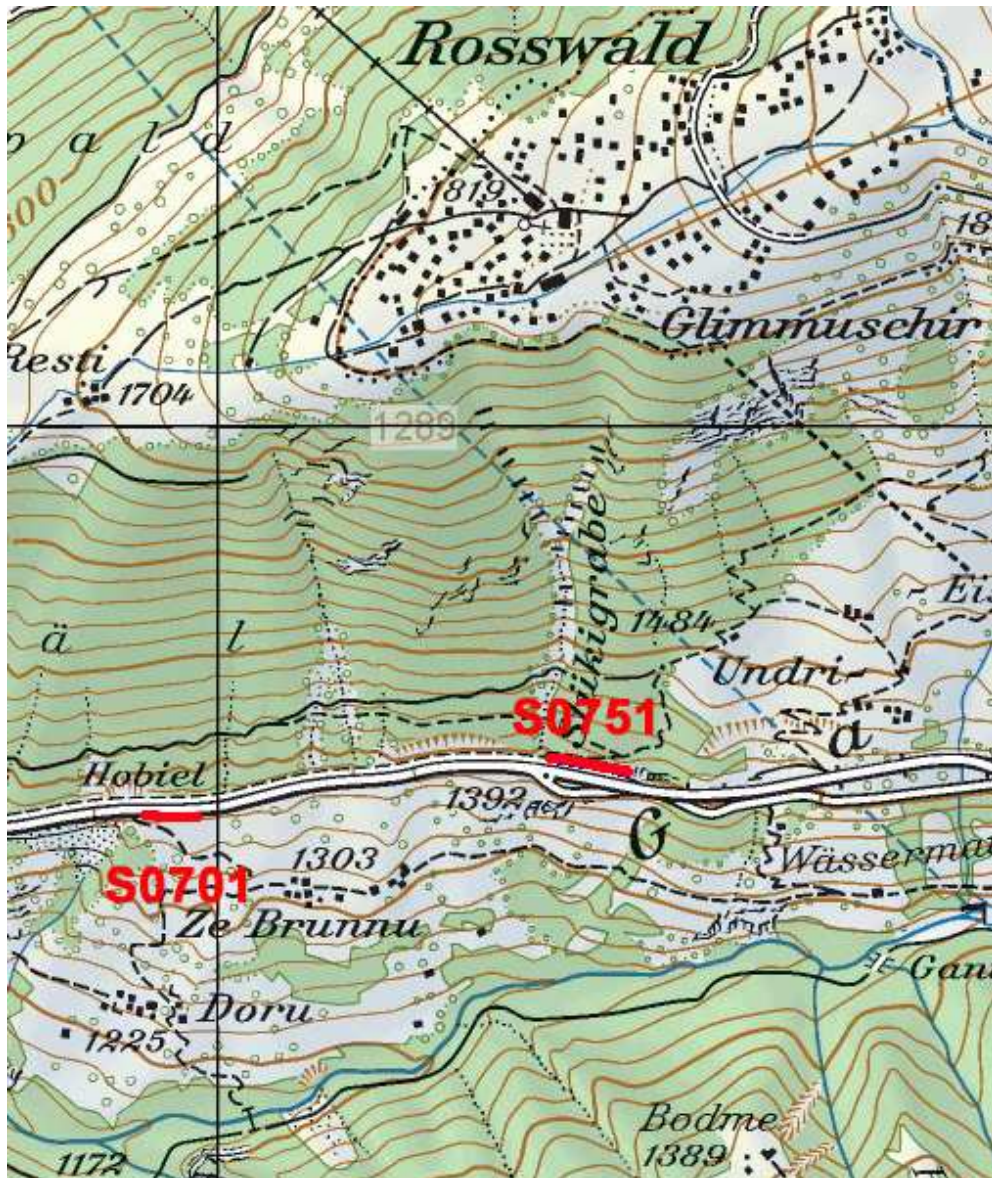


Objekt 8b: Ganter 8 (Ze Brunnu) (S0701)

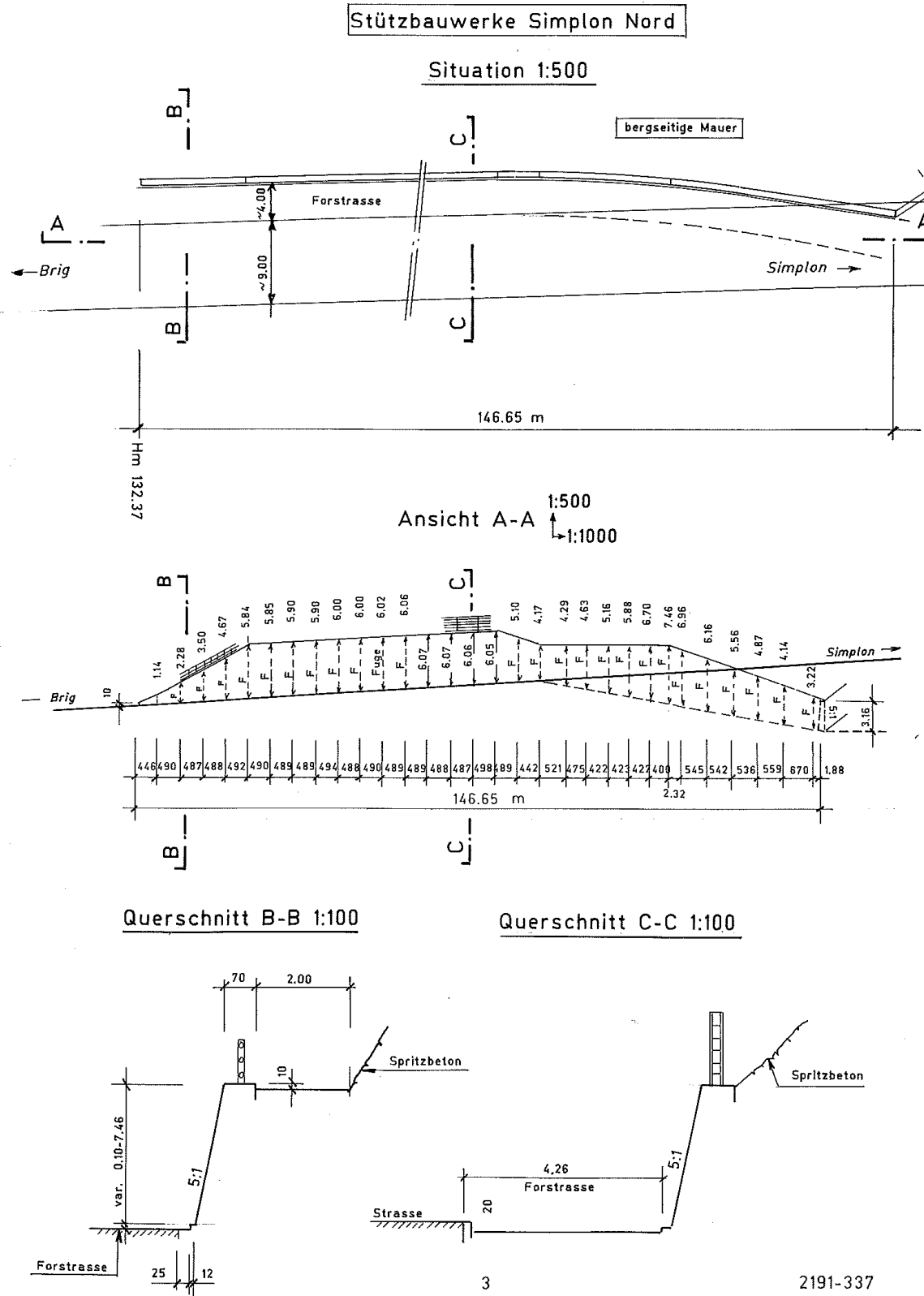
Objekt 10: Eisten 1 (S0751)

Bauwerks-Nr.	Bauwerksname	Koordinaten		AAR-Risibild	Grösse	Verkehrsstreifen			Strom		Vandalismus			Personensicherheit	TFB-Feld-Nr.
						2	3	andere	ab Leitung	via Solar	Schneepflüg	Mensch	Tiere		
S0371	evtl. Gesterna SM	645800	129700	+	+	x	x	Wechsel von 3 auf 2 Spuren nach Tunnelportal	+	-	+	-	-	+	1
S0381	zu Gesternatunnel	645750	129550	++	-	x			+	-	+	-	-	-	2a
S0381	zu Gesternatunnel	645750	129550	-	-	x			+	-	+	-	-	-	2b
S0401	Bächwaldgraben SM	645600	129250	++	+	x	x		+	-	+	-	-	-	3
S0411	zu Bächwaldtunnel	645590	129200	++	-	x			+	-	+	-	-	-	4
S0411	zu Bächwaldtunnel	645590	129150	+	-	x			+	-	+	-	-	-	5
S0451	Riedenwald SM2	645500	128800	++	+	x	x		-	?	+	-	-	-	6
S0471	Riedenwald SM3	645400	128700	-	-	x			-	?	+	-	-	-	7
S0704	Ganter SM405	646154	127555	++	+	x	x		(+)	+	-	+	-	+	8a
S0701	Ganter SM8 (Ze Brunn)	646154	127555	++	+	x	x	unterhalb der Strasse	(+)	+	-	+	+	++	8b
S0711	Ganter SM9	646413	127551	+	+	x	x	Abzweigung, unterhalb der Strasse	-	+	-	-	+	++	9
S0751	Eisten SM1	646413	127559	++	+	x	x	*Flurweg, durch Leitplanke von Hauptfahrbahn getrennt	(+)	+	-	+	-	++	10
S0791	Eisten SM2	646600	127560	+	-	x			-	+	-	-	-	--	11
S0811 ?	Eisten SM3-5?	646800	127550	+	+	x		bei einem Teilschnitt Bus-/SOS-Bucht	+	-	-	+	-	+	12
Legende															
Bauwerks-Nr. & Name : Gemäss 'Liste der Bauwerke' vom 14.05.2004 von Anton Ruffner, Department für Verkehr, Bau und Umwelt, Kanton Wallis															
Koordinaten : Schweizerisches geographisches Koordinatensystem, in Übereinstimmung mit der LK 1:25' Nr. 1289 Brig															
AAR-Risibild : ++ über das gesamte Bauwerk gleichmässig ausgebildet; + in einem Abschnitt gleichmässig ausgebildet; - irgendwie unregelmässig															
Grösse : Objekt-Länge und Höhe: + gut geeignet, - eher zu klein oder ungeeignete Geometrie															
Vandalismus : Möglichkeit, dass ein Schneepflüg, eine Person oder Tier die Messungen stören könnte; - unwahrscheinlich; + möglich															
Strom : + Strom via Tunnelbeleuchtung oder SOS-Notrufsäule; (+) gewisse Installationen lassen Strom vermuten; - nicht offensichtlich															
Solarstrom : - Exposition oder eine andere Stromquelle machen Solar nicht sinnvoll; + die Exposition erscheint geeignet															
Eigene Sicherheit : bei Nachmessungen ohne Verkehrsregelung; ++ sehr sicher, + akzeptabel, - evtl. möglich, -- unsicher/gefährlich															
engere Wahl : Objekte die auf Grund der diversen Auswahlkriterien am viel versprechendsten erscheinen															
vorgesehene Objekte : Eisten SM1 für die Vollversion der Überwachung, Ganter SM8 in der Minimalüberwachung															
ftb.up.28.03.09															

I.2 Lage der Stützmauern S0701 und S0751



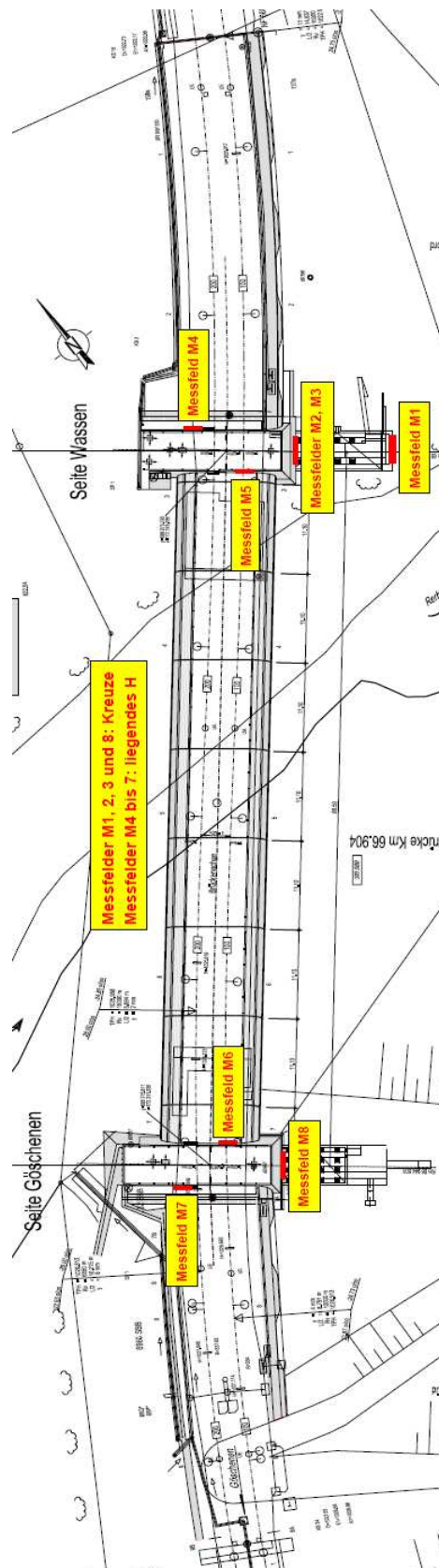
I.3 Planunterlagen der Stützmauer S0751



I.4 Zusammenfassung der mikroskopischen Gefügeanalysen

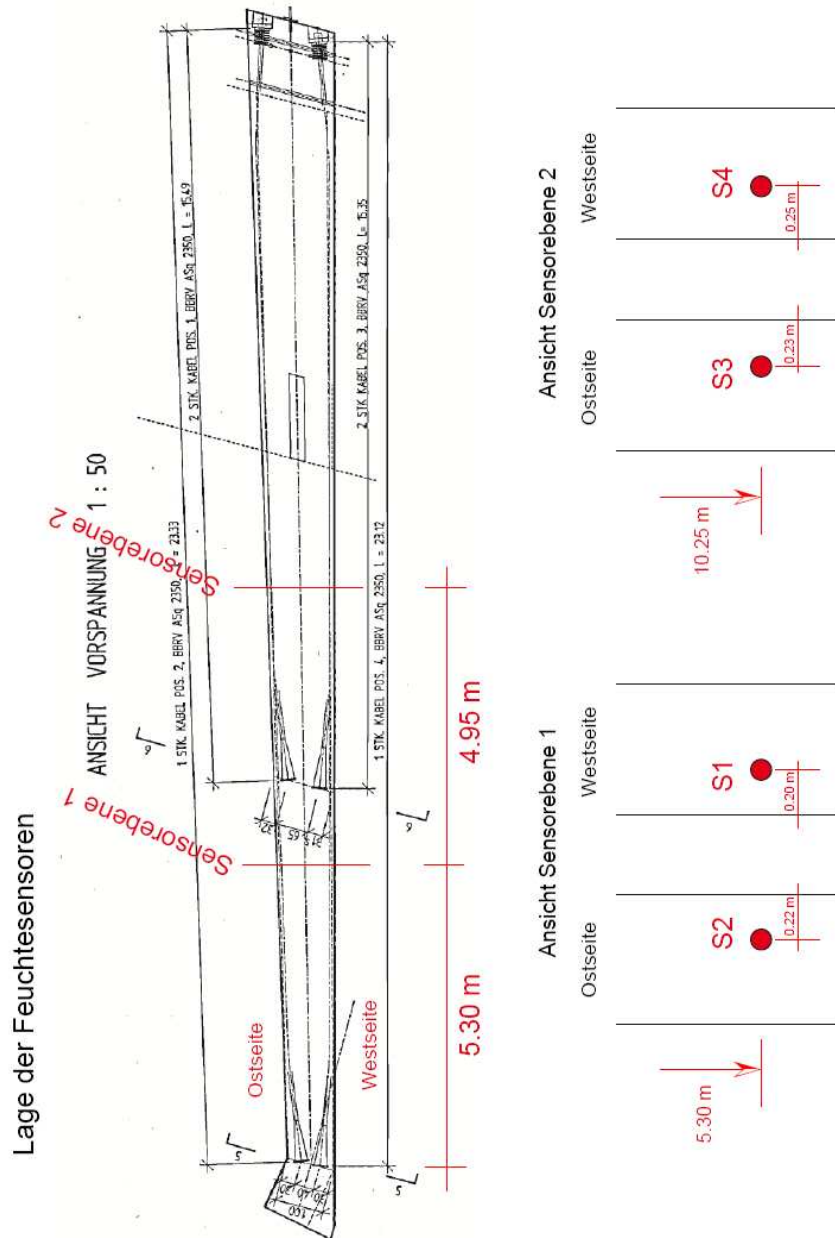
Bauwerk Test- fläche T1 & T2	Bohikern- DS Nr.	Situation im Bauteil	Tiefe im Bohikern [mm]	Mikrorisse <0.006 [mm]			Grobe Risse >0.01 [mm]			Zementstein		Verbundstörungen Gesteinskörner - Zementstein		Makroporen		Grad der Schädigung (Abstufung via DS- Beurteilung)	Grad der Schädigung 'Zahl'		
				grob (>2 mm)	mittel (>0.5-2mm)	Zement- stein	grob GK (>2 mm)	Gesteinskörnung (>0.5-2mm)	Zement- stein	Aus- waschung	Karbona- tisierung	Rissab- lösungen	Hohl-räume	LP Ø [mm]	VP Ø [mm]				
S0751 T1	1.1	unten	20-50	+	+	+	+	bis 0.02	-	-	+	fleckenwei- se um grosse Poren	+	0.05 - 1.25	+	5	gering	2	
S0751 T2	3.2	unten	350-375	+	+	+	+	0.02	-	-	+ in Gesteinskör- nung	-	+	Verdichtung sstörungen	+	0.05 - 0.7	gering	2	
S0751 T2	4.2	oben	1350-1395	+	+	++	+	0.05	-	-	+ sporadisch lokal fleckenhaft	+	+	0.1 - 1.8	-	-	gering	2	
S0751 T1	2.1	oben	30-56	+	++	+	-	-	-	+ Haupt- riss 0.02 mm breit	+	Flanken vom Haupt- riss	+	schwarm artig 0.1 - 1	+	1.5 - 4.5	gering - mittel	3	
S0751 T2	4.1	oben	250-295	+	+	+ 1)*	++ bis 0.075	-	-	-	+	-	+	Verdichtung sstörungen	+	0.2 - 1.5	mittel	3	
S0751 T1	2.3	oben	1400-1450	+	+	+ bis ++	+	Haupt- riss u.a. bis 0.05	++ Haupt- riss 0.05 mm	+	bei Haupt- riss, und stellenweise bis 2 mm	entlang Haupt- riss und ab Rückseite bis 2 mm	++ bei Haupt- riss sonst +	+	0.1 - 1	-	bei Haupt- riss stark, sonst gering	4	
S0751 T1	3.1	unten	50-96	+	+	++	++	Haupt- riss u.a. 0.02 - 0.5	+	++ Haupt- riss 0.02 - 0.5	+	Flaken vom Haupt- riss	++ bei Haupt- riss sonst +	+	0.1 - 1.2	+	2	bei Haupt- riss stark, sonst mittel	4
S0751 T1	2.2	oben	100-126	+	++	+	++	bis 1.5 mm	+	++ 0.03 - 1.75 mm	++ bei Haupt- riss, und stellenweise	entlang Rissen	++	+	0.1 - 3	-	-	mittel - stark	4
S0701	5.1	unten	50-78	+	+	+	+++	0.06	+	++ 0.25	+	+ bei Auf- weitung in Riss	+	+	0.1-0.75	-	-	mittel	3
S0701	6.1	oben	0-46	+	+	++	+	-	-	++ 0.02 - 0.075	+	bis 15 mm an Oberfläche und Flecken	++ bis 0.01	+	0.1 - 1.5	-	-	mittel - lokal starke	4

II Rorbachbrücke – Anordnung der Messfelder Deformetermessungen

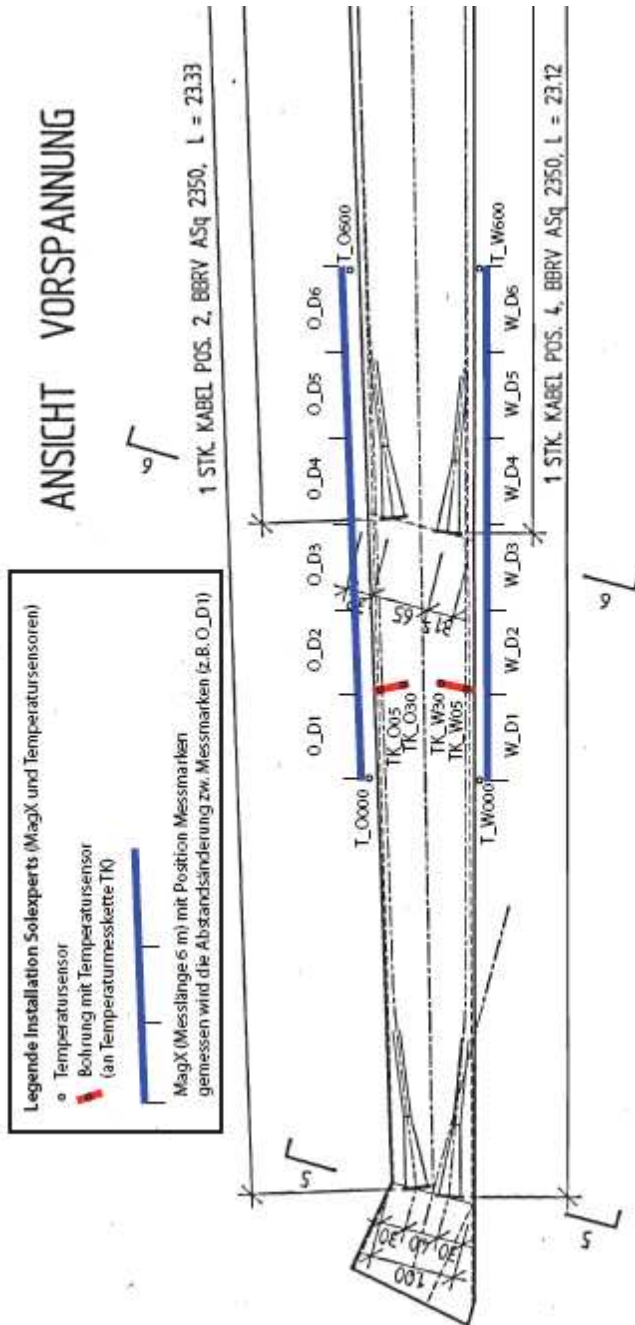


III Pylon der Passarelle Ithenhard, Bremgarten

III.1 Lage der Widerstand- bzw. Feuchtesensoren



III.2 Lage der MagXExtensometer



Abkürzungen

Begriff	Bedeutung
AAR	Alkali-Aggregat-Reaktion
ACS	RILEM TC 219 ACS: Alkali Aggregate Reaction in Concrete Structures
AGB	Arbeitsgruppe Brückenforschung
ASR	Alkali silica reaction
ASTRA	Bundesamt für Strassen
CEN	Comité européen de normalisation, European Committee for Standardization
CFK	Kohlenstoffaserverstärkter Kunststoff
DATEC	Dipartimento federale dell'ambiente, dei trasporti, dell'energia e delle comunicazioni
DETEC	Département fédéral de l'environnement, des transports, de l'énergie et de la communication
EN	Europäische Norm
FHWA	Federal Highway Administration (USA)
GFK	Glasfaserverstärkter Kunststoff
ICAAAR	International Conference on Alkali-Aggregate Reaction
ISO	International Standard Organisation
KKS	Kathodischer Korrosionsschutz
R	Elektrischer Widerstand des Betons, Ω
RAG	Réaction alcalis-granulats
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
RL	Relative Luftfeuchtigkeit
SBB	Schweizerische Bundesbahnen
SIA	Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein
SN	Schweizer Norm
TFB	TFB AG – Technik und Forschung im Betonbau, Wildegg/Schweiz
UVEK	Eidgenössisches Departement für Umwelt, Verkehr, Energie und Kommunikation
α_{Beton}	Wärmeausdehnungskoeffizient, Längenausdehnungskoeffizient
Δl	Längenänderung
ρ	Spezifischer elektrischer Widerstand des Betons, Ωm

Literaturverzeichnis

Ahlstrom 2008	G.M. Ahlstrom, J. Mullarky and F. Faridazar, The United States Federal Highway Administration's efforts to eliminate alkali-silica reaction in concrete transportation structures, 13 th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction (ICAAR), 2008, Trondheim, Norway, p. 454-463.
Ahlstrom 2012	G.M. Ahlstrom, The United States Federal Highway Administration's alkali-silica reactivity development and deployment program, 14 th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction (ICAAR), 2012, Austin, USA, 013112-AHLS_Nr. 7.pdf
ASTRA 2006a	Alkali-Aggregat-Reaktion in Beton – Wie weiter? Handlungs- und Forschungsbedarf, Kolloquium des ASTRA vom 16. Nov. 2005, Kolloquiumsbericht, Verfasser: Paul Wüst, 5. März 2006, ASTRA, Bern.
ASTRA 2006b	Alkali-Aggregat-Reaktion in Beton – Wie weiter? Handlungs- und Forschungsbedarf, Kolloquium des ASTRA vom 16. Nov. 2005, Schlussfolgerungen, Handlungs- und Forschungsbedarf, Verfasser: Paul Wüst, 31. Mai 2006, ASTRA, Bern.
Baillemont 2000	G. Baillemont, J.B. Delaby, M. Brouxel and P. Rémy, Treatment and monitoring of a bridge damaged by AAR, 11 th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction (ICAAR), 2000 Quebec, Canada, Centre de Recherche Interuniversitaire sur le Béton (CRIB), p. 1099-1108.
Bakker 2003	J. Bakker and F. Postema, Monitoring of concrete structures on ASR: a "smart structure" project, Non-Destructive Testing in Civil Engineering 2003. Deutsche Gesellschaft für Zerstörungsfreie Prüfung E.V..
Bakker 2004	J. Bakker, Monitoring of ASR expansion and moisture in concrete, 12 th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction (ICAAR), 2004, Peking, China, International Academic Publishers, 2004, p.1202-1209.
Bakker 2008	J.D. Bakker, Control of ASR related risks in the Netherlands, 13 th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction (ICAAR), 2008, Trondheim, Norway, p. 22-31.
Bakker 2011	Persönliche Mitteilung, Mail vom 6.11.2011 an Christine Merz, TFB AG, Wildegg.
Blight 1989	G.E. Blight, M.G. Alexander, T.K. Ralph and B.A. Lewis, Effect of alkali-aggregate reaction on the performance of reinforced concrete structure over a six-year period, Magazine of Concrete Research, Vol. 41, No 147, June, 1989, p. 69-77.
Blight 1991	G.E. Blight, The moisture condition in an exposed structure damaged by alkali-silica-reaction, Magazine of Concrete Research, Vol. 43, No 157, Dec., 1991, p. 249-255.
BMVBS 2012	Empfehlungen für die Schadensdiagnose und die Bauliche Erhaltung von AKR-geschädigten Fahrbahndecken aus Beton, Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung BMVBS (Deutschland), April 2012, http://www.sachsen-anhalt.de/index.php?id=53575 .
Bödecker 2003	W. Bödecker, Alkalireaktion im Bauwerksbeton: Ein Erfahrungsbericht, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DafStb), Heft 539, 2003.
Borsje 2002a	H. Borsje, A.J.M. Siemes, F.J. Postema and J.D. Bakker, Pilotproject monitoren van twee viaducten in rijksweg A59 - eindrapport, Dienstkring Autosnelwegen Den Bosch Rijkswaterstaat, 2002.
Borsje 2002b	H. Borsje and W.H.A. Peelen, Monitoring alkali-silica reaction in structures. HE-RON 2002, Vol. 47, no. 2. p. 95-109.
Bühlmann 2010	C. Bühlmann, Instandsetzung der Rorbachbrücke der SBB im Kanton Uri, Veranstaltung Bau und Wissen, Nr. 894621/22, Alkali-Aggregat-Reaktion (AAR) bei Betonbauten: Aktueller Stand der Kenntnisse und Massnahmen zur Vermeidung, 28.01.2010 und 17.06.2010.
Burdin 2011	J. Burdin, Assainissement des Ponts sur la Vispa à VIEGE, Management des Installations Plate-Forme et Ouvrages, CFF, 31.10.2011.
Cândido 2012	W.F. Cândido, N.P. Hasparyk, H. Carasek and P. Monteiro, Study of lithium treatments in mitigating alkali-aggregate reaction, 14 th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction (ICAAR), 2012, Austin, USA, 021811-CAND_Nr. 48.pdf
cemsuisse 2005a	Alkali-Aggregat-Reaktion (AAR) in der Schweiz, cemsuisse (Verband der Schweizerischen Zementindustrie), 2005. Verfügbar unter: http://www.cemsuisse.ch/cemsuisse/forschung/projekte_aar_cemsuisse/index.html?lang=de .

cemsuisse 2005b	Alkali-Aggregat-Reaktion, Fachtagung cemsuisse (Verband der Schweizerischen Zementindustrie), 16. November 2005, Bern. Verfügbar unter: http://www.cemsuisse.ch/cemsuisse/forschung/projekte_aar_cemsuisse/index.html?lang=de .
Cooley 2006	L.A. Cooley and J.W. Brumfield, ASR Benchmarking Workshop Final Report, unpublished, 2006, http://www.fhwa.dot.gov/pavement/pub_details.cfm?id=404 .
Daidai 2012	T. Daidai, O. Andrade and K. Torii, The maintenance and rehabilitation techniques for ASR affected bridge piers with fracture of steel bars, 14 th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction (ICAAR), 2012, Austin, USA, 021411-DAID_Nr. 15.pdf.
Delaby 2004	J.-B. Delaby, M. Brouxel and P. Remy, Monitoring of nine repaired bridges affected by AAR, 12 th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction (ICAAR), 2004, Peking, China, International Academic Publishers, 2004, p. 1215-1218.
Drimalas 2012	Th. Drimalas, K.J. Folliard, M.D.A. Thomas, B. Fournier and A. Bentivegna, Study of the effectiveness of lithium and silane treatments on field structures affected by ASR, 14 th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction (ICAAR), 2012, Austin, USA, 051412-DRIM_Nr. 113.pdf.
Droz 2012	P. Droz, J.-F. Seignol, R. Leroy, L. Boldea and Stucky, Strategy for the rehabilitation of Salanfe dam, 14 th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction (ICAAR), 2012, Austin, USA, 021611-DROZ_Nr. 25.pdf.
Durand 2000	B. Durand, Long-term monitoring results of concrete electrical tower foundations affected by ASR and repaired with different products and repair methods, 11 th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction (ICAAR), 2000 Quebec, Canada, Centre de Recherche Interuniversitaire sur le Béton (CRIB), p. 1049-1058.
Eickschen 2011a	E. Eickschen, Ch. Müller und R. Pierkes, Untersuchungen zur Verzögerung des Schadensfortschritts bei AKR-geschädigten Fahrbahndecken aus Beton, GRIF-FIG, 2011, Nr. 1, S. 5-10.
Eickschen 2011b	E. Eickschen, Ch. Müller und R. Pierkes, Untersuchungen zur Verzögerung des Schadensfortschritts bei AKR-geschädigten Fahrbahndecken aus Beton, Strasse und Autobahn, 2011, Nr. 10, S. 681-689.
Era 2008	K. Era, T. Mihara, A. Kaneyoshi, and T. Miyagawa, Controlling effect of lithium nitrite on alkali-aggregate reaction, 13 th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction (ICAAR), 2008, Trondheim, Norway, p. 70-79.
FHWA 2012	Alkali-Silica Reactivity (ASR) Development and Deployment Program. Federal Highway Administration, http://www.fhwa.dot.gov/pavement/concrete/asr.cfm .
Folliard 2008	K.J. Folliard, M. D. A Thomas, J.H. Ideker, B. East and B. Fournier, Case studies of treating ASR-affected structures with lithium nitrate, 13 th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction (ICAAR), 2008, Trondheim, Norway, p. 90-99.
Folliard 2012	K.J. Folliard, M.D.A. Thomas, B. Fournier, Y. Resendez, Th. Drimalas and A. Bentivegna, Evaluation of mitigation measures applied to ASR-affected concrete elements: preliminary findings from Austin, TX, 14 th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction (ICAAR), 2012, Austin, USA, 051412-FOLL_Nr. 114.pdf.
Fournier 2010	B. Fournier, M.-A. Berube, K.J. Folliard and M. Thomas, Report on the Diagnosis, Prognosis, and Investigation of Alkali-Silica Reaction (ASR) in Transportation Structures, FHWA Report Number FHWA-HIF-09-004, Federal Highway Administration, Washington DC, 2010.
Godart 2012	B. Godart, I. Sims, Ph. Nixon, B. Capra, M. de Rooij and J. Wood, The Rilem guidance on appraisal and management of structures damaged by AAR, 14 th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction (ICAAR), 2012, Austin, USA, 021111-GODA_Nr. 11.pdf.
Hunkeler 1999	F. Hunkeler und H. Ungricht, Korrosionsüberwachung von Bauwerken: Bedeutung und Überblick, Schweizer Ingenieur und Architekt, Nr. 26, 1999, S. 580-583. Artikel kann über http://retro.seals.ch/digbib/home herunter geladen werden.
Hunkeler 2005	F. Hunkeler, Ch. Merz und A. Griesser, Langzeiterfahrung in der Schweiz, Fachtagung Alkali-Aggregat-Reaktion, cemsuisse, 16. November 2005, Bern.
Hunkeler 2007	F. Hunkeler, Ch. Merz und P. Kronenberg, „Alkali-Aggregat-Reaktion: Grundlagen und Massnahmen bei neuen und bestehenden Kunstbauten“, Dokumentation 8213, Bundesamt für Strassen ASTRA, 2007 pp. 132 (unter www.admin.astra.ch als pdf erhältlich).
Hunkeler 2012	F. Hunkeler, Überwachung von AAR-geschädigten Bauwerken, Bau und Wissen, Tagung Nr. 114382, Wildegg, 9.5.2012.

ICAAR 2012	14 th International Conference on Alkali-Aggregate Reactions, May 20-25, 2012, Austin, TX USA.
Indaudi 1995	D. Inaudi ; L. Vulliet, L. Pflug, S. Vurpillot and A. Wyser, Low-coherence sensors for the monitoring of underground works, North American Conference on Smart Structures and Materials, 27.2.-1.3.1995.
infratest 2009	Umfahrung Bremgarten, K 127/K 262, Objekt B-8304: Passarelle Itenhard – Generelle Überprüfung des Pylons, Bericht infratest 5009, 22.9.2009 (unveröffentlicht).
Jensen 2003	V. Jensen, Elgeseter Bridge in Trondheim damaged by ASR: microscopy, expansion and relative humidity measurements, treatment with mono silanes and repair, proc. 9th EMABM, Trondheim, 2003.
Jensen 2004	V. Jensen, Measurements of cracks, relative humidity and effects of surface treatment on concrete structures damaged by alkali silica reaction. 12 th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction in Concrete, Peking, International Academic Publishers, 2004, p. 1245-1253.
Jensen 2008	V. Jensen and Ch. Merz, Alkali-aggregate reaction in Norway and Switzerland - Survey investigations and structural damage, 13th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction (ICAAR), 2008, Trondheim, Norway, p. 785-795.
Krähenbühl 2007	R. Krähenbühl, AAR-Schäden an Kunstbauten des Tiefbauamtes GR, Bericht Nr.: A13c / 1996, Tiefbauamt Graubünden, Abt. Erhaltung Kunstbauten, 22.10.2007.
MacDonald 2012	C.A. MacDonald, Ch. Rogers and R.D. Hooton, The relationship between laboratory and field expansion – Observations at the Kingston outdoor exposure site for ASR after twenty years, 14 th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction (ICAAR), 2012, Austin, USA, 022811-MACD_Nr. 80.pdf.
Marquardt 2008	D. Marquardt, Stand des AKR-Regelwerkes. Strasse und Autobahn Nr. 5, 2008, S. 264-271.
Marquardt 2011	D. Marquardt und K.-H. Rother, Erfahrungen aus Erhaltungsmassnahmen an AKR-geschädigten Betonfahrbahndecken, GRIFFIG 2/2011, S. 2-5.
Merz 2006a	Ch. Merz, F. Hunkeler und A. Griesser: Schäden durch Alkali-Aggregat-Reaktion an Betonbauten in der Schweiz, Forschungsauftrag AGB 2001/471, Bericht VSS Nr. 599, Juli 2006. Bericht kann über http://www.tfb.ch/de/Publikationen/-Publikationsliste.html herunter geladen werden.
Merz 2006b	Ch. Merz und H. Ungricht, Leitfaden zum Umgang mit AAR-geschädigten Bauwerken, Bericht TFB AG im Auftrag der SBB AG, Infrastruktur, Ingenieurbau, 2006..
Merz 2012a	Ch. Merz, Instandsetzungskonzept – Fallbeispiele, Tagung Bau und Wissen von Bau und Wissen Nr. 114382, Wildeg, 9.5.2012.
Merz 2012b	Ch. Merz und A. Leemann, Validierung der AAR-Prüfungen für Neubau und Instandsetzung, Forschungsaufträge AGB 2005/023 und AGB 2006/003, Bericht VSS Nr. 648, Juli 2012.
Neville 1997	A.M. Neville, Properties of concrete, 4 th Edition, Addison Wesley Longman Limited, Harlow, 1997.
Niina 2012	T. Niina, S. Matsumoto, Y. Hisari, D. Murahashi and T. Miyagawa, Fundamental study for controlling ASR expansion by silane penetrant system, 14 th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction (ICAAR), 2012, Austin, USA, 021711-NIIN_N. 41.pdf.
Okuyama 2008	K. Okuyama, K. Ishii, Y. Okuda and K. Torii, Strengthening and monitoring technique for ASR affected footing of bridge Pier, 13th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction (ICAAR), 2008, Trondheim, Norway.
Resendez 2011	B. Resendez, Monitoring of an Outdoor Exposure Site: Evaluating Different Treatment Methods for Mitigation of Alkali-Silica Reactivity in Hardened Concrete, M.S. Thesis, The University of Texas at Austin, 2011.
Rilem 2013	RILEM State-of-the-Art Reports, Vol. 12, Guide to Diagnosis and Appraisal of AAR Damage to Concrete in Structures, Part 1 Diagnosis (AAR 6.1), Eds.: B. Godart, M. de Rooij, J.G.M. Wood, Springer Netherlands, 2013.
Sergi 1991	G. Sergi, C. L. Page and D.M. Thompson, Electrochemical induction of alkali-silica reaction in concrete, Materials and Structures, Volume 24 (5), 1991, p. 359-361.
Shayan 2012	A. Shayan, A. Xu and R. Salamy, Confinement of AAR expansion in cylindrical reinforced columns by CFRT wrapping, 14 th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction (ICAAR), 2012, Austin, USA, 022411-SHAY_Nr. 79.pdf.
SIA 2011	Norm SIA 269/2, Erhaltung von Tragwerken – Betonbau, Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein SIA, 2011.

SIA 2012	Merkblatt SIA 2042 Vorbeugung von Schäden durch die Alkali-Aggregat-Reaktion (AAR) bei Betonbauten, Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein SIA, 2012.
Siemes 2000	T. Siemes and J. Gulikers, Monitoring of reinforced concrete structures affected by alkali-silica reaction, 11 th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction (ICAAR), 2000, Quebec, Canada, Centre de Recherche Interuniversitaire sur le Béton (CRIB), p. 1205-1214.
TFB 2008	Obere Zollbrücke Landquart, AAR-Auslagerungsversuch: Restquellmass, Tiefbauamt Graubünden, Chur, Bericht TFB U 873900-01 vom 30.6.2008 (unveröffentlicht).
TFB 2011	Bremgarten IO, K127/262, B-8304, Passarelle Itenhard - Pylon - Hydrophobierung und AAR, Departement Bau, Verkehr und Umwelt Kt. Aargau, Abteilung Tiefbau, Unterabteilung Realisierung, Aarau, TFB U 113012 vom 14.11.2011 (unveröffentlicht).
TFB 2013a	Rorbachbrücke Wassen – Göschenen, km 66.904, Überwachung der Entwicklung der AAR am Bauwerk – Schlussbericht, Schweizerische Bundesbahnen SBB, Infrastruktur Überwachung Ingenieurbau, Goldau, Bericht TFB U 883902, 21.1.2013 (unveröffentlicht).
TFB 2013b	Bremgarten IO, K127/262, B-8304, Passarelle Itenhard – Pylon – Überwachung Hydrophobierung und AAR, Departement Bau, Verkehr und Umwelt Kt. Aargau, Abteilung Tiefbau, Unterabteilung Realisierung, Aarau, Bericht TFB U 123007 (unveröffentlicht).
Thomas 2012	M.D.A. Thomas, K.J. Folliard, B. Fournier, Th. Drimalas and P. Rivard, Study of remedial actions on highway structures affected by ASR, 14 th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction (ICAAR), 2012, Austin, USA, 051612-THOM_Nr. 117.pdf.
Torii 2012	K. Torii, I. Prasetia, T. Minato and K. Ishii, The feature of cracking in prestressed concrete bridge girders deteriorated by alkali-silica-reaction, 14 th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction (ICAAR), 2012, Austin, USA, 21311-TORI_Nr. 14.pdf.
Ueda 2005	T. Ueda, Y. Yoshida, K. Yamaguchi, A. Nanasawa, Influence of electrochemical treatment condition on electrophoresis of Lithium ion and ASR expansion of Concrete. Cement Scienc and Concrete Technology, No. 59, 2005, p. 483-489.
Ueda 2008	T. Ueda, H. Naitou, M. Nagura, K. Sano and T. Miyagawa, Design system for electrochemical corrosion control techniques considering their effect on alkali-silica reaction, 13 th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction (ICAAR), 2008, Trondheim, Norway, p. 1312-1321.
Ueda 2012	T. Ueda and A. Nanasawa, Effect of electrochemical penetration of lithium ions on concrete expansion due to ASR, 14 th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction (ICAAR), 2012, Austin, USA, 022311-UEDA_Nr. 78.pdf.
Utsunomiya 2012	K. Utsunomiya, H. Uenakada, K. Sakiya, T. Niina and Y. Adachi. Cracking behavior and deterioration suppression effect of protective surface conations on ASR affected structures, 14 th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction (ICAAR), 2012, Austin, USA, 021711-UTSU_Nr. 43.pdf.
Vurpillot 1995	S. Vurpillot, D. Inaudi and P. Mivelaz, Low-coherence deformation sensors for the monitoring of concrete structures, Euopean Symposium on Optics for Environmental and Public Safety, 22.-23.6.1995, München.
Wälchli 2005	T. Wälchli and E. Brühwiler, Tragverhalten von Kunstbauten aus Stahlbeton mit Alkali-Aggregat-Reaktion (AAR) – Sachstandbericht, Eidg. Verkehrs- und Energiewirtschaftsdepartement, Bundesamt für Strassenbau, VSS-Bericht Nr. 584, März 2005.
Wood 2004	J.G.M. Wood, When does AAR stop: in the laboratory and in the field?. 12 th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction (ICAAR), 2004, Peking, China, International Academic Publishers, 2004, p. 1016-1024.

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

Formular Nr. 3: Projektabschluss

erstellt / geändert am: 25.5.2013 / 1.6.2013

Grunddaten

Projekt-Nr.: AGB 2008/008_OBF

Projekttitel: Instandsetzung und Monitoring von AAR-geschädigten Stützmauern

Enddatum: 30.5.2013

Texte

Zusammenfassung der Projektergebnisse:

Die Anzahl der Bauwerke mit Schäden wegen der Alkali-Aggregat-Reaktion (AAR) hat in den letzten Jahr stetig zugenommen. Die Kenntnisse zur Instandsetzung und zur Kinetik des AAR-Prozesses sind aber ungenügend. Diese zu erweitern war Gegenstand dieses Projektes.

Die Hauptarbeiten wurden an AAR-geschädigten Stützmauern an der Simplonstrasse (Kanton Wallis) ausgeführt. Eine von zwei Testflächen wurde hydrophobiert. Damit sollte die einfachste Art der Instandsetzung nachgestellt werden. Zur Ergänzung dieser Untersuchung konnten die Instandsetzung, die Art der Überwachung und die Ergebnisse des Monitoring der Rorbachbrücke der SBB zwischen Wassen und Göschenen (Kanton Uri), der Pylon der Passarelle Itenhard in Bremgarten (Kanton Aargau) und die Obere Zollbrücke in Landquart (Kanton Graubünden) in das Projekt einbezogen werden.

Zur Instandsetzung von AAR-geschädigten Bauwerken ergaben sich folgende Ergebnisse:

- Die Hydrophobierung der Betonoberfläche ist eine einfache Massnahme und reduziert den Wassergehalt im Beton. Je nach Art und Abmessungen des Bauteils kann sie die AAR verlangsamen.
- Andere Massnahmen (z.B. Aufbringen einer Abdichtung, Vorsatzbeton) können die AAR wirksam verlangsamen oder sogar stoppen.

Für das Monitoring wurden verschiedenartige Methoden eingesetzt und unterschiedliche Messungen durchgeführt. Folgende Schlüsse können gezogen werden:

- Der Wassergehalt hat einen entscheidenden Einfluss auf die AAR und muss immer gemessen werden.
- Die periodische Bestimmung des Rissbreitenindex oder die periodische Messung der Längenänderung (Deformationsmessungen) ist für eine sichere Beurteilung innerhalb von wenigen Jahren nicht zielführend. Für Messungen in grossen zeitlichen Abständen mag dies ausreichend sein.
- Die kontinuierliche Bestimmung der Längenänderung mit Extensometern erlaubt, innerhalb von 2 bis 3 Jahren die Geschwindigkeit der AAR zu ermitteln. Die Beurteilung der Wirksamkeit von Instandsetzungsmassnahmen erfordert aber eine deutlich längere Messzeit.

Zielerreichung:

Die im Rahmen dieses Projektes ausgeführten Arbeiten erlauben, die heute verfügbare Methoden zur Instandsetzung und zur Überwachung sowie deren Einsatzmöglichkeiten und -grenzen zu beurteilen. Sie ermöglichen auch, Empfehlungen zur Überwachung von AAR-gefährdeten oder geschädigten Bauwerken und Hinweise für deren zielsichere Anwendung zu geben.

Hinsichtlich der Wirkung von verschiedenen Instandsetzungsmassnahmen (Hydrophobierung, Abdichtung, Vorsatzbeton) konnten wesentliche Erkenntnisse gewonnen werden. Es konnte gezeigt werden, dass die Betonfeuchtigkeit einen massgebenden Einfluss auf die Kinetik der AAR hat. Wegen der langsamen Änderung der Betonfeuchtigkeit sind in der Regel lange Messzeiten nötig, um den Erfolg einer bestimmten Massnahme sicher beurteilen zu können. Die Geschwindigkeit der Änderung der Betonfeuchtigkeit ist stark von der Art und der Geometrie des Bauteils abhängig.

Folgerungen und Empfehlungen:

Die Kenntnisse über die zweckmässige Instandsetzung von AAR-geschädigten Bauwerken und über die Kinetik der Alkali-Aggregat-Reaktion sind trotz den durchgeführten Untersuchungen noch nicht ausreichend. Einerseits müssen die Messzeiten wesentlich verlängert werden, um eine verlässliche Basis für Prognosen des zeitlichen Verlaufs von AAR-Schäden zur Verfügung zu haben. Andererseits sollten andere Objekte mit anderen Betonen instrumentiert und untersucht werden. Insbesondere sollte ein Pilotversuch zur Instandsetzung einer von hinten stark durchfeuchteten Stützmauer durchgeführt werden.

Neben den Untersuchungen an alten Bauwerken sollten neue, mit AAR-beständigem Beton gemäss Merkblatt SIA 2042 erstellte Bauwerke untersucht werden, um die Wirkung bzw. den Erfolg der heutigen betontechnologischen Massnahmen gegen die Alkali-Aggregat-Reaktion und die Selektivität der Beton-Performance zu prüfen. Der Einsatz eines Monitoringsystems mit Extensometern kann dazu eine rasche und klare Antwort liefern.

Publikationen:

F. Hunkeler, Überwachung von AAR-geschädigten Bauwerken, Bau und Wissen, Tagung Nr. 114382, Wildegg, 9.5.2012

Der Projektleiter/die Projektleiterin:

Name: Hunkeler Vorname: Fritz

Amt, Firma, Institut: TFB AG, Lindenstrasse 10, CH-5103 Wildegg

Unterschrift des Projektleiters/der Projektleiterin:



FORSCHUNG IM STRASSENWESEN DES UVEK

Formular Nr. 3: Projektabschluss

Beurteilung der Begleitkommission:

Beurteilung:

Das Projekt behandelt ein weltweit wichtiges Thema, zu dem in der Schweiz praktisch keine Forschungsergebnisse vorhanden sind.

Der Bericht ist gut strukturiert. Die dargelegten Erkenntnisse und Folgerungen sind fundiert und verständlich. Im Bericht sind die durchgeführten, umfangreichen Untersuchungen und die Auswertung der Resultate der verschiedenen Feldmessungen gut dargelegt. Wegen der Langfristigkeit des AAR-Prozesses und der Änderung des Wasserhaushaltes von Betonbauten sind die Ergebnisse und Folgerungen noch nicht abschliessend. Sie geben jedoch bereits wichtige Erkenntnisse für die Praxis.

Umsetzung:

Die Ergebnisse der Arbeit können von Eigentümern von AAR-geschädigten Bauwerken und der beauftragten Planern in der Praxis direkt genutzt werden, um die zeitliche Entwicklung der AAR-bedingten Schäden zu messen und um Instandsetzungsmassnahmen und deren Überwachung zu planen und auszuführen.

weitergehender Forschungsbedarf:

Die Untersuchungen an den instrumentierten Bauwerken sollten weiter geführt und auf weitere geschädigte Bauten (z.B. Stützmauern mit Durchfeuchtung von der Rückseite) ausgedehnt werden. Weiterhin sollten neue Bauteile mit AAR-beständigem Beton für ein langfristiges Monitoring ausgerüstet werden, um die Wirkung der heutigen Massnahmen zu beurteilen.

Einfluss auf Normenwerk:

Die Ergebnisse können in die Revision der Norm SIA 269/2 "Erhaltung von Tragwerken - Betonbau" einfließen.

Der Präsident/die Präsidentin der Begleitkommission:

Name: Käser

Vorname: Martin

Amt, Firma, Institut: Baudirektion Kanton Zürich, Tiefbauamt, Walcheplatz 2, CH-8090 Zürich

Unterschrift des Präsidenten/der Präsidentin der Begleitkommission:



Verzeichnis der Berichte der Forschung im Strassenwesen

Bericht-Nr.	Projekt Nr.	Titel	Datum
1356	SVI 2007/014	Kooperation an Bahnhöfen und Haltestellen <i>Coopération dans les gares et arrêts</i> <i>Coopération at railway stations and stops</i>	2011
1362	SVI 2004/012	Aktivitätenorientierte Analyse des Neuverkehrs Activity oriented analysis of induced travel demand Analyse orientée aux activités du trafic induit	2012
1361	SVI 2004/043	Innovative Ansätze der Parkraumbewirtschaftung Approches innovantes de la gestion du stationnement Innovative approaches to parking management	2012
1357	SVI 2007/007	Unaufmerksamkeit und Ablenkung: Was macht der Mensch am Steuer? Driver Inattention and Distraction as Cause of Accident: How do Drivers Behave in Cars? L'inattention et la distraction: comment se comportent les gens au volant?	2012
1360	VSS 2010/203	Akustische Führung im Strassentunnel Acoustical guidance in road tunnels Guidage acoustique dans les tunnels routiers	2012
1365	SVI 2004/014	Neue Erkenntnisse zum Mobilitätsverhalten dank Data Mining? De nouvelles découvertes sur le comportement de mobilité par Data Mining? New findings on the mobility behavior through Data Mining?	2011
1359	SVI 2004/003	Wissens- und technologientransfer im Verkehrsbereich Know-how and technology transfer in the transport sector Transfert de savoir et de technologies dans le domaine des transports	2012
1363	VSS 2007/905	Verkehrsprognosen mit Online -Daten Pronostics de trafic avec des données en temps réel Traffic forecast with real-time data	2011

1367	VSS 2005/801	Grundlagen betreffend Projektierung, Bau und Nachhaltigkeit von Anschlussgleisen Principes de bases concernant la conception, la construction et la durabilité de voies de raccordement Basic Principles on the Design, Construction and Sustainability of Sidings	2011
1370	VSS 2008/404	Dauerhaftigkeit von Betongranulat aus Betongranulat	2011
1373	VSS 2008/204	Vereinheitlichung der Tunnelbeleuchtung	2012
1369	VSS 2003/204	Rétention et traitement des eaux de chaussée	2012
648	AGB 2005/023 + AGB 2006/003	Validierung der AAR-Prüfungen für Neubau und Instandsetzung	2011
1371	ASTRA 2008/017	Potenzial von Fahrgemeinschaften <i>Potential du covoiturage</i> <i>Potential of Car Pooling</i>	2011
1374	FGU 2004/003	Entwicklung eines zerstörungsfreien Prüfverfahrens für Schwiessnähte von KDB <i>Développement d'une méthode d'essais non-déstructif pour des soudures de membranes polymères d'étanchéité</i> <i>Development of a nondestructive test method for welded seams of polymeric sealing membranes</i>	2012
1375	VSS 2008/304	Dynamische Signalisierungen auf Hauptverkehrsstrassen <i>Signalisations dynamiques sur des routes principales</i> <i>Dynamic signalling at primary distributors</i>	2012
1376	ASTRA 2011/008_004	Erfahrungen im Schweizer Betonbrückenbau <i>Expériences dans la construction de ponts en Suisse</i> <i>Experiences in Swiss Bridge Construction</i>	2012
1379	VSS 2010/206_OBF	Harmonisierung der Abläufe und Benutzeroberflächen bei Tunnel-Prozessleitsystemen <i>Harmonisation of procedures and user interface in Tunnel-Process Control Systems</i> <i>Harmonisation des processus et des interfaces utilisateurs dans les systèmes de supervision de tunnels</i>	2012
1380	ASTRA 2007/009	Wirkungsweise und Potential von kombinierter Mobilität <i>Mode of action and potential of combined mobility</i> <i>Mode d'action et le potentiel de la mobilité combinée</i>	2012

1381	SVI 2004/055	Nutzen von Reisezeiteinsparungen im Personenverkehr <i>Bénéfices liés à une réduction des temps de parcours du trafic voyageur</i> <i>Benefits of travel time savings in passenger traffic</i>	2012
1383	FGU 2008/005	Einfluss der Grundwasserströmung auf das Quellverhalten des Gipskeupers im Chienbergtunnel <i>Influence de l'écoulement souterrain sur le gonflement du Keuper gypseux dans le Tunnel du Chienberg</i> <i>Influence of groundwater flow on the swelling of the Gipskeuper formation in the Chienberg tunnel</i>	2012
1386	VSS 2006/204	Schallreflexionen an Kunstbauten im Strassenbereich <i>Réflexions du trafic routier aux ouvrages d'art</i> <i>Noise reflections on structures in the street</i>	2012
1387	VSS 2010/205_OBF	Ablage der Prozessdaten bei Tunnel-Prozessleitsystemen <i>Data storage in tunnel process control systems</i> <i>Enregistrement ds données de systèmes de supervision de tunnels</i>	2012
649	AGB 2008/012	Anforderungen an den Karbonatisierungswiderstand von Betonen <i>Exigences par rapport à la résistance à la carbonatation des bétons</i> <i>Requirements for the carbonation resistance of concrete mixes</i>	2012
650	AGB 2005/010	Korrosionsbeständigkeit von nichtrostenden Betonstählen <i>Résistance à la corrosion des aciers d'armature inoxydables</i> <i>Use of stainless steels in concrete structures</i>	2012