

Schäden durch Alkali-Aggregat-Reaktion an Betonbauten in der Schweiz

**Dégâts dus à la réaction alcali-granulats dans les
ouvrages en béton en Suisse**

**Damages due to alkali-aggregate reaction in concrete
structures in Switzerland**

**TFB, Technische Forschung und Beratung für Zement und Beton, Wildegg
Ch. Merz, Dr ès sciences, dipl. géol. UNIL
F. Hunkeler, Dr. sc. tech., Dipl. Ing. ETH/SIA
A. Griesser, Dr. sc. tech., Dipl. Natw. ETH**

**Forschungsauftrag AGB2001/471 auf Antrag der
Arbeitsgruppe Brückenforschung (AGB)**

Juli 2006

599



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

Schäden durch Alkali-Aggregat- Reaktion an Betonbauten in der Schweiz

**Dégâts dus à la réaction alcali-granulats dans les ouvrages
en béton en Suisse**

**Damages due to alkali-aggregate reaction in concrete
structures in Switzerland**

**TFB, Technische Forschung und Beratung für Zement und
Beton, Wildegg**

**Ch. Merz, Dr. ès sciences, dipl. géol. UNIL
F. Hunkeler, Dr. sc. tech., Dipl. Ing. ETH/SIA
A. Griesser, Dr. sc. tech., Dipl. Natw. ETH**

**Forschungsauftrag AGB2001/471 auf Antrag der
Arbeitsgruppe Brückenforschung (AGB)**

Vorwort

Die Alkali-Aggregat-Reaktion im Beton (AAR) beschäftigt seit über sechzig Jahren Fachspezialisten auf der ganzen Welt. Trotz jahrzehntelanger Forschung bleiben viele wichtige Fragen zu diesem komplexen Schadenmechanismus unbeantwortet. Die Erfassung und Beurteilung der Auswirkungen der AAR-Schäden auf die Tragsicherheit und Gebrauchstauglichkeit bereitet nach wie vor Schwierigkeiten. Dies ist unbefriedigend. Ebenso unbefriedigend sind auch die bisherigen Lösungen für die Instandsetzung und den Schutz von geschädigten Bauwerken. Meist kann die Schadenentwicklung gebremst, die eigentliche Schadenursache jedoch nicht bekämpft werden. In stark betroffenen Ländern gibt es deshalb seit einigen Jahren Richtlinien und Normen zur Vorbeugung der AAR-Schäden im Neubau.

Mit der zunehmenden Zahl von betroffenen Bauwerken in der Schweiz drängte sich die Frage nach dem aktuellen und noch zu erwartenden Ausmass der Schäden und dem notwendigen Handlungsbedarf bei Neubauten auf. Das Bundesamt für Strassen (ASTRA) gab das vorliegende Forschungsprojekt in Auftrag, um eine Übersicht zur Situation in der Schweiz zu erhalten.

Die zahlreichen geschädigten Bauwerke, die im Rahmen des Projektes erfasst und beschrieben wurden, erlauben einen Überblick sowohl über die Art der gefährdeten Bauwerke, wie auch über deren geographische Verteilung in der ganzen Schweiz. Damit konnte die Forschungsstelle wertvolle Grundlagen für die notwendigen Empfehlungen beim Neubau schaffen. Von der Normenkommission SIA 262 „Betonbau“ ist diese Arbeit soeben in Angriff genommen worden.

Der vorliegende Bericht behandelt auch die im Ausland empfohlenen Vorgehensweisen zur Untersuchung, Beurteilung und Überwachung von geschädigten Bauwerken. Eine Einschätzung der Schadenssituation in der Schweiz beruht auf einigen dieser ausländischen Beurteilungskriterien.

Die Untersuchungsergebnisse illustrieren und bestätigen den dringenden Forschungsbedarf bei der ingenieurmässigen Beurteilung von geschädigten Bauten und bei der Definition von Grenzwerten im Neubau bzgl. der Reaktivität von Schweizer Gesteinskörnungen und der AAR-Beständigkeit von Betonen.

Der vorliegende Bericht wurde auf Antrag der Arbeitsgruppe Brückenforschung im Rahmen des Forschungsauftrages AGB2001/471 des Bundesamtes für Strassen ausgearbeitet. Die Begleitkommission A der Arbeitsgruppe Brückenforschung (Mitglieder: Michel Donzel, Dr. Fritz Hunzler (ab 2006), Dr. Martin Käser, Willi Schuler (ab 2006), Prof. Dr. Wittmann (bis Ende 2005)) begleitete unter der Leitung von Paul Wüst die Arbeiten.

Die Autoren danken allen kantonalen Tiefbauämtern, die der TFB freundlicherweise wertvolle Informationen zu ihren Bauwerken zukommen liessen und für die interessanten Diskussionen bei den gemeinsamen Objektbegehungen. Die privaten und öffentlichen Auftraggeber, die weitergehende Bauwerksuntersuchungen finanzierten, sind zu zahlreich als dass wir sie alle einzeln erwähnen können. Ihnen sei hier ebenfalls herzlich gedankt. Besonders erwähnen möchten wir jedoch den Kanton Waadt, der auf wegweisende Art bauwerksübergreifende Untersuchungen angeordnet hat und uns somit Erfahrungen und Erkenntnisse verschafft hat, die direkt in diesen Bericht einfliessen konnten.

Wir laden alle Leserinnen und Leser ein, ihre eigenen Erfahrungen und Kenntnisse den Autoren zugänglich zu machen. Damit können der Kenntnisstand über AAR-Schäden in der Schweiz vervollständigt und noch bestehende Lücken in diesem Bericht geschlossen werden. Dieses Wissen wird in die zukünftigen Empfehlungen einfliessen.

Wildeg, im Juli 2006

Die Autoren

Inhaltsverzeichnis

	Vorwort	1
	Zusammenfassung	4
	Résumé	5
	Summary	6
1	Einführung	7
1.1	Ausgangssituation	7
1.2	Zielsetzungen des Projektes	7
1.3	Vorgehen	7
2	Einführung in die Alkali-Aggregat-Reaktion	9
2.1	Reaktionstypen und reaktive Mineralphasen und Gesteine	9
2.1.1	Alkali-Kieselsäure-Reaktion und Alkali-Silikat-Reaktion	9
2.1.2	Alkali-Karbonat-Reaktion	11
2.2	Reaktionsmechanismus	11
2.2.1	Alkali-Kieselsäure- bzw. Alkali-Silikat-Reaktion	11
2.2.2	Alkali-Karbonat-Reaktion	14
2.3	Einflussfaktoren der Alkali – Aggregat – Reaktion	14
2.3.1	Alkaligehalt des Betons	14
2.3.2	Gehalt, Art und Korngrösse der reaktiven Gesteinskörnungen	16
2.3.3	Zugabe von Zusatzstoffen, bzw. Zusammensetzung der Porenlösung	16
2.3.4	Umgebungsbedingungen	18
2.3.5	Weitere Faktoren	20
2.3.6	Zusammenfassung	23
3	Untersuchungsmethoden bei AAR-Schäden	24
3.1	Zustandsuntersuchung vor Ort	24
3.1.1	Beschaffung bestehender Unterlagen	24
3.1.2	Visuelle Schadenbildaufnahme	25
3.1.3	Zerstörungsfreie Prüfungen	26
3.2	Laborprüfungen	28
3.2.1	Mikroskopische Untersuchungen	28
3.2.2	Mechanische Prüfungen	29
3.2.3	Physikalische Prüfungen	29
3.2.4	Chemische Prüfungen	29
3.2.5	Sonstige Untersuchungsmethoden	30
3.3	Schadenindices	30
3.3.1	Damage Rate Index	30
3.3.2	Stiffness Damage Index	31
3.3.3	Rissindex	31
3.4	Prognose der Schadenentwicklung	33
3.4.1	Bestimmung des Restquellmasses	33
3.4.2	Monitoring	34
3.5	Zusammenfassung der Methoden für die Bauwerksuntersuchung	34
4	Beurteilung von AAR-Schäden	35
4.1	Vorgehen bei der Beurteilung (Nationale Richtlinien)	35
4.2	Schädigungsgrad: Schadenausmass und –intensität	36
4.2.1	Verminderung der mechanischen Betoneigenschaften	37
4.2.2	Beeinträchtigung der übrigen Betoneigenschaften	39
4.3	Schadenentwicklung	40
4.4	Bedeutung des Schadens	41
5	Massnahmen	42
5.1	Neubau	42
5.1.1	Internationale Normen und Richtlinien	42
5.2	Instandsetzung	45

5.2.1	Oberflächenschutz	45
5.2.2	Rissinjektionen	47
5.2.3	Lithiumsalze	47
5.2.4	Bewehrung	47
5.2.5	Reprofilieren	48
5.2.7	Entspannen	48
6	Ergebnisse der Erhebungen in der Schweiz	49
6.1	Übersicht über die gesammelten Daten	49
6.1.1	Datenerfassung	49
6.1.2	Von der Forschungsstelle besichtigte oder untersuchte Bauwerke	50
6.2	Auswertung	50
6.2.1	Bauwerkstypen	50
6.2.2	Bauwerksalter	51
6.2.3	Schadenausmass	54
6.2.3.1	Schadenverbreitung	54
6.2.3.1.1	Mauern	54
6.2.3.1.2	Brücken	58
6.2.3.1.3	Tunnel und Galerien	65
6.2.3.1.4	Diverse Bauten	67
6.2.3.2	Situation des Bauwerks oder Bauteils	70
6.2.3.2.1	Geographische Orientierung, Besonnung	70
6.2.3.2.2	Feuchtigkeit	71
6.2.3.2.3	Betonzusammensetzung und -qualität	73
6.2.3.2.4	Höhe über Meer	77
6.2.3.2.5	Bewehrung, Spannungsverhältnisse	78
6.2.3.3	Intensität des Schadens	79
6.2.3.3.1	Risstiefen und -breiten, Schalenrisse	79
6.2.3.3.2	Kumulierte Rissbreiten: Rissbreitenindex	83
6.2.3.3.3	Gefügeschädigung und Verminderung der mechanischen Eigenschaften	84
6.2.4	Schadenentwicklung	88
6.2.5	Beurteilung der erfassten Schäden	90
6.3	Geographische Verteilung	93
7	Schlussfolgerungen	95
8	Empfehlungen für Zustandsuntersuchungen	100
9	Empfehlungen für Massnahmen im Neubau	102
9.1	Risikoklassen	102
9.2	Expositionsclassen	105
9.3	Präventionsstufen	107
9.4	Massnahmen	108
10	Forschungsbedarf	110
11	Bibliographie	111
Anhang 1:	AAR-Merkblatt und Checkliste für Zustandsuntersuchungen	124
	Notice et checkliste RAG pour le relevé d'état	128
Anhang 2:	Ausländische Richtlinien, Zusammenfassungen	134
	Französische Richtlinie des LCPC	134
	Deutsche Richtlinie des DAfStb	137
	Englische Richtlinie der ISE	139
	Niederländische CUR-Empfehlung	144
	Empfehlung RILEM für Massnahmen im Neubau	148

Zusammenfassung

Ziel der vorliegenden Forschungsarbeit war es, eine Übersicht von der Situation der Schäden durch Alkali-Aggregat-Reaktion (AAR) an Betonbauten in der Schweiz zu gewinnen. In der Schweiz entwickeln sich diese Schäden infolge der chemischen Instabilität (Reaktivität) der Gesteinskörnungen im Beton sehr langsam, über Jahrzehnte hinweg. Die Problematik wurde erst in den letzten 10 Jahren aktuell, als zahlreiche Bauten aus den Jahren 1960-1980, während denen der grösste Teil des heutigen Strassennetzes gebaut worden ist, begannen, Schäden zu zeigen.

Die Bedeutung dieser Schäden ist schwierig zu beurteilen, da die Schweiz regional sehr unterschiedlich betroffen ist. Die Erfahrungen und Einschätzungen des Handlungsbedarfes ändern sich deshalb von Kanton zu Kanton. Auf ausländische Erfahrungen, Richtlinien und Normen zurückgreifen ist heikel, da die ausschlaggebenden geologischen, klimatischen und baulichen Verhältnisse nur teilweise vergleichbar sind.

Die Forschungsstelle hat zu diesem Zweck das Auftreten der AAR-Schäden anhand der regionalen Verteilung und der Art der betroffenen Bauwerke und Bauteile flächendeckend in der Schweiz erfasst. Die Schadenbilder an über 400 Bauwerken wurden aufgrund von visuellen Zustandserfassungen und teilweise mit Laborprüfungen an Bauwerksproben beurteilt.

Die Erhebungen bestätigten, dass vor allem Betonbauten in den Alpen- und Voralpengebieten sowie am Jurasüdfuss und im Tessin von AAR-Schäden betroffen sind. Im Mittelland hingegen treten verhältnismässig wenige Schäden auf. Gefährdet sind vor allem Mauern aller Art, sowie bewitterte und durchfeuchtete Bauteile anderer Bauwerksarten. Die vorgefundenen Schäden können grob wie folgt eingestuft werden:

- ca. 40-50% der Bauwerke zeigen geringfügige Schäden und eine langsame Schadenentwicklung.
- ca. 40-50% der Bauwerke zeigen mittlere bis grosse Schäden und eine langsame Schadenentwicklung.
- ca. 10-20% der Bauwerke zeigen grosse bis sehr grosse Schäden und eine rasche Schadenentwicklung.

Die AAR führt zu einer Beeinträchtigung der Betoneigenschaften, insbesondere der mechanischen Festigkeiten. Die Druckfestigkeit reagiert dabei weniger empfindlich auf die Rissbildung als die Zugfestigkeit und der E-Modul, bei denen Verluste bis 70% festgestellt wurden.

Die vertieften Bauwerksuntersuchungen zeigen, dass die visuelle Zustandsuntersuchung zwar Hinweise auf den Bauwerkszustand geben kann, aber keine genauere Zustandsbeurteilung erlaubt, da sich die oberflächlichen Rissbilder von den Schäden im Betonkern oder an der Bauteilrückseite unterscheiden. Dazu gehört das Auftreten von Schalenrissen, die sich mit fortschreitender Schadenentwicklung bilden. Aufgrund der gesammelten Erfahrungen werden Empfehlungen zur Zustandsuntersuchung von AAR-geschädigten Bauwerken formuliert.

Die Untersuchungsergebnisse deuten darauf hin, dass sich die Anzahl der AAR-Schäden bezogen auf das Bauvolumen in Zukunft nicht wesentlich ändern wird. Angesichts des Ausmasses, welches die Schäden erreichen können, der Bedeutung der betroffenen Bauteile und der bis heute weltweit fehlenden dauerhaften Instandsetzungsmöglichkeiten, drängen sich präventive Massnahmen beim Neubau auf. Diesbezüglich hat die Forschungsstelle einen Vorschlag für die Risikobeurteilung ausgearbeitet, der als Grundlage für eine Richtlinie dienen kann.

Die Erhebungen und der Vergleich mit den ausländischen Erfahrungen zeigen, dass neben prüftechnischen und methodischen Fragestellungen ein grundlegender Forschungsbedarf sowohl bei der Zustandserfassung und -beurteilung und der Prognose der weiteren Schadenentwicklung wie auch bei Präventions-, Schutz- und Instandsetzungsmassnahmen besteht.

Résumé

L'objectif du présent travail de recherche est une vue d'ensemble des dégâts dus à la réaction alcali-granulats (RAG) dans les ouvrages d'art en béton en Suisse. Ces désordres se développent très lentement, durant des décennies, à cause de l'instabilité chimique (réactivité) des granulats dans les bétons. La problématique a été seulement reconnue ces dix dernières années, lorsque de nombreux ouvrages datant des années 1960-1980 -à l'époque où la plus grande partie de notre réseau routier a été construite- commencèrent à montrer des dégradations.

L'évaluation de la signification de ces désordres s'avérait difficile, parce que la Suisse est touchée très différemment selon les régions. Les expériences et les estimations du besoin d'agir varient d'un canton à l'autre. Il était aussi délicat de se référer aux expériences, recommandations et normes étrangères parce que les conditions géologiques et climatiques ainsi que les façons de construire ne sont que partiellement comparables d'un pays à l'autre.

A cette fin, les auteurs ont répertorié dans toute la Suisse les dégâts dus à l'alcali-réaction avec leur distribution régionale et les types d'ouvrages atteints. Les dégradations de plus de 400 ouvrages ont été examinées par des inspections visuelles, en partie complétées par des essais en laboratoire sur des échantillons d'ouvrage.

Les relevés confirment que ce sont surtout les Alpes et Préalpes, ainsi que le pied du Jura et le Tessin qui sont touchés par des dégâts RAG. Par contre le plateau suisse ne présente en comparaison que peu de dégâts. Menacés sont avant tout les murs de toute sorte, ainsi que des éléments d'autres types d'ouvrages exposés aux intempéries et à d'autres sources d'humidité.

Une première évaluation des dégâts répertoriés donne les résultats suivants:

- environ 40-50% des ouvrages montrent de faibles dégradations et une évolution lente de l'alcali-réaction.
- environ 40-50% des ouvrages montrent des dégradations moyennes à grandes et une évolution lente de l'alcali-réaction.
- environ 10-20% des ouvrages montrent des dégradations moyennes à grandes et une évolution rapides de l'alcali-réaction.

La RAG influence négativement les propriétés des bétons, notamment les résistances mécaniques. La résistance à la compression diminue moins en fonction de la fissuration du béton que la résistance à la traction et le module d'élasticité, pour lesquels on a constaté des pertes jusqu'à 70%.

Les investigations approfondies des ouvrages montrent que les relevés visuels peuvent fournir des indices de l'état du béton, mais ne permettent pas une appréciation précise, parce que la fissuration superficielle se distingue de celle au coeur du béton ou de la partie arrière de l'élément d'ouvrage. Les fissures de délamination qui se forment au fur et à mesure du développement de la RAG en sont un exemple. Sur la base de ces expériences, des recommandations pour les investigations de l'état des ouvrages atteints de la RAG ont été formulées.

Les résultats indiquent qu'à l'avenir le nombre de dégâts RAG rapporté au volume d'ouvrages construits ne changera pas fondamentalement. Compte tenu de la gravité que les dégradations peuvent atteindre, de l'importance fonctionnelle des éléments d'ouvrages concernés et du fait que les méthodes de remise en état durables manquent actuellement dans le monde entier, des mesures préventives pour les nouvelles constructions s'imposent. Les auteurs ont élaboré une proposition de l'évaluation du risque RAG qui peut servir de base pour des recommandations de prévention.

Les résultats et la comparaison avec les expériences étrangères mettent en évidence le besoin de recherches tant dans le domaine du relevé et de l'évaluation d'état et du pronostic de son futur développement que dans le domaine des mesures de prévention, de protection et de remise en état, auxquels s'ajoutent des questions méthodologiques et analytiques.

Summary

The objective of this research project was to gain an overview on the Swiss situation of concrete structures damaged by the alkali-aggregate-reaction (AAR). In Switzerland the damages due to the chemical instability of the concrete aggregate develop very slowly, over several decades. Problems with AAR became significant only within the last 10 years, when numerous structures built in the years from 1960 to 1980 -the period when the largest portion of the Swiss road network has been constructed- started to show signs of deterioration.

The evaluation of the significance of these damages is difficult, since the various regions of Switzerland are affected very differently. Experiences and appreciation vary, therefore, from canton to canton. To use foreign experiences, guidelines and standards may not be appropriate, since the determining geological, climatic and constructional conditions are only partly comparable.

The project team has collected data all over Switzerland to the regional distribution of structures damaged by AAR as well as to the type of the structures and the components of structures with signs of AAR. The damages of over 400 structures have been analysed and characterised by visual assessment and, additionally, partly by laboratory tests on cores.

The investigation confirmed that especially the concrete structures in the alpine and pre-alpine regions as well as southern part of the Jura and the Tessin (south of the Alps) are affected by damages due to AAR. Mainly all sorts of walls as well as components of other structures exposed to rain or being soaked are endangered.

The damages found in this study are classified as followed:

- appr. 40-50% of the structures show only minor signs of AAR and a slow development of the damage.
- appr. 40-50% of the structures show middle to strong signs of AAR and a slow development of the damage.
- appr. 10-20% of the structures show strong to very strong signs of AAR and a fast development of the damage.

The AAR might impair the concrete properties, especially the mechanical strength. The compressive strength is less sensitive to the crack formation due to AAR than the tensile strength and the E-modulus, for which a loss of up to 70% has been detected.

The detailed investigations of the structures lead to the conclusion, that the visual condition survey gives some indications of the general condition of the structures, but does not allow a precise assessment since the pattern of the AAR-damage on the concrete surface may be different to the pattern in the center or at the back side of the structure. Part of this difficulty is the occurrence of cracks parallel to the surface and the delamination of concrete layers, respectively. Such delamination occurs with further development of the AAR-damage. Based on the experiences gathered within this project special recommendations for the condition survey of existing concrete structures damaged by AAR are proposed.

The results of the project indicate that the number of the structures with AAR related to the whole construction volume does not significantly change in the future. Considering the extent of the possible damage due to AAR, the importance of the affected components and the worldwide missing techniques for a durable repair or rehabilitation it is urgent to implement the appropriate preventive measures for new structures.

These findings and the comparison with the experiences abroad show that, besides questions of test methods and of testing details, a need of fundamental research of the condition survey and assessment of existing structures as well as for the prognosis of the development of the damages, the preventive measures and techniques for the protection and the rehabilitation exists.

1 Einführung

1.1 Ausgangssituation

1940 wurden in den USA zum ersten Mal Treibschäden an Betonkonstruktionen als Folge einer chemischen Reaktion zwischen alkalireichen Zementen (bzw. deren Porenlösung) und den Gesteinskörnungen beschrieben (Stanton 1940). Der Schadenmechanismus wurde Alkali-Aggregat-Reaktion (AAR) genannt und seither in verschiedensten Ländern auf der ganzen Welt beschrieben. Unterschiedliche Voraussetzungen (Betonausgangsstoffe, Bauweisen, Klimaverhältnisse usw.) haben dazu geführt, dass je nach Land, die Problematik früher oder später erkannt und erforscht wurde. Empfehlungen, Richtlinien und Normen existieren nur in einzelnen Ländern und dies erst seit den 1980ziger Jahren und später.

Bis anhin war die Schweiz mit der Problematik von AAR-Schäden kaum konfrontiert gewesen. Der erste AAR-Schaden wurde 1988 an einer Staumauer beobachtet. In den letzten Jahren nahm in der Schweiz die Zahl von Schäden an Betonbauten, die nachgewiesenermassen durch die AAR verursacht wurden, deutlich zu. Im Alpen- und Voralpenraum scheinen Schäden häufiger und systematischer aufzutreten als z.B. im Mittelland. Man stellt aber in den meisten Gegenden der Schweiz vereinzelt Schäden fest. Eine Übersicht über die Häufigkeit, geografische Verteilung und Art von AAR-geschädigten Betonbauten gab es bisher nicht. Aus diesen Gründen konnten auch keine Aussagen zum Gefährdungspotenzial von Betonbauten durch die AAR sowie zum Handlungs- und Massnahmenbedarf gemacht werden.

1.2 Zielsetzungen des Projektes

Im schweizerischen Normenwerk gibt es keine Vorschriften für vorbeugende Massnahmen bei Neubauten und kein etabliertes Vorgehen bei der Zustandserfassung und Instandsetzung von Altbauten.

Mit dem Forschungsprojekt sollen die fehlenden Informationen beschafft, ausgewertet und daraus der Handlungsbedarf zum Thema AAR abgeleitet werden. Das Ziel des Projektes ist somit, Antworten auf die folgenden Fragen zu finden:

- In welchen Gegenden der Schweiz treten AAR-Schäden bei Kunstbauten des Nationalstrassennetzes auf?
- Wie können AAR-Schäden erkannt werden und welche Untersuchungsmethoden eignen sich für die Zustandserfassung und -beurteilung?
- Welche Bauwerksarten sind besonders stark gefährdet (Exposition, konstruktive Gegebenheiten)?
- Welche Schaden- und Risikoklassen können unterschieden werden?
- Können aufgrund der erfassten Daten allgemeine Zusammenhänge und Einflussfaktoren ermittelt werden, z.B. bezüglich der Kinetik der AAR, der Exposition und der Temperatur sowie bezüglich des Einflusses der Zusammensetzung und der Porosität des Betons, der Herkunft und Empfindlichkeit der Gesteinskörnungen, der Herkunft des Zementes?
- In welchen Gegenden der Schweiz und bei welchen Bauwerksarten sind Massnahmen bei Neubauten unbedingt notwendig?

1.3 Vorgehen

In einer ersten Phase wurde von der Forschungsstelle ein Merkblatt zum Thema AAR ausgearbeitet, das eine Informationsgrundlage für Bauherren und Planer bildet. Darin sind insbesondere die wichtigsten Erkennungsmerkmale der AAR beschrieben. Für eine einheitliche Bauwerkserfassung wurde ebenfalls eine Checkliste für die Zustandserfassung erstellt. Das Merkblatt mit Checkliste (siehe Anhang 1) wurde vom ASTRA an alle kantonalen Tiefbauämter verteilt, mit der Bitte die Checkliste im Rahmen der Bauwerksinspektionen bei Verdacht auf einen AAR-Schaden auszufüllen und an die Forschungsstelle zu retournieren.

Im Rahmen einer Umfrage bei den Tiefbauämtern wurden allgemeine Informationen zur Situation in den einzelnen Kantonen gesammelt und der Wissensstand und weiterer Informationsbedarf abgeklärt. In Zusammenarbeit mit den Tiefbauämtern wurden gemeinsame Objektbegehungen durchgeführt, welche in einzelnen Fällen zu Bauwerksuntersuchungen für die genauere Schadenabklärung führten.

Die Ergebnisse der Umfragen, Rückmeldungen und Bauwerksuntersuchungen sind im Kapitel 6 zusammengestellt und ausgewertet. Weitere von der Forschungsstelle bearbeitete Schadenfälle sind dabei miteinbezogen worden. Insgesamt wurden 430 Bauwerke erfasst, wovon ca. 70 näher untersucht worden sind (eigene Untersuchungen und solche von Drittlabors).

Die Methoden für die Bauwerksuntersuchung und – überwachung wurden zusammengefasst (Kapitel 3) und mit den gesammelten Erfahrungen der Forschungsstelle verglichen. Daraus wurden Empfehlungen für das Vorgehen bei der Zustandserfassung von AAR-geschädigten Bauwerken abgeleitet (Kapitel 8). In Kapitel 4 wird beschrieben, wie die AAR-Schäden beurteilt werden können. Die vorgeschlagenen Schadenklassierungen wurden für eine erste Orientierung bei den erfassten Bauwerksschäden angewendet (Kapitel 6).

Ebenso wurden die ausländischen Normen und Empfehlungen bezüglich der Vorbeugung von AAR beim Neubau zusammengestellt, um eine Übersicht der verschiedenen länderspezifischen Ansätze und Vorgehensweisen zu gewinnen (Kapitel 5). Dabei wurden insbesondere Länder berücksichtigt, deren Situation mit den Schweizer Verhältnissen vergleichbar ist (geologische und klimatische Verhältnisse, Bauweisen usw.). Anhand der gewonnenen Informationen zur Situation in der Schweiz wurden sowohl der weitere Forschungsbedarf wie auch einige grundsätzliche Empfehlungen für den Neubau formuliert (Kapitel 9 und 10).

2 Einführung in die Alkali-Aggregat-Reaktion

Alkali-Aggregatreaktionen im Beton sind Reaktionen der alkalischen Porenlösung mit bestimmten Mineralphasen, die in Gesteinskörnern auftreten können. Bei dieser Reaktion entsteht Kieselgel, das durch Wasseraufnahme aufquillt. Diese Ausdehnung führt zu Rissbildungen im Beton.



Abbildung 2-1: Bis mehrere Millimeter breite Risse in einem Ankerblock, die durch die Ausdehnung des Betons infolge AAR entstanden sind.

Eine kurze Beschreibung der wichtigsten und typischen Merkmale von AAR-Schäden am Bauwerk befindet sich im Anhang in Form eines Merkblattes (Anhang 1).

2.1 Reaktionstypen und reaktive Mineralphasen und Gesteine

Heute werden drei Reaktionstypen unterschieden, je nach Art der Gesteinskörnung, d.h. Gesteinstyp oder Mineralphase, welche in die Reaktion involviert ist.

2.1.1 Alkali-Kieselsäure-Reaktion und Alkali-Silikat-Reaktion

Diese zwei Reaktionstypen sind sehr ähnlich, denn in beiden Fällen reagiert als reaktive Mineralphase Kieselsäure (SiO_2). An der Alkali-Kieselsäure-Reaktion sind amorphe bis mikrokristalline Formen der Kieselsäure beteiligt, während die Alkali-Silikat-Reaktion vorwiegend bei mikrokristallinem Quarz und evtl. anderen Silikaten auftritt.

Der Reaktionsmechanismus unterscheidet sich grundlegend nur in der Reaktionsgeschwindigkeit. Alkali – Kieselsäure – Reaktionen können am Bauwerk innerhalb von ein paar Jahren stattfinden, während Alkali – Silikat – Reaktionen meistens erst nach ein paar Jahrzehnten am Bauwerk sichtbar werden.

Da verschiedene Kieselsäureformen nebeneinander im selben Gestein vorkommen können, sind die beiden Reaktionstypen nicht immer klar unterscheidbar. Häufig werden deshalb einfach langsam („slow or late“) und schnell („rapid“) reagierende Gesteinskörnungen unterschieden (Norwegen). In Kanada werden Gesteine mit mehr oder weniger amorpher Kieselsäure von quarzhaltigen Gesteinen unterschieden (kanadische Norm CSA 23.1-00, Appendix B).

Bei den üblichen Schweizer Gesteinskörnungen, bestehend aus einer Mischung verschiedener Gesteinsarten, ist die Unterscheidung zwischen Alkali-Kieselsäure-Reaktion und

Alkali-Silikat-Reaktion wenig sinnvoll und kaum realisierbar. Die häufigsten **reaktiven Kieselsäureformen** sind in der Tabelle 2-1 aufgelistet.

Reaktive Mineralphase	Struktur	Vorkommen
Opal	Amorph, als hydratisierte kolloidale Kieselsäure	In grösseren Massen als Feuerstein oder Flint in Sedimentgesteinen; in Kieselkalken, opalhaltigen Sandsteinen, vulkanischen Gesteinen
Chalzedon	Kryptokristalline faserige Kieselsäure	In Sedimentgesteinen und vulkanischen Gesteinen; es gibt verschiedene Bezeichnungen für Gesteine wie Onyx, Achat, Flint, Chert, Feuerstein, welche aus kryptokristalliner Kieselsäure bestehen.
Quarz	Kryptokristallin	Als kieseliger Zement z.B. in Sandsteinen, Grauwacken, Hornfels, in stark deformierten Gneisen, Schiefer usw.
Tridymit, Cristobalit	Hochtemperaturformen des Quarz, instabil	In vulkanischen Gesteinen, fossilhaltigen Sandsteinen und Flint; sie sind instabil unter normalen Druck- und Temperaturbedingungen und wandeln sich in Quarz um. Dabei können auch amorphe Zwischenstadien beobachtet werden.
Quarz	Mikrokristallin, mehr oder weniger porös, verwittert oder stark deformiert, mit Mikrorissen und anderen Fehlern im Kristallgitter	In verschiedensten Gesteinen, wie kristalline Gesteine (Granite, Granodiorite, usw.) aber auch in metamorphen Gesteinen (Gneise, Schiefer, Quarzite) sowie sedimentären Gesteinen (Sandsteine, Grauwacken, sandigen Kalken usw.)
Glas	Amorphe Kieselsäure	Pyrex, Recycling-Glas usw.

Tabelle 2-1: Alkalireaktive Formen der Kieselsäure und ihr Vorkommen

Die häufigsten **Schweizer Gesteine**, welche sich sowohl im Labor als auch am Bauwerk als **reaktiv** erwiesen haben sind in Tabelle 2-2 aufgezählt.

Gesteinsart / types de roches	Reaktive Mineralphase / phase minérale réactive
Kieselige Kalke, z.T. sandig / calcaires siliceux, en partie gréseux	Amorphe bis kryptokristalline Kieselsäureeinschlüsse / inclusions de silice amorphes à cryptocristallines
Sandige Kalke bis Sandsteine / calcaires gréseux à grès	Krypto- bis mikrokristalliner Quarz, amorphe Kieselsäure möglich als Zement / quartz crypto- à microcristallin, silice amorphe dans possible le ciment
Grauwacken / greywackes	Krypto- bis mikrokristalliner Quarz, evtl. Feldspäte / quartz crypto- à microcristallin, évtl. feldspaths
Gneise bis Mylonite, Granite, Quarzite, Schiefer / gneiss à mylonites, granites, quartzites, schistes	Stark deformierter Quarz, unvollständig rekristallisiert oder krypto- bis mikrokristalliner Quarz / quartz fortement déformé, partiellement recristallisé, quartz crypto- à microcristallin
Hornfelse / cornéennes	Krypto- bis mikrokristalliner Quarz / quartz crypto- à microcristallin

Tabelle 2-2: Alkalireaktive Gesteinsarten in der Schweiz / types de roches alcaliréactives en Suisse

Der Grad der Reaktivität einer Gesteinsart kann je nach Herkunft und genauer Zusammensetzung variieren. So hängt z.B. die Reaktivität von kieseligen Kalken von der Grösse und dem Gehalt der kieseligen Einschlüsse ab (Lorenzi 2001), bei Gneissen vom Metamorphosegrad und der Intensität der Deformation (Monteiro 2001), bei Grauwacken von der genauen mineralogischen und chemischen Zusammensetzung (Hünger 2005).

Umstritten ist nach wie vor, inwiefern ausser Quarz noch andere Silikate ebenfalls alkalireaktiv sein können. Verschiedentlich wurde vermutet, dass Glimmer und Feldspäte ebenfalls mit der Porenlösung reagieren und quellfähiges Kieselgel bilden können (z.B. Gilliot 1973). Hingegen scheint sich in den letzten Jahren ein Konsens abzuzeichnen, dass Silikate wie z.B. Feldspäte eine gewisse Alkaliquelle im Beton darstellen können (Bérubé 2005). So wurden auch Fallbeispiele beschrieben, bei denen trotz alkaliarmem Zement und keiner äusseren Alkalizufuhr die Reaktion im Beton stattfand und die reaktionsauslösenden Alkalien evtl. aus Silikaten in der Gesteinskörnung stammten (Bonnet 1989, Bérubé 2000 und 2002, Poulsen 2000).

2.1.2 Alkali-Karbonat-Reaktion

Dieser Reaktionstyp wurde erstmals 1957 an einem Betonbelag in Ontario beschrieben (Swenson 1957). Er kann bei gewissen feinkörnigen tonigen dolomithaltigen Kalksteinen vorkommen. Betonbauten, welche davon betroffen sind, zeigen sehr rasch innerhalb von wenigen Jahren Schäden infolge von Treiberscheinungen. Glücklicherweise treten diese Gesteine sehr selten auf, weltweit sind nur Vorkommen in Kanada (Kingston, heute ist der Steinbruch ausser Betrieb) und in China beschrieben worden. In der Schweiz wurden bisher keine solchen Gesteine mit Sicherheit nachgewiesen.

Alkalikarbonatreaktive Gesteine werden in den üblichen Reaktivitätstests nicht erkannt. Sie müssen wegen ihrem speziellen Verhalten bei Laborprüfungen mit besonderen Verfahren geprüft werden (Sommer 2004). Die üblichen Massnahmen zur Vorbeugung einer AAR (Einsatz von Zusatzstoffen, alkaliarmer Zement usw.) zeigen bei diesen Gesteinen ebenfalls keine Wirkung. Beim Einsatz von Lithium, welches sonst im Labor bei kieselsäurereaktiven Gesteinen sehr wirksam ist, scheint sich sogar eine Verstärkung der Reaktion zu ergeben (Tang 2005). In den kanadischen Normen wird von der Verwendung dieser Gesteinskörnungen dringend abgeraten.

2.2 Reaktionsmechanismus

Der genaue Reaktionsmechanismus ist trotz jahrzehntelanger weltweiter Forschung unklar. Es sprengt den Rahmen dieser Arbeit, die verschiedenen Theorien zu den chemischen, physikalischen und mechanischen Aspekten zu diskutieren. Dazu bietet z.B. die Dissertation von C. Larive (Larive 1998) eine Einführung in die Thematik.

2.2.1 Alkali-Kieselsäure- bzw. Alkali-Silikat-Reaktion

Die Grundsätze der Reaktionsmechanismen der AAR wurden schon in den fünfziger Jahren von Powers und Steinour (1955) beschrieben. Später folgten weitere wichtige Arbeiten z.B. von Iler (1979), Dent, Glasser und Kataoka (1981), Diamond (1981), Wang und Gilliot (1991). Der Reaktionsverlauf kann wie folgt beschrieben werden:

a. Wandern der Na^+ , K^+ , OH^- Ionen aus dem Porenwasser zur reaktionsfähigen Kieselsäure der Gesteinskörnungen.

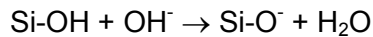
Jeder Zement enthält eine gewisse Menge an Alkalien (zwischen 0.5 bis 2%). Bei der Hydratation von Portlandzement gehen Natrium- und Kaliumionen in die Porenlösung. Bei einem w/z-Wert von 0.5 ergibt sich eine Alkalikonzentration von 0.7 mol/L per $\text{Na}_2\text{O}_{\text{eq}}$ % des Zementes. Alkalien können aber auch von Zusatzstoffen (Flugasche und Hüttensand) stammen oder von aussen eingetragen werden (Tausalz, Meerwasser) oder wahrscheinlich von gewissen Gesteinskörnungen (vulkanische Gläser, Feldspäte) abgegeben werden.

b. Reaktion der Na^+ , K^+ , OH^- Ionen aus dem Porenwasser mit der Kieselsäure des Gesteinskörnung und Bildung eines alkalischen Gels.

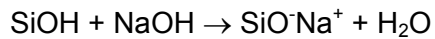
Kieselsäure wird in starken Hydroxidlösungen aufgelöst. Die Löslichkeit von Kieselsäure nimmt mit steigendem pH-Wert zu und hängt vom Kristallisationsgrad sowie von der Temperatur ab

(Iler 1979). Amorphe Kieselsäure reagiert schon bei niedrigen Temperaturen mit wässrigen Lösungen, während Quarz erst bei mehreren hundert Grad gelöst wird. Dies zeigt wie der Kristallisationsgrad der Kieselsäure für die Geschwindigkeit der AAR massgebend ist. Die unterschiedliche Löslichkeit beruht darauf, dass an den Kieselsäuregrenzflächen monomolekulare OH-Gruppen (Si-OH), sogenannte Silanol-Gruppen auftreten. Man kann sich vorstellen, dass beim Quarz mit geordneter Kristallstruktur nur wenige OH-Gruppen vorhanden sind, während bei amorpher, teilweise hydratisierter Kieselsäure, mit ungeordneter Kristallstruktur, schon wesentlich mehr solcher Silanolgruppen vorhanden sind. Beim Quarz müssen die OH-Gruppen erst aus der Porenlösung an der Grenzfläche eingebaut werden.

Die Silanolgruppen an den Kieselsäuregrenzflächen reagieren mit den OH-Ionen der alkalischen Porenlösung gemäss einer Säure – Base – Reaktion wie folgt:



Die in der Porenlösung vorhandenen Alkalien K^+ und Na^+ sind indirekt an dieser Reaktion beteiligt. Gleichzeitig mit der Neutralisation der Silanolgruppen diffundieren sie in die reaktive Kieselsäure und gleichen die negativen Ladungen der Sauerstoffionen aus. Die gesamte Gleichung kann deshalb z.B. mit Natrium wie folgt geschrieben werden:



Diese Reaktionen schwächen die Silizium – Sauerstoff - Bindungen. Wenn die NaOH – Konzentration genügend gross ist, werden in einem weiteren Schritt die tieferliegenden Siloxanbrücken (Si – O – Si) durch die OH-Gruppen der Porenlösung angegriffen:



Wiederum werden die negativen Ladungen durch die eindiffundierenden Alkalien ausgeglichen. Die Siloxanbrücken, welche die Kristallstruktur aufbauen, werden zerstört, sodass weitere Alkalien und Wasser eindringen können. Es bildet sich ein alkalisches Kieselgel.

Wenn die Konzentration des Ca(OH)_2 in der Nähe des Reaktionsherdes zu klein ist, diffundiert die gelöste Kieselsäure in die Porenlösung, ohne dass es zu einer Gelbildung kommt (Powers 1955).

Ca(OH)_2 spielt deshalb eine wichtige Rolle im gesamten Reaktionsverlauf: es beschleunigt das Eindringen der Alkalien und OH-Gruppen in die reaktive Kieselsäure, es verhindert das Austreten von gelöster Kieselsäure aus dem Gesteinskorn in die Porenlösung und wirkt als Puffer zur Erhaltung des hohen pH-Wertes der Porenlösung.

Bei der Reaktion der Kieselsäure mit der Porenlösung diffundieren Kalium und Natrium wegen ihrer kleineren Ionengrösse bevorzugt in die aufbrechende Kieselsäurestruktur. Eine Substitution der Alkalien im Kieselgel durch Calcium erfolgt im allgemeinen in einer späteren Phase. Dadurch werden die diffusionsfähigeren Natrium- und Kaliumionen wieder frei für eine weitere Reaktion mit der Kieselsäure. Es zeigt sich auch, dass der Calciumgehalt des Kieselgels mit zunehmender Distanz vom reaktiven Gesteinskorn grösser wird (Katayama 2004).

c. Hydratisierung des Gels, z.T. begleitet von einer Migration des Gels.

Das Kieselgel nimmt Feuchtigkeit durch physikalische und chemophysikalische Sorption auf. Die Hydratisierung führt zur Ausdehnung des Gels am Reaktionsherd und schliesslich zur Rissbildung der reaktiven Körner (Abb. 2-2). Gleichzeitig oder zeitlich versetzt kann sich das Gel im Porenraum ausbreiten. Die Wanderung des Gels kann entweder eine Folge von Rissbildungen sein, aber auch selber zu Rissbildungen führen. Das genaue Verhalten des Gels hängt von seiner Zusammensetzung wie auch von jener der Porenlösung ab. Untersuchungen zeigen, dass der Quelldruck, welcher durch die Expansion des Kieselgels entsteht, nicht nur von den Feuchtigkeitsbedingungen im Beton, sondern auch von der Zusammensetzung des Gels

abhängig ist (Diamond 1981). Er erreicht bei synthetischen Gelen zwischen 3 und 10MPa (Abb. 2-3).

Ein direkter Zusammenhang zwischen dem Gehalt an Kieselgel und dem Quelldruck scheint nicht zu bestehen (Kawamura 2004). Bei Mörtelversuchen mit unterschiedlichen Gehalten an reaktiven Gesteinskörnungen und bei Gelen mit unterschiedlicher Zusammensetzung wurden maximal 4-5MPa erreicht. Dabei zeigte sich, dass der Quelldruck mit zunehmendem Gehalt an Alkali-Calcium-Silikat-Hydraten im Gel ansteigt. Modellberechnungen ergaben, dass der lokale Quelldruck im Bereich einer Gelansammlung ca. zweieinhalb so hoch sein kann, nämlich 360 MPa (Zweiphasenmodell mit dem expandierenden Gel in der Mitte und einer nicht expandierenden Umgebung), wie der osmotische Druck (140MPa, physikalisch-chemische Berechnung). Die hohen Drucke werden durch Rissbildungen lokal wieder abgebaut, insgesamt ergeben sich Drucke zwischen 2-6N/mm².

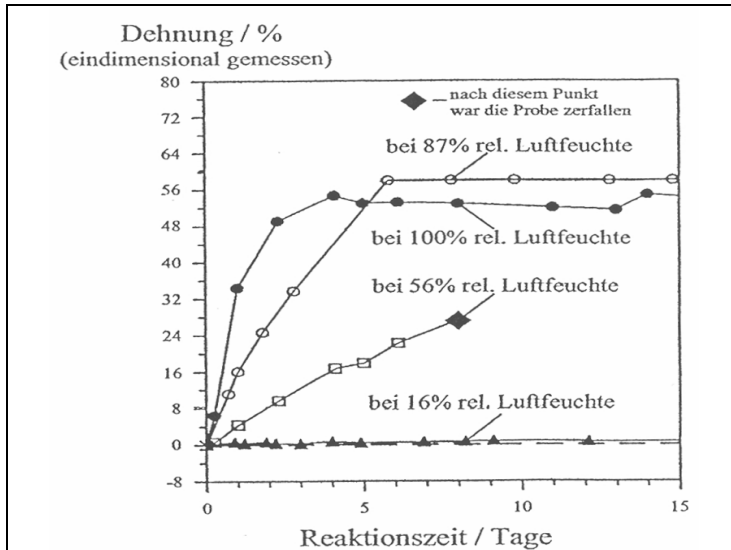


Abbildung 2-2:

Einaxiale Dehnung von Gemischen aus 1mol δ - $\text{Na}_2\text{Si}_2\text{O}_5$ und 2mol SiO_2 bei verschiedenen relativen Luftfeuchtigkeiten in Abhängigkeit von der Reaktionszeit bei 20°C. Die höchsten Werte werden bei 80-90% rel. Luftfeuchtigkeit erreicht. Bei 100% Luftfeuchtigkeit ist die Dehnung etwas kleiner. Man nimmt an, dass dies auf eine Verflüssigung des Gels zurückzuführen ist (Wieker 1999).

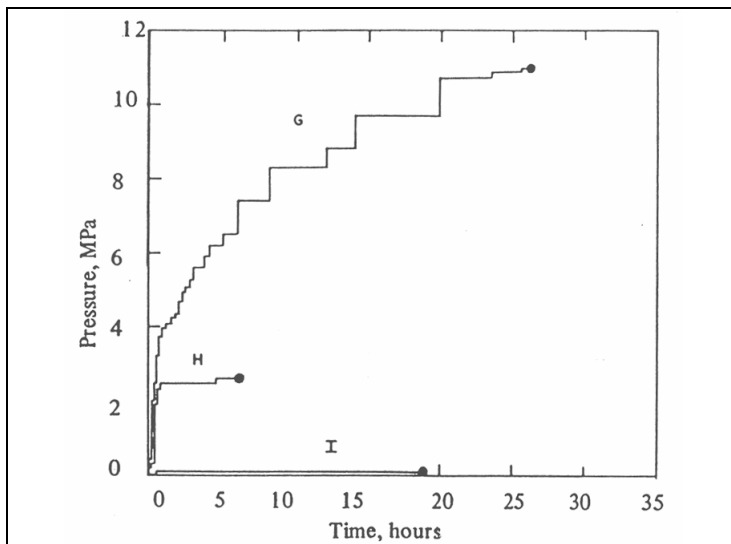


Abbildung 2-3:

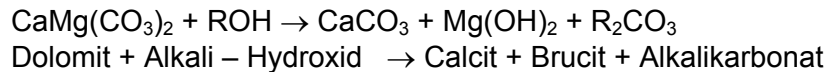
Entwicklung des Quelldruckes bei synthetischen alkalischen Kieselgelen. Gelzusammensetzung: mässiger Natriumgehalt: G = Na_2 : SiO_2 , 0.34 und H = Na_2O : SiO_2 , 0.30; hoher Natriumgehalt: I = Na_2O : SiO_2 , 0.42. Mit abnehmendem Natriumgehalt des Kieselgels nimmt der Quelldruck zu. Natriumreiche Gele scheinen aufgrund der Ionengrösse weniger viskos zu sein als kaliumreiche oder calciumreiche Gele (Diamond 1981).

d. Rekristallisation des Gels und Sekundärkristallisationen

Das Kieselgel altert, indem es unter Einwirkung von CO_2 karbonatisiert oder aber auch einfach austrocknet. Bauwerksuntersuchungen und Laboruntersuchungen (Multon 2003) zeigen jedoch, dass das Gel wieder aufquellen kann, wenn erneut Feuchtigkeit zugeführt wird. Mit der Zeit kristallisiert das Kieselgel unter Einschluss anderer Kationen wie Al, Fe, S, so dass seine Zusammensetzung derjenigen der Calcium-Silikat-Hydratphasen des Zementsteins ziemlich ähnlich wird. Es wird angenommen, dass kristallisierte Gele nicht mehr quellfähig sind.

2.2.2 Alkali-Karbonat-Reaktion

Die Reaktion wird als so genannte Dedolomitisation beschrieben:

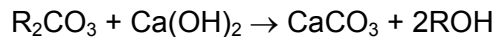


R steht für Na oder K.

Eigentlich ist diese Reaktion mit einem Volumenrückgang verbunden. Die Volumenzunahme, welche zur Treiberscheinung führt, scheint darauf zurückzuführen sein, dass durch die Umwandlung des Dolomit in Brucit die Porosität des Gesteinskorns zunimmt, sodass Feuchtigkeit zu den Toneinschlüssen vordringen kann und diese zum Quellen bringen kann. Die Expansion kann ebenfalls durch Rekristallisationen der Brucit – Kristalle weiter gefördert werden.

Neueste Untersuchungen zeigen auch, dass in diesen Gesteinen meistens auch reaktive Kieselsäure vorhanden ist und eine klassische Alkalikieselsäurereaktion stattfindet (Katayama 2004). Trotzdem verhalten sich diese Gesteine nicht wie übliche alkalikieselsäurereaktive Gesteine. Die Ursachen dafür sind bisher nicht geklärt.

Die bei der Reaktion entstehenden Alkalikarbonate können mit dem $\text{Ca}(\text{OH})_2$ des Zementes weiter reagieren:



Durch die Substitution werden die Alkalien wieder für eine weitere Reaktion mit dem Dolomit freigesetzt. Das heisst bei einem genügend hohen Alkaligehalt zu Beginn der Reaktion läuft diese unabhängig vom Alkaligehalt im Beton weiter, sodass alkaliarme Zemente die Reaktion nicht verhindern können.

2.3 Einflussfaktoren der Alkali – Aggregat – Reaktion

2.3.1 Alkaligehalt des Betons

Der Alkaligehalt des Betons setzt sich wie folgt zusammen:

Alkaligehalt des Zementes: der Zement ist im Normalfall der Hauptlieferant für die Alkalien im Beton. Der Alkaligehalt beeinflusst den Erhärtungsprozess des Zementes, sodass er nicht unbegrenzt reduziert werden kann. Zemente mit einem Gehalt an $\text{Na}_2\text{O}_{\text{eq.}} \leq 0.6\text{M}\%$ werden als alkaliarm bezeichnet (Zemente mit den Präfixen LA (Low alkali) oder NA (mit niedrigem Alkaligehalt)).

Alkaligehalt der Gesteinskörnungen: ungewaschene Kiessande, welche aus dem Meer gewonnen werden, können zum Gesamtalkaligehalt des Betons beitragen; daneben gibt es auch Gesteinskörnungen wie gewisse vulkanische Gläser, verwitterte Feldspäte und evtl. Glimmer, welche Alkalien abgeben können. Im Normalfall wird der Alkali-Beitrag der Gesteinskörnungen als vernachlässigbar eingeschätzt.

Alkaligehalt der Zusatzstoffe: dazu gehören vor allem Hüttensand und Flugasche. Hier bestehen jedoch unterschiedliche Ansichten, wie sich diese Alkalien an der Reaktion beteiligen.

Alkaligehalt der Zusatzmittel: Zusatzmittel können Alkalien enthalten. Inwiefern diese Alkalien sich aktiv an der AAR beteiligen ist z. Zeit noch nicht klar.

Alkaligehalt des Anmachwassers: für Schweizerische Verhältnissen kann davon ausgegangen werden, dass über das Anmachwasser kein signifikanter Alkalibeitrag erfolgt (mit Ausnahme beim Gebrauch von Restwasser).

Alkalizufuhr von aussen: Alkalien können von aussen über Tausalz, Grundwasser, Bergwasser in den Beton eingetragen werden. Der Eintrag hängt von den Umgebungsbedingungen, aber auch von der Dichtigkeit des Betons ab.

Alkalibilanzen:

In einigen Ländern wird der Alkaligehalt des Betons bei der Verwendung von reaktiven Gesteinskörnungen limitiert. Zur Kontrolle dieser Einschränkungen des Alkaligehaltes des Betons werden so genannte Alkalibilanzen berechnet.

Nicht alle Alkalien im Beton nehmen an der Alkali-Reaktion teil, da ein gewisser Anteil nicht oder schwer löslich ist. Es wird deshalb zwischen wirksamen oder aktiven Alkalien und dem Gesamtalkaligehalt unterschieden. Der wirksame Alkaligehalt der einzelnen Betonkomponenten ist unterschiedlich und die verwendeten Anrechnungsmethoden der Alkalien variieren von einem Land zum andern:

Deutschland: keine Berechnungsangaben für Zemente, da lediglich die Verwendung von NA-Zementen vorgesehen ist; bei Steinkohlenflugasche wird 1/6 des Gesamtalkaligehaltes als anrechenbarer wirksamer Alkaligehalt eingesetzt. Keine Angaben für andere Betonbestandteile. Der wirksame Alkaligehalt aller Betonzusatzstoffe darf 600g/m^3 Beton und der Gesamtalkaligehalt aller Betonzusatzmittel darf 600g/m^3 Beton nicht überschreiten.

Kanada: säurelöslicher Gesamtalkaligehalt der Zemente und Zusatzstoffe

England: Für Portlandzemente und Portlandkalksteinzemente gilt der vom Hersteller angegebene Alkaligehalt (es ist anzunehmen, dass es sich um den Gesamtalkaligehalt handelt). Für Zusatzstoffe gelten je nach Art und Dosierung (Flugasche, Hochofenschlacke) unterschiedliche Anrechnungsfaktoren. Zudem werden auch Alkalisalze von Gesteinskörnungen aus dem Meer, Zusatzmittel und Anmachwasser berücksichtigt.

Frankreich: Der Gehalt an aktiven Alkalien kann experimentell bestimmt werden, andernfalls gelten folgende Angaben:
Hüttensand: $0.5 \times$ Gesamtalkaligehalt
Kalkfiller: $0.5 \times$ Gesamtalkaligehalt
Flugasche: $0.17 \times$ Gesamtalkaligehalt
Puzzolane: $0.17 \times$ Gesamtalkaligehalt
Klinker: $1.0 \times$ Gesamtalkaligehalt
Gips: $1.0 \times$ Gesamtalkaligehalt

Die Grenzwerte für die zulässigen Alkaligehalte variieren deshalb ebenfalls von einem Land zum andern. Sie liegen bei ca. $2 - 5\text{kg Na}_2\text{O}_{\text{eq}} / \text{m}^3$ Beton (siehe Kapitel 5). Die Grenzwerte wurden zum Teil mit Testreihen im Labor festgelegt, in denen der Alkaligehalt bestimmt wurde, bei dem die Ausdehnung des Betons ein bestimmtes Mass überschritt. Ein anderes Vorgehen besteht darin, die Alkaligehalte von Bauwerken mit und ohne AAR-Schäden zu untersuchen und daraus einen Grenzwert abzuleiten. Während beim ersten Vorgehen keine Gewissheit über das effektive Verhalten der Betone am Bauwerk besteht, sind beim letzteren Fehlinterpretationen nicht auszuschliessen, da Alkalien im Bauwerk umverteilt, angereichert oder ausgewaschen werden können. Alkalieinträge von aussen durch Streusalz können ebenfalls zu erhöhten Werten führen. Wie die eigenen Untersuchungen an Schweizer Bauwerken zeigen, ergeben die Alkaligehalte von Bauwerken mit AAR-Schäden im Moment noch keine schlüssigen Hinweise auf einen kritischen Alkaligehalt (Kap. 6).

2.3.2 Gehalt, Art und Korngrösse der reaktiven Gesteinskörnungen

Die Art der reaktiven Gesteinskörnungen (siehe auch Tab. 2-2) hat einen grossen Einfluss auf die Reaktionsgeschwindigkeit. Gesteinsarten mit amorpher oder teilkristallisierter Kieselsäure reagieren schneller als solche mit auskristallisierten Silikaten. Poröse, gerissene, verwitterte Körner, aber auch frisch gebrochene Körner sind stärker reaktiv als dichte, ungerissene, natürlich gerundete Körner.

Werden dieselben Gesteinskörnungen in unterschiedlichen Labortests geprüft, zeigt es sich, dass in der Regel die Ausdehnung der feinen Korngruppen grösser ist und rascher erfolgt als diejenige der groben Korngruppen. Durch die Zerkleinerung, bzw. die Mahlung geht der „Gefügeeﬀekt“ der groben Gesteinskörner verloren, d.h. es werden reaktive Mineralphasen aufgeschlossen, die in groben Körnern dem Alkaliangriff nicht ausgesetzt wären (Du-you 2004).

Andererseits ist die Treibwirkung eines groben reaktiven Kornes im Beton zwar langsamer, aber stärker. Deshalb werden z.B. in Norwegen grobe reaktive Gesteinskörner doppelt gewichtet im Vergleich zu petrographisch identischen, aber feineren Gesteinskörnern (NB 2004).

Pessimumeﬀekt: Bei gewissen reaktiven Gesteinskörnungen variiert die Ausdehnung des Betons je nach Dosierung der Gesteinskörnung. Für einen gegebenen Alkaligehalt im Beton ist die Ausdehnung bei einem bestimmten Kiessandgehalt am grössten, bei kleineren und höheren Gehalten sind die Ausdehnungen kleiner. Dieser ungünstigste Gehalt an reaktiven Gesteinskörnungen wird als *Pessimum* bezeichnet (Abb. 2-4). So kann u. U. eine Vermischung von reaktiven Gesteinskörnungen mit Pessimumeﬀekt mit nicht reaktiven Gesteinskörnungen zu einer grösseren AAR-Empfindlichkeit der Betonmischung führen.

Pessimumeﬀekte treten nicht bei allen Gesteinskörnungen auf und wurden bisher vor allem bei Gesteinskörnungen mit amorpher Kieselsäure beobachtet. In der Schweiz sind solche Gesteinskörnungen mit Pessimumeﬀekt bisher nicht festgestellt worden, aber es sind auch keine gezielten Untersuchungen über den Einfluss von Variationen in der Zusammensetzung typischer Gesteinskörnungen von fluvioglazialen Ablagerungen bekannt. Auch bei glasigen Leichtzuschlägen, die in variablen Anteilen und Körnungen normalen Gesteinskörnungen zugemischt werden, sind eventuell solche Pessimumeﬀekte denkbar.

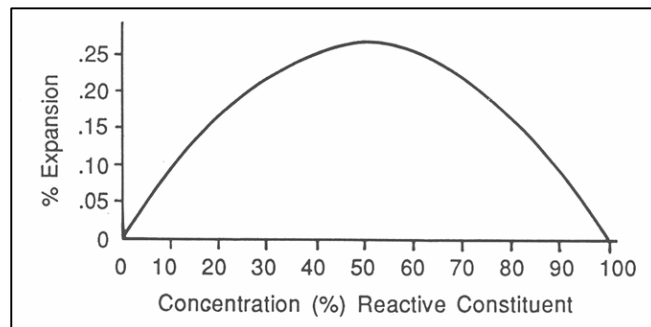


Abbildung 2-4:

Pessimum-Eﬀekt bei amorpher Kieselsäure: die Ausdehnung ist am grössten bei einem Gehalt der reaktiven Körner von 50% der gesamten Gesteinskörnung (Ozol 1975).

2.3.3 Zugabe von Zusatzstoffen, bzw. Zusammensetzung der Porenlösung

Die Löslichkeit der Kieselsäure ist stark pH-abhängig. So beeinflusst neben dem Alkali-Gehalt vor allem auch der Gehalt an $\text{Ca}(\text{OH})_2$ der Porenlösung die Reaktion. In einigen Untersuchungen wurde nachgewiesen, dass sich erst in Anwesenheit von Ca^+ ein quellfähiges Kieselgel bildet (siehe Kapitel 2.2, Powers 1955).

Mit einer Zugabe von Silikastaub wird der pH-Wert, aber auch der Alkaligehalt in der Porenlösung reduziert (Abb. 2-5). Bei massiven Dosierungen von Silikastaub wird deshalb der Korrosionsschutz der Bewehrung beeinträchtigt.

Flugasche und Hüttensand sind zwar selber alkalihaltig, binden aber, im Gegensatz zu Portlandzement, Alkalien in ihre Hydratationsprodukte ein (Thomas 1996). Viele, auch eigene

Untersuchungen zeigen, dass die Zusatzstoffe die AAR drastisch reduzieren können, wenn deren Dosierung der Reaktivität der Gesteinskörnung angepasst ist (Abb. 2-6).

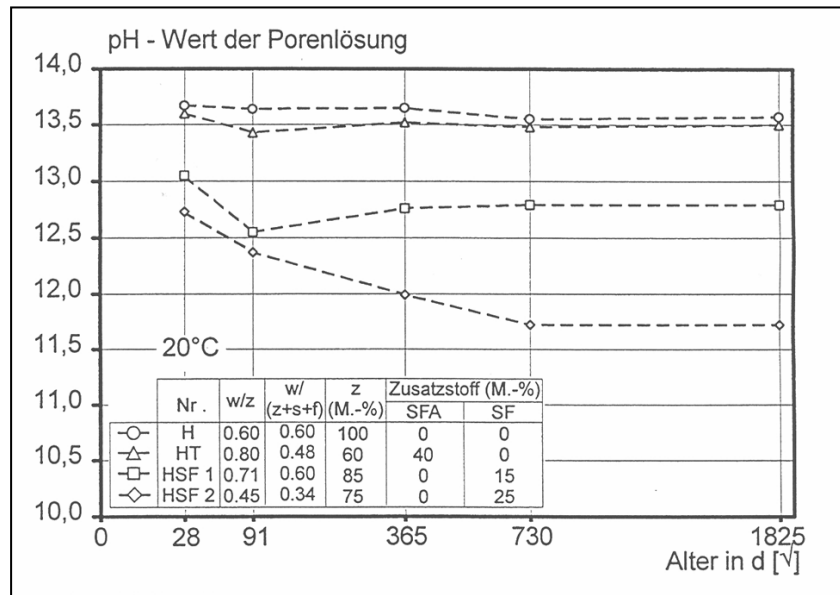


Abbildung 2-5:

Untersuchungen an Hochofenzementen mit verschiedenen Zusatzstoffen zeigen deren Einwirkung auf den pH-Wert der Porenlösung: Flugasche (SFA), Silikastaub (SF). Die Zugabe von Silikastaub reduziert den pH-Wert von 13,5 zu 11,7, was bei gewissen reaktiven Gesteinskörnungen ausreicht um eine AAR zu verhindern (Wiens, 1998).

Der Einsatz von Zusatzstoffen als vorbeugende Massnahme gegen AAR wird in einigen Ländern seit längerer Zeit praktiziert: z.B. wird in Island seit ca. 1980 ausschliesslich Zement mit 7.5% Silikastaub und weiteren Puzzolanen (1-3% Rhyolite) für gefährdete Bauwerke verwendet. In Holland wird die Verwendung von Hochofenzement (mind. 65% Hüttensandanteil) vorgeschrieben.

In anderen Ländern wird für den Neubau der maximal zulässige Alkaligehalt des Betons vorgeschrieben. Diese Forderung kann in der Regel nur über den Einsatz von Zusatzstoffen erfüllt werden (vgl. Kapitel 5).

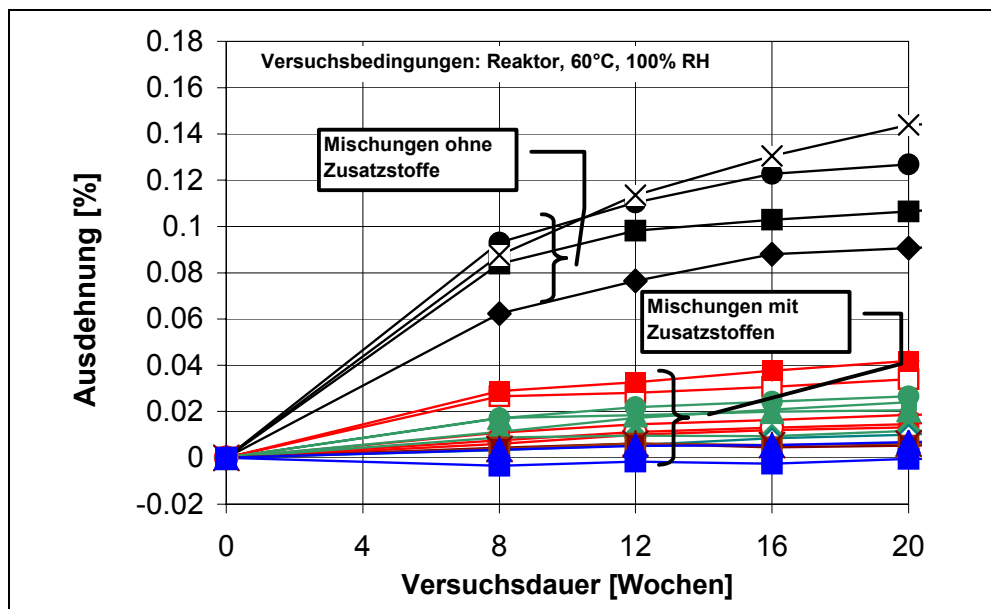


Abbildung 2-6:

Die Zugabe von Zusatzstoffen wie Silikastaub, Flugasche und Hüttensand führt zu einer deutlichen Verringerung der Ausdehnungen bei Betonen mit reaktiven Gesteinskörnungen. Versuchsergebnisse der Forschungsstelle mit Schweizer Betonen: CEM I mit und ohne Zusatzstoffe und alpinen Gesteinskörnungen.

Mangels Bauwerksdaten wurde in letzter Zeit versucht anhand von Feldversuchen die langfristige Wirksamkeit der Zusatzstoffe nachzuweisen (Dauer 6-10 Jahre). Die Ergebnisse dieser Feldversuche korrelieren ziemlich gut mit beschleunigten Labortests, wenn bei den Labormischungen Alkalien zudosiert werden (Fournier 2004). Sie zeigen, dass mit Zugaben von Silikastaub (7.5% und 10% des Zementgehaltes) und Flugasche (20 und 30% des Zementgehal-

tes) die Ausdehnungen deutlich reduziert werden konnten, wobei jeweils mit zunehmender Zusatzstoffdosierung die Reduktion grösser wird.

Bei einer vergleichenden Studie in Deutschland von Labortests (Nebelkammverfahren) und von Prüfkörpern, die im Freien gelagert wurden, ergaben sich für Betone mit Silikastaub und Flugasche markante Ausdehnungen, die bei Labortests nicht festgestellt wurden. Der Unterschied zu den Laborergebnissen kann damit erklärt werden, dass die Alkalien in den Probekörpern ausgelaugt werden, so dass die AAR zum Stillstand kommt, während die Prüfkörper im Freien sich weiter ausdehnen (Bokern 2004). Aufgrund dieser Ergebnisse empfiehlt es sich unbedingt, die Wirksamkeit der puzzolanischen Zusatzstoffe zu überprüfen. Gerade bei Flugaschen und Hüttensanden sind sehr unterschiedliche Qualitäten erhältlich. Flugasche nach EN 450 ist grundsätzlich geeignet, wobei der Alkaligehalt der Flugasche einen grösseren Einfluss auf die Ausdehnung des Betons hat als die Mahlfineinheit (Hooper 2004). Bei zu geringen Flugaschedosierungen wurden auch verschiedentlich grössere Ausdehnungen beobachtet im Vergleich zu Referenzbetonen ohne Flugasche (Hooper 2004).

In Island, wo seit gut 20 Jahren die AAR der vulkanischen Gesteinskörnungen mit dem Einsatz von Silikastaub bekämpft wird, sind die Erfahrungen allgemein positiv. Schäden infolge AAR werden noch dort festgestellt, wo der Silikastaub nicht gut mit dem Zement vermischt ist und Klumpen bildet. Da Silikastaub aus amorpher Kieselsäure besteht, sind diese Klumpen alkalireaktiv, so dass die gegenteilige Wirkung erreicht wird, indem die AAR verstärkt wird (Gudmundsson 2004).

In Belgien und Österreich werden seit langem Hochofenzemente verwendet. Soweit den Autoren bekannt ist, sind in diesen Ländern mit diesen Zementen allgemein positive Erfahrungen bezüglich AAR gemacht worden (Sommer 2001).

2.3.4 Umgebungsbedingungen

Die Umgebungsbedingungen werden anhand von drei Faktoren charakterisiert:

Feuchtigkeit: hohe Feuchtigkeitsgehalte, dampf- oder flüssigförmig, fördern die AAR. Ein hoher Feuchtigkeitsgehalt erleichtert den Transport der Alkalien zu den reaktiven Phasen, das Wasser dient als Reaktionsmilieu. Zudem werden die Treiberscheinungen durch das Quellen infolge Wasseraufnahme der Kieselgele hervorgerufen. Normalerweise hängt die Verbreitung der AAR eng mit den Expositionsbedingungen zusammen: der Feuchtigkeit und dem Frost, sowie intensiven, täglichen Temperaturzyklen ausgesetzte Bauteile zeigen vermehrt Schäden, wobei sich die ursprüngliche Exposition z.B. durch Trennrisse, behinderte Drainage, Fugenbewegungen, zerstörte Abdichtungen usw. verschärfen kann. In exponierten Bereichen (z.B. Tunnelportal, Abb. 6-35, 6-37) treten deshalb deutlich stärkere Schäden auf als direkt daneben an wettergeschützten Stellen (z.B. ein paar Schritte weiter in den Tunneleingang) (vgl. Fig. 4 des Merkblatts, Anhang 1: trockener und durchfeuchteter Bereich desselben Bauteils).

Es wird allgemein angenommen, dass Feuchtigkeiten > 80% im Beton notwendig sind für die Entwicklung der AAR-Ausdehnung (Stark 1992). Die Arbeit von Tomosawa (1989) zeigte, dass bei einem Alkaligehalt von $8\text{kg Na}_2\text{O}_{\text{eq}}/\text{m}^3$ Beton Ausdehnungen erst bei einem Wassergehalt von 4-5M% im Beton, entsprechend relativen Luftfeuchtigkeiten >85%, auftreten. Sinkt die Luftfeuchtigkeit unter 80% bleiben die Ausdehnungen nach einem anfänglichen Quellen bis ca. 0.05% konstant und der Wassergehalt des Betons bleibt unter 3M%. Ist der Alkaligehalt geringer, nämlich $6\text{kg Na}_2\text{O}_{\text{eq}}/\text{m}^3$ Beton, ergeben sich Ausdehnungen erst bei rel. Luftfeuchtigkeiten von 100% und ebenfalls Wassersättigungen von 5M% des Betons. Bei trockenerem Beton bleiben die Ausdehnungen aus. Auch aus den Untersuchungen von Multon (2003) geht hervor, dass die Ausdehnung direkt mit dem Feuchtigkeitsgehalt im Probekörper korreliert, d.h. dass es möglich sein sollte anhand des Wassereintrages im Bauwerk die Ausdehnungen zu bestimmen. Während den Trocknungsphasen treten reversible Schwindverformungen auf, die irreversiblen Ausdehnungen infolge AAR hingegen, die bei jedem erneuten Feuchtigkeitseintrag erfolgen, kumulieren sich. Eine weitere Erkenntnis dieser Arbeit war, dass bei einem reduzierten Alkali-Gehalt, aber einem Feuchtigkeitsgradienten im Beton, grössere Verformungen auftreten als bei Betonen mit hohem Alkali-Gehalt. Ein Feuchtigkeitsgradient von innen nach aussen ist bei vielen Bauwerken die Regel und kann

demnach einen grösseren Effekt haben auf die Schadenentwicklung als der Alkaligehalt des Betons.

Temperatur: Laboruntersuchungen zeigen, dass zwar die Reaktionsgeschwindigkeit, bzw. Ausdehnungsrate zu Beginn einer Auslagerung bei höheren Temperaturen grösser ist, jedoch langfristig die Volumenzunahme der Probekörper gleich oder kleiner zu sein scheint als bei Betonen in normaler Umgebungstemperatur (Larive 1998; Fournier 2004) (Abb. 2-7).

Temperaturzyklen, insbesondere auch Frostzyklen, stellen eine zusätzliche Belastung für den Beton dar (Anhang 1, Fig. 3). Sie fördern die Entwicklung der AAR, indem sie entweder zu Rissen in Beton führen, sodass dessen Durchfeuchtung verstärkt und dadurch eine AAR initiiert werden kann, oder sie führen zur Aufweitung bestehender AAR-bedingter Risse (Abb. 2-8, 4-2).

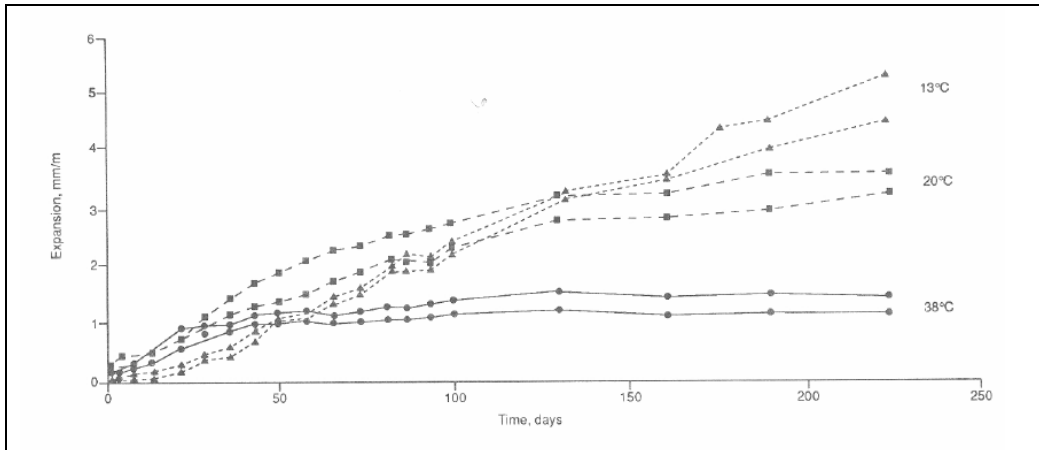


Abbildung 2-7: Unterschiedliche Ausdehnungen von Bohrkernen bei 100% RF in Funktion der Auslagerungstemperatur (ISE 1992).



Abbildung 2-8: Frostausalzschäden kombiniert mit AAR bei einer Stützmauer.

Externe Alkalibelastung:

Grundwasser, sulfathaltige Wässer oder Streusalz können die AAR begünstigen (Abb. 2-9; Shayan 1998, Sibbick 1998, Bérubé 2003). Der Einsatz von NaCl kann die AAR beschleunigen, da es mit den C₃A-Phasen des Zementes Friedel'sches Salz bildet, was mit einer pH-Erhöhung der Porenlösung verbunden ist (Bildung von NaOH). Bei der Verwendung von CaCl₂ bildet sich ebenfalls Friedel'sches Salz, aber der pH der Porenlösung bleibt unverändert (Helmuth 1993).



Abbildung 2-9: Externe Alkalibelastung durch Streusalzeintrag mit gleichzeitig erhöhter Feuchtigkeit bei einer Strassenunterführung führen zu einer lokalen Entwicklung der AAR im Sockelbereich der Widerlagerwand (oben rechts: Übersicht; unten links und oben rechts: Details).

2.3.5 Weitere Faktoren

Weitere Faktoren, welche die Entwicklung der AAR beeinflussen, sind die Betonqualität, die Bewehrung bzw. Vorspannung im Beton sowie die Bauteilabmessungen.

Betonqualität:

Schon geringe Schwankungen in der Betonqualität können zu genügend grossen Unterschieden in Porosität und Zugfestigkeit des Deckbetons führen, welche über das Auftreten oder Nichtauftreten von Rissen entscheiden (Hagelia 2004). Diese Unterschiede können bei gleicher Ausgangsrezeptur allein durch Faktoren wie das Verdichten, den Schalungszustand, die Temperatur beim Betonieren oder die Nachbehandlung hervorgerufen werden (Abb. 2-10).

Ein dichtes Betongefüge verlangsamt die Diffusion der Alkalien zu den reaktiven Gesteinskörnern und verringert den Feuchtigkeitseintrag von aussen. Dichte Betone trocknen aber nur langsam und mit zunehmender Bauteildicke nie ganz aus, so dass mit konstant genügend hohen Feuchtigkeiten für eine Entwicklung der AAR im Betonkern gerechnet werden muss (Sättigungen über 80%).

Durch die Zugabe von Zusatzstoffen kann eine Verdichtung des Betongefüges erreicht werden. Bei hohen Zugaben von Zusatzstoffen ist mit dem schon erwähnten Korrosionsrisiko für die Bewehrung und eventuell langsameren Festigkeitsentwicklungen zu rechnen.

Zudem wird festgestellt, dass sich mit abnehmendem w/z -Wert weniger freies Wasser im Porenraum des Betons befindet, sodass die Ionenkonzentration und der pH-Wert ansteigen. Die Ionendiffusion im Beton kann zwar durch ein dichtes Gefüge behindert werden, letzteres fördert aber das lokale Auftreten von Spitzenkonzentration in der Porenlösung, welche die AAR auslösen können.



Abbildung 2-10:
Betonieretappen einer Stützmauer, die sich durch ihr oberflächliches Rissbild deutlich voneinander unterscheiden.

Auch die Zugabe von Zusatzmitteln muss differenziert betrachtet werden. Es stehen wenig Untersuchungen zur Verfügung, sodass unklar ist inwiefern die Alkalien der Zusatzmittel aktiv an der AAR teilnehmen. Andererseits werden Zusatzmittel zur Reduktion des Wassergehaltes, zur Luftporenbildung, zur Steuerung des Abbindeverhaltens usw. eingesetzt, sodass sie die Verarbeitbarkeit des Betons verändern und damit generell die Qualität des Betongefüges. Sie können deshalb indirekt die lokalen Entwicklungsbedingungen für die AAR beeinflussen.

Weiter muss beachtet werden, dass bei dichten Betongefügen weniger Porenraum zur Aufnahme des Kieselgels vorhanden ist, sodass grössere Schäden durch AAR entstehen können. Hingegen kann sich der höhere E-Modul des dichten Betons günstig auf die Grösse und Verteilung der Risse und auf die zeitliche Rissentwicklung auswirken. Die so genannte Latenzzeit, d.h. die Zeitspanne seit der Erstellung eines Bauwerkes bis zu dem Moment, wo die Auswirkungen der AAR sichtbar werden, hängt wahrscheinlich nebst den Expositionsbedingungen von der Betonqualität ab. Bei durchschnittlichen Betonen erscheinen Risse bei Ausdehnungen ab 0.2-0.4mm/m (Wood 2004). Dies entspricht etwa Rissbreiten von 0.05mm bis 0.1mm, die bei sorgfältiger Beobachtung von blossem Auge erkennbar sind. Nachdem sich die Risse gebildet haben, verändert sich die Dichtigkeit des Betons gegenüber äusseren Einflüssen (Feuchtigkeit, Salze) und eine verstärkte Entwicklung der AAR im Vergleich zur Latenzphase ist zu erwarten (Larive 1998). Der E-Modul ist deshalb auch eine wichtige Grösse für die Dauer der Latenzphase und damit der zeitlichen Schadenentwicklung.

Es zeigt sich insgesamt, dass sich Massnahmen für eine bessere Betonqualität auf sehr unterschiedliche Weise auswirken können.

Bewehrung und Vorspannung: Die Bewehrung spielt eine wichtige Rolle, indem sie die AAR-bedingten Spannungen in mehr oder weniger grossem Mass übernehmen kann. Sowohl die maximale Ausdehnung, wie auch die Orientierung der Risse und die Rissverteilung hängen mit den Spannungsverhältnissen im Bauteil zusammen.

Die Art der Bewehrung, schlaff oder vorgespannt, die Bewehrungsdichte und Anordnung (zwei- oder dreidimensional) haben einen Einfluss auf die Ausdehnung und auf die Rissentwicklung. Bauteile ohne Bewehrung und ohne Belastung zeigen NetZRisse ohne besondere Ausrichtung (Clayton 1990, Fan 1998, Ahmed 1999). Bei vorgespannten Bauteilen folgen die Risse der grössten Zugspannung und liegen oft genau über den Spanngliedern (Abb. 2-11). Auch bei schlaff bewehrten Bauteilen treten Risse tendenziell parallel zur Richtung der grössten Druckspannung auf. Je höher die Bewehrungsdichte desto ausgeprägter die Rissbildungen parallel dazu (Koyanagi 1986, Ahmed 1998) (Abb. 2-12). Die Rissentwicklung vor und hinter der Bewehrung wird unterschiedlich beurteilt. Nach Bérubé (1989) entwickeln sich die Risse hauptsächlich vor der Bewehrung, während der Betonkern ungeschädigt bleibt. Cope und

Slade (1992) hingegen stellen eine Mikrorissbildung im Betonkern hinter der Bewehrung und grobe Risse an der Betonoberfläche fest. Dies wurde anderweitig ebenfalls festgestellt und stimmt mit den eigenen Beobachtungen überein.

Verschiedentlich wurde festgestellt, dass die Bewehrung (auch die Vorspannung) die Ausdehnung des Betons einschränkt (Ahmed 1998, Koyanagi 1992, Fan 1998a, Swamy 1989, Kobayashi 1988). Je höher der Bewehrungsgehalt und je besser der Verbund mit dem Beton, desto geringer werden die Ausdehnungen. Die Bewehrung kann jedoch die Ausdehnung in eine andere, weniger bis unbehinderte Richtung nicht verhindern. Die gesamte Volumenausdehnung bleibt konstant (modèle de transfert, Larive 1998). Die Ausdehnungen können deshalb in Funktion der Bewehrung von einem Bauteil zum anderen variieren. Nebst anderen bauteilspezifischen Faktoren, wie insbesondere die Feuchtigkeit, führt dies zu Ausdehnungsgradienten innerhalb eines Bauwerkes, welche Verformungen zur Folge haben.

In Japan wurde ein Schadenfall beschrieben, bei dem der Bewehrungsstahl von Stützen infolge der Ausdehnung durch AAR gebrochen war (Nomura 2004). Larive (1998) erwähnt ebenfalls einen derartigen Fall in Nordfrankreich. In der Norm SIA 262 wird als Fließgrenze von modernen Baustählen eine Dehnung von ca. 0.24% angegeben, ein Wert der durchaus im Bereich von AAR-bedingten Ausdehnungen liegt. Das Risiko eines plötzlichen Versagens der Tragkonstruktion infolge AAR sowie die einschränkende Wirkung der Bewehrung auf die Ausdehnung des Betons wird deshalb bei der Beurteilung eines AAR-geschädigten Bauwerkes oder eines möglichen AAR-Schaden in den Richtlinien und Empfehlungen einiger Länder ebenfalls berücksichtigt (Kapitel 4).

Bauteilabmessungen: Die Bauteilabmessungen spielen insofern eine Rolle bei der Schadenentwicklung, als dass massige Bauteile in der Regel nicht austrocknen und genügend feucht bleiben können für die Entwicklung der AAR. Die Ausdehnungen bei massigen Bauteilen sind verhältnismässig gross und führen zu entsprechend grösseren Verformungen und Schäden, wie dies bei Staudämmen beobachtet wird. Letztere stellen wegen ihrer spezifischen Exposition, ihren Dimensionen und Schadenbilder eine besondere Bauwerkskategorie dar, die im Rahmen des Forschungsprojektes nicht berücksichtigt werden konnte.



Abbildung 2-11 (oben): Vorgespannter Brückenkasten: die dunkeln Risse folgen der Lage der Spannglieder (Beispiel aus China).



Abbildung 2-12 (rechts): Stützmauer mit hoher Bewehrungsdichte: die Risse folgen bereichsweise der Geometrie der Bewehrungsstäbe.

2.3.6 Zusammenfassung

Für das Auftreten der AAR braucht es die folgenden drei Grundvoraussetzungen:

- hoher Alkaligehalt oder pH-Wert im Beton
- eine kritische Menge an reaktiver Kieselsäure in der Gesteinskörnung
- genügend hohe Feuchtigkeit im Beton

Fehlt eine dieser drei Voraussetzungen, so findet keine AAR statt. Dieser Zusammenhang wurde von Wälchli (2005) graphisch dargestellt (Abb. 2-13).

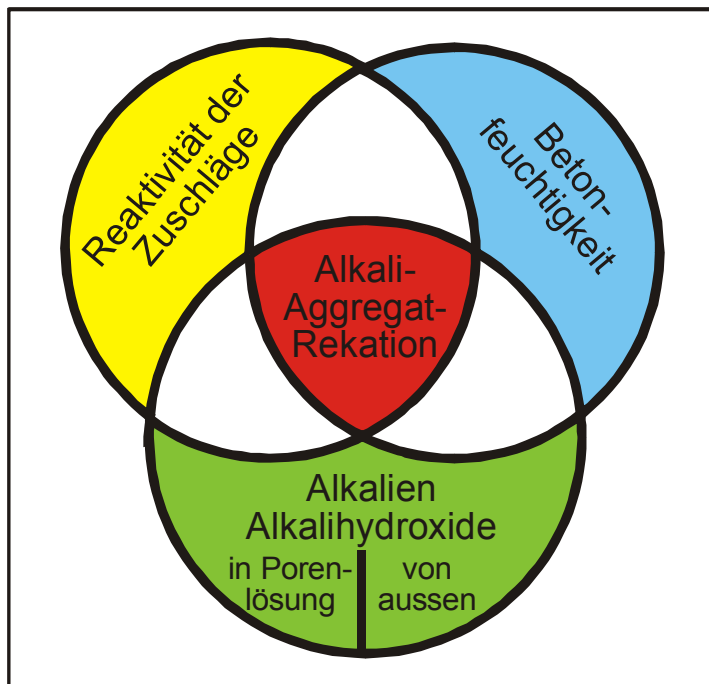


Abbildung 2-13: Darstellung des Zusammenspiels der wichtigsten Einflussfaktoren als Bedingung für die Entwicklung einer AAR (Wälchli 2005).

3 Untersuchungsmethoden bei AAR-Schäden

Am Bauwerk ist die AAR von einem mehr oder weniger charakteristischen Schadenbild begleitet, das aber im Grenzfall mit anderen Schadenbildern wie z.B. Frosttausalzangriff oder Schwindrisse verwechselt werden kann. Die visuelle Beurteilung genügt deshalb nicht. Eine eindeutige Identifikation der AAR setzt weitere Untersuchungen voraus. Ziel dieses Kapitels ist es, Vorgehen und Methoden zu beschreiben, die den Schadenmechanismus, dessen zeitlichen Verlauf und die Bedeutung für das Bauwerk erfassen.

Der Ablauf einer Untersuchung erfolgt generell in zwei Phasen (Abb. 3-1): Phase 1 beinhaltet das Einholen von Informationen über das Bauwerk, die Zustandserfassung vor Ort, sowie die Probeentnahme, gefolgt von Laboruntersuchungen (Phase 2). Der Detaillierungsgrad und folglich der Aufwand der Untersuchungen hängt stark von der Fragestellung ab: der einfache Nachweis einer AAR ist weitaus weniger aufwendig als die Zustandsuntersuchung eines Bauwerks.

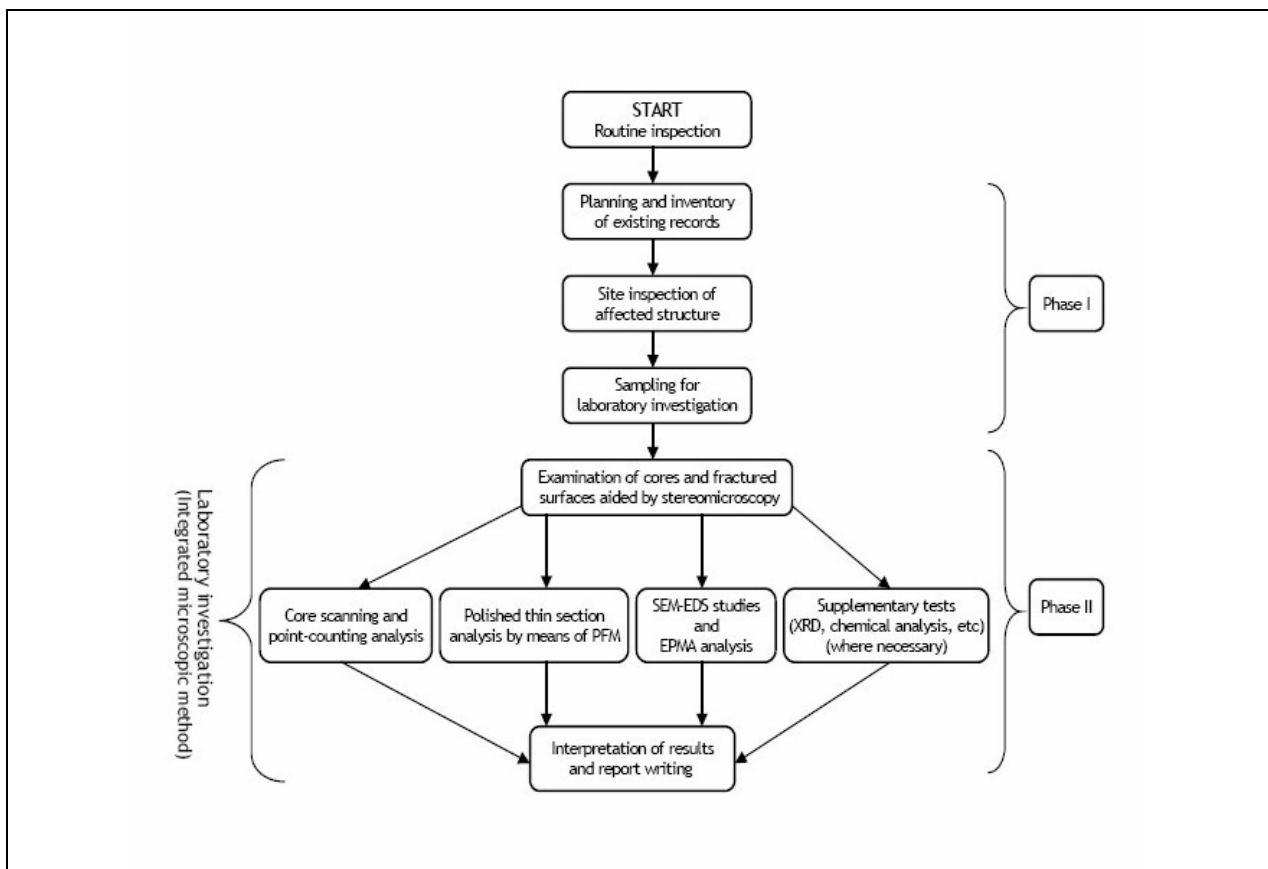


Abbildung 3-1: Beispiel eines Ablaufschemas einer AAR-Untersuchung (RILEM 2004): Nach einer Untersuchung vor Ort mit anschliessender Probenahme (Phase I) folgen Laboruntersuchungen, welche Ursache und Ausmass eines Schadens festlegen sollen (Phase II).

3.1 Zustandsuntersuchung vor Ort

3.1.1 Beschaffung bestehender Unterlagen

Die Zustandsuntersuchung stützt sich auf die vorhandene Bauwerksdokumentation ab, die Angaben wie in Abbildung 3-2 enthalten sollte. Angaben zum Alter des Bauwerks, zum Beton (Mischungsentwurf, Herkunft der Gesteinskörnung), Hinweise aus früheren Inspektionen etc. sind sehr wertvoll für die Zustandsbeurteilung. Auch vor Ort können mögliche Hinweise auf Konstruktionsdetails (Fugen, Drainagen, Bewehrung) gesammelt werden.

1	Bauwerk		
2	Planer, ausschreibende Stelle		
3	ausführende Firma		
4	Bauzeit von / bis		
5	Art der Konstruktion		
6	Witterungsverhältnisse während der Bauzeit		
7	Beanspruchung des Bauwerkes seit Erstellung (z. B. Salzbeaufschlagung im Winter)		
8	Schadensverlauf, z. B. wann erste Risse festgestellt		
9	Betonfestigkeitsklasse	geplant, lt. Leistungsverzeichnis	
10		nachgewiesen bei Güteprüfung	
11	Beurteilung lt. Bericht der Fremdüberwachung		
12	besondere Betoneigenschaften		
13	Beton- zusammen- setzung	Zement	Art
14			Gehalt in kg/m ³
15			Na ₂ O-Äquiv.
16			Vorkommen, Art
17		Zuschlag	Gehalt in kg/m ³
18			Alkaliempfindlichkeitsklasse
19		Zusatzmittel	Art
20			Gehalt in mg/kg Zement
21		Zusatzstoffe	Art
22			Gehalt in kg/m ³
23		Sieblinie	
24		w/z-Wert	
25	Nachbehandlung lt. Tagebuch		
26	Sonstige Angaben		

Abbildung 3-2:
Bauwerksdaten, die für die
Zustandbeurteilung von
Nutzen sind und wenn
immer möglich gesammelt
werden sollten (Siebel
1997).

3.1.2 Visuelle Schadenbildaufnahme

Eine visuelle Schadenbildaufnahme alleine kann eine AAR weder mit absoluter Bestimmtheit ausschliessen, noch mit Sicherheit bestätigen. Dennoch ist sie ein unabdingbarer Bestandteil für die Diagnose einer AAR. Je mehr Hinweise für eine AAR vorhanden sind, umso grösser ist die Wahrscheinlichkeit, dass eine schädliche AAR tatsächlich stattfindet. Bei der Schadenbildaufnahme (siehe Checkliste und Merkblatt in Anhang 1) werden nebst AAR-relevanten Parametern, wie Rissbilder, selbstverständlich auch andere Parameter und Schadenmechanismen erfasst, die den Zustand des inspizierten Bauwerks/Bauteils charakterisieren (Oberflächenbeschaffenheit, Risse, Verwitterungserscheinungen, Bewehrungskorrosion, Feuchtigkeit, Ausblühungen, Abplatzungen, etc., vgl. Beispiele in Abb. 3-3). Ein wichtiger Bestandteil der Zustandsuntersuchung ist die Rissaufnahme (Kapitel 3.3.3).



Abbildung 3-3:
Mögliche Begleitschäden bei AAR
Oben: Abplatzungen mit Korrosionsschäden
Rechts: Bauteilversatz bei AAR-Schäden

3.1.3 Zerstörungsfreie Prüfungen

Ultraschallmessungen

Beim Ultraschall-Impulsverfahren werden Impulse im Frequenzbereich von 20-200 kHz im zu untersuchenden Objekt erzeugt. An Grenzflächen mit unterschiedlicher Impedanz werden die Schallwellen unterschiedlich stark gestreut, reflektiert und gebeugt. Daraus resultiert bei Rissen und Porenräumen im Beton ein Abfall der Geschwindigkeit der Ultraschallwellen. Weitere Parameter wie Feuchtigkeit, Dichtigkeit und Bewehrung des Betons beeinflussen die Wellengeschwindigkeit ebenfalls (Streicher 2005). Eine sinnvolle Auswertung ist nur möglich, wenn ein Bauteil eine maximale Dicke von ca. 300cm nicht überschreitet (Bödecker 2003).

Mit Hilfe der Dicke des Bauteils kann die Laufzeitgeschwindigkeit des Impulses zwischen Sender und Empfänger bestimmt werden. Eine Reduzierung der Geschwindigkeit der Ultraschallwellen gegenüber derjenigen in einem Referenzbeton (resp. in einem ungeschädigten Bereich) oder grosse Streuungen in den gemessenen Laufzeiten deuten möglicherweise auf Risse im Beton hin.

Die Ultraschall-Laufzeitmessung könnte deshalb als Methode eingesetzt werden, um die fortschreitende Zunahme der Schädigung qualitativ zu erfassen oder den Zustand von Bauteilen mit gleicher Betonqualität zu vergleichen (Bödecker 2003, Gudmundsson 2004). Andere Autoren meinen, dass die Empfindlichkeit von Ultraschallmessungen nicht ausreicht, um unterschiedliche AAR-Schädigungsgrade genügend genau zu unterscheiden (Rivard 2004).

Luftpermeabilität am Bauwerk

Aus der Luftpermeabilität gemäss SIA 261/1, Anhang E, können Hinweise zur Dauerhaftigkeit des oberflächennahen Betons abgeleitet werden (Risse, w/z-Wert). Einige eigene Untersuchungen deuten darauf hin, dass mit zunehmender Schädigung die Streuung der Messwerte zwar grösser wird, die mittlere Luftpermeabilität aber nicht unbedingt zunimmt. Die AAR im Beton führt nicht zu einer spezifischen Veränderung der Luftpermeabilität. Es ist deshalb schwierig, die Messdaten von AAR-geschädigten Bauwerken zu interpretieren (Abb. 3-4, 3-5).

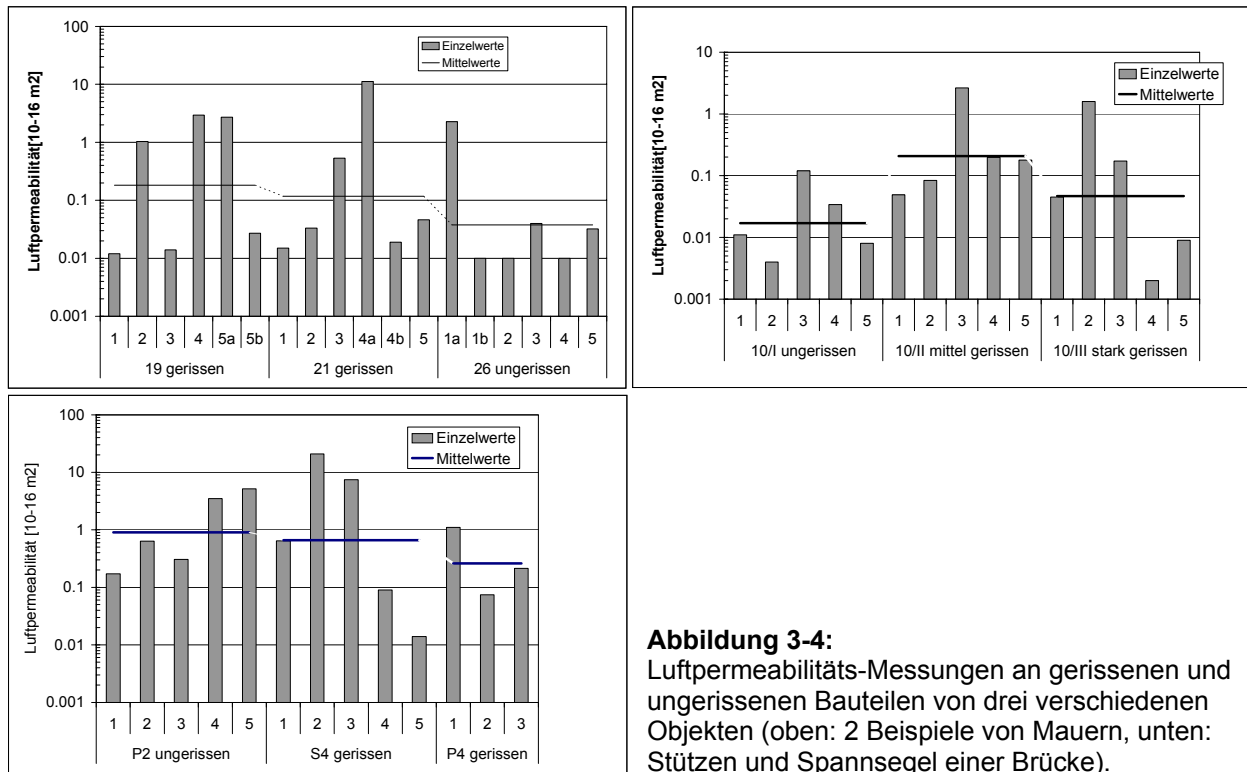


Abbildung 3-4: Luftpermeabilitäts-Messungen an gerissenen und ungerissenen Bauteilen von drei verschiedenen Objekten (oben: 2 Beispiele von Mauern, unten: Stützen und Spannsegel einer Brücke).

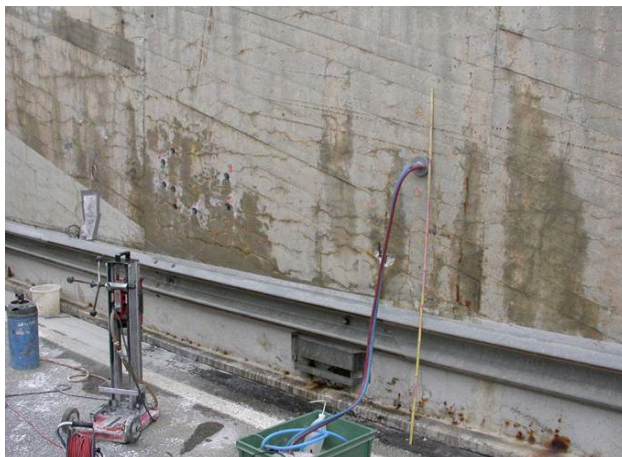


Abbildung 3-5: Luftpermeabilitätsmessung an einem gerissenen Bauteil mit der Methode nach Torrent.

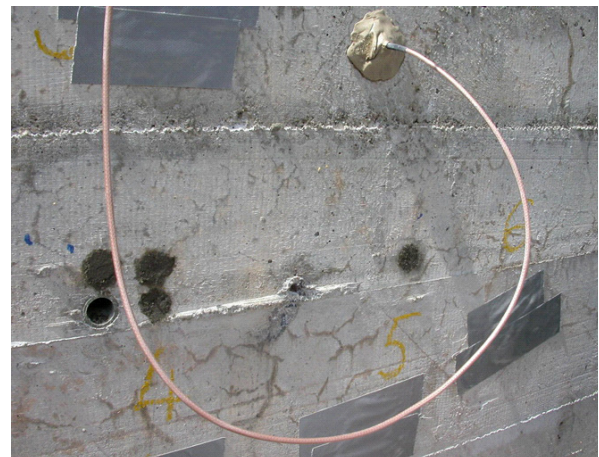


Abbildung 3-6: Messung der relativen Luftfeuchtigkeit mit Bohrlochsonden.

Mehr Angaben zur Verwendbarkeit der Luftpermeabilität als Messgrösse für die Betoneigenschaften an Schweizer Bauwerken findet sich in Jacobs (2006).

Feuchtigkeit

Die Entwicklung der AAR ist feuchtigkeitsabhängig (vgl. Kap. 2.3.4). Für die korrekte Zustandsbeurteilung sind Angaben zum Feuchtigkeitsgehalt des Betons in unterschiedlich exponierten Bauteilen wichtig. Dazu können verschiedene Messmethoden verwendet werden, wie z.B.

- Messsonden in Bohrlöchern (Abb. 3-6), welche die relative Luftfeuchtigkeit und Temperatur messen: es können Messungen in unterschiedlicher Bohrlochtiefe durchgeführt werden, dazu müssen jedoch die Bohrlöcher mit Packern abgedichtet werden. Es empfiehlt sich die Sonden mindestens ein paar Stunden im Bohrloch zu belassen, bevor gemessen wird. Die Temperaturen im Beton sind unbedingt zu messen, da die relative Luftfeuchtigkeit direkt von Mikroklimabedingungen abhängt und rasch auf Änderungen reagiert (z.B. Besonnung).

Insgesamt ein aufwendiges Verfahren, das aber sehr empfindlich ist und genaue Werte liefern kann. Diese Genauigkeit ist im Allgemeinen für eine erste Beurteilung gar nicht notwendig, kann jedoch bei bestimmten Fragestellungen (z.B. Ausmass einer Hinterfeuchtung) wertvolle Hinweise liefern.

- Bestimmung des Feuchtigkeitsgehaltes über den elektrischen Widerstand. Der Messbereich der marktüblichen Geräte liegt im obersten Zentimeterbereich. Zudem fehlen meistens Angaben über die Eichung dieser Geräte. Für absolute Werte sind die Messergebnisse deshalb nur mit Vorsicht zu gebrauchen, hingegen ist es möglich, sich rasch eine Übersicht über relative Unterschiede der oberflächlichen Feuchtigkeitsverhältnisse einzelner Bauteile zu verschaffen.
- Kapazitive Messungen der Feuchtigkeit über radiometrische Verfahren mittels Gamma-Strahlen - Adsorption. Auch hier ist die Eindringtiefe der Sonde beschränkt. Radiologische Messeinrichtungen unterliegen zudem den behördlich vorgeschriebenen Strahlenschutzauflagen.

Weitere Angaben und Literaturhinweise zu zerstörungsfreien Methoden sind in Kap. 3.4.2 zu finden.

3.2 Laborprüfungen

Der Wert von Laboruntersuchungen hängt stark von der Probenentnahme ab. Bauwerksproben sollten aufgrund der visuellen Zustandsuntersuchung und der Situation des Bauwerkes/Bauteiles (Durchfeuchtung, Spannungsverhältnisse, statische Funktion, weitere sichtbare Schäden usw.) entnommen werden. Kombiniert mit den Feldbeobachtungen liefern sie Informationen über Schadenursache, Schadenausmass, Zustand des Bauteils bzgl. Funktionstüchtigkeit und die weitere Schadenentwicklung. Idealerweise werden Zustandsuntersuchungen, Probeentnahmen und Laborprüfungen vom Baustoffspezialisten und Ingenieur gemeinsam abgesprochen (Abb. 3-7).

3.2.1 Mikroskopische Untersuchungen

Mikroskopische Untersuchungen bilden die Grundlage für die genaue Abklärung der Schadenursache und können durch keine andere Untersuchungsmethode ersetzt werden. Die Gefügeuntersuchungen liefern Informationen zum Schadenausmass und zum Reaktionsstadium. Diese sind notwendig, um die Ergebnisse anderer Prüfungen korrekt interpretieren zu können.

Diese Analysen müssen von einem in Baustoffmikroskopie erfahrenen Petrographen durchgeführt werden. Da die mikroskopischen Präparate klein sind (i.d.R. ein paar Quadratzentimeter pro Dünnschliff) sind jeweils mehrere Analysen notwendig, um den Zustand eines Bauteils richtig erfassen zu können.



Abbildung 3-7:

Die Bohrkernentnahme ist u. U. sehr heikel, gerade bei vorgespannten Bauteilen, wo die Risse über den Spanngliedern verlaufen.

3.2.2 Mechanische Prüfungen

Zu den mechanischen Prüfungen zählen:

- Druckfestigkeit
- Zugfestigkeit
- Spaltzugfestigkeit
- Haftzugfestigkeit
- E-Modul

Vergleichende Messungen an unterschiedlich geschädigten Bauteilbereichen geben Aufschluss über das Schadenausmass (vgl. Kap. 4.2.1). Für eine zweckdienliche Auswertung ist die Kenntnis der ursprünglichen Festigkeiten des Betons anhand der Bauwerksdokumentation oder Messungen an ungeschädigten Bauteilen sehr hilfreich. Für die Beurteilung der einzelnen Messwerte muss die Orientierung allfällig vorhandener Risse in der Probe in Bezug auf die Belastungsrichtung bekannt sein, bzw. die Proben müssen so angelegt sein, dass die Auswirkung der Risse für die statische Bauwerksbeurteilung sinnvoll untersucht werden kann.

3.2.3 Physikalische Prüfungen

Die physikalischen Prüfungen beinhalten z.B.:

- Porenkennwerte
- Wasseraufnahmekoeffizient
- Wasserleitfähigkeit
- Frostbeständigkeit
- Chloridwiderstand

Sie dienen in erster Linie dazu, die Dauerhaftigkeit des geschädigten Betons im gerissenen Oberflächenbereich zu bestimmen (vgl. Kap. 4.2.2). Aufgrund der Untersuchungsergebnisse lässt sich der Einsatz allfällig notwendiger Oberflächenschutzmassnahmen besser beurteilen. Die Messung der Porenkennwerte liefert wertvolle Hinweise über die Betonqualität und Betonzusammensetzung, insbesondere wenn entsprechende Bauwerksdaten fehlen.

3.2.4 Chemische Prüfungen

Alkaligehalt

Analytisch können Alkaligehalte z.B. an Wasser- oder verschiedenen Säureaufschlüssen, aber auch am Pulver mit Röntgenfluoreszenz bestimmt werden. Je nach Analyse werden auch nicht oder schwerlösliche Alkalien erfasst, welche für eine AAR gar nicht zur Verfügung stehen. Analysedaten sollten kontrolliert und beurteilt werden anhand der Zusammensetzung der Gesteinskörnung (enthält ebenfalls Alkalien) und über die Plausibilitätsberechnungen des theoretischen Alkaligehaltes des Zementes. Erhöhte Alkaligehalte infolge Streusalzbelastung können anhand von Chloridanalysen korrigiert werden.

Zementgehalt

Die in der Schweiz übliche Zementgehaltsanalyse basiert auf der unterschiedlichen Löslichkeiten der Kieselsäure im Zementstein (CSH-Phasen) und in der Gesteinskörnung (hauptsächlich Silikate). Da die AAR die Kieselsäure der Silikate mobilisiert, steht somit bei dem Verfahren nach (Houst 1978) mehr leichtlösliche Kieselsäure zur Verfügung und die Ergebnisse können verfälscht werden. Auch hier müssen die Analysedaten sorgfältig mit den übrigen Daten des Betons (z.B. Festigkeiten, Porenkennwerte, Sulfat-, Alkali-, Chlorid- und Calciumgehalte) verglichen und mit Stoffraumrechnungen auf ihre Plausibilität geprüft, allenfalls korrigiert werden. Die Bestimmung des Zementgehaltes dient zur Charakterisierung der Betonqualität und zur Beurteilung der Alkaligehalte.

Sulfatgehalt

AAR-geschädigte Betone zeigen sehr häufig auch Ettringit ausfällungen in den Poren und Rissen. Sulfatanalysen dienen dazu, die mikroskopischen Befunde zu ergänzen, indem sie helfen, äussere Sulfatquellen (Sulfatangriff) oder Ettringitbildungen aus dem Zement zu

unterscheiden. Sulfatanalysen können auch sehr hilfreich sein, um ungewöhnliche Zementanalyseresultate zu kontrollieren.

3.2.5 Sonstige Untersuchungsmethoden

Alkali Immersion Test

Bei diesem einfachen Test, werden die Bauwerksproben mit einer Alkalilösung befeuchtet. Dadurch können reaktive Gesteinskörner durch Gelausscheidungen an der polierten Oberfläche der Probekörper sichtbar gemacht werden. Die Benetzung mit der Lauge dauert bis zu einem Monat. Für eine Beschleunigung der Methode kann die Lagerungstemperatur der Proben erhöht werden (38°C). Es handelt sich um eine qualitative Methode zur Begutachtung der Bauwerksproben. Das Fehlen von Gel kann nicht als Kriterium der Nicht-Reaktivität betrachtet werden. Die Methode muss in jedem Fall mit weiteren Untersuchungen ergänzt werden.

Rasterelektronenmikroskopie

REM-Untersuchungen (3D-Bilder, sowie „Mapping“ von Elementen mittels EMPA/EDS zur Identifizierung und Analyse von AAR-Gelen) sind sehr kostenintensiv. Sie können bei bestimmten Fragestellungen in Zusammenhang mit kombinierten Schadenmechanismen oder zur Charakterisierung der Gelzusammensetzung z.B. in Hinblick auf dessen Altersbestimmung eingesetzt werden. Normalerweise werden solche Analysen im Rahmen akademischer Forschungsarbeiten durchgeführt und dürften bei üblichen Bauwerksuntersuchungen im Moment kaum zweckmässig eingesetzt werden können.

Uranylimprägnierungen

Uranylimprägnierungen von Bauwerksproben basieren auf dem Effekt, dass die Uranylionen im Silikat-Gel fixiert werden. Unter UV-Licht benutzt man den Fluoreszenzeffekt des Uranyls um die Anwesenheit und die Verteilung des Gels im Beton zu untersuchen (LCPC 1993). Da auch andere Mineralphasen unter UV-Licht fluoreszieren können, müssen die Testergebnisse kontrolliert werden. Dieser Test kann als Voruntersuchung verwendet werden. Die Methode hat den Nachteil, dass mit radioaktiven Reagenzien gearbeitet werden muss, welche im Markt nicht frei gehandelt werden. Es müssen spezifische Vorsichtsmassnahmen getroffen werden, die nicht jedem Labor zur Verfügung stehen.

3.3 Schadenindices

Verschiedentlich wurden Indices entwickelt, um den Schädigungsgrad anhand von bestimmten Parametern zu messen und zu quantifizieren. Drei grundsätzlich verschiedene Ansätze wurden bisher entwickelt:

- Quantifizierung der Gefügemerkmale oder Gefügeschädigungen (damage rate index)
- Messung der Veränderungen im elastischen Verhalten als Mass der Schädigung (stiffness damage rate index)
- Ausmessen der an der Betonoberfläche sichtbaren Risse als Mass der Betonausdehnung (Rissindex)

Versuche die einzelnen Indices untereinander zu korrelieren, haben sich bisher als nicht sehr befriedigend erwiesen (Smaoui 2004).

3.3.1 Damage Rate Index

Der Damage Rate Index (DRI) wurde von Grattan-Bellew (1992) definiert und wird verschiedentlich in publizierten Untersuchungen angewendet (Grattan-Bellew 1995, Hasparyk 2004). Er beruht auf der mikroskopischen Bestimmung einer Reihe von charakteristischen Gefügemerkmalen, welche verschieden gewichtet werden:

- grobe Körner mit Rissen (x 0.25)
- grobe Körner mit Gel-gefüllten Rissen (x 2.0)
- Grobe Körner mit Rissablösungen (x 3.0)
- Reaktionssäume (x 0.5)
- Risse im Zementstein (x 2.0)
- Gel-gefüllte Risse im Zementstein (x 4.0)
- Luftporen mit Gelfüllungen (x 0.5)
- Grobe Risse (x 4.0)

Der DRI ist die Summe aller gewichteten Gefügemerkmale innerhalb einer Fläche von mindestens 180cm², normalisiert auf 100cm². Nicht alle erfassten Gefügeparameter entsprechen auch einem Gefügeschaden. Andere Schadenfaktoren (insbesondere Ettringitbildung) werden nicht berücksichtigt.

Eine ähnliche, vereinfachte Methode, welche sich auf die mikroskopische Auszählung von Gefügeschäden beschränkt, wurde kürzlich veröffentlicht (Lindgard 2004). Hier werden drei Risstypen unterschieden:

- Risse im Innern der groben Gesteinskörnungen
- Risse, die von groben Gesteinskörnungen in den Zementstein hinein verlaufen
- Risse im Zementstein

Aufgrund der publizierten Daten und Korrelationen ist es schwierig, sich ein Bild über die Aussagekraft dieser Schadenindices zu verschaffen. Diese Auszählmethoden zur Quantifizierung der Gefügemerkmale sind sehr arbeitsintensiv. Die korrekte Interpretation der Indices setzt voraus, dass die untersuchten Proben in einen grösseren Zusammenhang gestellt werden (Situation Bauteil, Tiefe im Bohrkern, Bewehrung, Betonqualität, weitere Schadenmechanismen, besondere Spannungsverhältnisse usw.). Das heisst, sie sind nur als Teil einer detaillierten und umfassenden Bauwerksuntersuchung sinnvoll.

3.3.2 Stiffness Damage Index

Zur Quantifizierung der Betonschädigung wurde diese Methode von Chrisp (1993) vorgeschlagen. Er beruht auf der Messung der plastischen Deformation und der aufgenommenen Energie von Probekörpern während 5 zyklischen einaxialer Belastungen zwischen 0 und 5.5MPa, welche mit dem Schliessen der bestehenden Risse und einem Gleitmechanismus in Verbindung gebracht werden und somit ein Mass für die Schädigung in der Spannungsrichtung darstellt. Für die Bestimmung des SDI (Stiffness Damage Index) wird der Elastizitätsmodul im ersten Belastungszyklus gemessen und die aufgenommene Energie in den 4 weiteren Zyklen.

In Smaoui (2004) werden für die Bestimmung des SDI höhere Belastungen empfohlen (z.B. 10 oder 15MPa).

Der SDI wird in der englischen Richtlinie für Zustandsuntersuchungen (ISE, 1992, Anhang 2) als Untersuchungsmethode empfohlen. Smaoui (2004) zeigte, dass sich bei Auslagerungsversuchen im Feld und im Labor der SDI mit den Ausdehnungen der Probekörper gut korrelieren lässt.

3.3.3 Rissindex

Darunter versteht man das Ausmessen der Risse an der Betonoberfläche (Abb. 3-9, 3-10), indem auf einer bestimmten Messstrecke oder einer Messfläche die Risse ausgemessen werden. Diese Methode dient als einfaches Überwachungsinstrument, welches je nach Intensität des Schadenausmasses zu unterschiedlichen Zeitabständen wiederholt werden kann (vgl. Kap. 3.4). Das LCPC hat eine Messmethode für die Messung des Rissindex publiziert (LCPC 1997).

Bei dieser Methode wird die kumulierte Rissbreite innerhalb eines Quadratmeters entlang von vier Richtungen bestimmt. Die Rissbreiten werden auf folgenden Linien bestimmt: horizontale Linie von unten links nach unten rechts (UL-UR), vertikale Linie von unten links nach oben links (UL-OL), beide Diagonalen von unten links nach oben rechts (UL-OR), sowie von oben links nach unten rechts (OL-UR). Anschliessend werden die Anzahl Risse pro Linie, deren

kumulierte Rissbreite, die mittlere Rissbreite pro Riss, sowie die über die vier Linien gemittelte kumulierte Rissbreite bezogen auf einen Meter Länge (Rissbreitenindex IF). Ein Beispiel ist in Tabelle 3-1 angegeben. Bei stark orientierten Rissen ist nicht der Mittelwert aller Messachsen sondern nur der maximale Wert senkrecht zu den Rissöffnungen zu verwenden.

In der niederländischen CUR-Empfehlung für die Inspektion und Beurteilung von Bauwerken wird ein ähnliches Verfahren zur Rissbreitenmessung beschrieben (siehe Anhang 2). Die Messungen der Rissbreiten sind zu korrigieren, wenn die Messachsen schräg zu den Rissen verlaufen (Abb. 3-8).

Richtung	Rissbreiten [mm]	Länge [m]	Anzahl Risse	Mittlere Rissbreite pro Riss [mm]	Kumulierte Rissbreite [mm/m]	Rissbreitenindex IF (mm/m)
UL-UR	0.1, 0.05, 0.8, 0.3	1	4	0.31	1.25	0.83
UL-OL	0.1, 0.2	1	2	0.15	0.3	
UL-OR	1.5, 0.3, 0.5	1.4	3	0.76	1.64	
OL-UR	0.2	1.4	1	0.2	0.14	

Tabelle 3-1: Beispiel einer Aufnahme eines Rissbreitenindex gemäss (LCP 1997).




Abbildung 3-8: Schematische Darstellung eines Messfeldes für die Rissbreitenmessung. Die schräg zu den Rissflanken gemessenen Rissbreiten werden rechnerisch korrigiert (meetlijn = Messlinie) (CUR-Empfehlung).

Kumulative Rissbreite ϵ_{ASR} in mm/m:

$$\epsilon_{ASR} = \frac{\sum_{i=1}^n \frac{w_i}{\cos \alpha_i}}{l}$$

l = Länge Messlinie [m]

w_i = Rissbreite des Riss i

α_i = Winkel zwischen Messlinie und Senkrechte zu Rissflanken



Abbildung 3-9: Betonoberfläche mit unterschiedlichen, offenen und geschlossenen Rissen.



Abbildung 3-10: Ausmessung eines klaffenden Risses mit einem einfachen Rissmeter.

3.4 Prognose der Schadenentwicklung

Für die Beurteilung der weiteren Schadenentwicklung wird versucht, das Stadium der AAR zu erfassen. Dies kann auf verschiedene Arten erfolgen. Eventuell ist es möglich aus allfällig vorhandenen Zustandsuntersuchungen abzuleiten, ob sich die Reaktion in einem Anfangsstadium befindet oder schon abgeklungen ist. Meistens fehlen jedoch die dazu notwendigen Informationen über den bisherigen Schadenverlauf. Deshalb wird für die Prognose des verbleibenden Ausdehnungspotentials des Betons das sogenannte Restquellmass im Labor bestimmt. Eine weitere Möglichkeit, sich Informationen über die Geschwindigkeit, mit der die Ausdehnung erfolgt, und über die damit verbundene Schädigung des Bauwerks zu verschaffen, besteht in der Bauwerksüberwachung.

3.4.1 Bestimmung des Restquellmasses

Für die Bestimmung des Restquellmasses an Laborproben wurden in verschiedenen Ländern, wie Frankreich, Kanada, Japan usw. Auslagerungsversuche definiert, um die Ausdehnung des Betons zu simulieren und zu beschleunigen. Im Prinzip sind diese Versuche ähnlich und unterscheiden sich v.a. bei den Auslagerungsbedingungen, d.h. bei der Temperatur (38°C oder 60°C) und beim Auslagerungsmilieu (rel. Luftfeuchtigkeit > 95%, Wasserlagerung, Lagerung in NaOH-Lösung). In Frankreich wird die vom LCPC entwickelte Methode angewendet (LPC Methode Nr. 44, 1997). Dabei werden Bohrkern bei 38°C und 100%rel. Luftfeuchtigkeit während 12 Monaten ausgelagert. Bérubé (2004) hat den Einfluss der verschiedenen Lagerungsbedingungen untersucht. Er kommt zum Schluss, dass die Restquellmassbestimmungen ein rasches und kostengünstiges Verfahren darstellen. Die Bauwerksüberwachung erlaubt jedoch eine sicherere Aussage über die weitere Bauwerksentwicklung in den folgenden 10-15 Jahren. Bezüglich der Messverfahren stellt er fest, dass die Auslagerung bei 38°C und >95% RF anderen Auslagerungsbedingungen vorzuziehen ist. Versuche in NaOH-Lösungen bei 38°C können allenfalls verwendet werden, um die Reaktivität der Gesteinskörnungen zu bestätigen. Die verwendeten Proben sollten möglichst gross sein (Durchmesser 150mm), um das Auswaschen von Alkalien zu vermeiden. Sie sollten zudem möglichst geringfügige Schäden aufweisen, um das freie Quellen des frisch gebildeten Gels in schon vorhandenen Rissen zu verhindern. Die gemessenen Ausdehnungen variieren stark in Längs- und Querrichtung der Proben und sollten deshalb in mindestens drei Richtungen gemessen werden. Bei der Auswertung der Daten ist das reversible Quellen infolge Wasseraufnahme zu berücksichtigen und von der Gesamtausdehnung der Proben abzuziehen.

Die Ergebnisse der Restquellmassbestimmungen können als Richtwerte betrachtet werden (für die Beurteilung siehe Kap. 4.3). Weitergehende Interpretationen der Laborergebnisse für die am Bauwerk noch zu erwartende Ausdehnung sind sehr anspruchsvoll. Für eine korrekte Durchführung des Versuches und eine aussagekräftige Auswertung ist der Zustand der Betonproben vor dem Versuch sorgfältig zu untersuchen und sind die Auslagerungsbedingungen den Gegebenheiten am Bauwerk entsprechend festzulegen. Die Versuchsdauer sollte so lang wie möglich sein. Die erreichbaren Restquellmassen hängen von den Auslagerungsbedingungen (Temperatur, Feuchtigkeit) ab und vom Zustand der Proben vor dem Versuch (Betonqualität, Porosität, Alkaligehalt, Risse und andere Schädigungen, Orientierung und Art der Gesteinskörnung, usw.). Bei einem feuchten Beton aus einem geschädigten Bereich ist ein kleines Restquellmass im Labor zu erwarten, was zu einer Unterschätzung des Restquellmasses am gesamten Bauwerk führen kann. Trockenere, ungeschädigte Bauwerksteile können bei Durchfeuchtung höhere Ausdehnungen zeigen, als man aufgrund der Restquellmassmessungen erwarten würde.

Im Moment fehlen Langzeiterfahrungen mit Vergleichsstudien der Bauwerksentwicklung, um die Resultate der Restquellmassbestimmungen besser interpretieren zu können.

3.4.2 Monitoring

Eine ausführliche Übersicht von möglichen zerstörungsfreien Methoden zur Bauwerksüberwachung ist in (Siemes 2000) zusammengestellt und diskutiert worden. Daneben gibt es verschiedene Fallstudien wie z.B. in (Bakker 2004), (Ballim 2004), (Jensen 2004), (Delaby 2004), (Durand 2000, 2004). Meistens umfassen die Bauwerksüberwachungen die Rissbreitenentwicklung und die Entwicklung der Bauteilausdehnungen, z.T. auch in Verbindung mit Instandsetzungen und Schutzmassnahmen der geschädigten Bauwerke. Zusätzlich werden Feuchtigkeits- und Temperaturmessungen durchgeführt. Es zeigt sich, dass die Ausdehnungen starken Schwankungen infolge von saisonalen Feuchtigkeits- und Temperaturvariationen unterworfen sind. Es muss deshalb mit Überwachungsperioden von mehreren Jahren gerechnet werden, um echte Trends in der Bauwerksentwicklung erkennen zu können.

3.5 Zusammenfassung der Methoden für die Bauwerksuntersuchung

Die in den vorangehenden Kapiteln beschriebenen Untersuchungsmethoden sind gruppenweise in der folgenden Tabelle 3-3 zusammengefasst und ihre Bedeutung für die einzelnen Aspekte der Bauwerksuntersuchung dargestellt.

Messmethode	Diagnose der Schadenursache	Zustandsbeurteilung	Prognose Schadenentwicklung
Visuelle Untersuchung des Bauwerks und der Bauwerksproben	XXX	XX	XX
Schadenindex am Bauwerk	XX	XXX	
Zerstörungsfreie Untersuchungen am Bauwerk		X	
Mikroskopische Untersuchungen, Schadenindex	XXX	XXX	XX
Chemische Analysen	X		XX
Mechanische Prüfungen, Schadenindex		XXX	
Physikalische Prüfungen		XX	X
Restquellmass			XXX
Monitoring			XXX

Tabelle 3-3: Bedeutung der bestehenden Untersuchungsmethoden zur Erfassung von AAR-Schäden

Es zeigt sich, dass vor allem

- visuelle Untersuchungen am Bauwerk,
- mikroskopische Untersuchungen an Bauwerksproben,
- Quantifizierungen der Schäden mit Schadenindices und Festigkeitsmessungen, sowie
- Bestimmungen des Restquellmasses und Monitoring

die wichtigsten Untersuchungstechniken zur Beurteilung von AAR-Schäden darstellen.

4 Beurteilung von AAR-Schäden

4.1 Vorgehen bei der Beurteilung

Spezifische Normen zum Thema Bauwerksbeurteilung bei AAR-Schäden gibt es, soweit es den Autoren bekannt ist, nicht. Mit Ausnahme der englischen Richtlinie, welche 1992 herausgegeben wurde, sind die übrigen europäischen Richtlinien zu diesem Thema erst kürzlich erschienen:

- **England** : Structural effects of alkali-silica reaction, Technical guidance on the appraisal of existing structures (ISE 1992)
- **Frankreich**: Aide à la gestion des ouvrages atteints de réactions de gonflement interne (LCPC 2003)
- **Deutschland** : Empfehlung für die Schadensdiagnose und die Instandsetzung von Betonbauwerken, die infolge einer Alkali-Kieselsäure-Reaktion geschädigt sind (DAfStb 2003)
- **Holland** : Niederländische CUR-Empfehlung des Rijkswaterstaat für die Inspektion und Beurteilung von Bauwerken (Endfassung 2004), (Kaptijn 2004),

Die Richtlinien sind im Anhang 2 zusammengefasst. Sie zeichnen sich alle durch ein stufenweise Vorgehen aus, von der Inspektion bis zu aufwendigen Laborprüfungen und der Bauwerksüberwachung (Tab. 4-1). Die Schwerpunkte werden leicht unterschiedlich gesetzt: Während in Frankreich die Bauwerksüberwachung und Einschätzung der Schadenentwicklung im Vordergrund stehen, wird in der englischen und der niederländischen Richtlinie v. a. die Untersuchung der statischen, resp. mechanischen Auswirkungen der AAR und deren Beurteilung festgelegt. In diesen drei Richtlinien finden sich klare Richtwerte, während die deutsche Richtlinie sich nicht festlegt, weder in Bezug auf das Schadenausmass, noch auf die Schadenentwicklung, sondern eine fallweise Beurteilung durch ein Spezialistenteam empfiehlt. In den Grundzügen stimmen die Richtlinien bezüglich der Beurteilungskriterien von AAR-Schäden überein (Tab. 4-2).

Bei der Einstufung der Bauwerkschäden sollte berücksichtigt werden, dass es keine erprobte und dauerhafte Instandsetzung geschädigter Bauwerke gibt, bei denen noch eine weitere Entwicklung der AAR-Schäden zu erwarten ist. Aus der Einstufung ergibt sich das Massnahmeniveau z.B. für den Umfang der Zustandserfassung, für die Art und Frequenz der Bauwerksüberwachung sowie für die Instandsetzungs- oder Schutzvorkehrungen.

In veröffentlichten Einzelfallstudien werden v.a. die angewandten Untersuchungsmethoden und deren Ergebnisse dargestellt. Eine Beurteilung der Schäden in Hinblick auf die Funktionstauglichkeit und Dauerhaftigkeit des Bauwerkes fehlt meistens in diesen Publikationen.

1. Visuelle Inspektion: zerstörungsfreie Untersuchungen, Erfassen der Rissverteilung, der Rissindices, der anderen Schadenbilder, der Expositionsbedingungen usw.
2. Recherchen in der Baudokumentation
3. Probenentnahme zur Abklärung, ob AAR die Ursache für die festgestellten Rissbilder ist
4. Probenentnahme zur Abklärung der Auswirkungen der AAR auf die Betoneigenschaften (z.B. mechanische Festigkeiten, Dauerhaftigkeit, Schadenindices)
5. Laborprüfungen an Bauwerksproben für die Bestimmung der weiteren Schadenentwicklung
6. Statische Überprüfung des Tragwerkes
7. Planung und Ausführung von Massnahmen
8. Bauwerksüberwachung

Tabelle 4-1: Stufen im Vorgehen bei der Bauwerksuntersuchung

Beurteilungskriterium	Parameter	Beschreibung
Ausmass und Intensität des Schadens (Schädigungsgrad)	Ergebnisse der Bauwerksuntersuchung (siehe Kap.3.1 bis 3.3)	Kap. 4.2
Zeitliche Entwicklung des Schadens	Stadium und Geschwindigkeit der Reaktion, noch zu erwartende Dehnung (Restquellmass und Monitoring, Kap. 3.4)	Kap. 4.3
Bedeutung des Schadens	Wichtigkeit des Bauteiles und/oder des Bauwerkes, welches vom Schaden betroffen ist	Kap. 4.4

Tab. 4-2: Beurteilungskriterien von AAR-Schäden

4.2 Schädigungsgrad: Schadenausmass und -intensität

In der folgenden Zusammenstellung (Tab. 4-3) wurden die Angaben aus Literatur und Richtlinien für einen Vergleich zusammengetragen. Es sind verschiedene Hauptkriterien zur Beurteilung des Schädigungsgrades zu berücksichtigen.

Der Schädigungsgrad kann nicht losgelöst von der Situation jedes einzelnen Bauteils betrachtet werden. In der Regel müssen die verschiedenen Bauteile eines Bauwerkes einzeln beurteilt werden (Abb. 4.1).

Kriterium	Parameter	Beschreibung
Die Verbreitung , mit welcher die Schäden auftreten	flächendeckend oder ganzes Bauwerk	Kap. 3.1.2 und 3.1.3
	bereichsweise oder einzelnes Bauteil	
	sporadisch, vereinzelt oder Teile eines Bauteils	Merkblatt im Anhang 1
Die Situation des Bauteils	Exposition, Feuchtigkeitsverhältnisse, andere Schadeneinflüsse	Kap. 2.3.4
	Bewehrung, Spannungsverhältnisse	Kap. 2.3.5
	Betonqualität und -zusammensetzung	Kap. 2.3.1 -3, 2.3.5
Die Intensität des Schadens	Risslängen, -tiefen und -breiten	Kap. 3.3.3
	Auf eine bestimmte Messlänge kumulierte Rissbreiten	
	Gefügeschädigungen	Kap. 3.3.1, 3.3.2
	Schäden infolge der Ausdehnung wie Durchbiegungen, Fugenverschlüsse, Bauteilversätze usw.	Abb. 3.3
	Beeinträchtigung der mechanischen Eigenschaften	Kap. 4.2.1
	Beeinträchtigung der Betoneigenschaften (z.B. Frostbeständigkeit oder Chloridwiderstand) und entsprechende Begleitschäden	Kap. 4.2.2

Tab. 4-3: Hauptkriterien zur Beurteilung des Schädigungsgrades



Abbildung 4-1:
Strassenviadukt. Während die Pfeiler keine Anzeichen für AAR aufweisen, sind beim Fundament typische Rissnetze vorhanden.

4.2.1 Verminderung der mechanischen Betoneigenschaften

Die Beurteilung der Beeinträchtigung der Betoneigenschaften und insbesondere der mechanischen Eigenschaften setzt voraus, dass dieselben für den ungeschädigten Zustand bekannt sind. Die vorgefundenen Festigkeiten können, falls bekannt, mit den als Bemessungsgrundlage ursprünglich verwendeten Werten verglichen werden. Eine Kontrolle, ob die Werte überhaupt realistisch sind, sollte anhand der in den Bauwerksproben vorgefundenen Betonrezeptur durchgeführt werden (w/z-Wert, Zementgehalt, Siebkurve, Grobporengehalt usw.). Die Betonrezeptur kann im Labor ermittelt werden.

Eine andere Möglichkeit besteht darin, die Festigkeiten an Proben aus einem mikroskopisch nachgewiesenen unbeschädigten Bereich zu ermitteln und als Referenzwert zu verwenden. Dies hat den Vorteil, dass keine Extrapolationen über die altersmässige Entwicklung der verschiedenen Festigkeitsparameter gemacht werden müssen.

Es ist allgemein akzeptiert und verschiedentlich dokumentiert, dass die Rissbildungen infolge AAR eines unbewehrten Betons zur Schwächung der mechanischen Festigkeiten führen, wobei der Bezug zwischen Schädigungsgrad und Festigkeitsverlust nicht eindeutig ist.

An Laborproben, bei denen die AAR mit Auslagerungen beschleunigt wurde, entsprechen die in Wälchli (2005) zusammengestellten Daten von Capra (2002) und West (1996) maximalen Festigkeitsverlusten in der Grössenordnung von

bis 25-40% für die Druckfestigkeit
bis 30-50% für die Zugfestigkeit
bis 30-40% für den E-Modul.

Diese Werte sind in derselben Grössenordnung von anderen, ebenfalls an Laborprüfkörpern durchgeführten Untersuchungen (Pleau 1989, Ohno 1989, Larive 1998, Batic 2004). Swamy (1990) stellte bei einer Ausdehnung von 0.5-1.5% folgende Reduktionen fest:

40-60% für die Druckfestigkeit
65-80% für die Zugfestigkeit
60-80% für den E-Modul

Sowohl die Ausdehnungen wie die Festigkeitsverminderungen erscheinen hoch im Vergleich zu anderen publizierten Daten und dürften eventuell mit einer besonders reaktiven Gesteinskörnung in Zusammenhang stehen. Alle Untersuchungen zeigen aber, dass sich die verschiedenen mechanischen Eigenschaften unterschiedlich verhalten, wobei in der Regel die Zugfestigkeit und der E-Modul deutlicher abnehmen als die Druckfestigkeit.

In der englischen Richtlinie der ISE (1992) für Zustandsuntersuchungen werden für verschiedene Ausdehnungen die dazugehörigen Festigkeiten in Bezug auf einen Referenzbeton angegeben (siehe Tab. 4-4).

Mechanische Eigenschaften	Freie Ausdehnung des Betons [%]				
	0.05	0.1	0.25	0.5	1
Zylinderdruckfestigkeit	0.95	0.80	0.60	0.60	-
Spaltzugfestigkeit	0.85	0.75	0.55	0.40	-
E-Modul	1	0.70	0.50	0.35	0.30

Tabelle 4-4: Entwicklung der Festigkeiten in Funktion der Ausdehnung eines reaktiven Betons.

Von anderen Autoren publizierte Daten geben z. T. sehr kleine Druckfestigkeitsverluste unter 10%, z. T. aber auch Festigkeitszunahmen an (Abe 1989, Rigden 1995). Dies veranschaulicht die Schwierigkeiten einen echten Referenzbeton zu erhalten. Um einen nichtreaktiven Beton herzustellen, müssen im Vergleich zum reaktiven Beton entweder die Betonkomponenten ausgewechselt werden oder es muss mit einer Alkalizudosierung gearbeitet werden, welche bekanntermassen die Festigkeitsentwicklung beeinflusst. Dabei darf ein möglicher Einfluss der Art der reaktiven Gesteinskörnungen auf die Festigkeitsentwicklung nicht ausgeschlossen werden (Swamy 1990).

Im Gegensatz zu den Ergebnissen an kleinen Laborprüfkörpern, ergeben praktisch alle Untersuchungen an grösseren Prüfkörpern keine derartige Verminderung der Tragfähigkeit. Eine kritische Literaturübersicht von Clark L. (1989) zeigt, dass die mechanischen Eigenschaften von grossen Balken, im Gegensatz zu kleinen Probekörpern derselben Zusammensetzung, keine Veränderung im E-Modul aufweisen. Larive (1998) fasst seine Schlussfolgerungen wie folgt zusammen:

- bei reaktiven Betonen treten Biegerisse infolge einer mechanischen Belastung weniger häufig und erst bei höheren Belastungen auf als bei ungeschädigten Betonen.
- die Biegesteifigkeit wird nicht beeinträchtigt, auch ein Versagen ist weniger wahrscheinlich als bei einem gesunden Beton. Unter statischer Belastung variieren die Bruchlasten reaktiver Betone zwischen dem 0.93 bis 1.47fachen Wert von Referenzprüfkörpern.
- Der Widerstand gegenüber Ermüdung ist bei Betonen mit AAR erhöht.

Im Rahmen eines französischen Gemeinschaftsprojektes des LCPC (Laboratoire Central des Ponts et Chaussées) und EDF (Electricité de France) wurde während einem zweijährigen Laborversuch an 3m langen, voll instrumentierten, unterschiedlich bewehrten Betonprüfkörpern das mechanische Verhalten im Laufe einer Auslagerung unter variablen Feuchtigkeitsbedingungen auf verschiedenste Weise geprüft (Multon 2003). Die Versuchsanordnung bestand aus 4 reaktiven und 2 nichtreaktiven Betonen. Neben den grossen Balken von 0.25 x 0.5 x 3m wurden kleine Prüfkörper, welche den Umgebungsbedingungen von Teilbereichen der grossen

Balken ausgesetzt wurden, untersucht. Die Lagerungsbedingungen der Balken wurden so gestaltet, dass einerseits ein Feuchtigkeitsprofil entstand und andererseits die Effekte einer späten Wasserzufuhr nach einer Trocknungsperiode studiert werden konnten. An den Balken und Prüfkörpern wurden Gewicht, Wassergehalt, Verformungen, Festigkeiten, Riss- und Bruchbilder usw. ermittelt. Für mehr Details sei auf die sehr umfangreichen Publikationen verwiesen (Multon 2003, Multon 2004, Toutlemonde 2004, Poyet 2004, Foray 2004, Seignol 2004).

Bei Versuchsende, als eine maximale, stagnierende Ausdehnung bei den reaktiven Betonbalken erreicht wurde, konnte keine signifikante Veränderung der Porosität, der Druckfestigkeit oder der Biegezugfestigkeit festgestellt werden. Im Laufe des Versuches zwischen 90 Tagen und 6 Monaten nahm der E-Modul zwar um 20% ab, konnte sich aber wieder erholen, sodass die Differenz zum Ausgangswert nur gerade 7% war. Dieses Verhalten wurde von den Autoren auf ein Verfüllen der Risse durch Reaktionsprodukte zurückgeführt. Die mechanischen Eigenschaften der Balken wurden bei Versuchsende untersucht. Dabei ergab sich ein umgerechneter Verlust in der zentrischen Zugfestigkeit von 4.1MPa (nicht reaktiver Beton) auf 2.5-2.9MPa (reaktiver Beton), welche sich aufgrund der an separaten Prüfkörpern ermittelten Spaltzugfestigkeitsmessungen nicht vermuten liess. Dies wurde auch schon von anderen Autoren festgestellt (Clayton 1989, Larive 1998, Den Uijl 2002, Siemes 2000).

Multon (2003) kommt zum Schluss, dass die konventionellen Tragfähigkeitsberechnungen sicher und präzise genug sind, vorausgesetzt die zentrische Zugfestigkeit ist nicht kritisch. Dies betrifft Zonen, in denen die Bemessung der Bewehrung auf Grundlage des Biegeversagens (entweder Überschreiten der Streckgrenze der Bewehrung oder Versagen der Betondruckzone) erfolgt.

Bei Bohrkernen aus geschädigten Bauwerken wurde festgestellt, dass die Spaltzugfestigkeit kaum einen Hinweis für den Zustand des Betons gibt, die Druckfestigkeit nur leicht und fallweise vermindert wird, währenddem der E-Modul bis zu 50% drastisch reduziert wird (Shayan 2000, Okada 1989, Den Uijl 2000, Hasparyk 2004).

Auch wenn die Messungen an Bohrkernen tiefere E-Modul-Werte und Zugfestigkeiten ergeben, welche zur Verminderung der Steifigkeit und insbesondere der Biegesteifigkeit einzelner Bauteile führen sollten, zeigen Belastungsversuche an Bauwerken selber, dass die AAR kaum Auswirkungen auf die elastische Steifigkeit des Bauwerkes als Ganzes hat (Okada 1989, Ono 1989). Dies ist auf die mehrdimensionalen Spannungsverhältnisse, die Geometrie und andere Elemente, welche zur Steifigkeit beitragen, zurückzuführen. Dazu gehören auch durch behinderte Ausdehnungen hervorgerufene Druckspannungen innerhalb eines Bauwerkteils, die den Effekt einer Vorspannung zur Folge haben können.

In einer Langzeitstudie an einer Art Portalrahmen einer zweistöckigen Autobahn in Südafrika wurden übereinstimmende Ergebnisse zwischen den Mittelwerten des E-Moduls aus Bohrkernen und aus Belastungsversuchen vor Ort (Bligh 1983) gemessen.

Ausführlichere Angaben zum Einfluss der AAR auf die mechanischen Eigenschaften und das Tragverhalten finden sich in Wälchli (2005).

4.2.2 Beeinträchtigung der übrigen Betoneigenschaften

Neben den mechanischen Festigkeiten werden natürlich die übrigen Eigenschaften des Betons mit zunehmender Rissbildung beeinflusst:

- Die Wasseraufnahme und generell der Feuchtigkeitsaustausch im gerissenen Oberflächenbereich des Betons wird erhöht.
- Die Kapillarporosität des Zementsteins nimmt zu infolge Auswaschungen von Calciumhydroxid und progressiven Umwandlungen der C-S-H-Phasen unter Ausfällung von sekundärem Ettringit. An der Betonoberfläche widerspiegelt sich dies in Form von Kalkausblühungen. Die Dichtigkeit, die Festigkeit, die Verbundqualität des Zementsteins nehmen ab.
- Die Risse bilden Schwachpunkte im Gefüge und sind Ausgangsstellen für Frostschäden, sodass die Frostbeständigkeit mit fortschreitender Rissbildung abnimmt (Abb. 4-2).

- Der Chlorideintrag und die Karbonatisierung des Zementsteins wird gefördert und somit das Korrosionsrisiko lokal erhöht.

Angaben in der Literatur zur Beeinflussung der Betondauerhaftigkeit finden sich kaum. Auch in den Fallstudien wird in der Regel ausschliesslich auf die mechanischen Eigenschaften eingegangen, während die übrigen Eigenschaften nicht behandelt werden. Die Forschungsstelle hat im Rahmen eigener Bauwerksuntersuchungen die Betoneigenschaften von Betonen bei unterschiedlichem Schädigungsgrad (bestimmt anhand von Rissbreiten, -tiefen und -frequenz) überprüft. Die Anzahl dieser Überprüfungen ist noch zu gering für allgemein gültige Aussagen.

Abplatzungen, Abblättern der Zementhaut, absandende Oberflächen, Rostspuren sind deshalb sorgfältig auf ihre Ursache zu untersuchen. Bei der Beurteilung der Schäden ist es wichtig, die Hierarchie der Schadenmechanismen festzulegen, so z.B. ob die Korrosion der Bewehrung unabhängig von der AAR auftritt oder ob sie durch die AAR-Risse verursacht wird.



Abbildung 4-2:

Bachsperre mit Vertikalrissen. Die grosse Rissbreite lässt vermuten, dass die Risse durch Frost aufgeweitet wurden (Photo P. Liechti, TBA Kt. BE).

4.3 Schadenentwicklung

Die Schadenentwicklung wird beurteilt anhand der

- bisherigen Bauwerksentwicklung, wie Ausdehnung, Entwicklung der Rissbilder (Rissbreiten, Rissdichte, Geometrie), begleitende Schadenbilder (Frost, Korrosion, Verformungen, Fugenschlüsse, Abplatzungen usw.), falls Informationen dazu vorhanden sind.
- Ansonsten wird die aktuelle Schadenentwicklung (wie in Kap. 3.4 beschrieben) mit Rissvermessungen, Bauteilvermessungen, Musterflächen, Bauwerksüberwachung (z.B. Feuchtigkeitssonden, Extensometer) usw. im Rahmen von regelmässigen Inspektionen erfasst. Die Beurteilung der Entwicklung der Rissbreiten und Bauteilausdehnungen kann z.B. der französischen Richtlinie im Anhang 2 entnommen werden.
- Weiter bietet sich die Möglichkeit von Restquellmassbestimmungen (Kap. 3.4.1). In Tabelle 4-5 sind vorgeschlagene Grenzwerte für die Beurteilung der Restquellmasse zusammengestellt. Die grossen Unterschiede sind auf die Art, wie die Messdaten ausgewertet werden, zurückzuführen. Diese Angaben können evtl. als Richtwerte, bzw. Grössenordnungen für signifikante oder vernachlässigbare Restausdehnungen verwendet werden. Das Restquellmass eines einzelnen Bauwerkes muss spezifisch beurteilt werden (siehe Bemerkungen in Kap. 3.4.1).

<i>Bérubé (2004)</i>		<i>Methode LCPC (1997)</i>	
Restquellmass nach 1 Jahr bei 38°C und >95% RF	Interpretation	Restquellmass nach 1 Jahr bei 38°C und >95% RF	Interpretation
< 0.003%	<ul style="list-style-type: none"> • Nicht reaktiv • Reaktion abgeklungen • Reaktiv aber nicht expansiv (poröser/gerissener Beton) 	<0.01%	Restquellmass vernachlässigbar
> 0.003%	Reaktiv, Ausdehnung am Bauwerk hängt von der Feuchtigkeit und den Druckverhältnissen ab	0.01-0.05%	Moderates Restquellmass
		> 0.05%	Restquellmass hoch

Tabelle 4-5: Auswertung von Restquellmassbestimmungen

4.4 Bedeutung des Schadens

Die Einstufung erfolgt durch den Bauherrn z.B. anhand von Kriterien wie:

- Geforderte Lebensdauer des Bauwerks
- Bedeutung / Funktion des Bauwerks oder des Bauteils
- Tolerierbares Schadensniveau
- Finanzieller Hintergrund
- Einschränkungen in den Unterhalts- und Instandsetzungsmöglichkeiten (Zugang, Verkehrsvolumen)

Es gibt keine allgemein gültige Klassierung der Bauwerke, wobei grosse Kunstbauten wie Viadukte, Staudämme, Tunnels mit hoher geforderter Lebensdauer sicher höher eingestuft werden als kleinere und leichter ersetzbare Bauwerke. Trotzdem kann die Instandsetzung eines Engpasses wie z.B. eines kleinen Bahnübergangs derartige verkehrstechnische Schwierigkeiten darstellen, dass dessen Wichtigkeit im Einzelfall höher eingestuft wird als bei anderen ähnlichen Bauwerken. Ähnliche Bauwerksklassifizierungen sind auch bei der Risikoanalyse für den Neubau notwendig. Beispiele möglicher Kriterien und Einstufungen sind im Kapitel 5 dargestellt.

Bestehende AAR-Schäden werden unter Berücksichtigung der allgemeinen Bauwerksklassierung eingestuft, wobei die Bauteile einzeln erfasst werden müssen und in erster Linie nach ihrer Bedeutung für die Tragsicherheit des ganzen Bauwerkes beurteilt werden.



Abbildung 4-3: AAR-geschädigte Stützmauern in einem Dorf. Die besondere Bedeutung der Stützmauern ergibt sich durch die Situation im Dorf mit den darauf stehenden Bauten und der Strassenkategorie.

5. Massnahmen

5.1 Neubau

5.1.1 Internationale Normen und Richtlinien

Die Massnahmen zur Vermeidung oder Reduktion des AAR-Risikos bei Neubauten werden in den bestehenden internationalen Normen und Richtlinien unterschiedlich geregelt. Oft spielen dabei die geologischen Gegebenheiten der Region eine entscheidende Rolle (Art und Vorkommen alkalireaktiver Gesteinskörnungen). Breiter Konsens herrscht bei den bereits besprochenen Faktoren, welche vorhanden sein müssen, damit eine AAR ausgelöst wird:

- eine genügend hoher Alkaligehalt oder pH-Wert im Beton
- ein kritischer Gehalt an reaktiver Kieselsäure und
- ein genügender Gehalt an Wasser, resp. Feuchtigkeit.

Wenn einer dieser Faktoren ausgeschaltet oder genügend reduziert wird, kann die AAR nicht stattfinden.

Bei der Beurteilung des Risikos einer AAR werden von den verschiedenen Ländern unterschiedliche Konzepte, resp. Kriterien verwendet. Diese können bauwerksspezifisch sein, indem z.B. Expositionsbedingungen, Bewehrungsgehalt, Feuchtigkeitzufuhr, Bauteilabmessungen oder die Wichtigkeit des Bauwerkes, resp. dessen Nutzungsdauer in die Beurteilung einfließen. Andere Normen und Richtlinien beschränken sich hauptsächlich auf Aspekte der Betonrezeptur (Alkalien, Reaktivität der Gesteinskörnungen, etc.).

Die zu treffenden Gegenmassnahmen sind hingegen oft sehr ähnlich. Sie beinhalten in der Regel Modifikationen der Betonrezeptur (Reduktion des Alkaligehalts, partielle Verwendung von Zusatzstoffen anstelle von Zement, Verwendung von nicht reaktiven Gesteinskörnungen) sowie konstruktive Massnahmen (Drainage, Abdichtungen etc.). Je höher das AAR-Risiko bewertet wird, resp. je wichtiger es ist, dass eine AAR nicht stattfinden darf, umso höher wird das erforderliche Massnahmenniveau. In Abbildung 5-1 wird ein häufig angewendetes Vorgehen schematisch dargestellt.

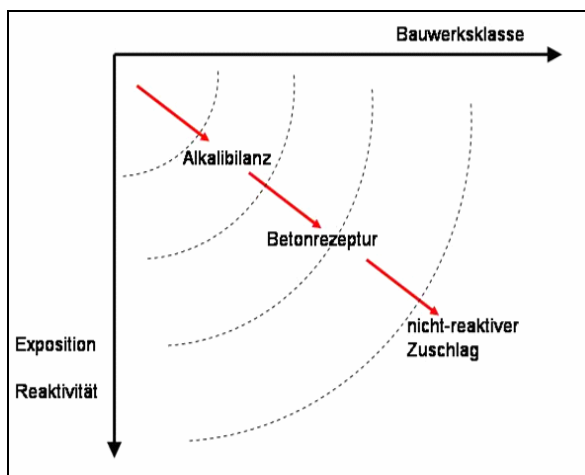


Abbildung 5-1:

Massnahmen gegen AAR. Je höher das AAR-Risiko, umso strenger sind die zu treffenden Massnahmen. Als „Ultimo Ratio“ müssen nicht-reaktive Gesteinskörnungen verwendet werden.

In den Tabellen 5-1 und 5-2 sind die Kriterien zur Beurteilung des AAR-Risikos und die vorgeschriebenen Massnahmen gemäss ausländischer Normen und Organisationen zusammengestellt.

Land	Referenz	Risikokriterien																
		Beton	Bauwerk	Exposition														
Norwegen	Norwegische Beton-Vereinigung, NB (2004): Durable concrete containing alkali reactive aggregates, NB Publication No. 21:2004 (auf Norwegisch)	<ul style="list-style-type: none"> Alkaligehalt des Betons Art des Bindemittels Reaktivität der Gesteinskörnung 	<ul style="list-style-type: none"> Provisorische Bauwerke Bauwerke mit geplanter Nutzungsdauer bis 100 Jahre 	Unterscheidung zwischen trockenen oder feuchten Bedingungen														
England	Alkali-silica reaction: minimising the risk of damage to concrete (Concrete Society, TR Nr.30)	<ul style="list-style-type: none"> Alkaligehalt des Bindemittel Reaktivität der Gesteinskörnung (niedrig, normal und hoch) 	-	<ul style="list-style-type: none"> Umverteilung der Alkalien durch Feuchtigkeitstransport im Beton Externe Alkalibelastung Feuchtigkeit 														
Frankreich	LCPC 1994 : Recommendations pour la prévention des désordres dus à l'alkali-réaction	<ul style="list-style-type: none"> Alkaligehalt des Betons Art des Bindemittels Reaktivität der Gesteinskörnung (nicht reaktiv, reaktiv, reaktiv mit Pessimum-Effekt) 	3 Bauwerkskategorien I. niedrig: provisorische, statisch unbedeutende Bauwerke und Bauteile II. mittel: die meisten Kunstbauten im Tiefbau III. hoch: ausserordentliche Bauwerke	4 Umgebungs-klassen : 1. Trocken 2. Feucht mit und ohne Frost 3. Feucht mit Frosttausalzbeanspruchung 4. Marine Umgebung														
Deutschland	DAfStb-Richtlinie: Vorbeugende Massnahmen gegen schädigende Alkali-reaktion im Beton (Alkali-Richtlinie), Mai 2001	<ul style="list-style-type: none"> Zementgehalt Reaktivität der Gesteinskörnung nach Herkunft und Art (unbedenklich, bedingt brauchbar, bedenklich) 	-	3 Feuchtigkeitsklassen: WO Trocken, Bauteilmasse < 0.5m WF Feucht mit/ohne Frost, massige Bauteile WA Feucht + externe Alkalizufuhr (Tausalz, Meerwasser, Industrie)														
RILEM	RILEM/TC ARP: International Specification to Minimise Damage from Alkali Reactions in Concrete (Draft-Version, 2005)	<ul style="list-style-type: none"> Reaktivität der Gesteinskörnung (wahrscheinlich nicht reaktiv; potentiell reaktiv, ungewisse Reaktivität; wahrscheinlich reaktiv) 	3 Risikoklassen bei AAR-Schaden S1 Geringe od. vernachlässigbare Folgen S2 Erhebliche Folgen S3 Schwerwiegende Folgen	3 Expositions-klassen: E1 Trocken E2 Feucht mit/ ohne Frost E3 Feucht und zusätzliche Belastung (z.B. Tausalz)														
Kanada	A23.1-00/A23.2-00: Concrete Materials and Methods of concrete construction/methods of test for concrete (Norm) A23.2-27A: Standard Practice to Identify Degree of Alkali-Reactivity of Aggregates and to Identify Measures to Avoid Deleterious Expansion in Concrete	<ul style="list-style-type: none"> Reaktivität der Gesteinskörnung (nicht reaktiv, mässig reaktiv und hoch reaktiv) 	3 Bauwerkskategorien A provisorische Bauten < 5 Jahre B 5-50 Jahre C > 50 Jahre	3 Klassen Exposition /Bauteil I Masse < 1m, trocken II Masse > 1m, trocken III Feuchte Umgebung, Fundationen, im Wasser 4 Risikoklassen: <table border="1" style="margin-left: 20px;"> <thead> <tr> <th rowspan="2">Exposition/Bauteil</th> <th colspan="2">Reaktivität Gesteinskörnung</th> </tr> <tr> <th>nicht</th> <th>hoch</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>I</td> <td>1</td> <td>2</td> </tr> <tr> <td>II</td> <td>1</td> <td>3</td> </tr> <tr> <td>III</td> <td>1</td> <td>4</td> </tr> </tbody> </table>	Exposition/Bauteil	Reaktivität Gesteinskörnung		nicht	hoch	I	1	2	II	1	3	III	1	4
Exposition/Bauteil	Reaktivität Gesteinskörnung																	
	nicht	hoch																
I	1	2																
II	1	3																
III	1	4																

Tabelle 5-1: Risikobeurteilung gemäss verschiedenen ausländischen Normen und Organisationen

Land	Massnahmeklassen	Anforderungen	Umsetzung																													
Norwegen	-	<ul style="list-style-type: none"> Alkaligehalt des Betons < 3kg Na₂O_{eq}/m³ Nachweis der AAR-Beständigkeit mit Betontests Verwendung von nicht reaktivem Material 	<ul style="list-style-type: none"> Reduktion des Alkaligehaltes des Betons Einsatz von Zusatzstoffen (Flugasche, Hüttensand) Kontrolle Bindemittel mit Beton-Tests Reaktive Gesteinskörnung reduzieren (Vorgaben) oder ersetzen 																													
England	Der Bauherr kann sich für die Definition der Anforderungen auf die Richtlinie TR 30, bzw. die Norm BS 5328 stützen.	<ul style="list-style-type: none"> schwach reaktives Material: <5kg Na₂O_{eq}/m³ normal reaktives Material: <3- 3.5kg Na₂O_{eq}/m³ hoch reaktives Material: < 2.5 kg Na₂O_{eq}/m³ 	<ul style="list-style-type: none"> Zement mit niedrigem Alkaligehalt Zugabe von Flugasche, Hüttensand in genügender Qualität und Dosierung (Vorgaben) Höchstzulässige Alkaligehalte von Zusatzstoffen Gesteinskörnung ersetzen Bauwerk trocken halten (<75% RF) 																													
Frankreich	<table border="1"> <thead> <tr> <th rowspan="2">Bauwerks-kategorie</th> <th colspan="4">Umgebungs-klasse</th> </tr> <tr> <th>1</th> <th>2</th> <th>3</th> <th>4</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>I</td> <td>A</td> <td>A</td> <td>A</td> <td>A</td> </tr> <tr> <td>II</td> <td>A</td> <td>B</td> <td>B</td> <td>B</td> </tr> <tr> <td>III</td> <td>C</td> <td>C</td> <td>C</td> <td>C</td> </tr> </tbody> </table>	Bauwerks-kategorie	Umgebungs-klasse				1	2	3	4	I	A	A	A	A	II	A	B	B	B	III	C	C	C	C	<p>A : keine besondere Massnahmen, der Beton muss die allgemeinen Normanforderungen erfüllen</p> <p>B: Nachweis der AAR-Beständigkeit des Betons (<3.5kg Na₂O_{eq}/m³ Beton, Laborprüfung oder Referenzobjekte)</p> <p>C: Verwendung von reaktiven Gesteinskörnungen nur unter besonderen Voraussetzungen, i. a. ist nicht reaktives Material zu verwenden</p>	<ul style="list-style-type: none"> Reduktion des wirksamen Alkaligehalts (Zusatzstoffe, Zement) Kontrolle über Alkalibilanz, Performance-Tests Vorgaben für die Anrechnung der Alkaligehalte Verwendung nicht reaktiver Gesteinskörnung Mindestgehalte bei reaktiven Gesteinskörnungen mit Pessimum-Effekt 					
Bauwerks-kategorie	Umgebungs-klasse																															
	1	2	3	4																												
I	A	A	A	A																												
II	A	B	B	B																												
III	C	C	C	C																												
Deutschland	<table border="1"> <thead> <tr> <th rowspan="2">Alkaliempfindlichkeitsklasse der Gesteinskörnung</th> <th colspan="2">Feuchtigkeitsklasse</th> </tr> <tr> <th>WO</th> <th>WF WA</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>E I</td> <td>A</td> <td>A</td> </tr> <tr> <td>E II</td> <td>A</td> <td>A/B</td> </tr> <tr> <td>E III</td> <td>A</td> <td>A/B A/B/C</td> </tr> </tbody> </table>	Alkaliempfindlichkeitsklasse der Gesteinskörnung	Feuchtigkeitsklasse		WO	WF WA	E I	A	A	E II	A	A/B	E III	A	A/B A/B/C	<p>A : keine besondere Massnahmen, der Beton muss die allgemeinen Normanforderungen erfüllen</p> <p>B: Einsatz von Zement mit niedrigem Alkaligehalt (NA-Zement)</p> <p>C: Austausch der reaktiven Gesteinskörnungen</p> <p>Die Zuordnung hängt vom Zementgehalt und der Art der reaktiven Gesteinskörnung ab</p>	<ul style="list-style-type: none"> Reduktion des Alkaligehalt des Betons: Höchstzulässige Alkaligehalte von Zusatzstoffen, –mittel und Zement Grenzwerte für Zementgehalt Kontrolle der Alkaliempfindlichkeit der Gesteinskörnung 															
Alkaliempfindlichkeitsklasse der Gesteinskörnung	Feuchtigkeitsklasse																															
	WO	WF WA																														
E I	A	A																														
E II	A	A/B																														
E III	A	A/B A/B/C																														
RILEM	<table border="1"> <thead> <tr> <th rowspan="2">Risiko-kategorie</th> <th colspan="4">Expositions-klassen</th> </tr> <tr> <th>E1</th> <th>E2</th> <th>E3</th> <th></th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>S1</td> <td>P1</td> <td>P1</td> <td>P1</td> <td></td> </tr> <tr> <td>S2</td> <td>P1</td> <td>P2</td> <td>P3</td> <td></td> </tr> <tr> <td>S3</td> <td>P2</td> <td>P4</td> <td>P4</td> <td></td> </tr> </tbody> </table>	Risiko-kategorie	Expositions-klassen				E1	E2	E3		S1	P1	P1	P1		S2	P1	P2	P3		S3	P2	P4	P4		<p>P1: keine besondere Massnahmen</p> <p>P2: eine Massnahme M1 bis M4</p> <p>P3: eine Massnahme M1 bis M4, Anforderungen an die Expositions-klasse</p> <p>P4: zwei Massnahmen M1 bis M4, Anforderungen an die Expositions-klasse</p>	<p>M1: Reduktion der Alkalinität im Beton (Vorgaben)</p> <p>M2: Reduktion oder Ersatz des reaktiven Gesteinskörnung</p> <p>M3: Reduktion der Feuchtigkeit (Bauliche Massnahmen)</p> <p>M4: Umwandlung des Gels in eine nicht-expansive Form (>Lithiumsalze)</p>					
Risiko-kategorie	Expositions-klassen																															
	E1	E2	E3																													
S1	P1	P1	P1																													
S2	P1	P2	P3																													
S3	P2	P4	P4																													
Kanada	<table border="1"> <thead> <tr> <th rowspan="2">Risiko-klasse</th> <th colspan="4">Bauwerks-klasse</th> </tr> <tr> <th>A</th> <th>B</th> <th>C</th> <th></th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>1</td> <td>V</td> <td>V</td> <td>V</td> <td></td> </tr> <tr> <td>2</td> <td>V</td> <td>W</td> <td>X</td> <td></td> </tr> <tr> <td>3</td> <td>V</td> <td>X</td> <td>Y</td> <td></td> </tr> <tr> <td>4</td> <td>W</td> <td>Y</td> <td>Z</td> <td></td> </tr> </tbody> </table>	Risiko-klasse	Bauwerks-klasse				A	B	C		1	V	V	V		2	V	W	X		3	V	X	Y		4	W	Y	Z		<p>V: keine besonderen Massnahmen</p> <p>W: nicht reaktives Material oder Alkaligehalt des Zementes < 3kg Na₂O_{eq}/m³ oder Einsatz von Zusatzstoffen</p> <p>X: nicht reaktives Material oder Alkaligehalt des Zementes < 2.4kg Na₂O_{eq}/m³ oder Einsatz von Zusatzstoffen</p> <p>Y: nicht reaktives Material oder Alkaligehalt des Zementes < 1.8kg Na₂O_{eq}/m³ oder Einsatz von Zusatzstoffen</p> <p>Z: nicht reaktives Material oder Alkaligehalt des Zementes < 1.8kg Na₂O_{eq}/m³ <u>und</u> Einsatz von Zusatzstoffen</p>	<ul style="list-style-type: none"> Vorgaben für Einsatz von Flugasche, Hüttensand , Silikastaub, natürlichen Puzzolanen in genügender Menge Kontrolle der Wirksamkeit der Zusatzstoffe Höchstzulässige Alkaligehalte von Zusatzstoffen
Risiko-klasse	Bauwerks-klasse																															
	A	B	C																													
1	V	V	V																													
2	V	W	X																													
3	V	X	Y																													
4	W	Y	Z																													

Tabelle 5-2: Massnahmen zur Vorbeugung von AAR gemäss verschiedenen ausländischen Normen und Organisationen

Als Beispiel für das Vorgehen bei Neubauten sind die die RILEM-Empfehlungen im Anhang ausführlicher dargestellt worden (Anhang 2).

Wie aus dem Vergleich der verschiedenen Richtlinien und Normen hervorgeht, kommen beim Vorhandensein von reaktiven Gesteinskörnungen die meisten Bauwerke im Tiefbau in eine mittlere bis hohe Präventionsstufe. Bei diesen Bauwerken werden keine bis höchstens geringfügige Schäden als tolerierbar eingestuft.

Dies bedeutet meistens die Umsetzung von einer bis mehreren vorgeschriebenen Massnahmen. In der Regel beinhaltet dies eine Anpassung der Betonrezeptur, um die AAR-Beständigkeit des Betons zu gewährleisten. Bauliche Massnahmen zum Schutz vor Feuchtigkeit werden ebenfalls empfohlen.

Diese an sich schon bedeutenden Massnahmen werden bei Bauten mit erhöhter Nutzungsdauer (> 50 Jahre) oder Bedeutung noch weiter verschärft. Da die übliche Nutzungsdauer bei Schweizer Tiefbauten deutlich über 50 Jahre liegt und oft 100 Jahre gefordert werden, fallen theoretisch nicht nur grössere Bauten wie Tunnels oder Brücken, sondern auch kleinere Bauten in die Kategorie mit den höchsten Anforderungen.

Der Austausch der Gesteinskörnung mit nicht reaktivem Material wird für diese Bauwerkskategorie häufig empfohlen, ansonsten sind sehr limitierende Vorgaben und aufwendige Nachweise erforderlich. Dies erscheint in vielen Fällen nicht sehr realistisch und unverhältnismässig.

Es ist deshalb sehr wichtig, dass diese ausserordentliche Präventionsstufe nur im Ausnahmefall vorgeschrieben wird und dass der Grossteil der Betonbauten auf einer mittleren Präventionsstufe behandelt werden kann. Insofern ist die direkte Übernahme der ausländischen Empfehlungen kaum umsetzbar. Weitere Gründe für die Ausarbeitung spezifischer Schweizer Massnahmen sind:

- die Vorgaben basieren jeweils auf länderspezifischen Erfahrungswerten mit den einheimischen Gesteinskörnungen, Bindemitteln, Betonrezepturen und lokalen Bauweisen. Die Art der Reaktivität und der Einfluss der Bindemittel sind hierbei nicht zu unterschätzende Faktoren. Ausländische Grenzwerte können deshalb nicht vorbehaltlos übernommen werden.
- die Umsetzung dieser Normen und Richtlinien bzgl. AAR erfolgt meistens in Zusammenhang mit anderen nationalen Planungs-, Bemessungs-, Prüf- und Produktnormen, die nicht unbedingt den Schweizer Normen entsprechen.

5.2 Instandsetzung

In den vergangenen 10-20 Jahren wurden verschiedene Untersuchungen zur Wirksamkeit von Schutz- und Instandsetzungsmassnahmen publiziert (z.B. Katawaki 1989, Durand 2000). Die zu Beginn oft vielversprechenden Laborversuche mit Beschichtungen, Hydrophobierungen, Imprägnierungen oder mechanischen Verstärkungen führten am Bauwerk zwar in den ersten Jahren zu einer Reduktion der Ausdehnungsrate oder Rissbildungen, meistens jedoch nicht in demselben Ausmass wie erhofft, da die Verhältnisse am Bauwerk viel komplizierter sind (z.B. bei Abdichtungen) als im Labor (Baillemont 2000). Langzeiterfahrungen über längere Zeitspannen sind erst vereinzelt vorhanden und zeigen, dass die AAR nicht gestoppt, aber doch verlangsamt werden kann (Ballim 2004, Delaby 2004).

Die im Kapitel 4 erwähnten und im Anhang 2 zusammengefassten Richtlinien zur Zustandsbeurteilung der Bauwerke enthalten ebenfalls sehr allgemeine Empfehlungen für Instandsetzungsmassnahmen.

5.2.1 Oberflächenschutz

Oberflächenbehandlungen wie Hydrophobierungen, Anstriche und Beschichtungen wurden bisher mit sehr unterschiedlichem Erfolg eingesetzt (Taki 1989, Morya 1989, Fuji 1989, Durand 2000, Hamada 2004). Der Oberflächenschutz muss so beschaffen sein, dass der Bauteil

tatsächlich austrocknen und im trockenen Zustand erhalten werden kann. Anstriche und Beschichtungen müssen wasserdicht und wasserdampfdurchlässig sein sowie eine genügende Elastizität aufweisen, um die Risse zu überbrücken; das heisst die Wahl der Beschichtung (i.d.R. ein kunststoffmodifiziertes zementöses System) sollte auf einer vorgängigen Abklärung der noch zu erwartenden Rissbreitenentwicklung beruhen. Wie die meisten Publikationen von Langzeitüberwachungen zeigen, ist die Rissüberbrückung häufig ungenügend (vgl. Abb. 5-2 bis 5-5). Trotzdem wird in der Regel eine Reduktion der Ausdehnungen, zumindest in den ersten Jahren nach der Instandsetzung beobachtet. Wieder geöffnete Risse führen zu lokalen Durchfeuchtungen, erneuten Ausdehnungen, allenfalls zusätzlich zu sekundären Frost- und Korrosionsschäden an der Bewehrung. Bei wasserdampfdichten Beschichtungen besteht die Gefahr der Hinterfeuchtung und Verschlechterung der Bauteilbedingungen, so dass die AAR noch gefördert wird (z.B. beschichtete Stützmauern, welche über das anstehende Erdreich hinterfeuchtet werden).



Abbildung 5-2: Gerissene starre Beschichtung auf AAR-geschädigtem Beton.



Abbildung 5-3: Farbanstriche schützen in der Regel nicht vor AAR.



Abbildung 5-4
(links): Graffiti bieten ebenfalls keinen Schutz (links).



Abbildung 5-5
(rechts): Risse, welche mit einem Anstrich überdeckt wurden, zeichnen sich innert Kürze wieder ab.

Hydrophobierende Imprägnierungen sind kostenintensive Massnahmen, da sie regelmässig erneuert werden müssen, sie zeigen jedoch gute Wirkungen in Bezug auf das Austrocknen des Bauteils und der Reduktion der Ausdehnungen. In der Regel werden dafür Silane empfohlen (Kubo 2000, Jensen 2004).

Einigkeit herrscht darüber, dass diese Instandsetzungsmassnahmen von einem Überwachungsprogramm begleitet werden sollten.

5.2.2 Rissinjektionen

Rissinjektionen gehören zu den ersten Instandsetzungsmassnahmen, die an geschädigten Bauwerken durchgeführt wurden (Koike 1989, Kobayashi 1989, Fiala 2003). Normalerweise wurden dazu Epoxyd – Harze verwendet, denn bei Feinstzementen werden zusätzliche Alkalien in den Beton eingetragen.

Da die Rissinjektionen zwar die Risse füllen, sonst aber keinen Schutz vor Feuchtigkeit bieten, wird der weitere Reaktionsverlauf nicht verändert und die Risse reissen zwangsläufig wieder auf. Kurzfristig können Rissinjektionen Sekundärschäden wie z.B. zusätzliche Rissaufweitungen durch Frost verhindern. Sie stellen deshalb nur begleitende Massnahmen dar, deren Dauerhaftigkeit von der Elastizität des Injektionsgutes abhängt.

5.2.3 Lithiumsalze

Verschiedene Untersuchungen vor allem in USA, Kanada, China und Frankreich haben gezeigt, dass Lithium die AAR reduziert, indem es nicht expansive Lithiumverbindungen mit dem Kieselgel (LiSiH) bildet und gleichzeitig eine Barriere gegen Alkalien bildet, welche die reaktiven Körner schützt (Wang 1994, Tremblay 2004, Stokes 2000, Johnston 2000, Barborak 2004, Thomas 2004, Lee 2004). Bei alkalikarbonatreaktiven Gesteinen scheint der Einsatz von Lithium jedoch die Ausdehnung zu erhöhen (was wiederum den besonderen Charakter der Alkali-Karbonat-Reaktion zeigt).

Die Verwendung von Lithium ist komplex. Es gibt verschiedene Lithium-Salze, die als Zusatz bei der Betonherstellung beigegeben werden oder für die Imprägnierung von bestehenden Bauten vorgesehen sind (LiNO_3 , $\text{LiOH}\cdot\text{H}_2\text{O}$). Lithiumsalze sind teuer und einige Salze sind toxisch.

Probleme tauchen auf, da Lithium zu einem grossen Teil vom Zement gebunden wird (>40%) und gewisse Lithiumsalze als Beschleuniger wirken. Einige Lithiumsalze können zu einem Pessimumeffekt führen (Austauschreaktionen führen zu erhöhten Na^+ , K^+ und OH^- Konzentrationen in der Porenlösung). Betontests zeigen, dass die Wirksamkeit des Lithiumsalzes von der Petrographie und nicht von der Reaktivität der Gesteinskörnung abhängt.

In Richtlinien (RILEM, England) wird die Lithiumdosierung in Abhängigkeit von dem Verhältnis $\text{Li}/\text{Na}+\text{K}$ und der Reaktivität der Gesteinskörnung vorgegeben:

- 30% LiNO_3 -Lösung pro kg $\text{Na}_2\text{O}_{\text{eq}}$ im Beton und bei
- normal reaktiver Körnung: min. 3.75kg
 - hoch reaktiver Körnung: min. 5.95kg

Lithiumbehandlungen an schon geschädigten Beton erfolgen mittels Imprägnierung. Es wurden Versuche durchgeführt, um die Eindringtiefe mit einer elektrochemischen Behandlung zu verbessern: die Eindringtiefen sind meist gering (max. 4cm nach 5 Wochen Behandlung); eine einmalige Behandlung bringt keine Verbesserung bezüglich der Verminderung der AAR, es sind deshalb mehrere Anwendungen mit hohen Konzentrationen notwendig. Solche Behandlungen scheinen nur bei schwach geschädigten Betonen sinnvoll oder z.B. zur Verhinderung von AAR im Deckbeton der Bewehrung. Rissinjektionen mit einer LiCaNO_3 -Lösung sind in Japan durchgeführt worden, es fehlen aber die Langzeiterfahrungen für eine Beurteilung (Nomura 2004).

5.2.4 Bewehrung

Verschiedentlich sind Versuche beschrieben worden, geschädigte Bauteile mechanisch zu verstärken und/oder die Ausdehnung durch eine Bewehrung einzudämmen, sei es mit einer Vorspannung, mit Ankern, Klammern, CFK-Lamellen, armiertem Spritzbeton usw. (vgl. Abb. 5-6).

Wie aus den publizierten Untersuchungen hervorgeht (Durand 2000, Wigum 2004, Kubo 2004, Nomura 2004) ist der Effekt dieser zusätzlichen Bewehrungen sehr unterschiedlich, im besten Fall erreicht man einen Stillstand der Ausdehnungen über etwa 10 Jahre. Durch die Bewehrung kann sich auch die Hauptausdehnungsrichtung am Bauwerk verändern. Das heisst,

mit dieser Art der Instandsetzung kann die Tragsicherheit statisch kritischer Bauteile mittelfristig verbessert werden. Sie verhindert jedoch nur die weitere Ausdehnung in der zusätzlich bewehrten Richtung, ohne dass die Reaktion beeinflusst würde. Bei der Planung solcher Massnahmen ist deshalb die Konsequenz einer Änderung der Ausdehnungsrichtungen zu berücksichtigen. Gemäss Richtlinie LCPC sollten deshalb Vorspannungen wenn möglich dreidimensional erfolgen (Empfehlung für die Vorspannung: ca. 5MPa).

Ein weiterer kaum beachteter Aspekt von vollflächigen Bewehrungen (CFK-Lamellen, Spritzbeton) ist die Veränderung des Feuchtigkeitszustandes im Betonkern. Je nach Situation kann sich diese Massnahme als Oberflächenschutz positiv oder aber negativ auswirken, indem die Feuchtigkeit im Betonkern gefangen bleibt.



Abbildung 5-6 (oben): Verstärkte Fundation eines Hochspannungsleitungsmastes mit Stahlklammern (Durand 2000).



Abbildung 5-7(rechts): Instandsetzung einer Staumauer: der gerissene Deckbeton wird abgetragen und erneuert.

5.2.5 Reprofilieren

Der Ersatz des Überdeckungsbetons, welcher meistens gröbere Risse und weitere oberflächliche Schäden aufweist, wird allgemein als positiv bewertet (Abb.5-7). Eine vergleichende Studie zeigt für diese Art von Instandsetzung, zusammen mit der Applikation einer Schutzbeschichtung, die besten Resultate bezüglich der weiteren Ausdehnung (Durand 2000). Die Erneuerung des Randbetons und sonstiger stark geschädigter Bauteile trägt sicher zur Verbesserung der Funktionstauglichkeit und der Verlängerung der Lebensdauer bei. Damit wird jedoch die Reaktion im Kernbeton nicht verhindert. Diese Lösung dürfte von unterschiedlicher Dauerhaftigkeit sein, je nach den spezifischen Bauwerksverhältnissen und Betonqualitäten.

5.2.6 Entspannen

Staumauern, die infolge ihrer Masse weitaus grösseren, schädigenden Ausdehnungen und Bauteildeformationen unterworfen sind als sonstige Bauwerke, wurden verschiedentlich „entspannt“. Dabei werden die Mauern mit Hilfe von Seilsägen zerschnitten, um so Expansionsraum zu schaffen (z.B. Staumauern von Chambon in Frankreich und Beauharnois in Kanada). Die Erfahrung zeigt, dass diese Massnahme nach ein paar Jahren wiederholt werden muss, wenn sich die Entlastungsspalten wieder schliessen (Bourdarot 2006).

6 Ergebnisse der Erhebungen in der Schweiz

Die Erhebungen in der Schweiz dienten dazu, einen Überblick über die Situation hinsichtlich der AAR-Schäden bei Betonbauten in der Schweiz zu erhalten, um die folgenden Fragen zu beantworten:

- In welchen Gegenden der Schweiz treten AAR-Schäden bei Kunstbauten des Nationalstrassennetzes auf?
- Welche Bauwerksarten sind besonders stark gefährdet (Exposition, konstruktive Gegebenheiten)?
- Können aufgrund der erfassten Daten allgemeine Zusammenhänge und Einflussfaktoren ermittelt werden, z.B. bezüglich der Kinetik der AAR, der Exposition und der Temperatur sowie bezüglich des Einflusses der Zusammensetzung und der Porosität des Betons, der Herkunft und Empfindlichkeit der Zuschläge, der Herkunft des Zementes?
- In welchen Gegenden der Schweiz und bei welchen Bauwerksarten sind Massnahmen bei Neubauten unbedingt notwendig?

Mit Hilfe der kantonalen Tiefbauämter und Dritter konnte die Schadensituation in der Schweiz ziemlich flächendeckend erfasst werden. Wie aus den folgenden Kapiteln hervorgeht, sind nicht alle Regionen der Schweiz gleichermassen betroffen. Die Forschungsstelle hat sich auf die Gegenden, in denen viele AAR-Schäden auftreten, konzentriert. In Hinblick auf die Definition von Risikogebieten wurden ebenfalls die Gründe für das Nichtauftreten von Schäden in denjenigen Regionen, wo eigentlich solche zu erwarten wären, untersucht.

6.1 Übersicht über die gesammelten Daten

6.1.1 Datenerfassung

Die Forschungsstelle hat ein Merkblatt zum Thema AAR erarbeitet, das eine Checkliste für die einheitliche Zustandserfassung von betroffenen Bauwerken enthält (Anhang 1). Die kantonalen Tiefbauämter wurden vom ASTRA gebeten, diese Checkliste bei den Bauwerksinspektionen zu benutzen und der Forschungsstelle zuzuschicken. Insgesamt erhielt die Forschungsstelle in der kurzen Zeitspanne des Forschungsprojektes erwartungsgemäss wenig Rückmeldungen. Die Checklisten waren jedoch in der Regel vollständig ausgefüllt und von einer Photodokumentation begleitet. In einigen Kantonen, welche das Problem schon länger kennen, lagen auch schon Untersuchungsberichte vor, welche der Forschungsstelle zur Verfügung gestellt wurden.

Aufgrund der Rückfragen bei den Tiefbauämtern und ihren Inspektoren, sowie den gemeinsamen Objektbegehungen war es hingegen möglich, einen Überblick über die jeweiligen Situationen zu gewinnen.

Weiter erhielt die Forschungsstelle einige Informationen von der SBB, Armee und den Elektrizitätswerken über AAR-geschädigte Bauwerke in verschiedenen Gebieten der Schweiz.

Die Anzahl der erfassten Objekte kann nur ungenau angegeben werden, da oft ein einziges erfasstes Bauwerk für eine ganze Reihe benachbarter, ähnlicher Bauwerke steht (v. a. Galerien und Stützmauern). Andererseits wurden der Forschungsstelle auch Datensätze übergeben, die viele nicht detailliert identifizierbare Objekte entlang eines einzelnen Strassenzugs aufweisen.

Insgesamt konnten auf diese Weise etwa 430 Bauwerke in eine Datenbank aufgenommen werden. Die dazu erfassten Datensätze sind unterschiedlich umfangreich, beinhalten aber in der Regel mindestens:

- Bauwerksbezeichnung, Bauwerksnummer
- Koordinaten, bzw. Gemeinde, Strassenabschnitt, Höhe über Meer
- Alter (wenn bekannt)
- Bauteil
- Bauwerkstyp (Tunnel oder Galerien, Mauern, Staumauern, Brücken, Diverses)

- Exposition (Orientierung, Bewitterung, Wasser, Frost, Tausalz).

Weiter wurden, falls vorhanden, folgende Daten zum Schadenbild erhoben:

- Rissverteilung, Rissbreiten, Risstiefen, Rissabstand
- Wasserführung der Risse
- Ausblühungen
- Grobe Beurteilung des Schadenausmasses (siehe Checkliste im Anhang)
- Weitere Schäden (z.B. Frost, Korrosion).

6.1.2 Von der Forschungsstelle besichtigte oder untersuchte Bauwerke

In Zusammenarbeit mit den Kantonen und im Rahmen von Drittaufträgen wurden ca. 360 Bauwerke visuell untersucht. Davon sind 165 durch kantonale Inspektoren besichtigt worden. Bei der Besichtigung durch die Forschungsstelle wurden die AAR-relevanten Daten gemäss Checkliste erfasst und mit einer Photodokumentation vervollständigt.

103 Objekte waren der Forschungsstelle von früheren Untersuchungen und Begehungen bekannt. Im Rahmen des Forschungsprojektes wurden ca. 330 Bauwerke neu erfasst.

Von den insgesamt ca. 430 Bauwerken sind 70 Objekte durch die Forschungsstelle genauer untersucht worden. 6 Bauwerksuntersuchungen stammen von einem Drittlabor. Der Umfang dieser Untersuchungen variiert je nach Fragestellung und Bauwerk von der einfachen Ursachenabklärung bis zur umfassenden Zustandsuntersuchung.

Das heisst, jedes sechste Bauwerk konnte näher untersucht werden, sodass eine sichere Diagnose der Schadenursache möglich war. Die gemachten Erfahrungen zeigen, dass sich typische Schadenbilder in allen Fällen auf eine Alkali-Aggregat-Reaktion zurückführen liessen. Da nur Bauwerke mit charakteristischen Schadenbildern in den Datensatz aufgenommen wurden, ist mit genügender Sicherheit anzunehmen, dass alle erfassten Bauwerke tatsächlich AAR-Schäden aufweisen, sei es als alleiniger Schaden oder in Kombination mit anderen Schäden.

Die Schlussauswertung der erfassten Daten wurde im Sommer 2005 gemacht. Einzelne, später erfolgte Bauwerkserhebungen sind zwar in der Datenbank aufgenommen worden, aber in der Auswertung nicht mehr enthalten.

6.2 Auswertung

6.2.1 Bauwerkstypen

Die erfassten Bauwerkstypen wurden in 5 Gruppen unterteilt (Tabelle 6-1, Abb. 6-1).

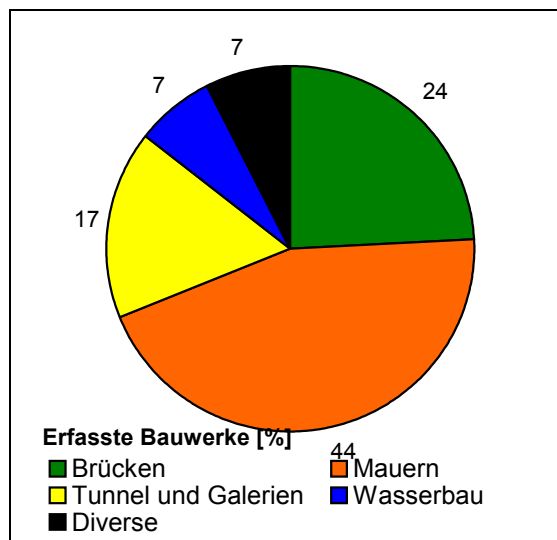


Abbildung 6-1: Erfasste Bauwerkstypen und ihre anteilmässige Verteilung.

Bauwerkstyp	Beispiele	Hauptsächlich betroffene Bauteile ¹⁾	Selten oder nicht betroffene Bauteile ¹⁾	Anteil [%]
Tunnel und Galerien	Lawinen- und Bergsturzgalerien, Strassentunnels, Tagbautunnel, Unterführungen	Portalbereiche, Flügelmauern, Stützen, Decken, Deckenstirnen, Randborde, Brüstungen	Rückwände, Tunnelgewölbe ausser Portalbereich	17
Mauern	verankerte und nicht verankerte Stützmauern, Flügelmauern freistehende Mauern	gesamthaft		45
Wasserbau	kleinerer Stauanlagen, Bachsperrren, -fassungen Kläranlagen, Schwimmbäder	Wehrrücken, Wehrpfeiler Mauerkronen, Flügelmauern	Nebenanlagen, Überbau	7
Brücken	Strassenbrücken, Eisenbahnbrücken, Überführungen, Viadukte	Widerlager, Leitmauern, Fahrbahnplatten, Stützen	Unbewitterte Bauteile: geschützte Widerlagerwände, Fahrbahnplattenuntersicht, Träger, Stützen	24
Diverse	Hochbauten, Hangverankerungen	Fertigelemente, Ankerköpfe, verschiedenes	Unbewitterte Bauteile, Innenräume	7

Tabelle 6-1: Übersicht der erfassten Bauwerkstypen und ihre anteilmässige Verteilung.

1): die Einteilung beruht auf der visuellen Beurteilung des Vorhandenseins oder des Fehlens eines sichtbaren, charakteristischen Schadenbildes.

Den grössten Anteil an Bauwerken, welche visuell sichtbare Anzeichen von AAR aufweisen, machen mit Abstand die Mauern aus. Aufgrund dieser Aufteilung allein ist es schwierig abzuschätzen, ob dies mit einer speziellen AAR - riskanten Exposition der Mauern zusammenhängt. Berücksichtigung man die überragende Häufigkeit, mit der Mauern aller Art auftreten (in vielen Kantonen sind die Mauern nicht einmal einzeln inventarisiert, da ihre Anzahl so gross ist), so widerspiegelt die Abb. 6-1 eventuell nur die Häufigkeitsverteilung aller Bauwerkstypen.

6.2.2 Bauwerksalter

Die Altersverteilung der Bauwerke ist in Abb. 6-2 dargestellt. Über alle Bauwerkstypen gesehen, sind die Bauwerke im Alter von 35-40 Jahren am häufigsten vertreten. Die Verteilung zeigt, dass

- nur ca. 10% aller Bauwerke jünger sind als 20 Jahre
- ca. 25% aller Bauwerke 20 - 30 Jahre alt sind
- ca. 25% aller Bauwerke 30 - 35 Jahre alt sind
- ca. 30% aller Bauwerke 35 - 55 Jahre alt sind
- ca. 10% aller Bauwerke über 55 Jahre alt sind.

Die Entwicklung der AAR, ohne Berücksichtigung möglicher Einflussfaktoren (wie z.B. Exposition, Betonqualität, Bauwerkstypen usw.), kann generell als langsam bezeichnet werden. 90% aller erfassten Bauwerke mit von blossen Auge gut sichtbaren Schäden sind über 20 Jahre alt.

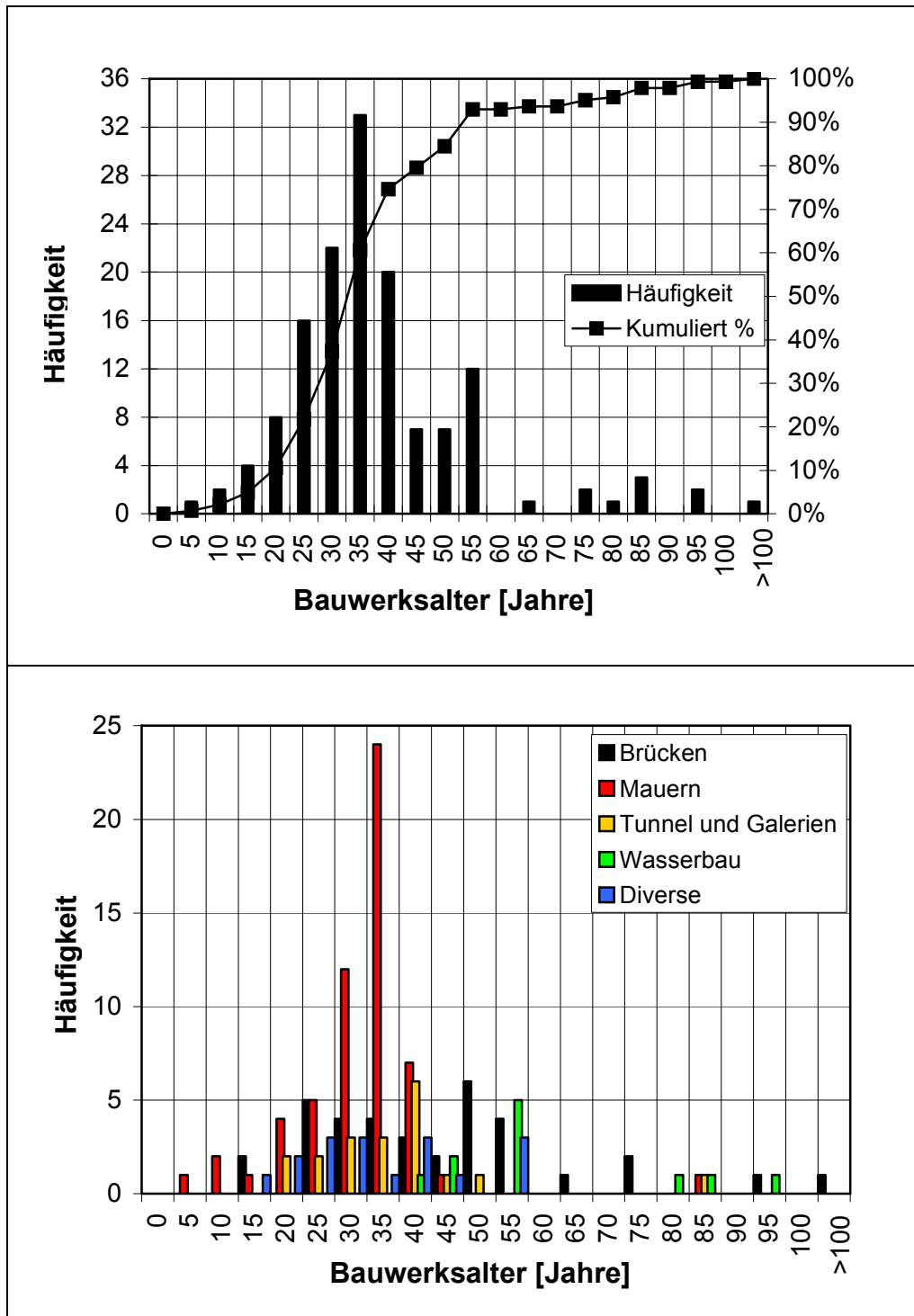


Abbildung 6-2:
Altersstruktur
der unter-
suchten Bau-
werke mit einem
charakteristi-
schen Schaden-
bild.

Bei den Bauwerken unter 20 Jahre sind alle Bauwerkstypen vertreten und auch alle Regionen der Schweiz, vom Alpenraum bis in den Jura. Das jüngste Objekt, eine Stützmauer im Jura, weist durchgehende Schwindrisse auf, begleitet von einer intensiven Durchfeuchtung des Betons. In diesem durchfeuchteten Bereich wurde die Entwicklung der AAR derart gefördert, dass sich nach 5 Jahren schon Netzzrisse von 0.1-0.4mm Rissöffnung und -tiefen bis 15cm bildeten. Es ist anzunehmen, dass sich die AAR ohne die Schwindrisse nicht so schnell hätte entwickeln können. Bei den übrigen Bauwerken unter 20 Jahren konnten keine anderen Schadenmechanismen als beschleunigender Faktor der AAR-Entwicklung festgestellt werden. Die ältesten erfassten Bauwerke, d.h. älter als 55 Jahre, sind einzelne Brücken, Bahn-Überführungen und vor allem Staumauern oder damit zusammenhängende Bauten.

Da die AAR mit dem Alter fortschreitet, ist grundsätzlich eine wachsende Anzahl geschädigter Bauten mit zunehmendem Alter zu erwarten. Die Alterstruktur der erfassten Bauwerke hängt aber auch vom historischen Bauvolumen ab. Dies zeigt sich im engen Bezug zwischen dem Zementverbrauch und der Anzahl AAR-Schäden (Abb. 6-3). Der abweichende Kurvenverlauf seit den letzten 15 Jahren hängt wahrscheinlich mit der „Latenzzeit“, d.h. der Zeitspanne bis am Bauwerk sichtbare Schäden auftauchen, zusammen. Auch Abbildung 6-4 (oben) illustriert einen guten Bezug zwischen der Bautätigkeit am Nationalstrassennetz und dem Anteil betroffener Bauwerke der Nationalstrassen.

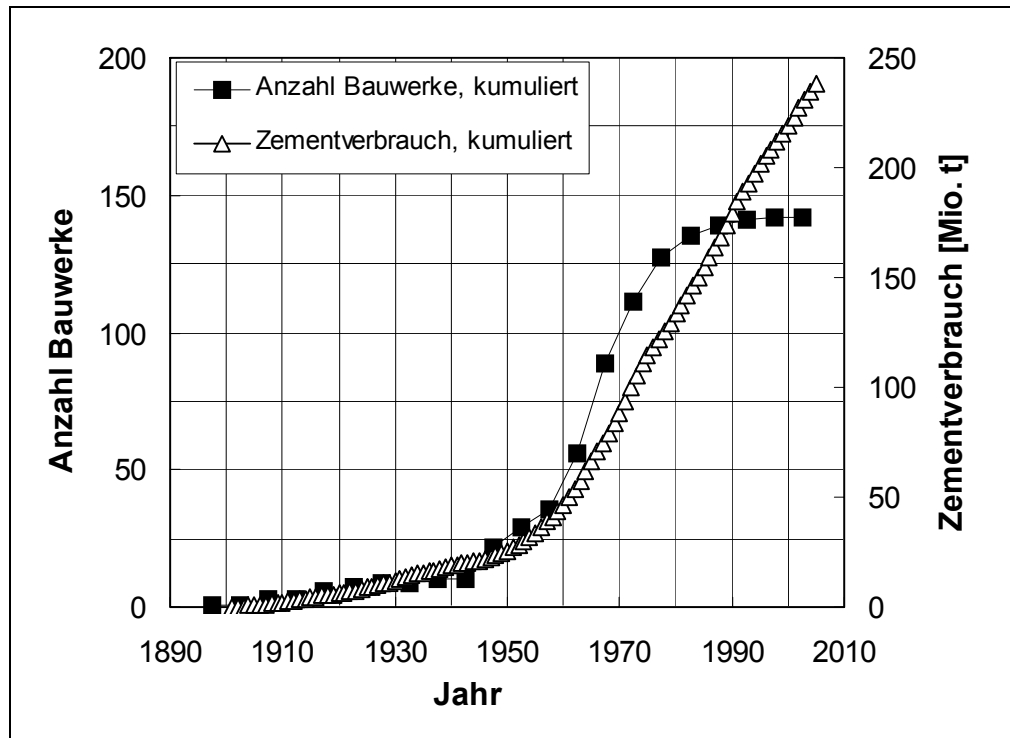


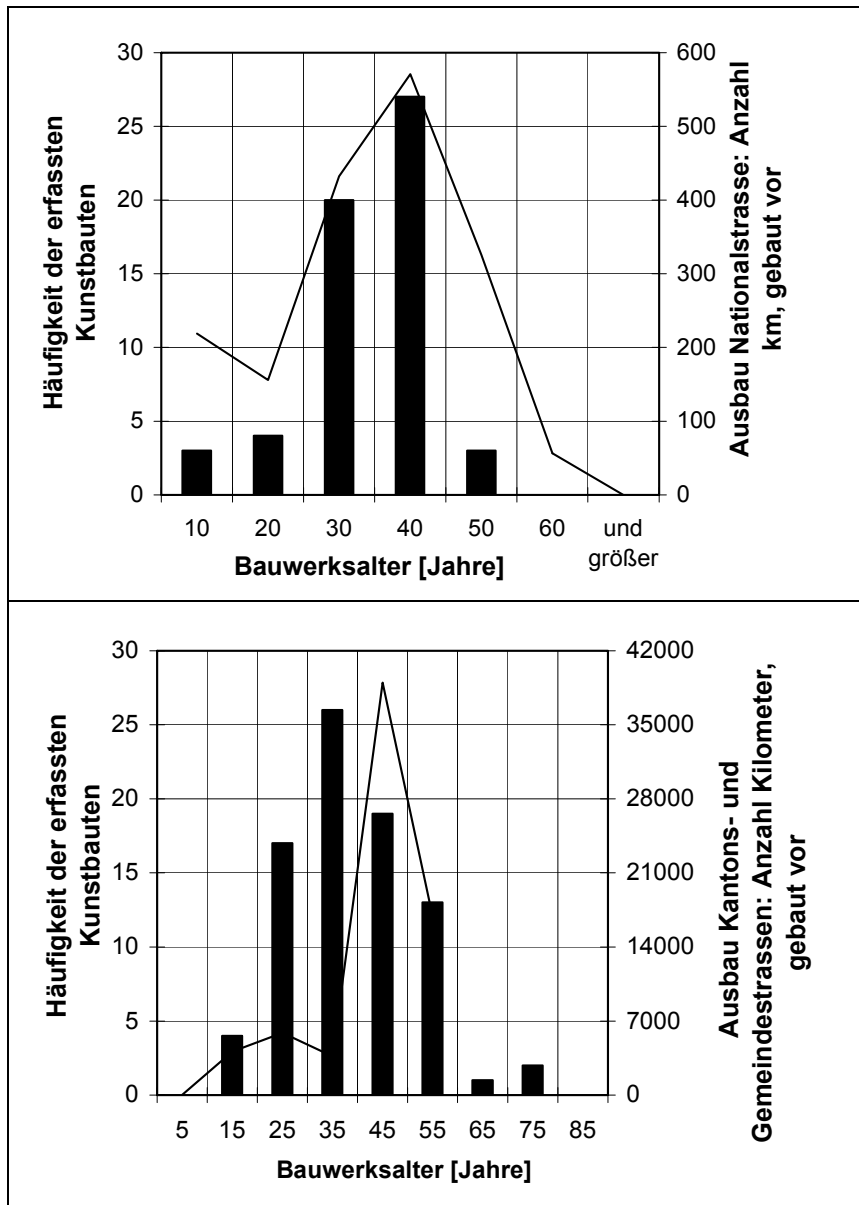
Abbildung 6-3: Vergleich des Zementverbrauches in der Schweiz seit 1900 und der Alterstruktur der erfassten Bauwerke mit AAR.

Bei den Bauten des Kantons- und Gemeindestrassennetzes ergibt sich kein solch klarer Zusammenhang (Abb. 6-4, unten). Dies dürfte darauf zurückzuführen sein, dass die Häufigkeit der Kunstbauten nicht in einem so guten Bezug zur Anzahl Kilometer des Strassennetzes steht (je nach Gelände sind überdurchschnittlich viele oder wenige Kunstbauten pro Strassenabschnitt notwendig). Nicht auszuschliessen ist auch, dass die erfassten Bauwerke keine repräsentative Altersstruktur aufweisen, weil evtl. ein Teil mittlerweile abgebrochen ist und weil ein beträchtlicher Anteil vor allem der älteren Bauwerke der Kantons- und Gemeindestrassen aus Naturstein besteht. Ein weiterer Faktor für die schlechte Korrelation ergibt sich auch daraus, dass ein Teil der Kantonsstrassenbauten in den letzten Jahrzehnten dem Nationalstrassennetz zugeteilt wurde.

Die separate Darstellung der Altersverteilung der verschiedenen Bauwerkstypen in Abb. 6-2 (unten) zeigt für die Mauern und Tunnel, bzw. Galerien eine ähnliche Verteilung wie diejenige aller Bauwerke zusammen genommen. Die meisten dieser Bauwerke weisen ein Alter zwischen 30 und 40 Jahren auf. Bei den Brücken ist die Altersverteilung gleichmässiger zwischen 30 und 60 Jahren gestreut. Eine Verlagerung zu höheren Bauwerksalter ist bei den Wasserbauten zu beobachten, während die übrigen Bauwerke keine besondere Häufung in ihrer Alterstruktur zeigen.

Zusammenfassend zeigt sich, dass

- die Altersstruktur der erfassten Bauwerke vom historischen Bauvolumen abhängt,
- die Entwicklung eines von Auge gut sichtbaren Schadenbildes an der Betonoberfläche in der Regel mehr als 15 Jahre dauert,
- es keine Hinweise gibt auf eine besondere Zeitspanne, in der mehr Betonbauten erstellt wurden, die heute Anzeichen für eine AAR zeigen.



6.2.3 Schadenausmass

Wie in Kapitel 4.2 ausgeführt, wird das Schadenausmass anhand der **Verbreitung des Schadens am Bauwerk**, mit der **Exposition des betroffenen Bauteils** und der **Intensität** des Schadens umschrieben (Tab. 4-3).

6.2.3.1 Schadenverbreitung

Wie aus der Tabelle 6-1 in Kapitel 6.2.1 ersichtlich zeigen geschädigte Bauwerke in der Regel nur an bestimmten Bauteilen besonders ausgeprägte, oberflächlich sichtbare Schäden. Diese charakteristischen Schadenverteilungen und -bilder werden im Folgenden näher beschrieben.

6.2.3.1.1 Mauern

Zu den Mauern zählen vor allem

- verankerte und nicht verankerte Stützmauern
- Flügelmauern z.B. von Widerlagern, Tunnelleingängen, Unterführungen usw.
- frei stehende Mauern.



Abb. 6-5: Typisches Schadenbild für AAR bei einer Stützmauer: Risse sind netzartig und oft horizontal angelegt, mit unterschiedlichen Rissöffnungen, begleitet von weissen bis rötlich braunen Ausblühungen.

Stützmauern sind in einzelne Betonieretappen aufgeteilt. Die Risse entwickeln sich v. a. von den Fugen und der Mauerkrone ausgehend gegen das Zentrum der Betonieretappen. Ein bevorzugter Ausgangspunkt für Rissansätze bilden auch die Bindelöcher.

Die einzelnen Betonieretappen weisen nicht unbedingt dasselbe Schadenausmass auf. Neben praktisch ungerissenen Abschnitten können stark gerissene Abschnitte auftreten. Besonders häufig sind die Endetappen, welche meistens eine abgeschrägte Krone aufweisen, stärker betroffen als der Rest der Mauer (Abb. 6-6 und 6-7). Die Unterschiede zwischen den einzelnen Betonieretappen können nebst unterschiedlicher Durchfeuchtung auch auf Veränderungen in der oberflächennahen Betonqualität (insbesondere Zugfestigkeit) - höchstwahrscheinlich infolge Verarbeitung und Nachbehandlung - zurückgeführt werden (vgl. auch Hagelia 2004).

Stärker geschädigte Mauern zeigen eine bevorzugte Entwicklung von Horizontalrissen, die einen meist regelmässigen Abstand von ca. 50cm aufweisen (Abb. 6-8). Diese Risse können die Betonierfugen durchqueren und sich im benachbarten Abschnitt weiter verfolgen lassen. Sie erreichen maximale Rissbreiten von 10-20mm, auch in bewehrten Mauern, d.h. sie gehören zu den grössten AAR-bedingten Rissen, die beobachtet worden sind. Oft zeigt sich auch ein horizontaler Versatz in Millimetergrösse sowie manchmal ein vertikaler Versatz im Zentimeterbereich bei der Betonierfuge. Häufig folgt mindestens einer der Horizontalrisse einer Einfüllschichtgrenze des Betons. Als Schwachstelle im Beton führen diese Grenzflächen aber auch bei anscheinend nicht AAR-geschädigten Mauern zu feinen Horizontalrissen. Horizontalrisse oder Diagonalrisse treten auch bei vorgespannten Wandscheiben oder verankerten Mauern und Ankerriegel auf (vgl. Anhang 1, Abb. 6-9).

Während die Netzrisse normalerweise von Ausblühungen umsäumt sind, zeigen diese offenen Horizontalrisse seltener typische Rissräume, können aber Wasser führen und Kalkschnäuze aufweisen. Untersuchungen an Bohrkernen zeigen, dass die Risse durchgehend sein können (vgl. Abb. 6-13). Zudem wurde in einigen Fällen festgestellt, dass sich oberflächenparallele Risse in ca. 5 bis 20cm Tiefe entwickeln können. An der Rückseite der Mauern sind ebenfalls senkrecht und parallel zur Oberfläche verlaufende Risse beobachtet worden.

Auf den Mauerkronen entwickeln sich Vertikalrisse, meist mittig angelegt, oft auch begleitet von rechtwinklig abzweigenden Begleitrissen (Abb. 6-11). Bei diesen Rissen sind Sekundärschäden und zusätzliche Rissverbreiterungen durch Frosteinwirkung besonders begünstigt.



Abbildung 6-6: Risse entlang einer abgeschrägten Mauerkrone.



Abbildung 6-7: unterschiedlich stark geschädigte Betonieretappen.



Abbildung 6-8: Horizontal verlaufende, offene Risse bei einer Stützmauer.



Abbildung 6-9: Diagonal verlaufende Risse in einer verankerten Stützmauer.

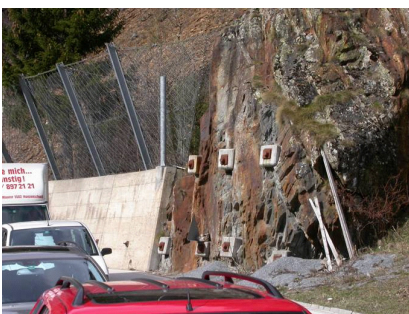


Abbildung 6-10: Stützmauer mit Felssturzicherung: die Mauer weist neben einem feinen Rissnetz ausgeprägte Horizontalrisse auf (oben: Ansicht; rechts: Ausschnitt vom rechten Mauereckpfosten).





Abbildung 6-11: Mittig angelegte Vertikalrisse, mit abzweigenden Begleittrissen.



Abbildung 6-12: Alkalireaktiver Betonkern mit einem Vorbeton, der sich vertikal ablöst (links Seitenansicht, rechts Draufsicht).

Vorbetonierungen können sich ebenfalls entlang von Vertikalrissen vom AAR-geschädigten Kernbeton ablösen (Abb. 6-12).

Frei stehende Mauern zeigen vergleichbare Schadenbilder. Die Schadenverteilung (Risshäufigkeit und Rissbreiten) hängt direkt von der Exposition ab, insbesondere von der Besonnung und der Feuchtigkeit (Abb. 6-43).



Abbildung 6-13: Durchgehender Riss parallel und Schalenriss senkrecht zur Bohrernachse bei einer dünnwandigen Stützmauer.



Abbildung 6-14: Ausgeprägte Vertikalrisse durch Fröhschwindrisse induziert, mit rötlichen Ausblühungen bei einer Stützmauer. Die AAR ist eine Folgeerscheinung der erhöhten Durchfeuchtung entlang der Risse.

6.2.3.1.2 Brücken



Abbildung 6-15: Bei der Ganterbrücke werden die Segel, Pylone und die Brückenkastenwände bei schlechtem Wetter regelmässig stark durchnässt. In diesen Bauteilen sind Anzeichen von AAR vorhanden.

Bei den Brücken sind die der Witterung und dem (chloridhaltigen) Spritzwasser oder Sprühnebel ausgesetzten Bauteile betroffen, d.h.:

- Leitmauern, Brüstungen, Randabschlüsse, Stirnflächen der Fahrbahnplatte
- Flügelmauern der Widerlager, exponierte Auflager
- Nicht oder fehlerhaft abgedichtete Fahrbahnplatten
- Stützen im Wasser, dem Spritzwasser oder Sprühnebel ausgesetzt

Vorgespannte Bauteile zeigen ein besonderes Rissbild, das in der Regel mit der Lage der Spannglieder zusammenhängt.

Leitmauern, Brüstungen, Randabschlüsse, Bordüren, Stirnflächen der Fahrbahnplatten:

Meist entwickelt sich zuerst ein Rissnetz oder ein mittig angelegter Vertikalriss an der Oberseite (vgl. Abb. 6-11, 6-18). Bei den Brüstungen und Leitmauern sind die Risse auf der strassenzu- und abgewandten Wandfläche ebenfalls netzartig angelegt. Bei niedrigeren, wenig über der Fahrbahn stehenden Abschlüssen wurden auch Horizontalrisse beobachtet. Sind die Brücken mit Leitplanken oder einem Geländer versehen, entwickelt sich das Rissnetz auf der Aussenseite der Leitmauern meist ausgehend von der Einbettung der Metallteile (Abb. 6-16). Ausblühungen und Riss säume sind in diesen Bauteilen nicht immer vorhanden, so dass diese Risse oft mit Schwindrissen oder mit Rissen in Zusammenhang mit eingebetteten und korrodierenden Metallteilen verwechselt werden. Bei genauerer Betrachtung können aber diese Rissursachen gut unterschieden werden¹. Anzunehmen ist natürlich eine Wechselwirkung: Schwindrisse können durch die AAR-Ausdehnung erfasst, verbreitert und weiter verzweigt werden. Die bevorzugte Ausbreitung der AAR-Risse ausgehend von den Einbettungsstellen der Metallteile zeigt auch, dass diese Bereiche intensiver durchnässt werden (Verbundfehler, poröser Einbettungsmörtel, Korrosionsrisse), welche die Entwicklung der AAR fördern. Umgekehrt wird die Metallkorrosion durch die AAR-Risse gefördert. Die Bordüren zeigen bei einem AAR-Schaden auch oft massive Frostschäden (Abb. 6-17).

¹ Schwindrisse verlaufen üblicherweise senkrecht zur Längsausdehnung dieser schlanken Bauteile, AAR-Risse nicht, bzw. verlaufen senkrecht zur Richtung der kleinsten Druckspannung. Sprengrisse infolge Korrosion lassen sich aufgrund ihrer Geometrie und manchmal wegen Rostspuren erkennen.



Abbildung 6-16 (links):
Feines, sich dunkel
abzeichnendes Rissnetz bei
einer Brüstung.

Abbildung 6-17 (links unten):
Bewehrungskorrosion und
Frostschäden bei einer Bordüre
mit Anzeichen von AAR.

Abbildung 6-18 (rechts unten):
Ausgeprägtes Rissnetz auf einer
Bordüre.



Widerlager:

Die vor der Witterung geschützten Widerlager zeigen in der Regel keine charakteristischen Schadenbilder. Die Eckbereiche hingegen mitsamt den exponierten Flügelmauern zeigen netzartig angelegte Risse, welche normalerweise von Ausblühungen begleitet sind (Abb. 6-19, 6-21). Lokal ausgeprägte Schadenbilder können sich entlang undichten Fugen bei Fahrbahnübergängen entwickeln (Abb. 6-20). Grössere Risse konnten meist auf statische oder konstruktive Mängel zurückgeführt werden, so dass bevorzugte Rissorientierungen nicht nachgewiesen werden konnten.



Abbildung 6-19: Netzartig angelegte Risse mit Ausblühungen bei einem Widerlager. Auffällig ist auch die rötliche Verfärbung der Betonoberfläche, welche häufig bei AAR-Schäden auftritt.



Abbildung 6-20: Widerlager einer Strassenüberführung: bei der undichten Fuge beim Fahrbahnübergang beginnt sich ein typisches Rissnetz abzuzeichnen.



Abbildung 6-21: Flügelmauer einer Eisenbahnüberführung mit groben Rissnetz.

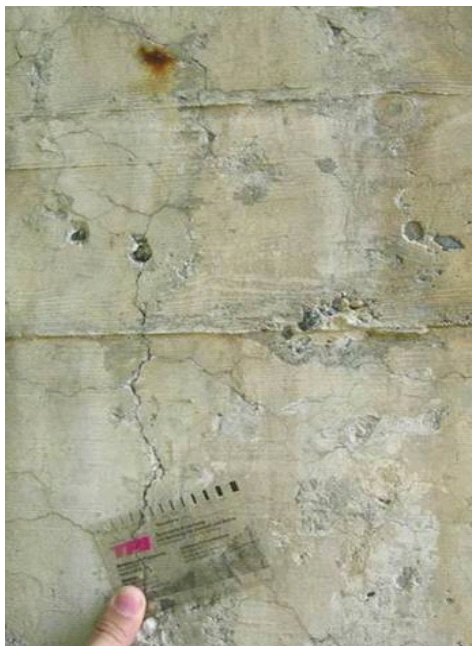


Abbildung 6-22:

Oben links: Widerlager mit kleineren Schäden, Übersicht.

Oben rechts: Der durchfeuchtete Bereich unter dem
Fahrbahnübergang zeigt beginnende Rissnetzbildungen.

Unten rechts: auf der Seitenfläche des Widerlagers zeichnet
sich ein feines Rissnetz ab mit punktuellen Abplatzungen
über den Gesteinskörnern.

Fahrbahnplatten:

Der Zustand von Fahrbahnplatten ist ohne Sondierungen schwierig zu beurteilen, da die Oberseite durch den Belag verdeckt und die Untersicht nicht der Witterung ausgesetzt ist. Die typischen Schadenbilder können deshalb kaum beobachtet werden. Wird der Belag entfernt, sind an der Oberfläche frostschaadenähnliche Abplatzungen sichtbar, deren Ursprung nicht eindeutig bestimmt werden kann. Erst am Bohrkern werden die oberflächenparallelen Risse im Abstand von mehreren Zentimetern sichtbar, welche die ganze Fahrbahnplatte durchsetzen und aufblättern (Abb.6-23). Bei stark geschädigten Fahrbahnplatten ist mit der Ausbildung eines Rissnetzes an der Fahrbahnplattenuntersicht zu rechnen (Abb. 6-23).

Brückenkästen:

Bei Brückenkästen wurden nur in einem Fall auf den vorgespannten Seitenwänden beginnende Rissnetze vorgefunden. Allgemein scheinen die Brückenkästen wenig der Feuchtigkeit exponiert und anfällig für AAR.

Bei den Fahrbahnplatten und Brückenkästen sind ausländische Fallbeispiele z.B. aus Nordfrankreich bekannt (Baillemont 2000, Delaby 2004).

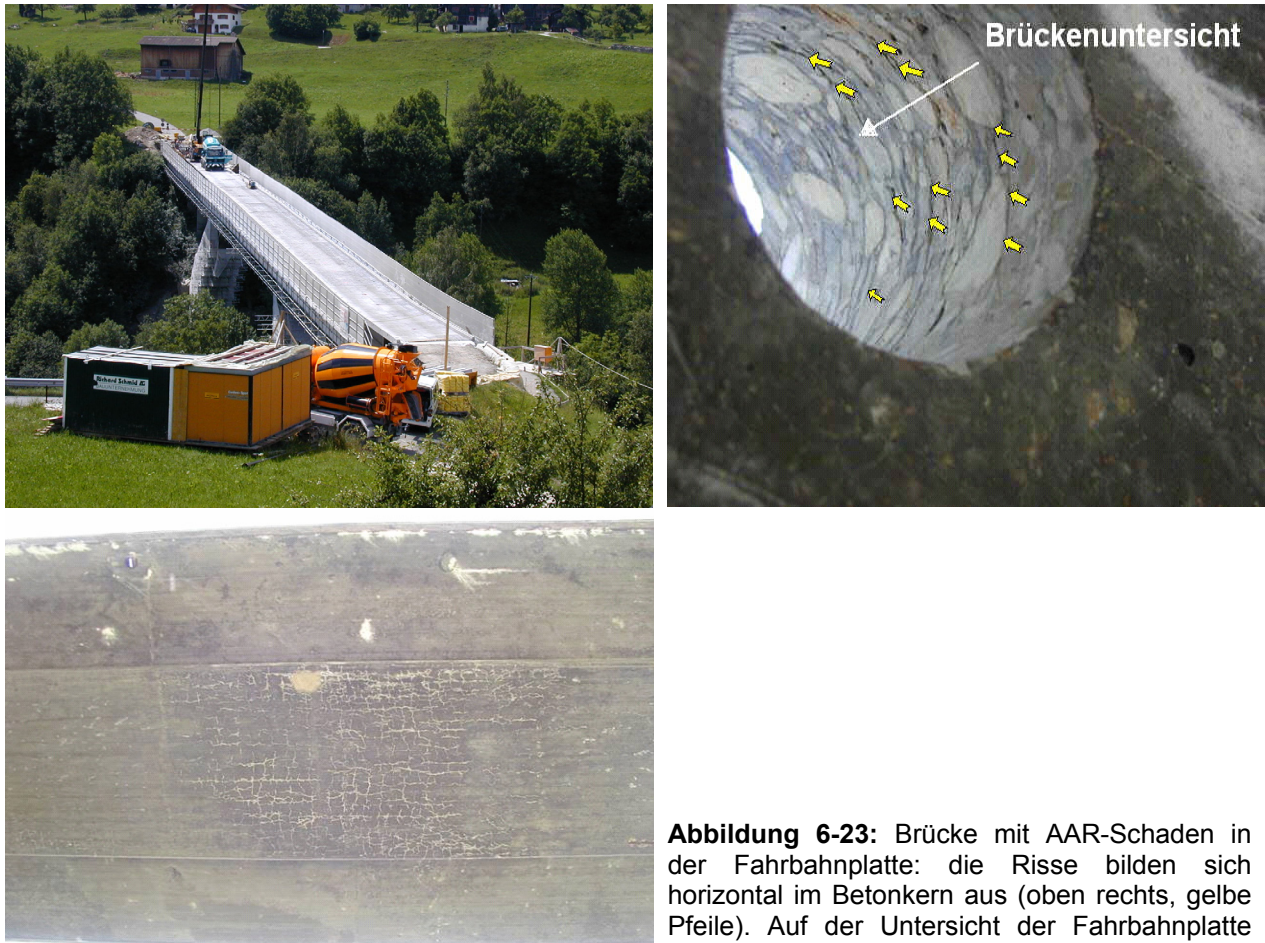


Abbildung 6-23: Brücke mit AAR-Schaden in der Fahrbahnplatte: die Risse bilden sich horizontal im Betonkern aus (oben rechts, gelbe Pfeile). Auf der Untersicht der Fahrbahnplatte zeichnet sich ein Rissnetz ab (links).

Stützen und Streben:

Stützen und Streben zeigen selten und wenn, dann vor allem auf den bewitterten Seitenflächen Rissnetze mit Ausblühungen (Abb. 6-24 bis 6-28). Auch dem Sprühnebel oder Spritzwasser ausgesetzte Betonflächen können Rissnetze aufweisen. Stellenweise können sich senkrecht verlaufende Hauptrisse entwickeln. Insgesamt wurden nur wenig Stützen anhand von Bohrkernen untersucht. In einem Fall konnte ein Schallriss in ca. 4-6cm Tiefe in einer Strebe festgestellt werden.

Im Wasser stehende Stützen weisen allseitig über dem Wasserspiegel gegen oben abnehmende Rissnetze mit Ausblühungen auf.

Vorgespannte Bauteile:

Exponierte vorgespannte Bauteile zeigen besondere Rissbilder. Die Vorspannung bewirkt eine starke Orientierung der Risse, welche den Spanngliedern folgt (Abb. 6-29 und 6-30). Dazwischen können sich auch netzartig feinere Risse entwickeln. Bei scheibenförmigen Bauteilen sind Vertikalrisse im Kronenbereich möglich.



Abbildung 6-24: Seitenansicht einer Stütze bei einem Lehnenviadukt: die offenen Horizontalrisse dringen tief in den Beton ein.



Abbildung 6-25: Stütze mit dunkeln Rissen auf der exponierten Seite.



Abbildung 6-26: dunkel hervortretendes, lang gezogenes Rissnetz einer Stütze.



Abbildung 6-27: Stütze einer Bachüberführung über eine Strasse.



Abbildung 6-28:
Oben rechts: Ausgeprägtes Rissnetz mit dunklen Ausblühungen bei einem runden Pfeiler

Oben links und unten rechts: Streben mit lang gezogenen Rissen



Abbildung 6-29: Horizontale Risse über Spannglieder in einem Wandelement.



Abbildung 6-30: Horizontale Risse zwischen den Spannglieder eines Brückensegels

6.2.3.1.3 Tunnel und Galerien

Bei diesen Bauten (Abb. 6-31 bis 6-37) sind üblicherweise die Portalbereiche betroffen: die Portalscheiben, angrenzende Flügelmauern und die Tunnelröhren im wetterausgesetzten Eingangsbereich zeigen netzförmige Risse, begleitet von Ausblühungen. Bei wasserführenden Rissen sind mehr oder minder ausgeprägte Kalkschnäuze zu sehen. Die Portalscheiben können ebenfalls Vertikalrisse auf der Krone aufweisen. Häufig ist ein scharfer Übergang von den wettergeschützten, rissfreien Betonflächen zu den gerissenen wetterexponierten Betonflächen zu beobachten. Schalenrisse in den Tunnelröhren und Portalscheiben wurden ebenfalls in 5 bis 15cm Tiefe festgestellt.

Bei Tagbautunnels, Steinschlag- und Lawinengalerien können Decken und Stützen Rissnetze aufweisen (meistens Aussenflächen, selten Innenflächen). Deckenstirnen und Randborde sind besonders häufig gerissen. Im Fall von Entwässerungsrinnen und Wasserspeiern auf den Decken sind die Rinnen, die Deckenplatten und Stützen im Spritzbereich oder bei starker Benetzung durch Hangwasser die Tagbaugewölbe gerissen.

Im Tunnelinnern und auf den Galerierückwänden sind normalerweise keine Schadenbilder vorhanden. Im Bereich von undichten Fugen und wasserführenden Rissen können sich Ansätze von charakteristischen Rissnetzen ausbilden. Als weitere Ursache für die Schadenbilder sind auch andere Schadenmechanismen wie Sulfatangriff, Zementsteinauslaugung usw. vorhanden (vgl. auch Untersuchungen in Schweizer Tunnels von Leemann (2004)). Insgesamt sind Schäden im Tunnelinnern selten sichtbar.



Abbildung 6-31:

Gewölbe eines Tagbautunnels mit undichten Stellen und starken Aussinterungen. Die AAR ist einer von mehreren Schadenmechanismen.



Abbildung 6-32:

Steinschlaggalerie: Die Stirnseite der Decke weist ein ausgeprägtes, von braunen Rissstäben markiertes Rissnetz auf.



Abbildung 6-33 (oben links):
Lawinengalerie mit gerissenen Stützen

Abbildung 6-34 (oben rechts):
Portalscheibe mit grösserem
Vertikalriss und Ausblühungen

Abbildung 6-35 (unten links):
Portalscheibe mit ausgeprägtem, hell
umsäumten Rissnetz



Abbildung 6-36 (links):
Risse im Gewölbe in einem
Tunnelingangsbereich



Abbildung 6-37 (unten):
Portalscheibe und Flügelmauer mit
dunklem Rissnetz

6.2.3.1.4 Diverse Bauten

Hierzu gehören zum Beispiel Ankerblöcke und vorgefertigte Betonelemente für den Fassadenbau oder Brückenstreben.

Ankerblöcke, Ankerriegel, Ankernischen

Bei exponierten Ankerblöcken können alle Flächen Rissnetze mit Ausblühungen aufweisen (Abb. 6-38 bis 6-40). Oberflächenparallele Schalenrisse wurden ebenfalls in ca. 5-10cm Tiefe beobachtet. Bei Ankerriegeln und Longarinen scheinen sich bevorzugt Horizontalrisse auszubilden.



Abbildung 6-38 (oben):

Starke Ausblühungen und intensives Rissnetz bei einem exponierten Ankerblock (links oben) und Ankerriegeln (links unten). Auffällig ist die horizontale Anordnung der Risse bei den Ankerriegeln.



Abbildung 6-39 (unten):

gerissene Ankernischen in einer Stützmauer

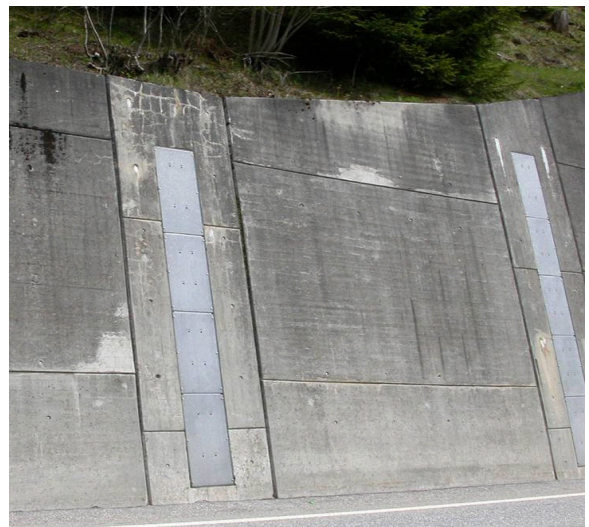


Abbildung 6-40:

Auffällig gerissene Oberfläche der Ankernischen der Spannkabel eines Brückensegels.

Vorfabrizierte Betonelemente

Die Schadenbilder hängen von der Geometrie und den Spannungsverhältnissen der Elemente ab. Bei Brückenstreben sind auf den wetterausgesetzten Seiten bei den Rissnetzen die Vertikalrisse besonders ausgeprägt. Schalenrisse in wenigen Zentimetern Tiefe treten ebenfalls auf.

Relativ dünne Betonplatten für vorgehängte Fassaden zeigen ausgeprägte Rissnetze mit Ausblühungen, die sich vom Plattenzentrum zum Plattenrand entwickeln (Abb. 6-41). Deutlich sind die Unterschiede im Schadenausmass zu erkennen, wenn wettergeschützte und -exponierte Elemente verglichen werden. Bei verklebten Platten für die Verkleidung von

Stützmauern zeigen die Platten keine spezifischen Formen von Rissbildungen, sondern mit den Mauern vergleichbare Rissbilder.

Bei vorfabrizierten Betonelementen scheinen die sehr dunklen bis schwarzen Rissäume zu dominieren (vgl. auch Abb. 6-26 und 6-28).



Abbildung 6-41:
Vorfabrizierte Fassadenelemente mit markanten Rissbildern

Schlussfolgerung:

Während die Mauern aller Art normalerweise als Ganzes von der AAR betroffen sind, weisen bei den übrigen Bauwerken in der Regel nur die bewitterten, bzw. die durchfeuchteten Bauteile sichtbare Merkmale von AAR-Schäden auf. Dazu gehören aber vitale Bauteile wie Stützen, Widerlager, Brückenplatten, Ankerriegel usw.

6.2.3.2 Situation des Bauwerks oder Bauteils

6.2.3.2.1 Geographische Orientierung, Besonnung

Bei der Bauwerksexposition zeigt sich, dass südwärts ausgerichtete Bauwerke wesentlich öfter Anzeichen von AAR zeigen als nordwärts ausgerichtete (Abb. 6-42). Geht man von einer zufällig orientierten Verteilung von geschädigten und ungeschädigten Bauwerken in der ganzen Schweiz aus, ist dieser Unterschied frappant. Bei den ausgewerteten Bauwerken handelt es sich hauptsächlich um Mauerelemente unterschiedlicher Bauwerkstypen (z.B. Stützmauern, Flügelmauern von Tunnels und Widerlagern, Leitmauern von Brücken, freistehende Mauern, etc.), die eine eindeutige geographische Orientierung aufweisen. Entsprechend häufige Bauwerksschäden treten an den südexponierten Hanglagen beispielsweise um Verbier, Brünig-Hasliberg, Simplonpassstrasse ob Brig oder entlang der N9 über dem Genfersee auf.

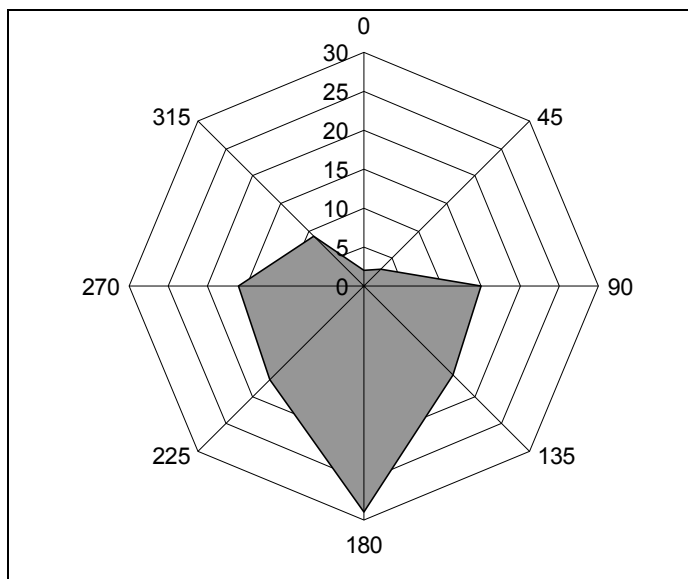


Abbildung 6-42:

Geographische Orientierung der Bauwerke. Visuell feststellbare Schäden treten bei südwärts ausgerichteten Bauwerken (hauptsächlich Mauern) markant häufiger auf als bei nordwärts gerichteten Bauwerken.

Die markant häufigere Südausrichtung der sichtbar geschädigten Bauwerke weist auf den Einfluss der täglichen Temperaturzyklen hin. Dies bestätigt theoretische Überlegungen und experimentelle Erfahrungen, dass die Reaktion durch Wärme gefördert wird. Zudem gehen mit den Temperaturzyklen auch Feucht-Trockenzyklen einher, welche den Feuchtigkeitstransport und damit die Umverteilung gelöster Stoffe im Beton generell fördern. Offenbar wird die Reaktion unter diesen Verhältnissen insgesamt gefördert. Zudem ist die Materialbelastung durch Wärmedehnung, Kältekontraktion, bruske Temperaturschwankungen im Winter, durch Quellen und Schwinden höher als bei Bauwerken, welche konstanteren Feuchtigkeits- und Temperaturbedingungen ausgesetzt sind.

Die Erhebungen an der Simplonpassstrasse zeigen, dass auf der Nordseite des Passes die Stützmauern, Brücken und Galerien systematisch markante AAR-Schäden aufweisen. Diese Kunstbauten haben eine ausgeprägte Südhanglage. Auf der Passhöhe und auf der Südseite des Passes hingen, weisen die Kunstbauten nur noch vereinzelt und wenig ausgeprägte Schäden auf, obschon sie bezüglich Alter, Bauwerkstyp und Betonzusammensetzung durchaus vergleichbar sind.

Die Konsequenzen der unterschiedlich intensiven Besonnung kann auch an einzelnen Objekten beobachtet werden, wie z.B. an Stützmauern in Kurven oder freistehenden Mauern (Abb. 6-43). Die frei bewitterten Südseiten zeigen ein deutliches Rissnetz mit starken Ausblühungen. Auf der nördlichen Seite ist nur der Mauerkronenbereich stark gerissen. Im Profil nehmen die Breiten der durchgehenden Risse von der Südseite zur Nordseite stark ab, oder schliessen sich gar.



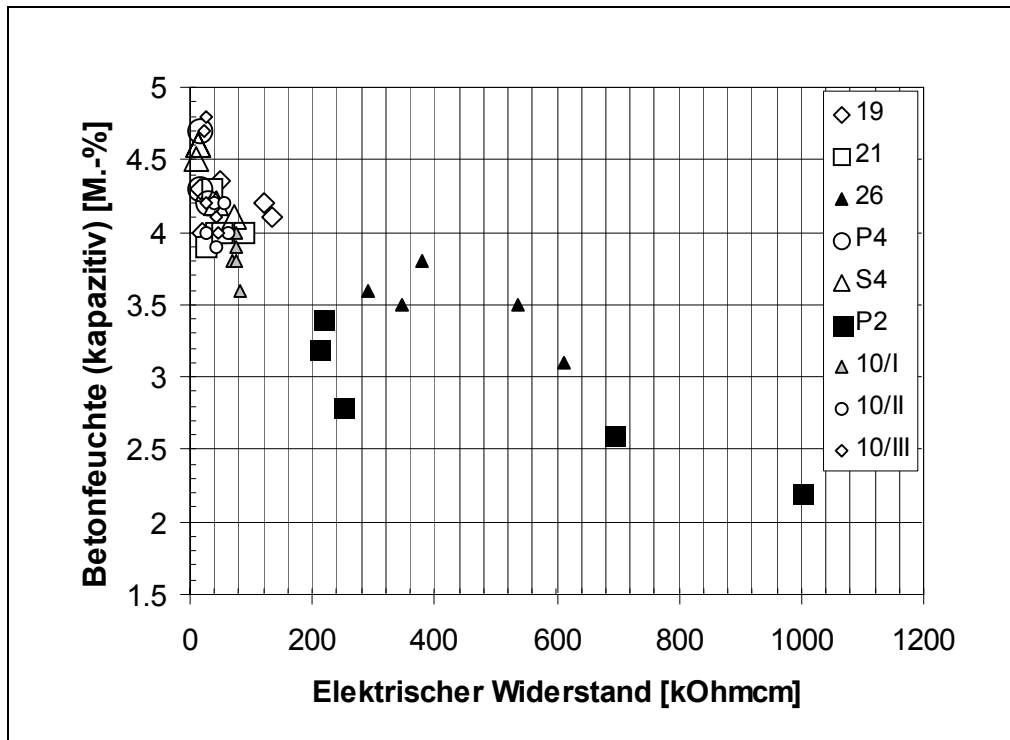
Abbildung 6-43: Freistehende Mauer: Südseite mit markantem Rissnetz (links); Nordseite mit Rissen vor allem in der Mauerkrone (rechts)

6.2.3.2 Feuchtigkeit

Wie schon eingangs beschrieben, stellt die Feuchtigkeit neben den Alkalien und den reaktiven Gesteinskörnern einen der drei Hauptfaktoren für die Entwicklung einer AAR dar. Die Schadenverteilung, welche eng mit den Feuchtigkeitsverhältnissen am Bauwerk verbunden ist, bestätigt dies vollumfänglich.

Die oberflächlichen Feuchtigkeitsgehalte, kapazitiv gemessen an Bauwerken mit unterschiedlich gerissenen Bauteilen, sind in der Abbildung 6-44 dargestellt. Der elektrische Widerstand an der Betonoberfläche nimmt in den gerissenen Bereichen natürlich ebenfalls ab.

Die Feuchtigkeitsgehalte um 3.5 - 5 M% der gerissenen Bauteile, entsprechen ungefähr einer vollen Wassersättigung des Betons, während die tieferen Feuchtigkeitsgehalte der ungerissenen Bauteile einer Wassersättigung unter 90% entsprechen. In grösserer Tiefe wurden an denselben Bauwerksteilen die relative Luftfeuchtigkeit und die Temperatur gemessen. Wie Tabelle 6-2 zeigt, sind die Feuchtigkeitsverhältnisse in grösserer Tiefe vergleichbar und konstant hoch. Im Moment stehen nur wenige Messwerte zur Verfügung. Insgesamt decken sie sich jedoch mit den publizierten Daten (Tomosawa 1989, Jensen 2004) und Laborergebnissen (vgl. Kapitel 2.3.4), d.h. dass die Feuchtigkeit im Bauteil 80-85% übersteigen muss, damit die AAR sich entwickeln kann.



Bauteil	Feuchtigkeitsgehalt kapazitiv an der Betonoberfläche [M%]	Luftfeuchtigkeit und Temperatur im Bohrloch (10-30cm Tiefe)
Stütze (P2) ungerissen	2.6-3.4	91.4% bei 23.1°C 90.2% bei 17.1°C
Stütze (P4) gerissen	4.2 - 4.7	99.3% bei 26.5°C
Zugscheibe (S4) gerissen	4.1-4.6	97.1% bei 19.8°C
Mauerelement 19 gerissen	4.0-4.3	93% bei 19.8°C 97.2% bei 18.0°C
Mauerelement 21 gerissen	3.9-4.3	98.2% bei 18.3°C 98.9% bei 17.7°C
Mauerelement 26 ungerissen	3.1-3.8	96.4% bei 17.3°C 97.9% bei 17.2°C
Mauerelement 10/I ungerissen	3.6-4.0	84% bei ca. 20°C
Mauerelement 10/II gerissen	3.9-4.2	90% bei ca. 20°C
Mauerelement 10/III gerissen	4.0-4.8	97% bei ca.20°C

Tabelle 6-2: Feuchtigkeits- und Temperaturmessungen in AAR-geschädigten Bauwerken.

6.2.3.2.3 Betonzusammensetzung und -qualität

Die Betonzusammensetzung (Gesteinskörnung, Zementgehalt, Alkaligehalt, Porenkennwerte, Rohdichten) und die Betonqualität (Druckfestigkeit, Zugfestigkeit, E-Modul) wurden an einigen Objekten am Jura Südfuss, in den Waadtländer Voralpen und im Wallis untersucht. Die untersuchten Bauwerke zeigen unterschiedlich stark entwickelte Schäden, die als leicht bis gravierend eingestuft werden können. Die Ergebnisse werden in den folgenden Kapiteln zusammengefasst.

Alkaligehalte im Beton

Die Alkaligehalte wurden vereinzelt an nachgewiesenen AAR-geschädigten Bauwerken gemessen. Da es umstritten ist, wie die Alkalien an der AAR teilnehmen (vgl. Kapitel 2.3.1), wurden die säure- und wasserlöslichen Alkalien gemessen, d.h. der theoretisch maximal und minimal zur Verfügung stehende Alkaligehalt. Die säurelöslichen Alkaligehalte sind ca. zweimal höher als die wasserlöslichen Alkaligehalte, da beim Säureaufschluss auch die Alkalien aus den Gesteinskörnungen erfasst werden (Abb. 6-45). Das Verhältnis ist beim Beton mit Gneisen (Simplon) deutlich höher, da die Gneise kaliumreiche Glimmer und Feldspate aufweisen. Die berechnete Alkalibilanz¹ und der entsprechende Alkaligehalt des Zementes liegen deshalb deutlich über den zu erwarteten Werten (Abb. 6-47). Bei den übrigen Betonen ergeben sich Alkalibilanzen, welche zwischen 2.8 und 5.6kg Na₂O_{eq}/m³ Beton variieren. Die daraus berechneten Alkaligehalte der Zemente liegen zwischen 0.7 und 1.3 M% Na₂O_{eq}. Diese Werte können als plausibel für die Zeitspanne zwischen 1970-1980 betrachtet werden. Dies würde bedeuten, dass sich der Alkaligehalt der Zemente in den letzten 30 Jahren (bzw. seit der Einführung der Staubrückführung in den Zementwerken in den siebziger Jahren) nicht wesentlich änderte und, dass das aktuelle AAR-Risiko mit den modernen Portlandzementen (CEM I) vergleichbar ist mit demjenigen in der Vergangenheit.

Beim Vergleich der Alkaligehalte der Zemente mit denjenigen von modernen CEM I (Abb. 6-46) fallen die höheren Na₂O-Gehalte auf. Dies kann auf verschiedene Gründe zurückgeführt werden:

- Der wasserlösliche Anteil des Na₂O-Gehaltes ist bei den Bauwerksbetonen deutlich höher. Es könnte sich deshalb um eine Natriumanreicherung durch Tausalzeintrag handeln.
- Ein variabler Teil der Alkalien stammt aus der Gesteinskörnung der Bauwerksproben. Dieser Anteil ist schwierig zu bestimmen und wird evtl. unterschätzt.
- Das Natrium/Kaliumverhältnis im Zement hat sich unter Umständen im Vergleich zu den heutigen Zementen verändert.

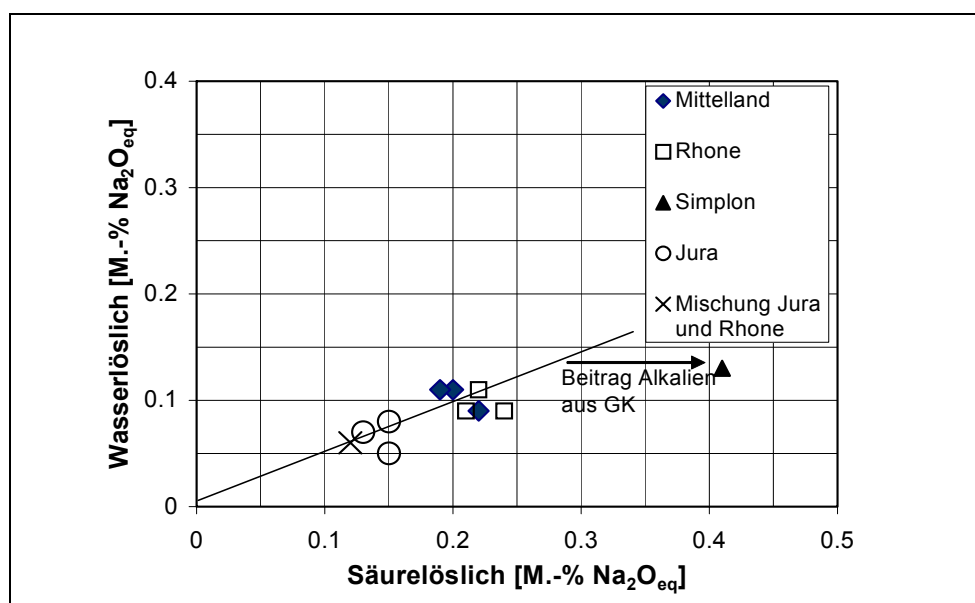


Abbildung 6-45: Vergleich des säure- und wasserlöslichen Alkaligehaltes von verschiedenen Bauwerksbetonen. In der Legende ist die Herkunft der in den Betonen enthaltenen Gesteinskörnung angegeben.

¹ Berechnung der Alkalibilanz: Gesamtalkaligehalt bezüglich Trockenrohichte des Betons.

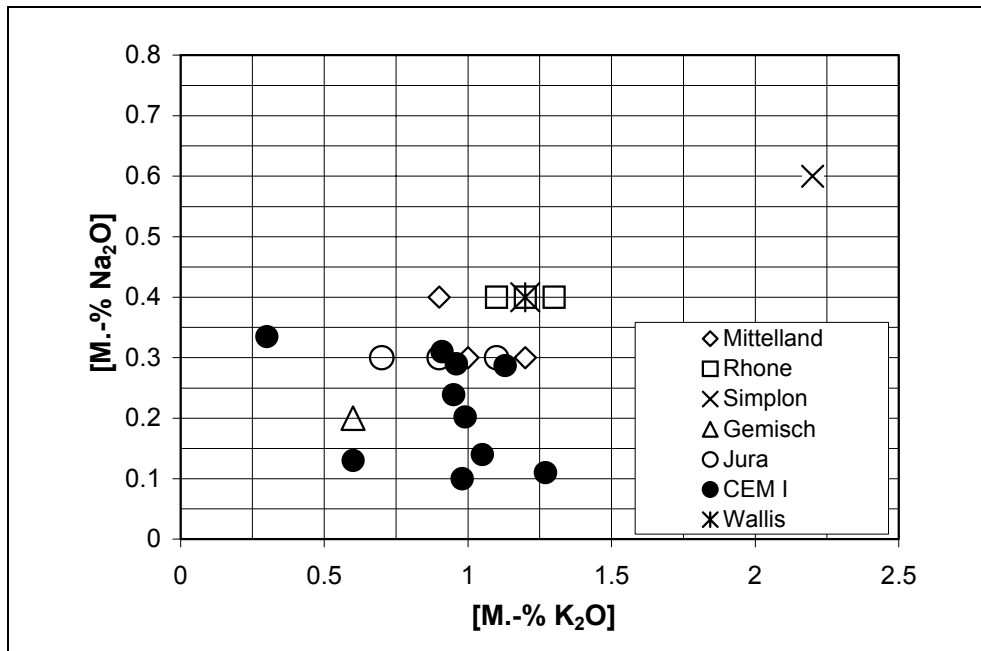


Abbildung 6-46: Vergleich der berechneten säurelöslichen Alkaligehalte von Zementen von Bauwerksproben und von modernen CEM I Schweizer Herkunft (Datenquelle Griesser (2002)). In der Legende ist die Herkunft der in den Betonen enthaltenen Gesteinskörnung angegeben.

Mit den säurelöslichen Alkaligehalten wurden für die untersuchten Betone die Gesamtalkaligehalte (Alkalibilanzen) berechnet (Abb. 6-47). Die untersuchten Bauwerke sind ungefähr gleich alt, nämlich 25-35 Jahre und weisen alle AAR-Schäden auf. Die Alkaligehalte variieren stark, nämlich zwischen ca. 3 und 10 kg $\text{Na}_2\text{O}_{\text{eq}}/\text{m}^3$ Beton, wobei es keinen Bezug zwischen Alkaligehalt und Schädigungsgrad des Betons gibt.

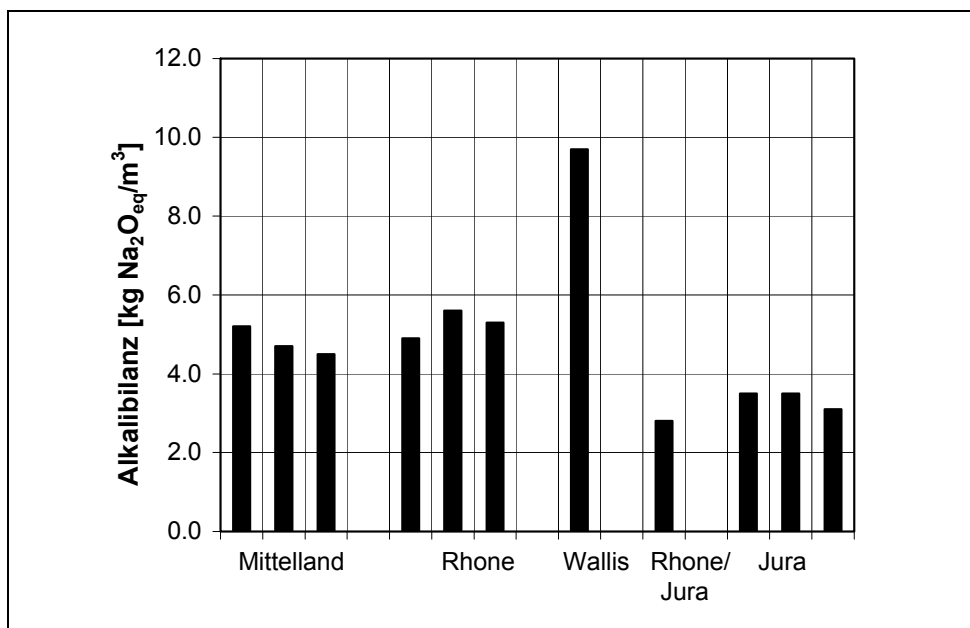


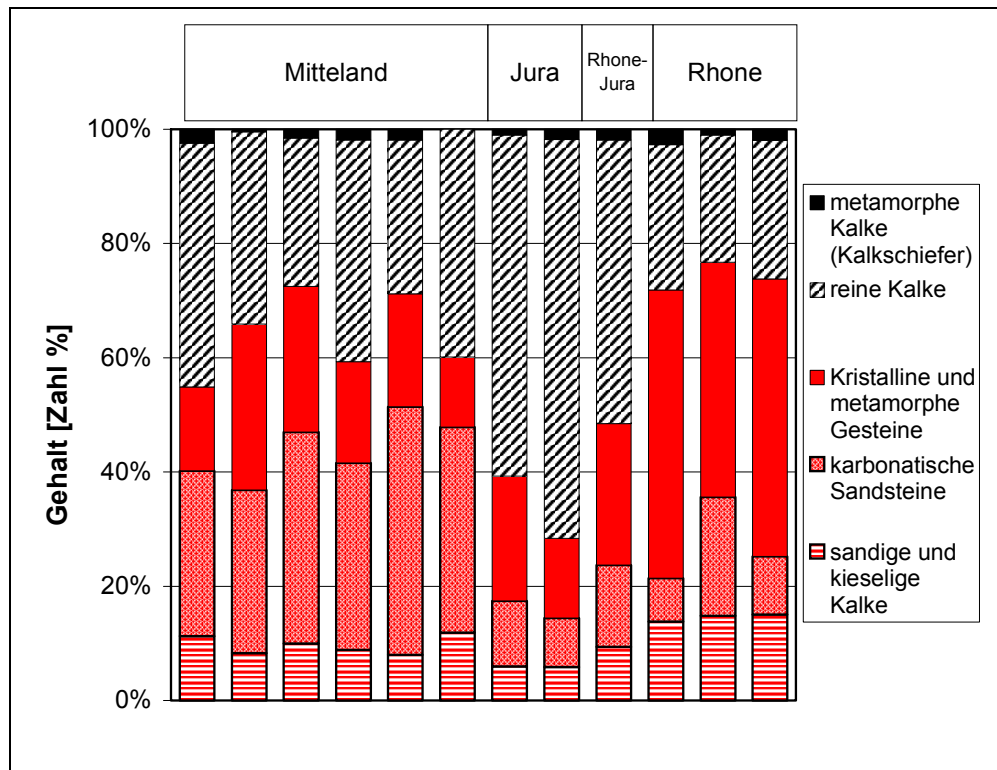
Abbildung 6-47: Alkalibilanzen, berechnet aufgrund des Gesamtalkaligehaltes für verschiedene geschädigte Bauwerksbetone mit Gesteinskörnungen unterschiedlicher Herkunft.

Die Bauwerksbetone mit den niedrigsten Alkaligehalten und den Gesteinskörnungen aus dem Jura gehören zu den stark geschädigten Betonen. Gemäss den ausländischen Empfehlungen für zulässige Alkaligehalte wären aber Werte unter $3.0\text{-}3.5\text{ kg Na}_2\text{O}_{\text{eq}}/\text{m}^3$ Beton für mittelstark reaktive Gesteinskörnungen noch zulässig (vgl. Kap. 5). Aufgrund der wenigen zur Verfügung stehenden Daten ergeben sich deshalb keine Hinweise, wie ein sicherer Grenzwert für den Alkaligehalt der Betone festgelegt werden könnte, wenn schon geringe Alkaligehalte zu deutlichen AAR-Schäden führen können. Dieser widersprüchliche Sachverhalt wurde in den Untersuchungen von Multon (2003) bestätigt. Darin wird gezeigt, dass in Anwesenheit eines Feuchtigkeitsgradienten Betone mit niedrigen Alkaligehalten höhere Ausdehnungen erfahren als

Betone mit höheren Alkaligehalten. Solche Feuchtigkeitsgradienten sind gerade bei Stützmauern, wie hier untersucht, zu erwarten.

Gesteinskörnungen

Die Abbildung 6-48 zeigt die petrographische Zusammensetzung einiger Gesteinskörnungen dieser Betone (Gesteinskörnungen $\geq 2\text{mm}$, Bestimmung am Bohrkern unter dem Binokular). Die Gesteinskörnungen mit der Bezeichnung Jura, bzw. Gemisch Jura mit Rhonematerial, weisen den niedrigsten Gehalt an potentiell reaktiven Gesteinen auf. Trotzdem wurden an diesen Bauwerken sehr grosse Schäden festgestellt. Neuere Untersuchungen an Bauwerken vom Jurasüdfuss zeigen aber, dass in diesen Gesteinskörnungen, wenige, aber offenbar sehr reaktive Gesteinskörnungen auftreten können.



Es handelt sich bei diesen Gesteinskörnungen um ein paar typische Beispiele. Aufgrund der Schweizer Geologie gibt es aber noch viele andere mögliche Mischungen von Gesteinskörnungen, z.T. mit ähnlichen Komponenten aber in anderen Proportionen, z.T. mit anderen, regional spezifischen Gesteinen. Aufgrund der Erfahrungen der Forschungsstelle mit petrographischen Analysen und der einschlägigen geologischen Literatur sind Gehalte von über 30% potentiell reaktiver Gesteine sehr häufig. Die Frage, welche Gesteinsart in welchem Masse und in welcher Fraktion zur Gesamtreaktivität einer Gesteinskörnung beiträgt, ist noch offen.

Porenkennwerte, Dichte und Zementgehalt

Zur weiteren Charakterisierung der Betonzusammensetzung und -qualität wurden verschiedene Eigenschaften geprüft. In Abbildung 6-49 sind die wichtigsten Parameter dargestellt. Auch hier gilt, dass es sich um punktuelle Erhebungen handelt und die sich hier abzeichnenden oder fehlenden Zusammenhänge erst mit einer grösseren Datenmenge als gesichert betrachtet werden können.

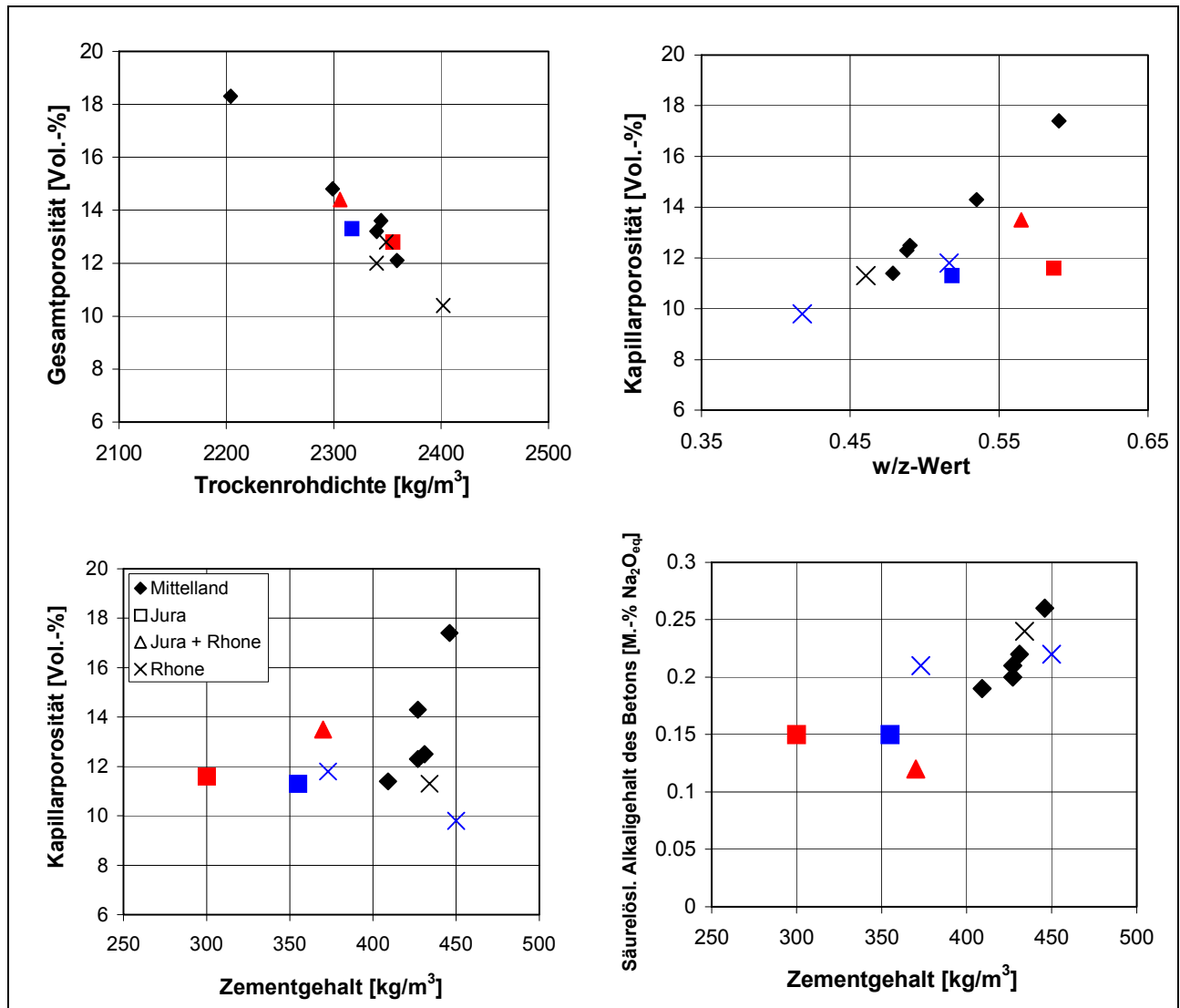


Abbildung 6-49: Verschiedene Zusammenhänge der Betoneigenschaften und dem Schadensausmass (rot: starke Schäden, blau: mittlere Schäden, schwarz: leichte bis mässige Schäden).

Zum Einfluss der Betonzusammensetzung auf das Auftreten einer AAR lässt sich zur Zeit folgendes festhalten:

- Es gibt keinen Zusammenhang zwischen der Trockenrohddichte und der Entwicklung eines AAR-Schadens: sowohl sehr dichte, wie sehr poröse Betone zeigen Anzeichen für eine AAR.
- Dies wird dadurch bestätigt, dass weder ein erhöhter w/z-Wert noch die Kapillarporosität zwangsläufig zu einem erhöhten AAR - Schadensausmass führen.
- die grössten Schäden wurden an den Bauwerken mit Betonen mit eher niedrigem Zementgehalt und Alkaligehalt gefunden. Ein direkter Zusammenhang zwischen Alkaligehalt des Betons und AAR-Schadensausmass gibt es offenbar nicht (vgl. Abb. 6-49).

Im Moment zeigt es sich eher, dass die angetroffenen Unterschiede im Schadensausmass sich von der Gesteinskörnung ableiten lassen. Von den untersuchten Betonen sind diejenigen mit Rhone-Material oder mit Gesteinskörnungen vom Jura-Südfuss stärker geschädigt, als diejenigen mit Material aus dem Mittelland. Mischungen von Jura- und Rhonematerial erweisen sich offenbar ebenfalls als besonders anfällig.

6.2.3.2.4 Höhe über Meer

Im Alpenraum herrschen für Betonbauwerke andere Expositionsbedingungen als im Mittelland. Im Strassenbau ist die Frosttausalzbelastung des Betons höher. Regional muss zudem mit betonaggressiven Bergwässern gerechnet werden. Die Wärme - Kältezyklen an Südlagen sind besonders ausgeprägt und häufig. Die Niederschlagsmengen in Berggebieten sind generell grösser, hängen aber von der genauen topographischen Lage ab (Nord-Süd, „Trockeninseln“ wie das Wallis). Allgemein ist die witterungsbedingte Belastung des Betons höher. Deshalb wurde untersucht, ob die Häufigkeit der AAR-Schäden mit der Höhenlage der Bauwerke korreliert werden kann, d.h., ob die Entwicklung der AAR-Schäden gefördert wird durch die alpinen Expositionsbedingungen mit erhöhter Frosttausalzbelastung und gleichzeitig grösserem Chlorideintrag (Alkalien).



Abbildung 6-50: Anzeichen von AAR bei kleineren Bauten in Berggebieten mit auffälligen, von hellen Ausblühungen markierten Rissbildungen.

Die Abb. 6-51 zeigt jedoch, dass die Bauwerke mit Anzeichen für AAR in höheren Lagen nicht häufiger auftreten als in den Niederungen. Die Verteilung widerspiegelt lediglich die Lage des Schweizer Strassennetzes, das zum grössten Teil im Mittelland und den Alpentälern liegt (leider konnte die Forschungsstelle keine statistischen Daten zur Höhenverteilung des Schweizer Strassennetzes bekommen). Somit ist die überragende Häufigkeit der Bauwerke zwischen 400m und 600m nicht weiter erstaunlich.

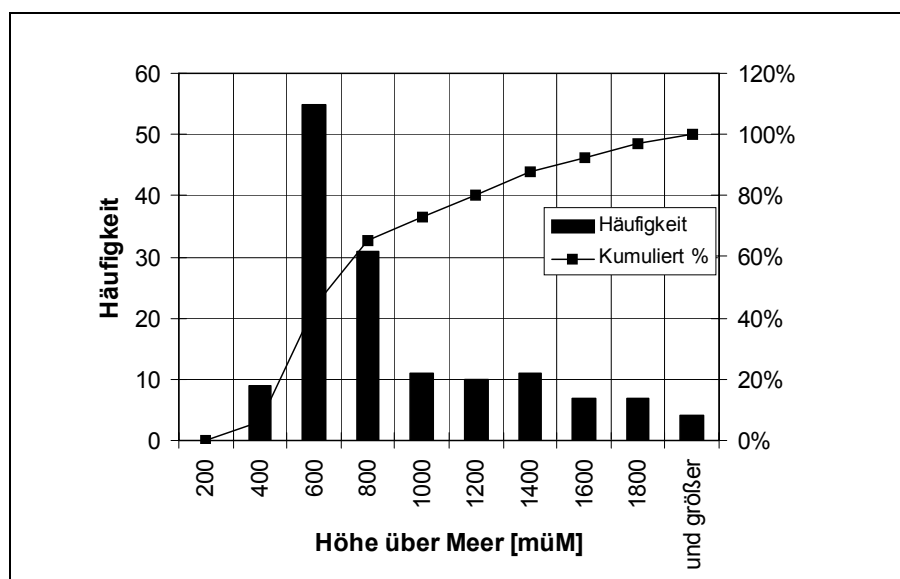


Abbildung 6-51: Höhenverteilung der Bauwerke mit Anzeichen für AAR.

Ob die Expositionsbedingungen allenfalls das Schadenausmass beeinflussen, wurde anhand der Korrelation der vorgefundenen Rissbreiten an den Betonoberflächen und der Höhe über Meer der Bauwerke geprüft. Die Abb. 6-52 zeigt, dass kein Bezug besteht zwischen der Höhe des Bauwerks und den vorgefundenen Rissbreiten am Bauwerk. Das bedeutet, dass die Höhenlage eines Bauwerkes keinen besonderen Hinweis liefert für die Bauwerksgefährdung durch AAR.

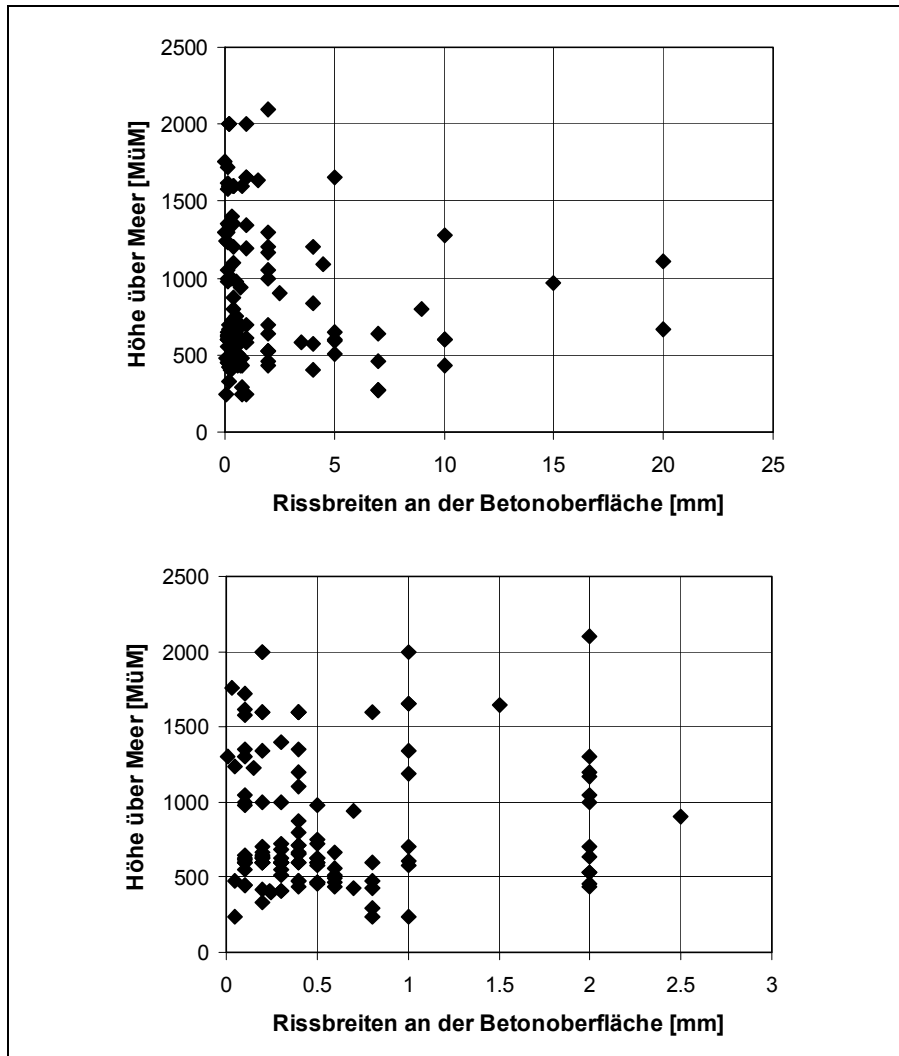


Abbildung 6-52:
Bezug zwischen Rissbreiten an der Betonoberfläche und der Höhe über Meer des Bauwerks
(oben: Gesamtübersicht; unten: Ausschnitt 0-3mm aus der Gesamtübersicht aller Rissbreiten).

6.2.3.2.5 Bewehrung, Spannungsverhältnisse

Es ist nicht möglich anhand der erfassten Daten eine Auswertung vorzunehmen, da nur in einzelnen Fällen die Bewehrung bekannt war und dies meistens auch nur über die Bohrkernentnahme. Generell wurde jedoch häufig bei noch wenig geschädigten Bauwerken aller Art eine deutliche Rissbreitenabnahme hinter der Bewehrung festgestellt. Ob dies allein auf die Bewehrung zurückzuführen ist, müsste noch nachgewiesen werden. Mit fortschreitender Schadenentwicklung breiten sich die Risse auch hinter der Bewehrung aus.

Betrachtet man die Rissverteilung in den Mauern, so zeigen die Untersuchungen am Bohrkernprofil, dass es Mauern gibt, bei denen die Risse an Zahl und Breite von vorne nach hinten zunehmen. Im Extremfall ist der Beton im Mauerkerne und an der Rückseite gerissen, ohne dass Risse an der Vorderseite sichtbar sind (Abb. 6-60). Dies könnte mit den Druckspannungen an der Vorderseite infolge der Durchbiegung der Mauer zusammenhängen. An der Rückseite herrschen Zugspannungen, welche die Rissbildungen begünstigen.

In Laborversuchen wurde häufig festgestellt, dass die maximale Ausdehnungsrichtung von

den Spannungsverhältnissen bestimmt wird (Larive 1989) und sich der Richtung der geringsten Druckspannung bzw. der grössten Zugspannung überlagert.

Andere Mauern zeigen eine Abnahme der Risse von der Vorderseite zur Rückseite. Dies kann auf die schärfere Exposition der Mauervorderseite (Frost, Tausalz, Feuchtigkeits-Temperaturzyklen) oder auch auf das Vorhandensein von lokalen Zugspannungen, z.B. infolge einer Verankerung, zurückgeführt werden.

Bei den Stützmauern, die bevorzugte Horizontalrisse aufweisen, könnte allenfalls vermutet werden, dass keine oder nur eine geringfügige Durchbiegung stattfindet. Die Vermutung, dass die klaffenden Horizontalrisse nur bei nicht armierten Mauern auftreten, konnte nicht bestätigt werden. Die Kronen aller Mauern sind nicht nur wegen der Exposition, sondern auch wegen den geringeren Druckspannungen rissgefährdeter als die unteren Mauerbereiche.

Die Rissverteilung in den Mauern scheint demzufolge nicht nur von der Exposition abzuhängen, sondern dürfte auch massgeblich von den Spannungsverhältnissen beeinflusst werden. Dies konnte auch bei vorgespannten Bauteilen an Brücken und Mauern nachvollzogen werden, bei denen die Hauptrisse klar der Anordnung der Spannglieder folgten.

Risse infolge AAR treten offensichtlich selten in Tunnelröhren auf, ausser im Portalbereich, obschon eigentlich alle Voraussetzungen bzgl. Exposition erfüllt sind (siehe auch Leemann 2004). Die Röhren stehen auf der Innenseite vielfach unter Druckspannung. Es ist anzunehmen, dass sich die Schäden in Form von Schalenrissen oder Rissen an der Röhrenaussenseite entwickeln. Hierzu fehlen jedoch aussagekräftige Ergebnisse von gezielten Bauwerksuntersuchungen.

Zusammenfassend deuten die bisherigen Beobachtungen an Bauwerken darauf hin, dass die vorgefundenen Rissgeometrien durch die richtungsabhängige Ausdehnung des Bauwerks, d.h. durch die Spannungsverhältnisse im Bauteil erklärt werden könnten. Während die Exposition eines Bauteils die Entwicklung einer AAR auslöst, beeinflussen die Spannungsverhältnisse die Rissverteilung (Häufigkeit, Orientierung, Breite, Länge) im Bauteil. Im Moment fehlen aber die Erfahrungen, wie zuverlässig und genau statische Beurteilungen eine Aussage über die Rissverteilung erlauben, insbesondere über allfällige Risse im Betonkern oder einem nicht zugänglichen Bereich eines Bauteils.

6.2.3.3 Intensität des Schadens

Die **Intensität** des Schadens wird gemessen mit:

- Risstiefen und -breiten
- auf eine bestimmte Messlänge kumulierte Rissbreiten (Rissindex)
- Gefügeschädigungen (Schadenindex)
- Verminderung der mechanischen Festigkeiten
- Beeinträchtigung von Betoneigenschaften (z.B. Frostbeständigkeit oder Chloridwiderstand) und entsprechende Begleitschäden
- Schäden infolge der Ausdehnung wie ungleichmässige Verformungen, das Schliessen von Fugen, Bauteilversatz usw.

6.2.3.3.1 Risstiefen und -breiten, Schalenrisse

Wie schon erwähnt, ist die Rissverteilung innerhalb eines gerissenen Bauteils nicht homogen. Verschiedene Gründe können dafür verantwortlich sein:

- **Exposition:** Unterschiede im Feuchtigkeitsgehalt und in der Alkalikonzentration (Auswaschungen, Umverteilungen in Bereichen mit hoher Wasserzirkulation),
- **Verarbeitung und Zusammensetzung:** Unterschiede in der Betonzusammensetzung (Schwankungen im Zementgehalt, im w/z-Wert, Anzahl reaktive Gesteinskörner), in der Betonqualität (Schwankungen im Hydratationsgrad und Karbonatisierung des Zementes, Zugfestigkeit, E-Modul), in der Verarbeitung (Verdichtung, Nachbehandlung), in der Witterung beim Einbau (Schwindrisse) usw.
- **Bewehrung:** Unterschiede in der Art und im Gehalt der Bewehrung

- **Spannungsverhältnisse:** Druckspannungen reduzieren, Zugspannungen erhöhen die Ausdehnung

Daraus ergibt sich ein Rissbild, das sowohl an der Betonoberfläche wie im Querschnitt variiert. Sichtbare Rissbilder an der Betonoberfläche wurden im Kapitel 6.2.3.1 beschrieben. Die Verteilung der maximalen Rissbreiten der untersuchten Bauwerke ist in der Abb. 6-53 dargestellt. Es ergibt sich eine relativ breite Verteilung der Rissöffnungen. Dies wurde auch schon von Jensen (1993) festgestellt, der Rissverteilungen von AAR-geschädigten Bauwerken mit den Rissverteilungen von Bauwerken mit anderen Schäden (Frostschäden, Bewehrungskorrosion) verglich und zum Schluss kam, dass die Rissbreitenverteilungen bei anderen Schadenmechanismen als AAR deutlich enger gestreut sind mit einem ausgeprägteren Mittelwert, der zwischen 0.1-0.15mm liegt. Bei den Bauwerken mit AAR-Schäden sind zudem Rissbreiten über 10mm zu beobachten, was bei anderen Schadenmechanismen nicht der Fall ist.

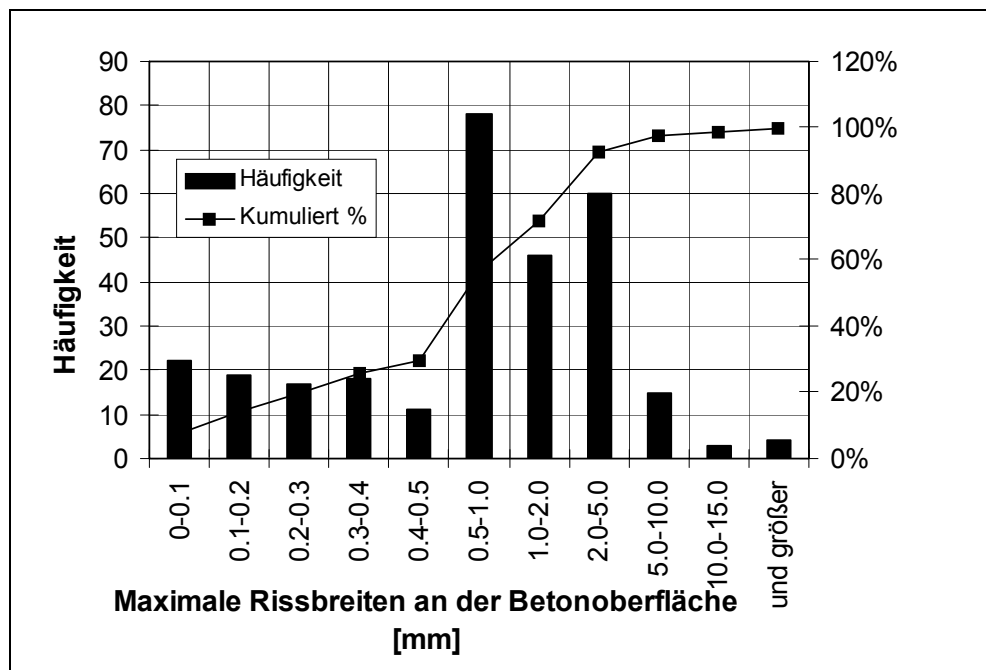


Abbildung 6-53: Maximale Rissbreiten an der Betonoberfläche der erfassten Bauwerke.

Die Risstiefen wurden an Bohrkernen ermittelt und sind in der Abb. 6-54 dargestellt.

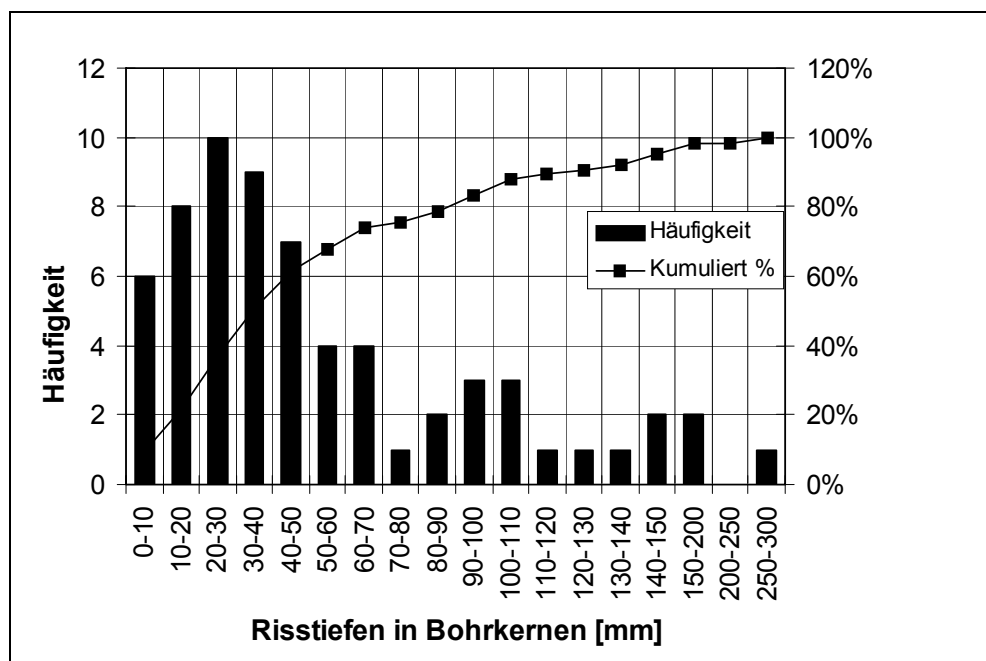


Abbildung 6-54: Verteilung der Risstiefen in Bohrkernen aus AAR-geschädigten Bauwerken.

Aus der Darstellung geht hervor, dass ein grosser Teil der von Auge sichtbaren Risse bis in eine Tiefe von ca. 30-50mm geht. Die meisten an der Betonoberfläche sichtbaren Rissnetze reichen höchstens bis zur Bewehrung. Tiefergehende Risse bis zu Trennrissen sind ebenfalls vorhanden und entsprechen etwa 30% aller erfassten Risse.

Der Zusammenhang zwischen Rissbreite und Risstiefe, ermittelt an Bohrkernen, ist in Abb. 6-55 bis 6-57 dargestellt. In Abb. 6-55 sind diejenigen Bohrkernspeziell markiert, in denen Schalenrisse beobachtet wurden. Es zeigt sich Folgendes:

- Grundsätzlich nimmt die Risstiefe mit der Rissbreite zu. Bei sehr tiefen, aber wenig breiten Rissen kann entweder ein weiterer Schadenmechanismus (Frühschwinden) oder eine besondere Situation (spezielle Abmessungen, verankerte Mauer mit spannungsabhängiger Rissorientierung) vermutet werden.
- Eventuell ist es möglich eine obere Grenze für die Risstiefen in Funktion der Rissbreiten festzulegen (mögliche Kurve in Abb. 6-55).
- Das äusserlich sichtbare Rissbild gibt keinen Hinweis auf das Vorhandensein von Schalenrissen. Dennoch scheint mit zunehmender Rissbreite die Wahrscheinlichkeit von Schalenrissen zuzunehmen.
- Die Schalenrisse treten innerhalb der Tiefen auf, die von den senkrecht zur Oberfläche verlaufenden Rissen erreicht werden. Tiefere Schalenrisse, die losgelöst von den Oberflächenrissen auftreten, sind selten. Dies kann dadurch erklärt werden, dass die Schalenrisse von den senkrecht zur Oberfläche verlaufenden Rissen abzweigen (Abb. 6-56).
- Aus Abb. 6-57 ergibt sich, dass die Tiefe, in welcher die Schalenrisse auftreten, nicht direkt von der Breite der Risse, welche an der Betonoberfläche sichtbar sind, abhängt. Tendenziell treten mit größeren Rissbreiten auch tiefer liegende Schalenrisse auf.
- Es gibt einige Beispiele von Schalenrissen, ohne dass ein Riss an der Betonoberfläche ersichtlich gewesen ist. Die Schalenrisse liegen häufig, aber nicht immer, auf der Höhe der Bewehrung. Oft konnte die Breite der Schalenrisse nicht bestimmt werden, da die Bohrkernspeziell markiert, in denen Schalenrisse beobachtet wurden. Es zeigt sich Folgendes:

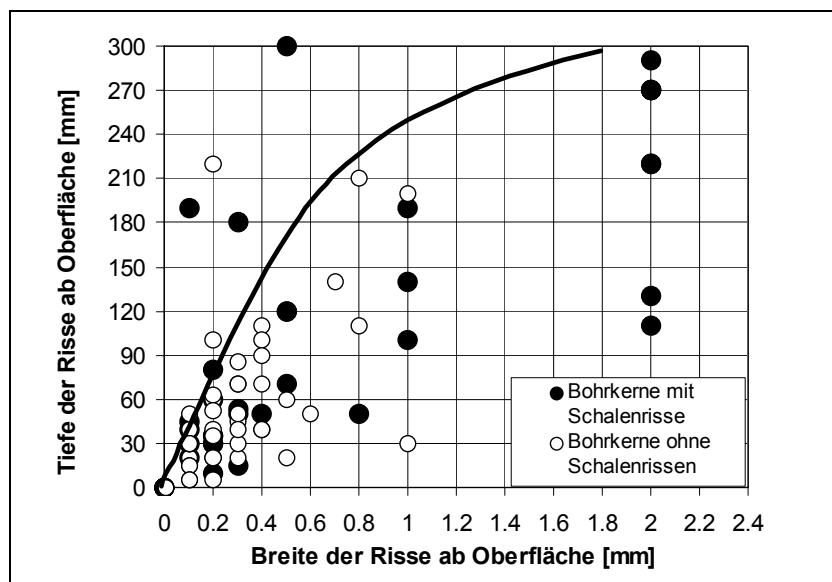


Abbildung 6-55: Breiten und Tiefen der senkrecht zur Betonoberfläche verlaufenden Risse in Bohrkernen, gemessen ab Betonoberfläche. Die eingezeichnete Kurve gibt eine mögliche obere Grenze für die Risstiefen in Funktion der Rissbreiten an. Die Punkte ausserhalb der Kurve entsprechen besonderen Situationen (siehe Erklärung im Text).

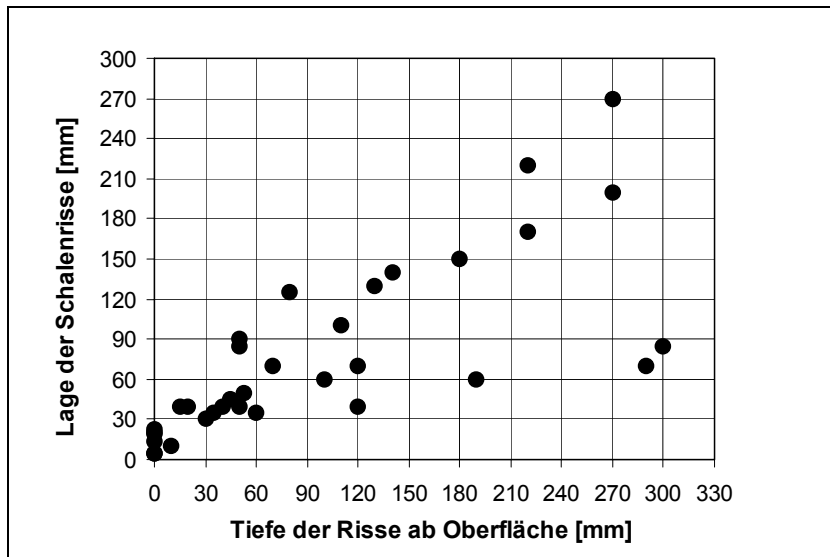


Abbildung 6-56:
Lage der Schalenrisse in den Bohrkernen in Funktion der Tiefe der Risse, welche an der Betonoberfläche sichtbar sind.

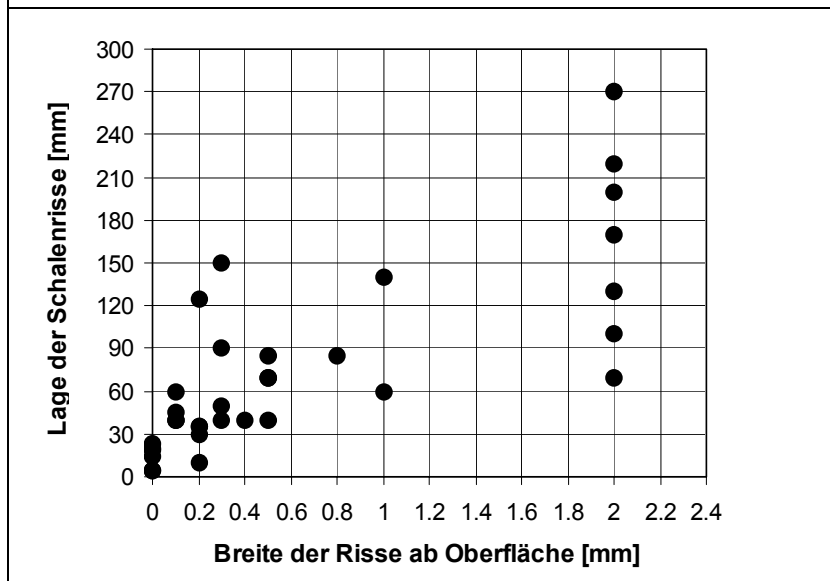


Abbildung 6-57:
Lage der Schalenrisse in den Bohrkernen in Funktion der Breite der Risse, welche an der Betonoberfläche sichtbar sind.



Abbildung 6-59: Bohrkern aus einem Bauwerk mit Schalenrisse in diversen Tiefen und senkrecht ab Oberfläche verlaufenden Rissen

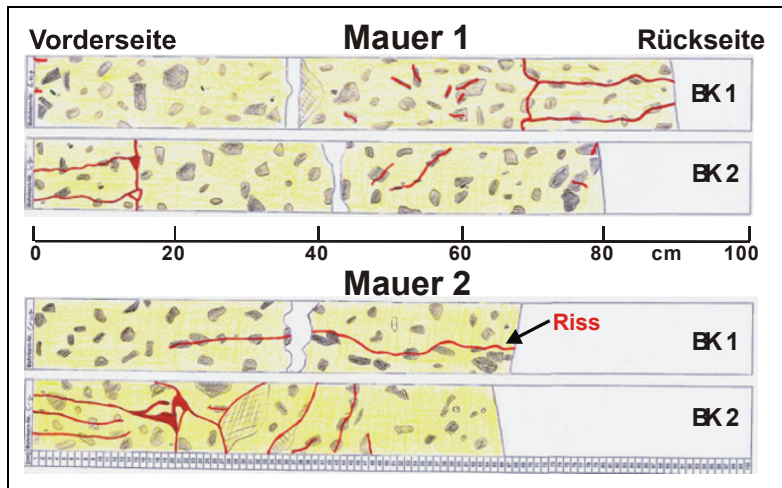


Abbildung 6-60:
Durchgehende horizontale Bohrkernprofile von zwei Stützmauern. Die Rissverteilung an der Betonoberfläche widerspiegelt die Rissverteilung im hinteren Mauerteil nicht.

Aus den Bohrkernuntersuchungen ergibt sich, dass die beobachteten Rissdichten und -breiten an der Betonoberfläche keinen direkten Aufschluss über das Rissbild im Betonkern oder an der nicht zugänglichen Rückseite eines Bauteils (Stützmauern, Tunnelschalen, Widerlager usw.) erlauben (siehe Beispiele in Abb. 6-59 und 6-60). Einerseits sind die Schalenrisse visuell grundsätzlich nicht feststellbar, andererseits können auch auf der Bauteilrückseite Risse vorhanden sein, ohne dass dies an der Vorderseite zu vermuten wäre.

6.2.3.3.2 Kumulierte Rissbreiten: Rissbreitenindex

Zum Vergleich mit den Schadenklassen der ausländischen Richtlinien mit Angaben zum Rissbreitenindex (vgl. Kap. 3.3.3) wurden aus den Daten von 108 Bauwerken ein durchschnittlicher Rissbreitenindex anhand der mittleren Rissbreiten und Rissabständen ermittelt. Ziel dieser Auswertung war, einen Anhaltspunkt zu bekommen, wie die Schäden an den Schweizer Bauwerken aus der Sicht der ausländischen Erfahrungen eingeschätzt würden.

Vorgehen: Die kumulierte Rissbreite wurde mittels Angaben über Rissbreite und Rissabstand des gleichen Risstyps auf einen Meter hochgerechnet (manchmal kommen Risse zu selten oder zu unregelmässig vor, sodass kein Rissabstand angegeben werden kann, wie z.B. bei groben Horizontalrissen). Üblicherweise wurden nur die maximalen Rissbreiten erfasst. Um eine mittlere Rissbreite zu erhalten, wurden die Werte halbiert. Falls mehrere Risstypen beobachtet wurden (netzartige Risse und z.B. Horizontalrisse), wurde derjenige Risstyp zur Berechnung hinzugezogen, welcher die grösste kumulierte Rissbreite ergibt. Die kumulierten Rissbreiten sind in der Abb. 6-61 dargestellt.

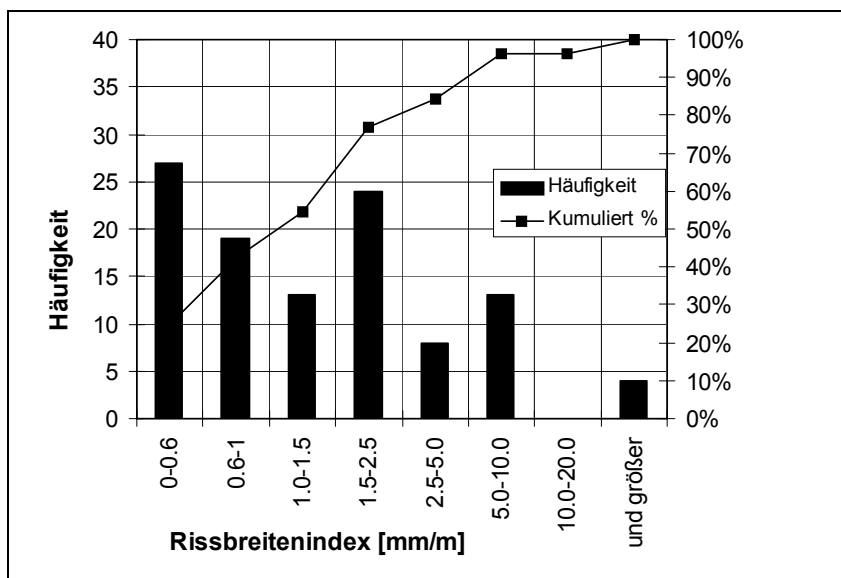


Abbildung 6-61:
Rechnerisch bestimmter mittlerer Rissbreitenindex von 108 Bauwerken

Aus der Zusammenstellung geht hervor, dass ca. 75% aller betrachteten Bauwerke einen Rissindex von 2.5mm/m und weniger aufweisen. Ca. 25% der Bauwerke zeigen kumulierte Rissbreiten von max. 0.6mm/m.

6.2.3.3 Gefügeschädigung und Verminderung der mechanischen Eigenschaften

Die mikroskopischen Untersuchungen an Betonen mit AAR-Schäden zeigen, dass charakteristische Gefügeschäden auftreten, die zur Erstellung eines Schadenindex verwendet werden können (vgl. Kapitel 3.3.1). Dies konnte auch wiederholt bei eigenen Bauwerksuntersuchungen festgestellt werden. Die Entwicklung der Gefügeschäden lässt sich wie folgt beschreiben:

Betonkern (hinter Bewehrung):

Zuerst treten nur vereinzelte Risse innerhalb der Gesteinskörner auf. Gelbildungen sind nicht sichtbar. Mit zunehmendem Schädigungsgrad entsteht ein Mikrorissnetz, auch wenn an der Betonoberfläche noch kein Rissnetz sichtbar ist. Mit der Zeit intensiviert sich das Mikrorissnetz und es treten zusätzlich gröbere Risse in den Gesteinskörnern und im Zementstein auf. Die größeren Risse verzweigen sich. Ebenso entstehen immer mehr Gelablagerungen in Rissen und Porenräumen. Die Risse verbreitern sich und die reaktiven Gesteinskörner zeigen Auswaschungen. Im Verbundbereich wird der Zementstein manchmal ausgelaugt und zerstört.

Überdeckungsбетon:

Zuerst treten nur vereinzelte Risse ab Oberfläche auf, meist oberhalb von einem potentiell reaktiven Korn. Gelbildungen sind nicht sichtbar. Mit zunehmendem Schädigungsgrad an der Betonoberfläche vergrössern sich die Risse. In der Nachbarschaft der groben Risse sind häufig keine Mikrorisse zu beobachten, trotzdem kann sich lokal ein Mikrorissnetz im Zementstein ausbilden. Die größeren Risse verzweigen sich mit der Zeit und führen zu Schalenrissen. Gelablagerungen in Rissen und Porenräumen sind selten und treten nur ausnahmsweise auf. Die Risse verbreitern und vertiefen sich, die reaktiven Gesteinskörner zeigen Auswaschungen und der Zementstein wird vor allem im Verbundbereich ausgelaugt und zerstört (in Form von Gipsbildungen, Ettringit ausfällungen, CaOH_2 -Verarmung, sekundäre Calcit ausfällungen usw.).

Einige der charakteristischen Gefügemerkmale sind in der Abb. 6-62 und 6-63 illustriert.

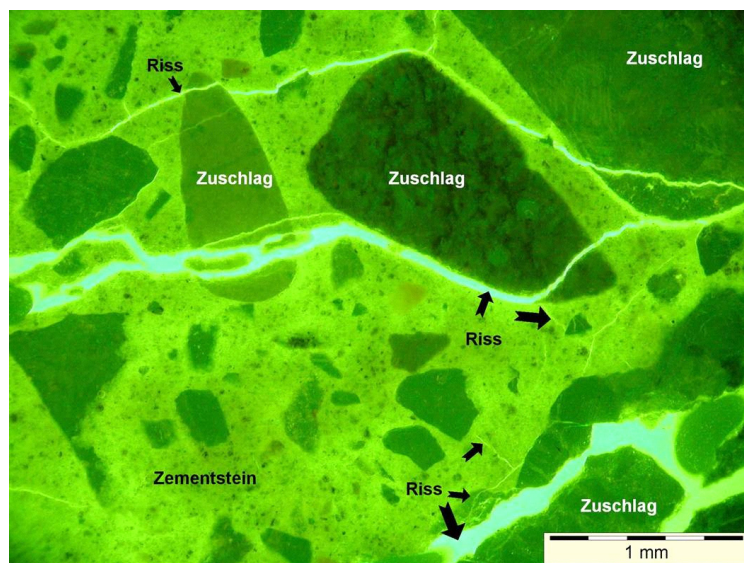


Abbildung 6-62: Charakteristische Gefügeschäden bei AAR:

Beobachtung im UV-Licht: Risse heben sich leuchtend hell von den dunklen Gesteinskörnern und dem hellgrünen Zementstein ab. Man erkennt verschiedene Risstypen im Zementstein und den Gesteinskörnern

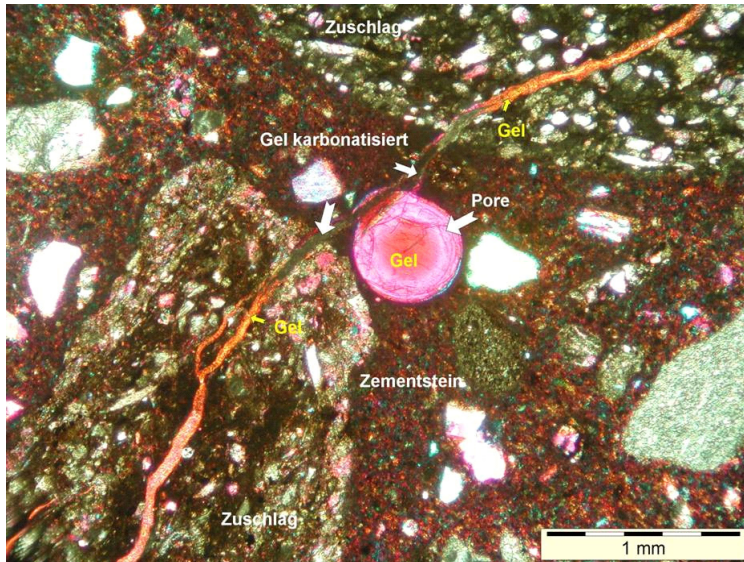


Abbildung 6-63: Charakteristische Gefügeschäden bei AAR:

Beobachtung im polarisierten Licht: Riss, der eine Luftpore schneidet. Das Kieselgel füllt den Riss und die Luftpore. Es tritt in verschiedenen Formen auf, amorph, kristallisiert und karbonatisiert.

Am Beispiel einer verankerten, ca. 25-jährigen Stützmauer (Abb. 6-64, 6-65) kann die räumliche Verteilung der Gefügeschäden dargestellt werden (Tabelle 6-3). Diese Verteilung gilt für dieses Bauwerk und kann nicht unbedingt auf andere Bauwerke übertragen werden.

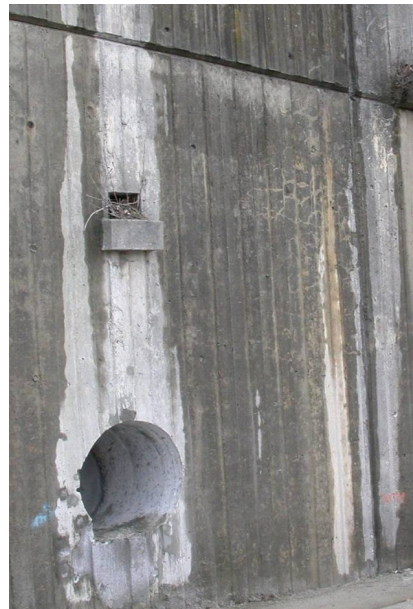


Abbildung 6-64: Verankerte Stützmauer (Nr. 10, N12, Kt. VD), die vertieft untersucht wurde. Die einzelnen Betonieretappen wiesen unterschiedlich stark ausgeprägte Schäden auf, die in drei Klassen aufgeteilt wurden (Tab. 6-3, Abb. 6-65)

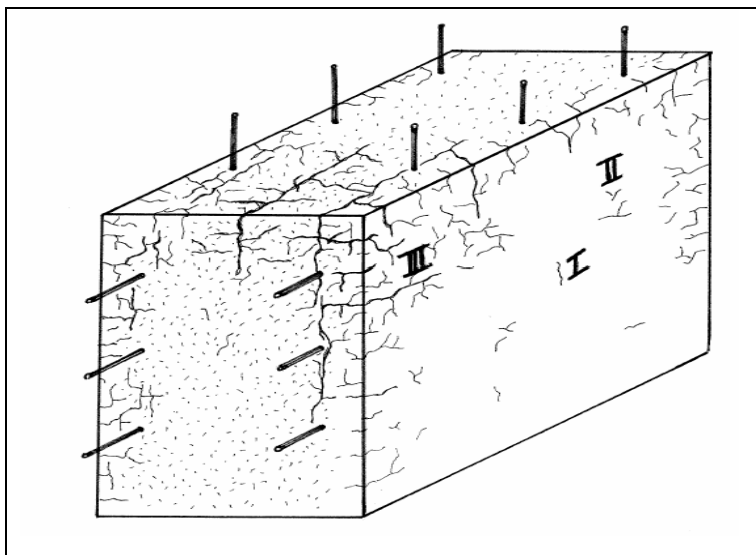


Abbildung 6-65: die drei verwendeten visuellen Schadenklassen bei der Zustandsuntersuchung der Mauer Nr. 10, N12 (vl. Tab. 6-3)

- Klasse I: vereinzelt Rissansätze
- Klasse II: lokale Rissnetzbildungen
- Klasse III: ausgeprägte Rissnetze

Der Block stellt schematisch die verschiedenen Rissbilder bei einer Mauer dar: Mikrorisse im Betonkern, vertikale Schalenrisse, vereinzelt grobe Horizontalrisse, Rissnetze an der Betonoberfläche.

Schädigungsgrad an der Betonoberfläche	Gefügeschäden im Mauerprofil		
	Vorderseite	Mauerkern	Rückseite
I Niedrig: vereinzelte Rissansätze, Rissbreiten: <0.1mm Rissbreitenindex: 0.05 - 0.1mm/m	<ul style="list-style-type: none"> • Vereinzelte Risse in Gesteinskörnern 	<ul style="list-style-type: none"> • Mikrorissnetz im Zementstein • Risse in Gesteinskörnern 	<ul style="list-style-type: none"> • Mikrorissnetz im Zementstein • Risse in Gesteinskörnern und Zementstein
II Mittel: lokale Rissnetze, Rissbreiten: 0.2mm mit Rissstäben Rissbreitenindex: 0.2 - 0.6mm/m	<ul style="list-style-type: none"> • Mikrorissnetz im Zementstein • Risse in Gesteinskörnern und Zementstein • Spuren von Auswaschungen in reaktiven Gesteinskörnern und im Zementstein 	<ul style="list-style-type: none"> • Mikrorissnetz im Zementstein • Risse in Gesteinskörnern und im Zementstein • Spuren von Auswaschungen in reaktiven Gesteinskörnern und im Zementstein 	<ul style="list-style-type: none"> • Mikrorissnetz im Zementstein • Verzweigte Risse in Gesteinskörnern und Zementstein • Spuren von Auswaschungen in reaktiven Gesteinskörnern und Zementstein • Gefügeauflockerung durch Rissablösungen im Verbundbereich Gesteinskörner-Zementstein
III Stark: ausgeprägte Rissnetze Rissbreiten: 0.3mm, mit Rissstäben Rissbreitenindex: 0.4 - 3mm/m	<ul style="list-style-type: none"> • Mikrorissnetz im Zementstein • Risse in Gesteinskörnern und im Zementstein • Spuren von Auswaschungen in reaktiven Gesteinskörnern und im Zementstein • Gefügeauflockerung durch Rissablösungen im Verbundbereich Gesteinskörner - Zementstein 	<ul style="list-style-type: none"> • Mikrorissnetz im Zementstein • Risse in Gesteinskörnern und Zementstein • Spuren von Auswaschungen in reaktiven Gesteinskörnern und Zementstein 	<ul style="list-style-type: none"> • Mikrorissnetz im Zementstein • Verzweigte Risse in Gesteinskörnern und Zementstein • Spuren von Auswaschungen in reaktiven Gesteinskörnern und Zementstein • Gefügeauflockerung durch Rissablösungen im Verbundbereich Gesteinskörner - Zementstein

Tabelle 6-3: Gefügeschäden der Mauer Nr. 10 an der N12 im Kanton Waadt.

Die Untersuchungen zeigten:

- Der Mauerkern ist auch im oberflächlich intakten Beton von einem Mikrorissnetz durchsetzt, das mit zunehmendem Schädigungsgrad von größeren Rissen begleitet wird.
- Die Gefügeschäden nehmen tendenziell vom Mauerkern zur Oberfläche zu. Die Vorderseite ist weniger geschädigt als die Rückseite der Mauer.
- Die Gefügeschäden im Überdeckungsбетон werden auf beiden Seiten verstärkt durch die Auswaschungen des Betons und an der Vorderseite zudem durch Frosteinwirkung.

Anhand der Gefügeuntersuchungen wurden die Gefügeschäden eingeteilt und die dazugehörigen Festigkeitsverluste untersucht. Insgesamt wurden sechs Schadenklassen unterschieden:

Gefügeschäden Klassen 1-3:
Gefügeschäden Klassen 4-6:

Entwicklung der Mikrorissnetze und Hauptrisse
Risse begleitet von zunehmender Gefügeauflockerung
infolge Rissverbreiterungen, Rissablösungen, Zementsteinzerstörungen.

Die dazugehörigen Verluste bei der Druckfestigkeit, der Zugfestigkeit und des E-Moduls sind in Abb. 6-66 dargestellt. Aus der Untersuchung geht hervor, dass Mikrorissbildungen und größere Risse sich erst bei zunehmender Gefügebrauchlockerung auf die Druckfestigkeit und den E-Modul auswirken. Die aktuellen Werte liegen bei ca. 70%, resp. 20% des Ursprungswertes. Die Zugfestigkeit hingegen wird schon im Stadium der Mikrorisse beeinträchtigt und nimmt kontinuierlich mit zunehmendem Schädigungsgrad um rund 60% ab. Diese Untersuchungsergebnisse liegen für die Druckfestigkeit und die Zugfestigkeit in einem vergleichbaren Bereich wie die in Kap. 4.2.1 vorgestellten Ergebnisse anderer Untersuchungen. Der Verlust des E-Moduls hingegen ist vergleichsweise sehr hoch.

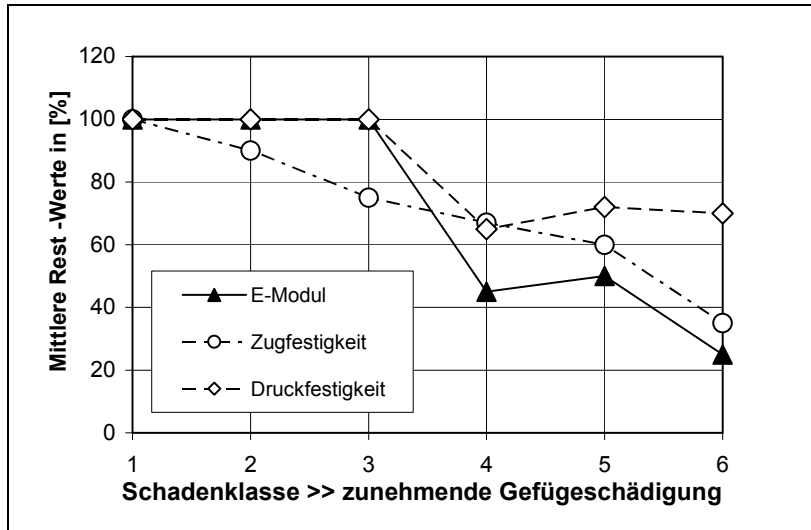


Abbildung 6-66: Restwerte für Druck- und Zugfestigkeit, sowie E-Modul in Prozent der ursprünglichen Werte des ungeschädigten Betons in Funktion der Gefügeschäden.

Ein ähnliches Bild ergab sich bei zwei etwa 40-jährigen Flügelmauern: die Druckfestigkeit im Mauerprofil ist senkrecht und parallel zu den Schalflächen gemessen worden (Abb. 6-67). Hinsichtlich der räumlichen Ausrichtung der Prüfkörper ergeben sich keine signifikanten Unterschiede bei der Druckfestigkeit. Hingegen zeigt sich eine Reduktion der generell niedrigen Druckfestigkeiten von der Maueroberfläche nach hinten zwischen 10-20 N/mm², die analog zum vorhergehenden Beispiel mit den vorgefundenen Gefügeschäden übereinstimmt.

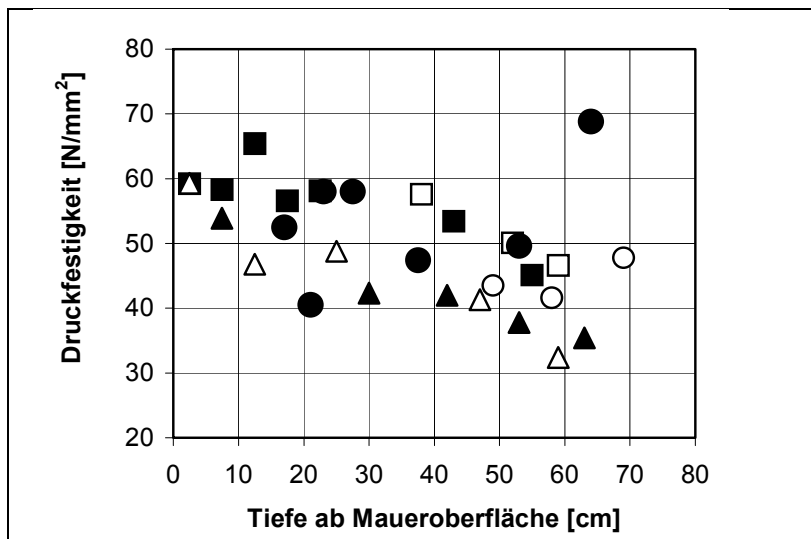


Abbildung 6-67: Reduktion der Druckfestigkeit im Profil bei zwei Flügelmauern.

- Bohrkern 1: Druckfestigkeit parallel zu Schalfläche
- Bohrkern 1: Druckfestigkeit senkrecht zu Schalfläche
- Bohrkern 2: Druckfestigkeit parallel zu Schalfläche
- Bohrkern 2: Druckfestigkeit senkrecht zu Schalfläche
- ▲ Bohrkern 3: Druckfestigkeit parallel zu Schalfläche
- △ Bohrkern 3: Druckfestigkeit senkrecht zu Schalfläche

6.2.4 Schadenentwicklung

Neben dem Schadenausmass stellt sich für eine Beurteilung auch die Frage, wie schnell sich ein Schaden entwickelt hat, bzw. sich in Zukunft weiter entwickeln wird. Wie die Abbildung 6-68 verdeutlicht, kann die Rissbreite nicht direkt mit dem Bauwerksalter korreliert werden. Ein geringer Anteil an Bauwerken weist Rissbreiten deutlich über 1mm bis zu 20mm auf. Bei den ältesten Bauwerken ist nicht ausgeschlossen, dass die Reaktion abgeklungen ist, so dass sich die Rissbreiten nicht mehr verändern. Ebenfalls nicht ausgeschlossen ist, dass über 50 – jährige Bauwerke mit starken Schäden abgebrochen worden sind und deshalb in der Erfassung nicht auftauchen. Die Darstellung mit Hilfe des Rissbreitenindex ergibt ein ähnliches Bild (Abb. 6-69): der Rissbreitenindex ist nicht zwangsläufig am höchsten bei den ältesten Bauwerken. Die meisten Bauwerke weisen einen Rissbreitenindex $< 2.5\text{mm/m}$ auf (Kap. 6.2.3.3.2).

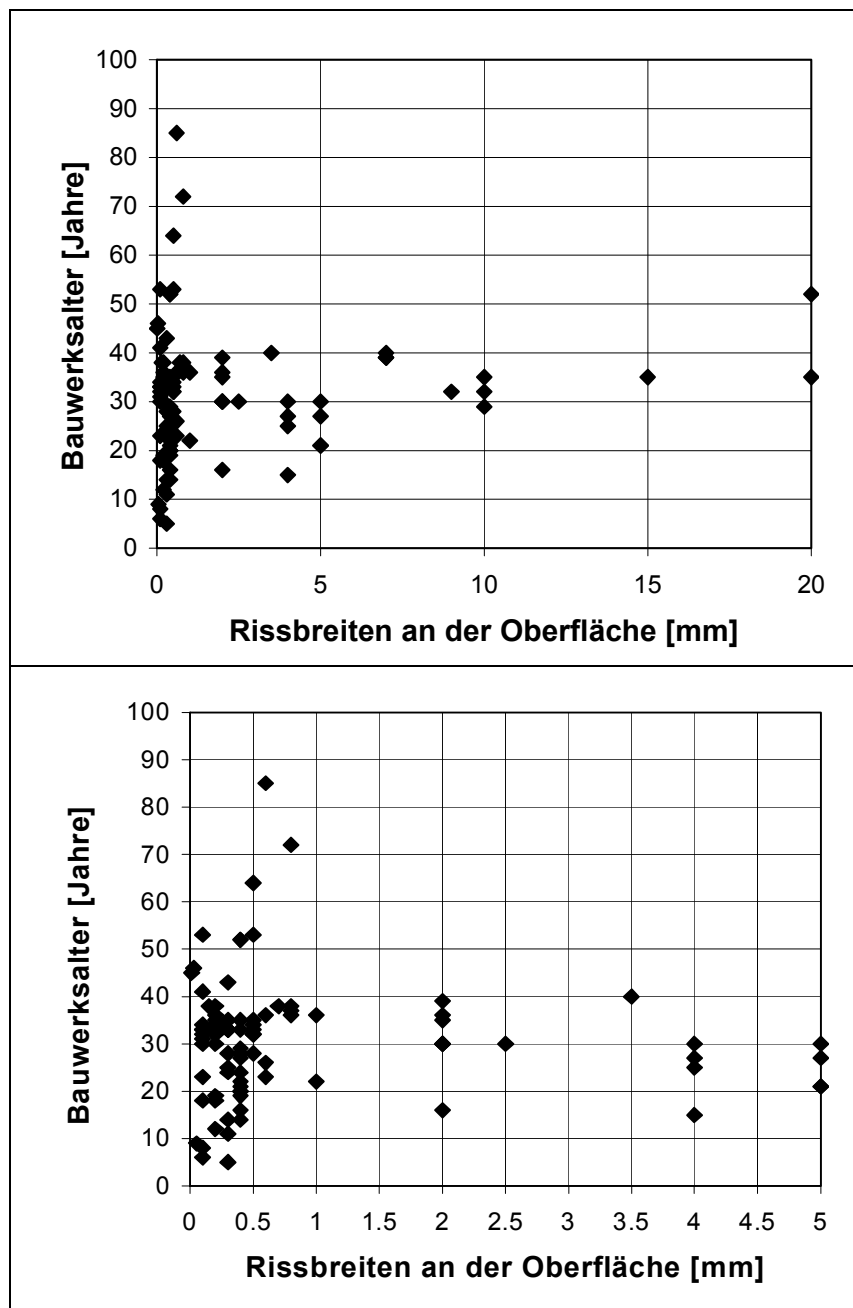


Abbildung 6-68:
Maximale Rissbreiten an der Betonoberfläche und dazugehöriges Bauwerksalter.

Oben: Gesamtheit aller Bauwerke mit Rissbreiten bis zu 20mm

Unten: Ausschnitt: Bauwerke mit maximalen Rissbreiten $\leq 5\text{ mm}$.

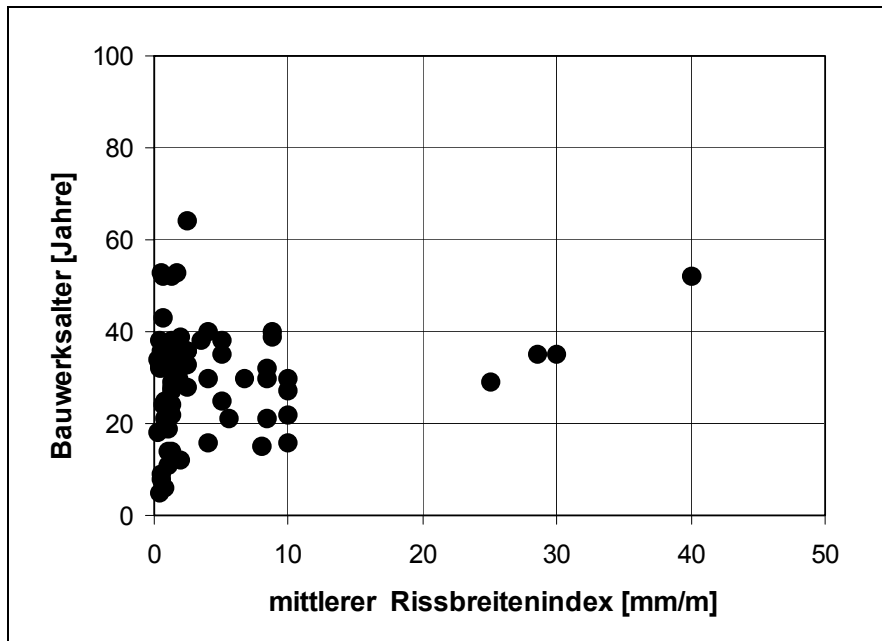


Abbildung 6-69: Mittlerer Rissbreitenindex in Funktion des Bauwerksalters.

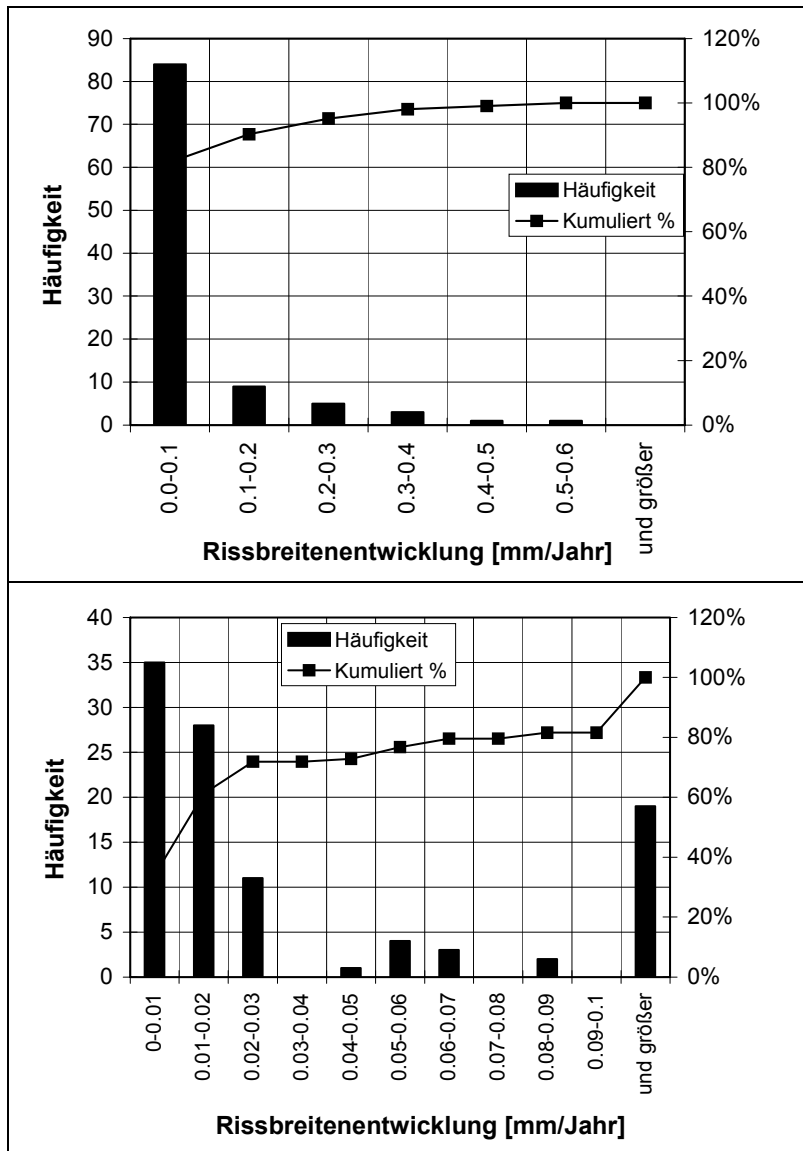
Für die Abschätzung der Geschwindigkeit der Rissentwicklung bei den erfassten Bauwerken wurden die vorgefundenen maximalen Rissbreiten durch das Bauwerksalter dividiert. Dies ist eine vereinfachte Annäherung. Die unbekannte Latenzzeit (Larive 1998), die der Zeit entspricht, währenddessen sich die AAR im Beton entwickelt und der Beton sich aufgrund seines Elastizitätsmoduls rissfrei ausdehnt, konnte nicht berücksichtigt werden. Die rissfreie Ausdehnung von üblichen Betonen entspricht einer Ausdehnung von etwa 0.2 - 0.4mm/m (Wood 2004). Dies entspricht bei Schweizer Bauwerken schätzungsweise einer Zeitspanne von ca. 15 Jahren (vgl. Abb. 6-3, Kap. 6.2.2). Die Dauer der Latenzzeit wird für einen gegebenen Beton (inkl. Bewehrung) von den Temperatur- und Feuchtigkeitsbedingungen bestimmt. Auch die weitere Rissentwicklung hängt von den Expositionsbedingungen ab, welche im Laufe der Geschichte eines Bauwerks variieren kann (saisonale Schwankungen und Veränderungen infolge von Schäden oder Instandsetzungen wie auch Nutzungsänderungen). Die vorliegende Berechnung entspricht deshalb einer Überschlagsrechnung, die eher konservativ ausfällt, da sich die Rissentwicklung nach der Latenzzeit höchstwahrscheinlich beschleunigt, denn der gerissene Beton verliert seine ursprüngliche Dichtigkeit gegenüber äusseren Einflüssen.

Wie aus Abb. 6-70 hervorgeht, weisen die meisten Bauwerke Rissbreitenentwicklungen unter 0.1mm/Jahr auf, ca. 75% zeigen sogar Werte unter 0.03mm/Jahr. Von blossem Auge werden Rissbreiten ab 0.1mm sichtbar, d.h. es braucht bei den vorliegenden Rissbreitenentwicklungen mindestens 10 Jahre dazu. Dies wiederum entspricht der gemachten Feststellung (Kap. 6.2.2), dass die meisten erfassten Bauwerke mit sichtbaren Schäden über 20 Jahre alt sind. Nur ca. 20% aller Bauwerke weisen deutlich höhere Rissbreitenentwicklungen auf, die höchsten Werte liegen zwischen 0.5-0.6mm/Jahr.

Für die Erfassung der zukünftigen Schadenentwicklung sind Bauwerksüberwachungen, kombiniert mit Bestimmungen des Restquellmasses notwendig. Bestimmungen des Restquellmasses an Betonen von Schweizer Bauwerken sind nur vereinzelt vorhanden und z.T. unter Auslagerungsbedingungen durchgeführt worden, die nach dem heutigen Stand der Forschung nicht mehr angewendet werden sollten.

Die Forschungsstelle verfügt deshalb im Moment nur über einzelne Werte, die keine Übersicht erlauben. Die Untersuchungen an der schon erwähnten Mauer an der N12 ergaben Restquellmasse, die darauf hindeuten, dass in den am schwersten betroffenen Bereichen der Mauer der Endzustand der Reaktion schon erreicht ist.

Ebenfalls wurde festgestellt, dass die Ausdehnung richtungsabhängig ist und deutlich, nämlich 2 - 3mal höher ist parallel zur Schalfläche als senkrecht zur Schalfläche der Mauer. Dieses Phänomen wurde verschiedentlich festgestellt (Larive 1998) und könnte auf die bevorzugte Ausrichtung der Gesteinskörner beim Einfüllen und Verdichten des Betons zurückzuführen sein.

**Abbildung 6-70:**

Berechnete Rissbreitenentwicklung der geschädigten Betone (103 Bauwerke).

Oben: Gesamtheit aller berechneten Bauwerke.

Unten: Verteilung der Bauwerke mit Rissbreitenentwicklung < 0.1mm/Jahr.

6.2.5 Beurteilung der erfassten Schäden

Die Beurteilung der Rissbreitenindices (Abb. 6-61, Kap. 6.2.3.3.2) gemäss den holländischen und englischen Richtlinien (Anhang 2) ist in der Tabelle 6-4 zusammengefasst.

Schadenklasse	Kumulative Rissbreiten mm/ m'	Prozentuale Häufigkeit bei den untersuchten Bauwerken	Einstufung gemäss CUR bzw. ISE:
Klasse I	<0.6	25%	sehr niedrig
Klasse II	0.6-1.0	18%	niedrig
Klasse III	1.0-1.5	12%	mittel
Klasse IV	1.5-2.5	22%	hoch
Klasse V	>2.5	23%	sehr hoch

Tabelle 6-4: Einteilung der berechneten mittleren kumulierten Rissbreiten (Rissbreitenindex) gemäss der holländischen Richtlinie CUR (2004) und der englischen Richtlinie ISE (1992).

Daraus ergibt sich, dass anhand der kumulierten Rissbreiten

- ca. 45% der Bauwerke in einer niedrigen bis sehr niedrigen Schadensklasse und
- weitere ca. 45% der Bauwerke in einer hohen bis sehr hohen Schadensklasse liegen.

Die Beurteilung gemäss der englischen Richtlinie ISE (1992) stützt sich einerseits auf die kumulierten Rissbreiten, andererseits auf die Exposition, die Bewehrungssituation und die Konsequenzen im Falle eines Versagens (Anhang 2). Die letzteren Kriterien konnten im Rahmen des Forschungsprojektes nicht erarbeitet werden. Die in Tabelle 6-5 dargestellte Einteilung gemäss ISE ist deshalb nur eine vereinfachte Beurteilung. Daraus geht hervor, dass unter der Annahme einer mässig bis stark feuchten Exposition, die Schäden der untersuchten Bauwerke in die Schadenklassen gering bis sehr hoch fallen, je nach der Bewehrungssituation und den Folgen bei Versagen.

Exposition	Situation Bewehrung	Rissbreiten- Index									
		I		II		III		IV		V	
		Folgen bei Versagen									
		gering	signifikant	gering	signifikant	gering	signifikant	gering	signifikant	gering	signifikant
mässig feucht	1	gering		mässig		gross		sehr gross		sehr gross	
	2	gering		mässig		gross		sehr gross		sehr gross	
	3	gering		mässig		gross		sehr gross		sehr gross	
feucht	1	25%		18%		12%		22%		23%	
	2	gering		mässig		gross		sehr gross		sehr gross	
	3	gering		mässig		gross		sehr gross		sehr gross	

Tabelle 6-5: Vereinfachte Beurteilung der vorgefundenen Schäden gemäss den Vorgaben der englischen ISE-Richtlinie (1992)

Die Auswertung anhand der Vorgaben der französischen Richtlinie des LCPC (Anhang 2) benötigt Informationen zur zeitlichen Entwicklung der Bauwerksausdehnung. Der Zusammenhang zwischen Bauwerksalter und vorgefundenen Rissbreiten an der Betonoberfläche ist in der Abb. 6-68 und 6-69 dargestellt. Es ergibt sich kein direkter Bezug zwischen Bauwerksalter und Rissbreitenindex. Ein grosser Teil der Bauwerke weist einen Rissbreitenindex unter 10mm/m auf und nur ca. 10% aller Bauwerke zeigen ein deutlich höheres Schadenausmass. Aufgrund der Auswertung in Kap. 6.2.3.3.2 ergibt sich für ca. 75% aller Bauwerke eine Rissbreitenentwicklung unter 0.03mm/Jahr (Abb. 6-70, 6-71) und eine Ausdehnungsrate unter 0.5mm/m/Jahr (Abb. 6-71).

Demzufolge würde der Hauptteil aller betrachteten Bauwerke eine langsame Entwicklung der AAR aufweisen, wäre evtl. sogar in einem Stadium, indem sich die Reaktion stabilisiert.

Gemäss Richtlinie des LCPC wäre die Prognose für die zukünftige Schadenentwicklung ziemlich günstig. Diese Bauwerke würden in die Klasse II eingeteilt. Ist der allgemeine Bauwerkszustand zufrieden stellend, wird eine mittelfristige Überwachung (3 Jahre) durchgeführt. Bei Bauten mit noch geringem Schaden, kann die spezielle Bauwerksüberwachung solange aufgeschoben werden bis im Rahmen der normalen Inspektionen visuell eine Zustandsverschlechterung festgestellt wird.

Die übrigen Bauwerke liegen im Bereich einer schneller ablaufenden, aktiven AAR. Diese Bauwerke, falls ein vitales Bauteil betroffen ist, wären in der Klasse I eingeteilt und der weitere Schadenverlauf, resp. das Schadenausmass wären mit einer 3-12monatlichen Überwachungsfrequenz und vertieften Bauwerksuntersuchungen zu beurteilen.

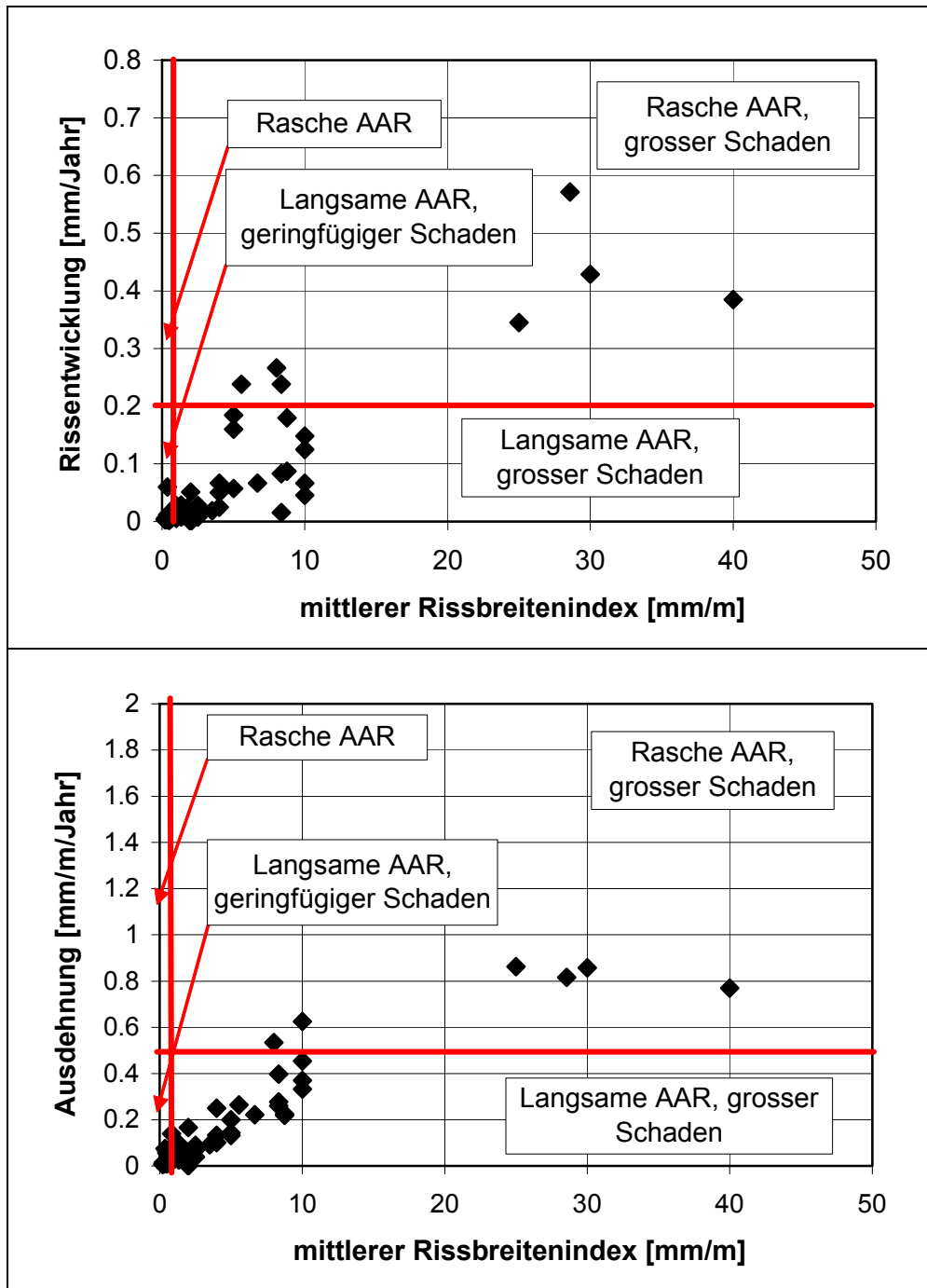


Abbildung 6-71: Aus der Beurteilung des Schädigungsgrades anhand der französischen Richtlinie LCPC (2003) ergeben sich vier Bereiche: Langsame AAR-Entwicklung mit grossen oder kleinem Schaden ausmass; Rasche AAR-Entwicklung mit grossem oder kleinem Schaden ausmass.

Die hier vorgenommene Beurteilung beruht auf mittleren Rissbreitenindizes und ist somit nicht sehr genau. Die Bestimmung der Rissbreitenindizes erfolgte aber auf eine zurückhaltende Weise, sodass sie eher unterschätzt als überschätzt wurden. Unter Berücksichtigung der Geschwindigkeit der Schadenentwicklung können aufgrund der oberflächlichen Rissbilder die Schäden der erfassten Bauwerke zusammenfassend wie folgt beurteilt werden:

- Ca. 40-50% der Bauwerke zeigen geringfügige Schäden und eine langsame Schadenentwicklung.
- Ca. 40-50% der Bauwerke zeigen mittlere bis grosse Schäden und eine langsame Schadenentwicklung.
- Ca. 10-20% der Bauwerke zeigen grosse bis sehr grosse Schäden und eine rasche Schadenentwicklung.

6.3 Geographische Verteilung

Die geographische Verteilung der erfassten Bauwerke wird in Abb. 6-72 gezeigt. Oft stehen die Punkte für mehrere Bauten desselben Strassenzuges. Die rot markierten Bauwerke wurden vertieft mit Laborprüfungen untersucht. Die Frage, wie repräsentativ diese Ergebnisse sind, kann nicht beantwortet werden, da weder die effektive Gesamtzahl der Bauten noch jene der Bauwerke mit AAR bekannt sind.

Aus der Karte geht hervor, dass in allen Gebieten der Schweiz Bauwerke mit Anzeichen von AAR vorgefunden wurden, sowohl im alpinen und voralpinen Raum wie auch im Mittelland, am Jura-Südfuss und im Tessin. Generell erscheint der Alpenraum mehr betroffen zu sein als die übrigen Regionen in der Schweiz. Die geographische Verteilung wird jedoch von mehreren Faktoren beeinflusst, sodass die Schlussfolgerung, dass vor allem in den Alpen mit AAR-Schäden zu rechnen ist, eventuell falsch ist:

- Die Erhebungen sind nicht umfassend und hängen z.T. von den Rückmeldungen der Kantone ab. Einzelne Regionen wurden von der Forschungsstelle besucht, sodass die Anzahl der erfassten Bauwerke punktuell höher ist als andernorts (z.B. Walliser Seitentäler).
- Bei älteren Strassen besteht ein grosser Teil der Kunstbauten aus Naturstein. Dies ist z.B. der Fall bei vielen Pässstrassen, im Tessin, im Berner Oberland, in Graubünden usw., aber auch im Mittelland.
- Im Flachland sind weniger gefährdete Kunstbauten wie Stützmauern, Tunnels, Galerien, Brücken usw. vorhanden als in Berggebieten.
- Grosse Gebiete sind ohne Verkehrswege bzw. sind nicht besiedelt.

Eine Verwischung der regionalen Verteilung ergibt sich auch durch den „Zuschlagstourismus“ und die Vorfabrikation (z.B. bei Autobahnüberführungen).

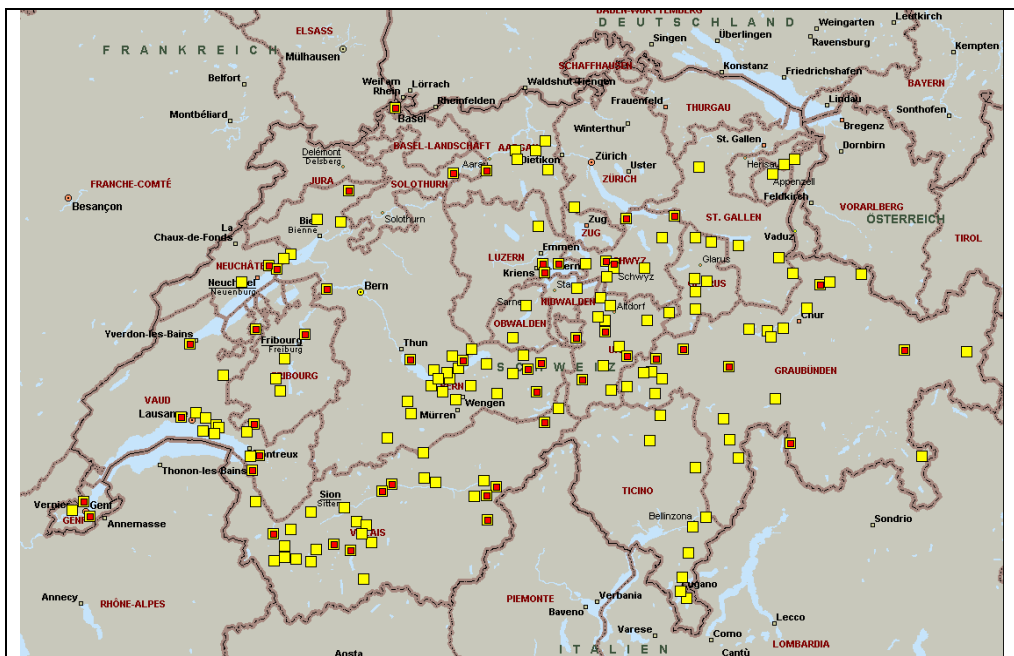


Abbildung 6-72: Geographische Verteilung der Bauwerke mit Anzeichen von AAR. Rot markiert sind die Bauwerke, welche vertieft untersucht wurden. Ein Punkt steht für mehrere Bauten desselben Strassenzuges.

Die geographische Verteilung der Rissbreitenindizes (Abb. 6-73) ergibt keinen Hinweis, dass die Schäden in bestimmten Regionen ausgeprägter wären. Stark geschädigte Bauwerke finden sich in allen Regionen.

Auch bei der Verteilung des Bauwerksalters (Abb. 6-74) erscheint kein Zusammenhang mit der geographischen Lage. Dies wurde schon in Kapitel 6.2.2 festgestellt.

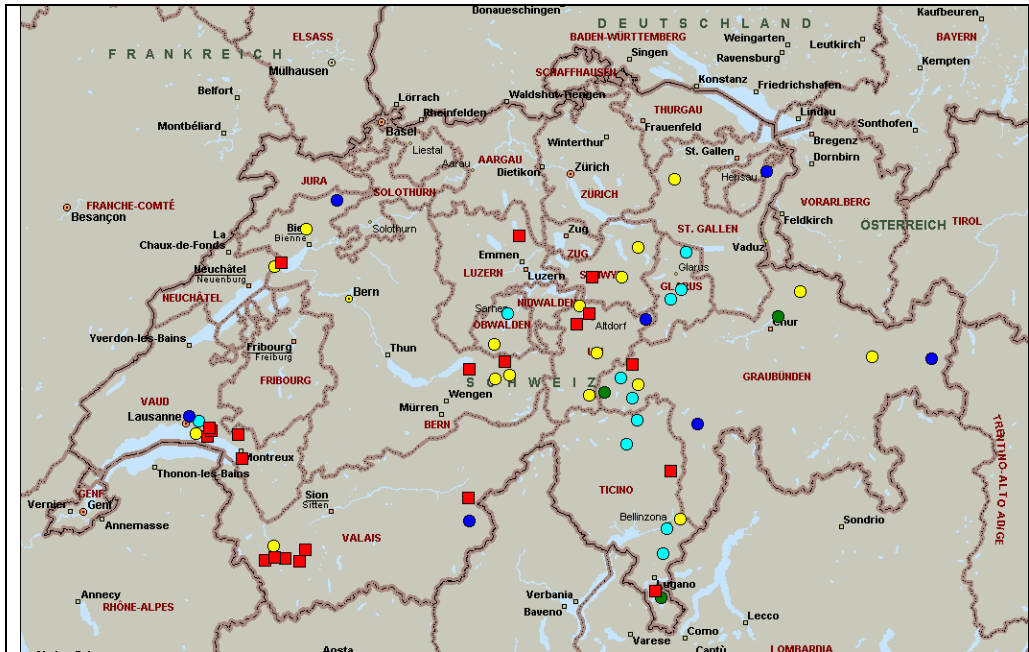


Abbildung 6-73: Geographische Verteilung der Bauwerke mit berechnetem Rissbreitenindex:

- Hellblau:** 0-0.6mm/m
- Blau:** 0.6-1mm/m
- Grün:** 1.0-1.5mm/m
- Gelb:** 1.5-2.5mm/m
- Rot:** > 2.5mm/m

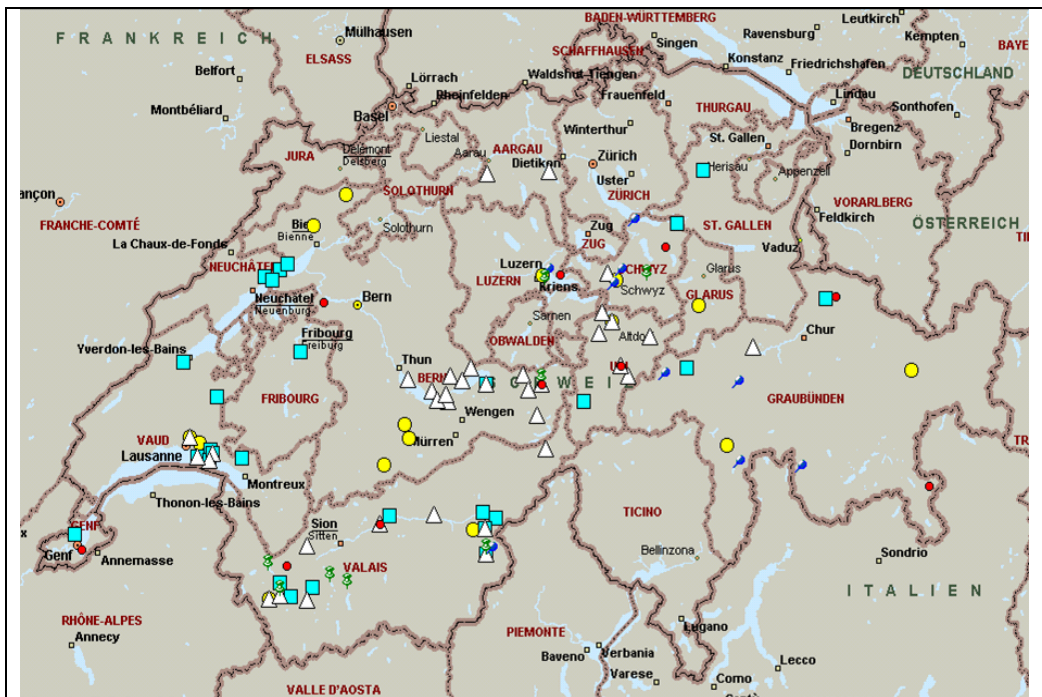


Abbildung 6-74: Geographische Verteilung der Bauwerke bekannten Alters mit Anzeichen für AAR:

- Gelb:** 0-20 Jahre
- Hellblau:** 21-30 Jahre
- Weiss:** 31-40 Jahre
- Blau:** 41-50 Jahre
- Grün:** 51-60 Jahre
- Rot:** > 60 Jahre

Interessant ist vor allem, dass das Mittelland relativ wenig Schäden aufweist. Dies gilt auch, wenn man die oben ausgeführte Relativierung der geographischen Verteilung der erfassten Bauwerke berücksichtigt. Das Alter der erfassten Bauwerke ist eher gering und liegt grösstenteils unter 30 Jahren. Zusammenfassend hat sich ergeben, dass das Auftreten der Schäden weder einem bestimmten Bauwerkstyp, noch einer bestimmten Region oder einem speziellen Bauwerksalter zugeordnet werden kann. Einzig die Südorientierung scheint einen Einfluss auf das Auftreten der AAR zu haben. Solche Bauwerke finden sich jedoch auch im Mittelland. Aufgrund der bisherigen Untersuchungsergebnisse ergeben sich keine schlüssigen Hinweise, welche die relativ geringe Häufigkeit der AAR-Schäden im Mittelland erklären würde.

7 Schlussfolgerungen

Repräsentativität der Erhebungen

Die Schweiz konnte von der Forschungsstelle ziemlich flächendeckend bearbeitet werden. Mit Hilfe der kantonalen Tiefbauämter und Dritter war es möglich über 400 Bauwerke zu erfassen. Davon konnte jedes sechste Bauwerk mit Laborprüfungen näher untersucht werden.

In einigen betroffenen Gebieten bestehen offensichtliche Lücken. Wegen der grossen Anzahl Bauwerke mit Anzeichen von AAR in diesen Gebieten war es unmöglich, alle Strassenzüge zu erfassen (z.B. Walliser Seitentäler, Berner Oberland, Kanton Uri). Andere Lücken hängen mit dem Alter des Strassennetzes zusammen: in betroffenen Gebieten mit alten Kunstbauten aus Naturstein (z.B. Kt. Graubünden, Innerschweiz) ergibt sich aus der geringen Anzahl von Bauwerken aus Beton eine scheinbar geringe Anzahl von AAR – Schäden. Kunstbauten aus Beton, die weniger als 10-20 Jahre alt sind, befinden sich noch in der Latenzphase, so dass die äusseren Anzeichen einer allfälligen AAR noch nicht sichtbar sind.

Die geographische Verteilung der Bauwerke wird deshalb stark vom Alter der Strassennetze und der Dichte der Kunstbauten beeinflusst. Bei der Interpretation der generierten Karten muss dies berücksichtigt werden.

Die grosse Anzahl der erfassten Bauwerke hingegen dürfte für die Repräsentativität der weiteren Untersuchungen wie Alterstruktur, Bauwerkstyp, Exposition, Schadenbilder, Schadenentwicklung usw. ausreichend sein.

Insgesamt betrachtet ist die Anzahl der Bauwerke mit Anzeichen von AAR bezogen auf die Gesamtzahl der Bauwerke in der Schweiz klein. Diese Beurteilung trifft wahrscheinlich auch dann zu, wenn mit einer grösseren Dunkelziffer gerechnet wird.

Die Fragestellungen, welche zu dieser Forschungsarbeit geführt haben, können mit den Untersuchungsergebnissen wie folgt beantwortet werden.

Geographische Verteilung – gefährdete Gebiete

Bauwerke mit Anzeichen für AAR und mit nachgewiesener AAR treten in allen Regionen der Schweiz auf. Besonders betroffen erscheinen der Alpenraum und die Voralpen. Es wurden aber auch beachtliche Bauwerksschäden am Jurasüdfuss und im Tessin gefunden.

Im Mittelland hingegen treten zwar auch Schäden auf, weniger entlang der Nationalstrassen als insbesondere bei Flusskraftwerken, privaten Kleinbauten, alten Eisenbahnbauten usw., aber es scheint im Grossen und Ganzen weniger betroffen zu sein. Dies kann auf folgende Gründe zurückgeführt werden:

- z.T. altes Strassennetz mit Kunstbauten aus Naturstein
- im Flachland sind weniger gefährdete Kunstbauten wie Stützmauern, Tunnels, Galerien, Brücken usw. vorhanden als in Berggebieten
- die mittelländischen Kiessande sind evtl. weniger reaktiv als die alpinen und voralpinen Kiessande
- mildere Klimabedingungen.

Die beobachtete Bauwerksverteilung weist daraufhin, dass in den Berggebieten eine besondere Situation bezüglich Schadenentwicklung herrscht. Die Untersuchungsergebnisse erlaubten aber nicht die Vermutung eindeutig zu bestätigen, dass die härteren Klimabedingungen in den Berggebieten die Schadensbildung fördern würden. Der Unterschied zwischen Berggebieten und Mittelland ist deshalb nicht restlos geklärt und lässt eine unterschiedliche Reaktivität der Gesteinskörnungen im Beton als weitere Ursache plausibel erscheinen.

Etwa 10-15% der erfassten Bauwerke haben Bauteile mit massiven Schäden. Aus der geographischen Verteilung des Schädigungsgrades der Bauwerke ergeben sich keine regionalen Unterschiede. Besonders risikoarme Gebiete konnten in der Schweiz nicht erkannt werden.

Wegen des „Zuschlagstourismus“ und der Vorfabrikation muss mit einer gewissen Verwischung der regionalen Verteilung gerechnet werden.

Alter der Bauwerke – historisches und aktuelles AAR-Risiko

Die Altersstruktur der Bauwerke mit AAR hängt vom historischen Bauvolumen, insbesondere von der Bautätigkeit an den nationalen und kantonalen Strassenbaunetzen ab. 80% der Bauwerke weisen, wenn sie äusserlich erkennbare Anzeichen der AAR zeigen, ein Alter zwischen etwa 20 und 50 Jahren auf. Die Anzahl der Bauwerke mit Anzeichen von AAR nimmt bis ca. 1975/1980 parallel mit den jährlichen Zementlieferungen (proportional zum Bauvolumen) zu. Danach nimmt die Anzahl der Bauwerke stark ab.

Die starke Abnahme bei der Anzahl der betroffenen Bauwerke, die jünger als 20 Jahre sind, dürfte nur scheinbar sein. Aufgrund der beobachteten Rissentwicklungen ist eine Latenzzeit (Zeitspanne, bis erste Risse am Bauwerke sichtbar werden) von ca. 15-20 Jahren plausibel.

Es gibt keine Hinweise auf eine besondere Zeitspanne, in der mehr Betonbauten erstellt wurden, die heute Anzeichen für eine AAR aufweisen. Die chemischen Analysen einiger Bauwerksbetone deuten ebenfalls daraufhin, dass sich das AAR-Risiko aufgrund des Alkaligehaltes der Zemente nicht wesentlich verändert hat und vergleichbar ist mit demjenigen in der Vergangenheit.

Die Schweizer Kiessande gehören mehrheitlich zu den langsam reagierenden Gesteinskörnungen. Das gemässigte Schweizer Klima und die generell hochstehende Bauweise tragen ebenfalls zur langsamen Schadenentwicklung bei.

Aus all diesen Feststellungen lässt sich folgern, dass sich die AAR-Schäden bei den Schweizer Bauwerken langsam, d.h. über Jahrzehnte hinweg entwickeln.

Es ist nicht anzunehmen, dass in nächster Zukunft deutlich mehr AAR-Schäden in der Schweiz auftreten werden. Die aktuellen Bauweisen sind zwar risikoreicher (höhere Bindemittelgehalte, Brechmaterial, Verzicht auf Abdichtungen), aber es werden auch mehr Zusatzstoffe (v.a. Flugasche, Kalkfiller) eingesetzt, so dass sich die Häufigkeit der AAR-Schäden nicht drastisch ändern wird.

Art der betroffenen Bauwerke – Bedeutung der AAR als Schadenmechanismus

Der weitaus grösste Teil der betroffenen Bauwerke umfasst Mauern aller Art (Stützmauern, verankerte Mauern, Leitmauern, Flügelmauern, Wandelemente usw.), die 45% aller erfassten Bauwerke ausmachen. Weiter waren von den erfassten Bauwerken ca. 24% Brücken, 17% Tunnel und Galerien und je 7% Wasserbauten und übrige Bauten.

Während die Mauern aller Art normalerweise als Ganzes von der AAR betroffen sind, weisen bei den übrigen Bauwerken in der Regel nur die bewitterten, bzw. die durchfeuchteten Bauteile einen sichtbaren Schaden auf. Dazu gehören aber statisch relevante Bauteile wie Stützen, Widerlager, Brückenplatten, Ankerriegel usw., so dass die AAR ein ernstzunehmender Schadenmechanismus darstellt.

Hier sei noch darauf hingewiesen, dass weder Strassenbetonbeläge noch Staudämme im Rahmen des Projektes erfasst wurden. Schäden bei Schweizer Staudämmen sind seit einiger Zeit bekannt, hingegen kann bei den Belägen nur vermutet werden, dass Schäden ebenfalls möglich sind. In Deutschland z.B. wurden erst kürzlich entsprechende Richtlinien vom Bundesministerium für Verkehr, Bau und Wohnungswesen herausgegeben (BMVBW 2005).

Situation der betroffenen Bauteile und Bauwerke – kritische Bauwerksverhältnisse

Es besteht ein klarer Bezug zwischen den Feuchtigkeitsverhältnissen im Bauwerk und der Entwicklung der AAR, sodass sich bei einer üblichen Bauweise für einzelne Bauwerkstypen besonders gefährdete Bauteile definieren lassen (Tab. 6-1). Normalerweise sind diese Bauteile der Witterung ausgesetzt (z.B. Portalbereiche von Tunnels, Bordüren, Widerlagerflügelmauern usw.). Schäden können aber auch infolge undichter Fugen oder fehlender Abdichtungen entstehen.

Eine Südorientierung der Bauteile führt ebenfalls häufiger zu Schäden. Dies steht höchstwahrscheinlich in Zusammenhang mit ausgeprägteren Temperatur- und Feuchtigkeitszyklen, welche den Beton im Oberflächenbereich mehr belasten.

Leider sind die Angaben zur Bewehrung der betroffenen Bauwerke nicht ausreichend, um daraus eine Aussage zu deren Wirkung auf das AAR- Risiko ableiten zu können.

Qualität und Zusammensetzung der betroffenen Betone - Alkaligehalte

Die wenigen Ergebnisse lassen keine sichere Aussage zum Zusammenhang zwischen der Betonqualität und der Entwicklung eines AAR-Schadens zu: sowohl sehr dichte, wie sehr poröse Betone zeigen Anzeichen für eine AAR.

Es besteht auch kein klarer Zusammenhang zwischen dem Zementgehalt und dem Alkaligehalt des Betons und dem Schadenausmass. Die Streuung der Alkaligehalte von geschädigten Betonen ist sehr hoch. Es wurden stark geschädigte Betone mit nur $3\text{kg Na}_2\text{O}_{\text{eq}}/\text{m}^3$ Beton gefunden. Das sind sehr niedrige Werte, so dass sich im Moment aus den vorliegenden Ergebnissen kein kritischer Alkaligehalt ableiten lässt. Die ausländischen Grenzwerte der zulässigen Alkaligehalte würden bei diesen Bauwerken versagen.

Es zeigte sich vielmehr, dass die angetroffenen Unterschiede im Schadenausmass in erster Linie auf die Zusammensetzung der Gesteinskörnung zurückgeführt werden können (siehe unten).

Wie schon erwähnt, konnte der Einfluss der Bewehrung, insbesondere auf das äusserlich sichtbare Schadenausmass, im Rahmen des Projektes nicht untersucht werden. Es ist anzunehmen, dass das Schadenausmass von der Bewehrung beeinflusst wird. Die Zusammenhänge zwischen Schadenausmass und der Betonqualität, bzw. –zusammensetzung könnten dadurch u. U. besser interpretiert werden.

Reaktivität der Gesteinskörnungen

Die Reaktivität der Gesteinskörnungen wurde im Rahmen des Forschungsprojektes nicht untersucht. Bei einer Untersuchung von Betonen aus vergleichbaren Bauwerken aus derselben Region wurde aus der petrographischen Zusammensetzung der verwendeten Kiessande der Anteil potentiell reaktiver Gesteinkörner bestimmt. Es stellte sich heraus, dass diejenigen mit Rhone-Material oder mit Gesteinskörnungen vom Jura-Südfuss stärker geschädigt sind als diejenigen mit Material aus dem Mittelland. Dieses Ergebnis deutet darauf hin, dass die Zusammensetzung der Gesteinkörnung der offenbar wichtigste Risikofaktor ist, vor der Exposition und dem Alkaligehalt des Betons. Die Ergebnisse weisen darauf hin, dass Kiessande aus dem Mittelland im Bauwerk weniger reaktiv sind als andere Kiessande und nicht zu derart häufigen Schäden an Bauwerken zu führen wie z.B. die alpinen Gesteinskörnungen.

Die Reaktivität von Gesteinskörnungen kann auch im Labor an Mörtel- und Betonprismen bestimmt werden. Bei solchen Laborversuchen zeigen die Gesteinskörnungen aus den mittelländischen Kiesgruben aber ähnliche oder sogar höhere Reaktivitäten wie z.B. die alpinen Gesteinskörnungen (Ergebnisse von Microbar-Versuchen, AFNOR P 18-588).

In Langzeitversuchen an Betonproben (Performance-Test, AFNOR P18-454) führen diese Gesteinskörnungen aber nicht unbedingt zu signifikanten Ausdehnungen, was mit den Feldbeobachtungen übereinstimmt. Dies würde daraufhin deuten, dass evtl. die Microbar-Methode zur Abklärung der Reaktivität von Gesteinskörnungen für die mittelländischen

Kiessande nicht geeignet ist, bzw. dass die Grenzwerte gemäss AFNOR P18-588 nicht anwendbar sind für alle Schweizer Kiessande.

Schadenbilder

Die AAR ist von typischen Schadenbildern begleitet. Der enge Zusammenhang der Rissbilder mit der Durchfeuchtung des Bauwerkes, die markanten Ausblühungen, die spezielle Zementsteinverfärbung sowie die grosse Streuung der Rissbreiten, welche bis 20mm erreichen können, sind sehr charakteristisch. Mit der Erfahrung lassen sich die Schadenbilder eindeutig zuordnen.

Die gesammelten Beobachtungen bei den Bauwerksuntersuchungen zeigen jedoch, dass das oberflächlich sichtbare Rissbild keinen direkten Aufschluss über den Zustand im Betonkern oder auf der gegenüberliegenden Bauteilseite erlaubt.

Charakteristisch sind ebenfalls Schalenrisse in unterschiedlicher Tiefe, oft auch in der Bewehrungsebene, für die es keine äusseren Anzeichen gibt. Zwischen dem Auftreten von Schalenrisen im Querschnitt eines Bauteils und den an der Betonoberfläche sichtbaren Rissen (Breite, Tiefe) konnte keinen Zusammenhang beobachtet werden. Mit anderen Worten, das Rissbild an der Betonoberfläche ist kein verlässliches Indiz für die Schalenrissbildung. Mit zunehmender Rissbreite und -tiefe nimmt aber die Wahrscheinlichkeit für Schalenrisse zu.

Generell nimmt die Risstiefe mit zunehmenden Rissbreiten an der Oberfläche zu. Grosse Risstiefen bei sehr kleinen Rissbreiten sind auf besondere Umstände (Spannungsverhältnisse, kombinierte Schadenursachen, Bauteilgeometrie usw.) zurückzuführen. Evtl. ist es möglich, bei AAR-Rissen die maximal möglichen Risstiefen in Funktion der Rissbreite abzuschätzen.

Mikroskopische Untersuchungen an verschiedenen Bauwerken zeigen, dass die Rissbilder vor und hinter der Bewehrung, bzw. im Rand- und Kernbereich eines Bauteils unterschiedlich sind. Für eine aussagekräftige Beurteilung des Schadensausmasses aufgrund von Gefügeuntersuchungen ist die Lage im Bauteil der untersuchten Probe massgebend. Ausgedehnte mikroskopische Analysen erlauben auch Aussagen über das Stadium der Reaktion. Das Schadenbild hängt von der Situation im Bauteil und vom Stadium der Reaktion ab.

Beeinträchtigung der Festigkeiten - Schadenklassen

Die AAR führt mit fortschreitender Schadenentwicklung zu Abminderungen der mechanischen Betoneigenschaften. Bei einzelnen untersuchten Bauwerken wurden Abminderungen der Druckfestigkeit zwischen 0% und 30%, des Elastizitätsmoduls zwischen 10% und 70% und der zentrischen Zugfestigkeit zwischen 0% und 60% festgestellt. Die Druckfestigkeit reagiert im Vergleich zum Elastizitätsmodul und der Zugfestigkeit weniger empfindlich auf die Betonschädigung.

Die Veränderungen können mit den beobachteten Gefügeschäden korreliert werden. Kritische Gefügeparameter zur Beurteilung des Schädigungsgrades und zur Definition von Schadenklassen sind:

- Netzzrissbildung im Zementstein
- gerissene Gesteinskörner
- Rissbreite und Häufigkeit der Einzelrisse
- Verbundablösungen zwischen Gesteinskörnern und dem Zementstein
- Auswaschungen des Zementsteins.

Schadenausmass - Schadenentwicklung

Die maximalen Rissbreiten an der Betonoberfläche streuen stark und reichen bis 20mm. 60% aller erfassten Bauwerke zeigen maximale Rissbreiten unter 1mm, weitere 30% zwischen 1mm und 5mm. Die Überprüfung an Bohrkernen ergab, dass ca. 60% der an der Oberfläche

sichtbaren Risse bis in eine Tiefe von maximal 40-50mm reichen, d.h. bis höchstens zur Bewehrung. Tieferreichende Risse und Trennrisse wurden aber auch recht häufig beobachtet.

Das Schadenausmass und die Schadenentwicklung wurden anhand der vorgefundenen Rissbilder gemäss Vorgaben der 1992 publizierte Richtlinie der Englischen "Institution of Structural Engineers" und der vom LCPC herausgegebenen französischen Richtlinie aus dem Jahr 2003 bestimmt.

- Für die Beurteilung des Schadenausmasses wird die kumulierte Rissbreite pro Laufmeter verwendet (Rissindex). Damit wird auch die Rissdichte berücksichtigt. Danach wären etwa 20% der untersuchten Bauwerke in der Schadenklasse "hoch" bis "sehr hoch" einzustufen.
- Aus dem Bauwerksalter und der Rissbreite kann die mittlere zeitliche Rissbreitenänderung abgeschätzt werden. Die Auswertung zeigt eine grosse Bandbreite von Werten. Diese liegen zwischen 0.002 und 0.6mm/Jahr. 75% aller festgestellten Risse zeigen eine Entwicklung unter 0.03mm/Jahr und 20% weisen Werte über 0.05mm/Jahr auf.
- Der Median bei der Rissbreitenänderung liegt bei etwa 15 $\mu\text{m}/\text{Jahr}$. Bis sich gut sichtbare Risse (ca. 0.3mm) entwickelt haben, dauert es damit etwa 20 Jahre.

Berücksichtigt man die Geschwindigkeit der Schadenentwicklung ergibt sich Folgendes:

- ca. 40-50% der Bauwerke zeigen geringfügige Schäden und eine langsame Schadenentwicklung.
- ca. 40-50% der Bauwerke zeigen mittlere bis grosse Schäden und eine langsame Schadenentwicklung.
- ca. 10-20% der Bauwerke zeigen grosse bis sehr grosse Schäden und eine rasche Schadenentwicklung.

8 Empfehlungen für Zustandsuntersuchungen

Die Vorgehensweisen und Untersuchungstechniken bei Zustandsuntersuchungen sind im Kapitel 4 detailliert beschrieben. Zustandsuntersuchungen bei AAR-Schäden sind aufwendig. Es empfiehlt sich ein stufenweises Vorgehen bei der Zustandsuntersuchung und der Umsetzung und Planung von Massnahmen:

1. Visuelle Inspektion: Erfassen der Rissverteilung, der Rissindices, der weiteren Schadenbilder, der Expositionsbedingungen usw.
2. Recherchen in der Baudokumentation, Vergleich mit ähnlichen Bauten
3. Probenentnahme zur Abklärung, ob AAR die Ursache für die festgestellten Rissbilder ist
4. Probenentnahme zur Abklärung der Auswirkungen der AAR auf die Betoneigenschaften (z.B. mechanische Festigkeiten, Dauerhaftigkeit, Schadenindices)
5. Laborprüfungen an Bauwerksproben für die Bestimmung der weiteren Schadenentwicklung
6. Statische Überprüfung des Tragwerkes
7. Planung und Ausführung von Massnahmen
8. Bauwerksüberwachung

Folgendes ist dazu zu bemerken:

- In der ersten Phase wird die Schadenursache abgeklärt. Dazu sind mikroskopische Untersuchungen notwendig, die von einem erfahrenen Petrographen durchgeführt werden sollten.
- Meistens treten Bauwerke mit Anzeichen von AAR nicht isoliert auf. Deshalb empfiehlt es sich, wenn möglich, bauwerksübergreifende Abklärungen durchzuführen, deren Resultate für mehrere Bauwerke repräsentativ sind. Voraussetzung dafür ist die Vergleichbarkeit der Betone, insbesondere der verwendeten Gesteinkörnungen. Bauwerksübergreifende Untersuchungen betreffen z.B.:
 - Korrelation des Schädigungsgrades mit den mechanischen Kennwerten des Betons, dem Frost- und Chloridwiderstand
 - Restquellmassbestimmungen

Daneben sind i. d. R. objektspezifische Fragestellungen separat zu bearbeiten.

- Bei der Zustandsuntersuchung eines einzelnen Objektes sind detaillierte Rissaufnahmen zur Bestimmung der aktuellen Rissbreiten und Rissindices sinnvoll. Sie dienen als Grundlage sowohl für Aussagen zur bisherigen Schadenentwicklung als auch für die weitere Bauwerksüberwachung.
- Bei der Probenentnahme ist darauf zu achten, dass das Bauteil auch im Tiefenprofil erfasst wird, um differenzierte Aussagen über den Zustand des Betonkerns und der Betonrandzone zu machen.
- Besondere Beachtung ist auch dem möglichen Auftreten von Schalenrissen zu schenken.
- Baustoffuntersuchungen sind mit Abklärungen zu den Spannungs- und Bewehrungsverhältnissen im Bauwerk zu ergänzen. Eine erste ingenieurmässige Beurteilung des Bauwerks sollte so früh wie möglich erfolgen, um die Probenentnahme und Laborprüfungen entsprechend anzuordnen.
- Bestimmungen des Restquellmasses: Das Restquellmass hängt vom Zustand der Probe vor der Auslagerung und den Auslagerungsbedingungen ab. Je nachdem kann das Ergebnis zu Unter- oder Überschätzungen der zu erwartenden Ausdehnungen führen.

- Die Abklärung der Feuchtigkeits- und Temperaturverhältnisse im Bauwerk bringt weitere Informationen zur umfassenden Bauwerksbeurteilung. Im Rahmen einer Bauwerksüberwachung sollten sie ebenfalls gemessen werden, um die Messungen von Ausdehnungen und von Rissbreitenänderungen unter Berücksichtigung der saisonalen Schwankungen interpretieren zu können.
- Im Moment gibt es keine schlüssigen Erfahrungen mit zerstörungsfreien Untersuchungsmethoden zur Schadenerfassung, die entsprechende Empfehlungen erlauben würden.

9 Empfehlungen für Massnahmen im Neubau

In Kapitel 5 wurden einige Vorgehensweisen zur Prävention von AAR-Schäden, die im Ausland angewendet werden, dargestellt. Gemäss diesen Richtlinien fallen die meisten Tiefbauten in eine erhöhte bis ausserordentliche Präventionsstufe, die entsprechend aufwändige Massnahmen erfordern. Mit der Bildung von bauteilspezifischen Risikoklassen (Bedeutung und Exposition des Bauteils) können die erforderlichen Massnahmen besser definiert werden. Dadurch können unverhältnismässige Forderungen für kleinere Bauwerke vermieden werden.

Die bisherigen Untersuchungsergebnisse zur Reaktivität der Schweizer Gesteinskörnungen zeigen, dass der weitaus grösste Teil gemäss Microbar-Prüfung als reaktiv einzustufen ist (cemsuisse 2005). Die dazu verwendete Microbar-Prüfung ist ein ultraschnelles Prüfverfahren (Verfahren gemäss AFNOR P 18-588), das eventuell nicht auf alle Arten von Gesteinkörnungen anwendbar ist, da die extremen Versuchsbedingungen (Alkalilagerung bei 80°C und Wasserdampfbehandlung bei 150°C) scheinbare Reaktivitäten provozieren können, welche am Bauwerk nicht auftreten. Hier bedarf es weiterer Untersuchungen zur Aussagekraft dieses Prüfverfahrens (vgl. Kap. 7 und 10).

Jedenfalls muss vorläufig davon ausgegangen werden, dass grundsätzlich mehr oder weniger reaktive Gesteinkörnungen in der ganzen Schweiz auftreten. Ist die Gesteinskörnung nachgewiesenermassen nicht reaktiv, erübrigen sich die Massnahmen zur AAR-Prävention.

Die Exposition spielt eine ausschlaggebende Rolle bei der Entwicklung der AAR-Schäden. Bei der Planung sind deshalb, wenn immer möglich, konstruktive Lösungen zu suchen, um die Expositionsbedingungen zu mildern. Langfristig dürfte dies der sicherste und wahrscheinlich auch der kostengünstigste Weg darstellen, um nicht nur die Beständigkeit gegenüber AAR, sondern allgemein die Dauerhaftigkeit des gesamten Bauwerks zu verbessern.

9.1 Risikoklassen

Verschiedene Bauwerksklassifikationen unter anderen Gesichtspunkten als AAR sind schon vorhanden, wie z.B. die Bauwerksklassifikation gemäss SIA 261 (Erdbeben) (Tab. 9-1). Weitere mögliche Beurteilungskriterien für Bauwerksklassen ergeben sich aus der Klassierung des ASTRA zur Qualitätssicherung der Nationalstrassen (1994) (Abb. 9-1) oder jener für die Walliser Kantonsstrassen (Tab. 9-2).

BWK	Merkmale	Beispiele (Auszug betr. Brücken und Stützmauern)
I	<ul style="list-style-type: none"> - Keine grösseren Menschenansammlungen - Keine besonders wertvollen Güter und Einrichtungen - Keine Gefährdung der Umwelt 	Brücken von untergeordneter Bedeutung nach Erdbeben (z.B. Fusswegbrücken und land- und forstwirtschaftlich genutzte Brücken, sofern sie nicht über Verkehrswege von erheblicher Bedeutung führen)
II	<ul style="list-style-type: none"> - Grössere Menschenansammlungen wahrscheinlich - Besonders wertvolle Güter und Einrichtungen, Schulen, Kirchen - Bedeutende Infrastrukturfunktion - Beschränkte Gefährdung der Umwelt 	Brücken von erheblicher Bedeutung nach einem Erdbeben, sowie Brücken, die über Verkehrswege von erheblicher Bedeutung nach einem Erdbeben führen; Stützmauern und Böschungen im Bereich von Verkehrswegen von erheblicher Bedeutung nach einem Erdbeben.
III	<ul style="list-style-type: none"> - Lebenswichtige Infrastrukturfunktion - Erhebliche Gefährdung der Umwelt 	Brücken von grosser Bedeutung für Zugänglichkeit eines Gebietes nach einem Erdbeben; Stützmauern und Böschungen im Bereich von Verkehrswegen von grosser Bedeutung für die Zugänglichkeit ausgewählter Bauwerke oder eines Gebietes nach einem Erdbeben.

Tabelle 9-1: Bauwerksklassen gemäss Norm SIA 261 (Erdbeben), Auszug aus Tabelle 26.

7.3 Bauwerksklassen

Die Bauwerke werden bezüglich Anforderungen an die QS in 3 Bauwerksklassen (BWK) eingeteilt. Die Einteilung erfolgt in Analogie zu derjenigen für Erdbeben (Norm SIA 160, 4.19):

- **BWK I: Bauwerke untergeordneter Bedeutung.** Mängel in der Planung oder Ausführung haben keine schwerwiegenden Folgen.

Beispiele:

- Planung und Ausführung sind für entsprechende Fachleute routinemässig durchführbar. (Objektspezifische Erfahrung ist bei den Verantwortlichen vorhanden).
- Während der Nutzung ist die Überwachung des Bauwerkes einfach.
- Die Instandsetzung ist ohne Einschränkung der Nutzung der Nationalstrasse möglich.

- **BWK II: Bauwerke von erheblicher Bedeutung.** Einzelne Mängel der Planung oder Ausführung haben erhebliche Folgen, oder ein einzelner Fehler bewirkt in Serie erhebliche Folgen.

Beispiele:

- Einzelne Teile des Bauwerks (z.B. Spannkabel) sind von grosser Bedeutung für die Tragsicherheit oder die Gebrauchstauglichkeit.
- Ungleiche Setzungen des Baugrundes sind vorauszusehen.
- Instandsetzung, Ersatz oder Teilersatz sind nur mit Verkehrsbehinderungen möglich (z.B. Brücken ohne Standstreifen).

- **BWK III: Bauwerke von grösster Bedeutung.** Einzelne Mängel der Planung oder Ausführung haben schwerwiegende Folgen.

Beispiele:

- Bauwerke im Bereich von Verkehrsachsen, wo Mängel zu einer erheblichen Beeinträchtigung der Versorgung einer Region führen oder den Transitverkehr erheblich beeinträchtigen.
- Bauwerke mit komplexem Projektierungs- und/oder Bauablauf oder extremen Terminanforderungen (z.B. Bauvorhaben im Einflussbereich anderer Verkehrsträger).
- Überwachung und Instandsetzung sind anspruchsvoll (z.B. verankerter Kriechhang, Felssicherung mit Ankern).
- Instandsetzung ist mit grossen Verkehrsbehinderungen verbunden.

Das ASB wird gemeinsam mit den Kantonen Grenzfälle beurteilen und einteilen. Die Zustimmung zur BWK III soll sehr frühzeitig vom ASB angefordert werden.

Abbildung 9-1: Auszug aus: Qualitätssicherung für Bauten der Nationalstrassen [DD1], STRADADOK - Nr. 308.070d, Kap. 7.3 (1994).

Beurteilungskriterium	Einteilung	
Geforderte Dauerhaftigkeit und verbleibende, wahrscheinliche Nutzungsdauer	Dauerhaftigkeit	Verbleibende Nutzungsdauer
	5 Jahre ¹⁾	20 Jahre
	5 Jahre bis 50 Jahre	50 Jahre
	>50 Jahre	80 Jahre
Stellung als Engpass im Verkehrsnetz	Absoluter Engpass; zeitlich begrenzter Engpass, teilweise; keine Engpass-Stellung	
Klassifizierung und Bedeutung der Strasse (A : Autobahn T1-4 Klassen der Kantonstrassen)	T4 / A, « hohe » Bedeutung	
	T3, « mittlere » Bedeutung	
	T1, T2, « geringe » Bedeutung	
Finanzielle Möglichkeiten der Partner	Gross, mittel, klein	

1) Die Mindestanforderungen der Tabelle NA.3 der Norm SN EN 206-1 sind anwendbar in Übereinstimmung mit den Eurocodes für Bauwerke mit einer Nutzungsdauer bis zu 50 Jahren. Bauwerke mit einer Nutzungsdauer unter 5 Jahren (Norm SIA 260 : 10 Jahre) gelten als temporäre oder provisorische Bauwerke.

Tabelle 9-2 : Bauwerksklassifikation gemäss Vorgaben für Walliser Kantonsstrassen.

Die Anwendung der Kriterien führt zur Einteilung der Bauwerke in drei Kategorien:

A : Bauwerke von „geringer“ Bedeutung

B : Bauwerke von „mittlerer“ Bedeutung

C : Bauwerke von „hoher“ Bedeutung

Die folgende Risikoklassierung (Tab. 9-3) basiert auf den Beurteilungskriterien in Tab. 9-1 und Abb. 9-1 und dem Konzept der RILEM-Richtlinie (Anhang 2). Dabei werden die Konsequenzen im Falle eines Schadens, z.B. die Auswirkungen auf die Tragsicherheit und auf die Gebrauchstauglichkeit, die Instandsetzungsmöglichkeiten, die finanziellen sowie umweltrelevanten Konsequenzen usw. berücksichtigt.

Risikoklasse Konsequenzen bei Versagen	Tolerierbarer AAR-Schaden	Beispiele
R1 Geringe oder vernachlässigbare Folgen	Mittlere Schäden	<ul style="list-style-type: none"> • BWK I • Bauteile ohne statische Funktionen innerhalb von Gebäuden • Kurze Nutzungsdauer < 50 Jahre • Kleine bis normale Hochbauten
R2 Erhebliche Folgen	Geringfügige, reparierbare Schäden	<ul style="list-style-type: none"> • BWK I, BWK II • Die meisten Bauwerke im Tiefbau mit Nutzungsdauer von 50-100 Jahren
R3 Schwerwiegende Folgen	Keine Schäden	<ul style="list-style-type: none"> • BWK III • Staudämme, nukleare Anlagen, usw.

Tabelle 9-3: Risikoklassen aufgrund der Bauwerksklassierung

9.2 Expositionsklassen

Die Ergebnisse der Bauwerkserhebungen zu den gefährdeten Bauwerksteilen sind in Tabelle 6-1 dargestellt. Daraus geht hervor, dass für jeden Bauwerkstyp bestimmte Bauteile besonders gefährdet sind. Die Umgebungsklassen dieser Bauteile werden anhand der Expositionsklassen gemäss SN EN 206-1 umschrieben (Tab. 9-4).

Umgebungs- klasse	Beschreibung	Beispiele	SN EN 206-1: Expositionsklassen
E1	Trockene Umge- bung , vor Durch- feuchtung geschützt	<ul style="list-style-type: none"> • Geschützter Beton im Bauwerksinnern (< 75% RF) 	<ul style="list-style-type: none"> • X0 (CH) • XC1 (CH), trocken • XC3 (CH), trocken
E2	Feuchte Umgebung , ständig oder zyklisch	<ul style="list-style-type: none"> • Beton im Bauwerksinnern bei hoher Luftfeuchtigkeit (Schwimmbäder usw.) • Beton im Aussenbereich, der Witterung ausgesetzt • Beton von Fundationen, Wasserbau, ohne aggressive Umgebung • Massenbeton, im Innenbereich 	<ul style="list-style-type: none"> • XC1 (CH), ständig nass • XC3 (CH), feucht, nass • XC2 (CH), nass • XC4 (CH), wechselnd nass und trocken
E3	Feuchte Umgebung und weitere Belastung wie <ul style="list-style-type: none"> • Frosttausalz • Chlorid • Hohe Temperaturen • Aggressive Bergwässer 	<ul style="list-style-type: none"> • Beton im Aussenbereich, der Witterung ausgesetzt mit Frost, Tausalz (z.B. Mauern) • Beton, der hohen Betriebstemperaturen ausgesetzt ist • Fundationen in aggressiver Umgebung (z.B. Sulfatangriff) 	<ul style="list-style-type: none"> • XF1-XF4 (CH) • XD1-XD4 (CH) • XA1-XA3

Tabelle 9-4: Umgebungsklassen für die Einteilung der Bauteile

Die besonders gefährdeten Bauteile, bei denen eine AAR-Prävention im Neubau notwendig ist, sind in der Tabelle 9-5 mit ihren Umgebungsklassen zusammengestellt. In derselben Tabelle sind ebenfalls die wenig bis nicht gefährdeten Bauteile aufgelistet. Aus der Tabelle geht hervor, dass hauptsächlich die Umgebungsklasse E3, seltener E2, zu AAR-Schäden führt. Bauteile mit der Umgebungsklasse E1 weisen in der Regel keine AAR-Schäden auf. Die Umgebungsklasse E2 führt dann zu Schäden, wenn die Durchfeuchtung sehr hoch (z.B. Wasserbauten), bzw. die Intensität der Temperatur- und Feuchtigkeitszyklen sehr stark ist (z.B. Fassadenelemente).

Konstruktive Massnahmen können eventuell die Zuordnung der Bauteile zu anderen Expositionsklassen erlauben. Z.B. könnten dank einer Oberflächenbeschichtung bei einer Stütze der Chlorideintrag und damit die Expositionsklassen XD1-4 (CH) aufgehoben werden. Die Wirksamkeit der konstruktiven Massnahmen sind aber z.T. zeitlich begrenzt (beschränkte Lebensdauer von Beschichtungen, Imprägnierungen, Fugenverfüllungen usw.). Die Zuordnung der Expositionsklasse ist in Funktion der zu erwartenden Nutzungsdauer des Bauteils und der zu erwartenden Dauerhaftigkeit einer konstruktiven Massnahme abzuwägen.

Konstruktive Massnahmen wie Drainagen erscheinen in Anbetracht der Häufigkeit von „entwässerten“ Stützmauern mit AAR-Schäden nicht als ausreichender Schutz gegen die AAR-Gefährdung. Das Abführen von drückendem Wasser bedeutet kein Trockenlegen des Terrains und verhindert nicht die mehr oder weniger permanente Durchfeuchtung von hinten. Ob allenfalls eine Drainage verbunden mit einer Abdichtung zu einem wirksamen Schutz führt, konnte im Rahmen der Forschungsarbeit nicht untersucht werden.

Das Abführen von Regen- und Schmelzwasser über Entwässerungsrinnen mit Wasserspeiern auf den Decken von Steinschlag- oder Lawingalerien führt häufig zu punktuellen bzw. kleinflächigen AAR-Schäden in der näheren Umgebung (z.B. Decken, Bordüren, Stützen, Brüstungen) in den sonst intakten Decken. Wasserdampfdichte Beschichtungen schützen z.B. vor Chlorideintrag, Frosteinwirkung, Karbonatisierung usw., verhindern aber u. U. das Austrocknen des Betons oder führen sogar zu einer Hinterfeuchtung.

Konstruktive Massnahmen sind deshalb nicht nur anhand ihrer Dauerhaftigkeit und Wirksamkeit, sondern auch anhand ihrer Nebeneffekte zu beurteilen.

Bauwerkstyp	Auftreten der AAR-Schäden ¹⁾		Umgebungs-klassen
Tunnel und Galerien	Hauptsächlich betroffene Bauteile	Portalbereiche Flügelmauern Stützen Decken Deckenstirnen Randborde, Brüstungen	E3 E3 E3 E2 – E3 E3 E3
	Selten oder nicht betroffene Bauteile	Rückwände, Tunnelgewölbe im Tunnelinnern	E1-E2
Mauern	Hauptsächlich betroffene Bauteile	gesamthaft	E2 - E3
Wasserbau	Hauptsächlich betroffene Bauteile	Wehrrücken, Wehrpfeiler Mauerkronen Flügelmauern	E2 - E3 E3
	Selten oder nicht betroffene Bauteile	Nebenanlagen, Überbau	E1 - E2
Brücken	Hauptsächlich betroffene Bauteile	Widerlager Leitmauern Fahrbahnplatten bewitterte Stützen	E3 E3 E3 ²⁾ E3
	Selten oder nicht betroffene Bauteile	Unbewitterte Bauteile: geschützte Widerlagerwände Fahrbahnplattenuntersicht Träger, Stützen	E1-E2 E1 ³⁾ E1
Diverse	Hauptsächlich betroffene Bauteile	Fertigelemente Ankerblöcke	E2 - E3 E2 - E3
	Selten oder nicht betroffene Bauteile	Unbewitterte Bauteile, Innenräume	E1

1) Die Einteilung beruht auf der visuellen Beurteilung des Vorhandenseins eines sichtbaren, charakteristischen Schadenbildes.

2) Die Umgebungsverhältnisse hängen von der Abdichtung ab. Bei fehlender oder undichter Abdichtung gelten die hier angegebenen Expositionsklassen.

3) Voraussetzung: intakte Abdichtung und Fahrbahnübergänge

Tabelle 9-5: Umgebungsklassen der Bauteile, die aufgrund der angetroffenen Schadenverteilung als wenig oder stark AAR-gefährdet eingestuft werden können.

9.3 Präventionsstufen

Aus der Kombination der Umgebungsklasse der einzelnen Bauteile und der Bedeutung des Bauwerks ergibt sich das Niveau der notwendigen Massnahmen. Diese werden in 3 Kategorien P1 bis P3 aufgeteilt (Tab. 9-6)

Risikoklassen	Umgebungsklasse		
	E1	E2	E3
R1	P1	P1	P2 ¹⁾
R2	P1	P2 ¹⁾	P3 ¹⁾
R3	P2	P3 ¹⁾	P3 ²⁾

- 1) Falls durch konstruktive oder andere Massnahmen eine wirksame, sichere und dauerhafte AAR-Prävention erreicht werden kann, darf das Bauwerk von der Präventionsstufe P2 (resp. P3) auf die Präventionsstufe P1 (resp. P2) zurückgestuft werden.
- 2) Zusätzlich zu den bei der Präventionsklasse P3 erforderlichen betontechnologischen Massnahmen werden konstruktive und ggf. weitere Massnahmen (Ersatz Gesteinskörnung) verlangt

Tabelle 9-6: Massnahmenklassen aus der Kombination von Risikoklassen und Umgebungsklassen

Die Bestimmung der Präventionsstufen ist anhand verschiedener Bauwerkstypen beispielhaft in Tabelle 9-7 dargestellt.

Bauwerk	Bauwerkselement oder –teil	Risiko- klasse	Umgebungs- klasse	Massnahmen- klasse
Brücken, Viadukte, Lehnenbrücken, Auskragungen	Fundationen, Schleppplatten	R1	E2	P1
	Mittelstützen, Pfeiler	R2	E2	P2 ¹⁾
	Flügelmauern, Widerlager	R2	E3	P3 ¹⁾
	Fahrbahnplatten ^{a)} , Längsträger, Bordüren, Brüstungen	R3	E3	P3 ¹⁾
Galerien, Tagbautunnel	Sohle, Fundationen	R1	E2	P1
	Decken	R3	E3	P3 ²⁾
	Mauern, Gewölbesockel	R3	E3	P3 ²⁾
	Brüstungen, Flügelmauer, Stützen	R2	E3	P3 ¹⁾
	Platten, Fundationen, Abschlüsse	R2	E2	P2 ¹⁾
Stützmauern, Verankerte Mauern, Schwergewichts- mauern	Fundationen, Stützen, Versteifungen	R2	E2	P2 ¹⁾
	Mauern, Platten	R3	E3	P3 ²⁾
	Spritzbeton	R3	E3	P3 ²⁾
Kleinbauwerke wie Kammern, Schächte, Sockel usw.	Fundationen, Sohle	R1	E2	P1
	Mauern, Stützen	R2	E2	P2 ¹⁾
	Platten, Unterzüge, Decken	R2	E2	P2 ¹⁾

a) die Expositionsverhältnisse hängen von der Abdichtung ab. Bei fehlender oder undichter Abdichtung gelten die hier angegebenen Expositionsclassen

1), 2) siehe Tabelle 9-6

Tabelle 9-7: Beispiele für die mögliche Einteilung von Bauteilen in die Präventionsstufen

Die Zuordnung der einzelnen Bauteile zu Risiko- und Umgebungsklassen muss jeweils bauwerksspezifisch vorgenommen werden.

9.4 Massnahmen

Allgemeines

- In den besonderen Bestimmungen (Kap. 5.3) der Richtlinie des ASTRA „Projektierung und Ausführung von Kunstbauten der Nationalstrassen“ (2005) sollten Massnahmen zur AAR-Prävention speziell erwähnt werden. Im Gegensatz zu anderen Schadenmechanismen kann mit bisher bekannten Instandsetzungsmassnahmen die AAR nur verlangsamt, aber nicht vollständig gestoppt werden. Instandsetzungsmassnahmen weisen deshalb eine begrenzte Wirkung auf und sind nicht gleichwertig mit einer wirksamen Präventionsmassnahme.
- Massnahmen sind nur zu treffen, wenn die Gesteinskörnung reaktiv ist. Es lohnt sich deshalb für einen Kiessand-Hersteller, bzw. für ein Betonwerk, diesen Nachweis zu erbringen (z.B. mit der Microbar-Prüfung nach AFNOR P 18-542).
- Die in der Tab. 9-7 angegebenen Klassierungen sind als Beispiele gedacht und sind vom Bauherrn resp. vom Planer zu überprüfen.
- Die Präventionsstufen P1 und P2 entsprechen einem normalen Präventionsniveau. Mässige Schäden sind tolerierbar und können einfach überwacht oder instand gesetzt werden.
- Die Präventionsstufe P3 ist ausserordentlichen Bauwerken oder kritischen Bauteilen vorbehalten, die schlecht überwacht oder schwierig instand zu setzen sind. Hier sind spezifische Nachweise bezüglich der AAR-Beständigkeit des Betons erforderlich. Für die Präventionsstufe P3²⁾ ist unter Umständen der Ersatz der reaktiven Gesteinskörnung sinnvoll. Diese Massnahme ist aus wirtschaftlichen und ökologischen Gründen nur in ganz besonderen Fällen gerechtfertigt.
- Es gibt mehrere mögliche betontechnologische und konstruktive Massnahmen zum Schutz vor einer schädlichen AAR. Für den Nachweis der Wirksamkeit dieser Massnahmen sind Langzeiterfahrungen und/oder Laborprüfungen erforderlich.

Massnahmen:

- **Betontechnologische Massnahmen:** Das Ziel der betontechnologischen Massnahmen ist es, die Zusammensetzung des Betonporenwassers so zu verändern, dass die Gesteinskörnungen weniger stark angegriffen werden. Die meisten Massnahmen führen zu einer Reduktion des Alkaligehaltes und/oder des pH-Wertes des Porenwassers im Beton.
Um dieses Ziel zu erreichen, sind Änderungen bei der Betonrezeptur nötig (andere Zementart, Zugabe von Zusatzstoffen). Anstelle der heute üblichen Zementarten (Portlandzement CEM I oder Portlandkalksteinzement CEM II/A-LL) können Zemente mit einem erhöhten Gehalt an Flugasche, Silikastaub oder Hüttensand verwendet werden. Auch der Einsatz von Zusatzstoffen hat sich bei der Formulierung von AAR-beständigen Betonrezepten bewährt (siehe Ausführungen in Kap. 2.3.1 und 2.3.3).
- **Konstruktive Massnahmen:** Das AAR-Risiko kann mit verschiedenen konstruktiven oder anderen Massnahmen reduziert werden (vgl. Kap. 2.3.4 und 2.3.5). Das Ziel der konstruktiven Massnahmen ist es, die Zufuhr von zusätzlichen Alkalien von aussen (z.B. Streusalz, Bergwasser) und/oder den Feuchtigkeitsgehalt im Beton möglichst tief zu halten bzw. zu reduzieren.
Um den Eintrag von ggf. alkalihaltigem Wasser in das Innere des Betons zu stoppen oder zu reduzieren, stehen verschiedene Massnahmen (einzeln oder in Kombination) zur Verfügung, z.B.: gute Oberflächenentwässerung, ausreichendes Gefälle, Beschränkung der Rissbreiten, gute Drainage bei Wänden, Wasserabfluss bei Fugen und Wasserspeichern über andere Bauteilflächen vermeiden, Aufbringen einer Abdichtung oder eines Oberflächenschutzsystems.
Weiter sollte die Bauteilmasse (-geometrie) so gering wie möglich gehalten werden, damit der Beton gut austrocknen kann.

Damit konstruktive Massnahmen bei der Zuordnung der Expositions- und Präventionsklassen berücksichtigt bzw. geltend gemacht werden können, muss sichergestellt sein, dass die geplanten Massnahmen wirksam (d.h. die Umgebungsbedingungen des Bauteils grundlegend verändern), sicher (d.h. keine unerwünschten Nebeneffekte haben) und dauerhaft sind. Sie müssen entweder die gleiche Lebensdauer haben wie das Bauwerk oder sie müssen mit vernünftigem Aufwand unterhalten und instand gesetzt werden können. Dies gilt auch für ggf. andere mögliche Massnahmen.

- **Austausch von Gesteinskörnungen:** Das Ziel dieser Massnahme besteht darin, die reaktiven Gesteinskörnungen durch nicht oder weniger reaktive Gesteinskörnungen zu ersetzen (vgl. Kap.2.3.2). Ggf. können nur einzelne Fraktionen ausgetauscht werden. Diese Massnahme ist aus wirtschaftlichen und ökologischen Gründen nur in ganz besonderen Fällen gerechtfertigt und der Präventionsstufe P3 vorbehalten.

Nachweisverfahren:

- Zu den **Langzeiterfahrungen** gehört der Nachweis der Nichtreaktivität einer Gesteinkörnung, bzw. der AAR-Beständigkeit eines Betons anhand von vergleichbaren Bauwerken mit vergleichbaren Betonen. Langzeiterfahrungen können geltend gemacht werden, wenn in der Region, in der das Bauwerk erstellt werden soll, dokumentiert ist oder durch eine Fachperson bestätigt werden kann, dass bei ähnlichen mehr als 30-jährigen Betonbauten und ähnlichen Betonen keine oder nur geringfügige AAR-Schäden aufgetreten sind.

Damit ein Bauwerk für den Nachweis der Langzeiterfahrung berücksichtigt werden kann, müssen gewisse Voraussetzungen erfüllt sein, die bauherrnseitig oder regional festgelegt werden können. Es wird empfohlen, die Beurteilung durch eine Fachperson vornehmen zu lassen.

Zeigt die Langzeiterfahrung, dass mit AAR zu rechnen ist, oder liegen keine nachgewiesenen günstigen/positiven Langzeiterfahrungen vor, müssen Massnahmen zur Gewährleistung der AAR-Beständigkeit des Betons getroffen werden.

- Zu den Langzeiterfahrungen gehören ebenfalls die regionalen Erfahrungswerte zum wirksamen Einsatz von Betonzusatzstoffen. Sie können in Form von regionalen Vorgaben, z.B. der Tiefbauämter und anderer öffentlicher Bauherren, umgesetzt werden.
Dem Planer ist es vorbehalten eigene Vorgaben zu machen. In diesem Fall übernimmt er die Verantwortung für alle Betoneigenschaften (Bestellung von Beton nach Zusammensetzung gemäss SN EN 206-1). Andererseits ist es wahrscheinlich, dass für die Betone der Expositionsklassen XC4(CH), XF4(CH), XD3(CH) und ggf. XA1-XA3 die AAR-Beständigkeit grundsätzlich und nicht bauwerksspezifisch nachgewiesen wird. Fehlen regionale Vorgaben, bzw. weicht der Betonhersteller von den Vorgaben ab, muss die Wirksamkeit der Zusatzstoffe, bzw. die Beständigkeit des Betons mit einem Performance – Test (AFNOR P18-454) nachgewiesen werden. Dazu kann er auch Prüfergebnisse von früheren Prüfungen verwenden.
- Zu den Erfahrungswerten gehören auch allfällige Resultate aus der Performance-Prüfung (AFNOR P18-454), die an vergleichbaren Betonen vom Betonhersteller durchgeführt worden sind. Die Gültigkeit von Prüfattesten (Dauer, Vergleichbarkeit unterschiedlicher Betonrezepturen) ist durch eine Fachperson zu beurteilen.

10 Forschungsbedarf

Die vorliegenden Untersuchungen haben erlaubt, eine Reihe von Fragen zu beantworten. Sie haben aber auch neue Fragen aufgeworfen und zeigen, dass noch einiger Forschungsbedarf in der Schweiz besteht. Die ausländischen Erfahrungen liefern wertvolle Informationen, wie die Problematik angegangen werden kann. Sie zeigen aber auch, dass länderspezifische Lösungen notwendig sind, die den regionalen geologischen, klimatischen und baulichen Verhältnissen gerecht werden. In der Norm SN EN 206-1 wird deswegen auf die nationalen Regelungen bzgl. AAR verwiesen. Dazu sind vertiefte Untersuchungen notwendig, die im Rahmen dieses Projektes nicht möglich waren. Gleichzeitig besteht der Bedarf nach aussagekräftigen Prüf- und Untersuchungsmethoden für neue wie für bestehende Bauten.

Aus den vielen Fragen soll hier nur je ein Beispiel betreffend bestehender Bauten und aus dem Bereich Neubau herausgegriffen werden:

- Über die zeitliche Entwicklung des Schadenausmasses von AAR-bedingten Schäden (z.B. mikroskopische und makroskopische Risse) gibt es in der Schweiz keine verwertbaren Messungen. Es ist deshalb heute nicht möglich, das aktuell festgestellte Schadenausmass mit dem in Zukunft möglichen Schadenpotenzial in Beziehung zu setzen und den optimalen Interventionszeitpunkt für Schutz- und Instandsetzungsmassnahmen zu ermitteln.
- Die geographische Verteilung der Schäden mit relativ wenig Schäden im Mittelland steht im Widerspruch zu den Ergebnissen von Laborprüfungen (Microbar-Test, AFNOR P18-588), welche den mittelländischen Kiessanden eine vergleichbare Reaktivität wie z.B. den alpinen Gesteinskörnungen attestieren. Die Gründe dafür sind im Moment nicht bekannt. Die Festlegung von sicheren Grenzwerten für die Reaktivität von Gesteinskörnungen ist aber Voraussetzung bei der Formulierung von Richtlinien für den Neubau.

Forschungsbedarf bei bestehenden Bauten:

- Zusammenhang / Korrelation zwischen Schadenausmass am Bauwerk (Bauteil), Betonqualität, Betonzusammensetzung, Bewehrung und Einwirkungen
- Evaluation von zerstörungsfreien Untersuchungsmethoden
- Erarbeiten von Beurteilungskriterien des Bauwerkszustandes und dessen Instandsetzungsmöglichkeiten
- Erarbeiten von Grundlagen für die statische Bauwerksüberprüfung
- Erarbeiten der Grundlagen für die Überwachung von AAR-geschädigten Bauwerken
- Monitoring der Zustandsentwicklung von AAR-geschädigten Bauwerken
- Validierung von Methoden zur Prognose des verbleibenden Schadenpotenzials
- Evaluation von Schutz- und Instandsetzungsmassnahmen.

Forschungsbedarf bei Neubauten:

- Erarbeiten von Kriterien für die Risikobeurteilung von Neubauten
- Validierung der Prüfverfahren für die Reaktivität von Schweizerischen Gesteinskörnungen
- Validierung der Prüfverfahren für die AAR-Beständigkeit von Betonen und deren Anwendbarkeit auf spezielle Betonsorten
- Korrelation der verschiedenen Testmethoden
- Evaluation von konstruktiven Schutzmassnahmen.

11 Bibliographie

- (Abe 1989) **Abe M., Kikuta S., Masuda Y., Tomosawa T. (1989):** Experimental study of mechanical behaviour of reinforced concrete members affected by alkali-aggregate reaction. 8th International conference on alkali-aggregate reaction (ICAAR), Kyoto:691-696
- (AFNOR P 18-588) **Norme AFNOR P18-588 (1991):** Stabilité dimensionnelle en milieu alcalin. Essai accéléré sur mortier Microbar.
- (AFNOR P18-454) **Norme AFNOR P 18-454 (2005) :** Réactivité d'une formule de béton vis-à-vis de l'alcali-réaction. Essai de performance
- (Ahmed 1998) **Ahmed T., Burley E., Rigden S. (1998):** The static and fatigue strength of reinforced concrete beams affected by alkali-silica reaction. ACI Journal, vol. 95(4): 376-388.
- (Ahmed 1999) **Ahmed T., Burley E., Rigden S. (1999):** The effect of alkali-silica reaction on the fatigue behaviour of plain concrete tested in compression, indirect tension and flexure. Magazine of concrete research, vol. 51, no. 6: 375-390
- (Baillemont 2000) **Baillemont G., Delaby J.B., Brouxel M., Rémy P. (2000):** Treatment and monitoring of a bridge damaged by AAR. 11th international Conference on Alkali-Aggregate Reaction, Quebec, Centre de Recherche Interuniversitaire sur le Béton (CRIB): 1099-1108
- (Bakker 2004) **Bakker, J. (2004):** Monitoring of ASR Expansion and Moisture in Concrete. 12th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction in Concrete, Peking, International Academic Publishers: 1202-1209
- (Ballim 2004) **Ballim Y., Blight G. (2004):** Experience in South Africa of repairing structures damaged by AAR. 12th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction in Concrete, Peking, International Academic Publishers: 1210-1214
- (Barborak 2004) **Barborak, R., Folliard, K.J. et al. (2004):** Using Lithium Compounds to Treat Hardened Concrete Suffering from ASR: Preliminary Laboratory Results. 12th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction in Concrete, Peking, International Academic Publishers: 483-489
- (Batic 2004) **Batic O., Giaccio G., et al. (2004):** On the Effect of ASR Cracking on the Mechanical Behaviour of Concrete in Tension and Compression. 12th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction in Concrete, Peking, International Academic Publishers: 1136-1141
- (BCA 1992) **Palmer D., French W.F., Grantham M. et al (1992):** The diagnosis of Alkali-Silica Reaction. Report of a working party. British Cement Association Publication 45.42: pp. 44
- (Bérubé 1989) **Bérubé M.A., Fournier B., Frenette J. (1989):** Détériorations de fondations de pylônes d'ancrages de lignes de transport d'électricité par des réactions alcali-granulats, performance mécanique et réparation du béton. Canadian Journal of Civil Engineering, Vol.16 : 945-959
- (Bérubé 1992) **Bérubé, M.-A., Carles-Gibergues, A. (1992) :** La durabilité des bétons face à l'alcali-réaction. La durabilité des bétons. Presses de l'école nationale des ponts et chaussées : 286-350
- (Bérubé 2003) **Bérubé M.-A., Dorion J.F. et al. (2003):** Laboratory and field investigations on the influence of sodium chloride on alkali-silica reactivity. Cement and Concrete Research 33(1): 77-84

- (Bérubé 2003) **Bérubé, M.-A., Dorion J.F., Rivest M. (2003):** Distribution of alkalis in concrete structures affected by ASR and contribution by aggregates. 11th international Conference on Alkali-Aggregate Reaction, Quebec, Centre de Recherche Interuniversitaire sur le Béton (CRIB) : 139-148
- (Bérubé 2002) **Bérubé M.-A., Duchesne J., Dorion J.F. (2002):** Laboratory assessment of alkali contribution by aggregates to concrete and application to concrete structures affected by alkali-silica reactivity. Cement and Concrete Research 32(8): 1215-1227.
- (Bérubé 2004) **Bérubé, M.-A., Smaoui, N. et al. (2004):** Expansion Tests on Cores from ASR-Affected Structures. 12th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction in Concrete, Peking, International Academic Publishers: 821-832
- (Bérubé 2004) **Bérubé, M.-A., Fournier B. (2004):** Alkalis releasable by aggregates in concrete – significance and test methods. 12th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction in Concrete, Peking, International Academic Publishers: 17-30
- (Blight 1983) **Blight G., Alexander M.G., Schuttle W.K., Ralph T.K. (1983):** The effect of alkali-aggregate reaction on the strength and deformation of reinforced concrete structures. 6th International Conference on Alkalis in concretes, Copenhagen, Denmark: 401-410
- (BMVBW 2005) **Bundesamt für Verkehr, Bau und Wohnungswesen (2005):** Vermeidung von Schäden an Fahrbahndecken aus Beton infolge von Alkali-Kieselsäure-Reaktion (AKR). Allgemeines Rundschreiben Strassenbau., Richtlinie Nr. 1
- (Bödecker 2003) **Bödecker W. (2003):** Alkalireaktion im Bauwerksbeton: Ein Erfahrungsbericht, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DafStb): pp. 77
- (Bokern 2004) **Bokern J., Siebel E. (2004):** Alkali-Silica Reaction in Germany – Transfer from Laboratory Results to Practice. 12th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction in Concrete, Peking, International Academic Publishers: 490-498
- (Bonnet 1989) **Bonnet P. (1989):** Gonflement du béton de plusieurs barrages. Proc. Journées d'étude sur les réactions liants-granulats dans les bétons. Ecole nationales des Ponts et Chaussées, Paris, France : pp. 54
- (Bourdarot 2006) **Bourdarot E. (2006) :** RAG dans le barrage de Chambon. Colloque sur la réaction alcali-granulats dans les barrages en béton, EPFL, Suisse
- (BMVBW 2005) **Bundesministerium für Verkehr, Bau- und Wohnungswesen, Abteilung Strassenbau, Strassenverkehr (2005):** Richtlinie zur Einheitlichen Erfassung, Bewertung, Aufzeichnung und Auswertung von Ergebnissen der Bauwerksprüfungen (RI-EBW-PRÜF). Sammlung Brücken- und Ingenieurbau.
- (Capra 2002) **Capra B., Sellier A. (2002):** Orthotropic modelling of alkali-aggregate-reaction in concrete structures: numerical simulations. Elsevier Applied Science, 12. Cité Descartes, France
- (Cemsuisse 2005) **Frenzer G., Hammerschlag J.G., Henoeh Th. et al. (2005):** Alkali-Aggregat-Reaktion in der Schweiz. Herausgeber: cemsuisse: pp. 55
- (Chrisp, T.M. 1993) **Chrisp T.M., Waldron P., Wood J.G.M. (1993):** Development of a non destructive test to quantify damage in deteriorated concrete. Magazine of concrete research, vol. 45 (165): 247-256
- (Cope 1992) **Cope R., Slade L. (1992):** Effect of alkali-aggregate reaction on shear capacity of beams, without shear reinforcement. 9th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction in Concrete, London: 184-191

- (Clark 1989) **Clark L.A. (1989):** Critical review of the structural implications of the alkali silica reaction in concrete. Transport and Road Research Laboratory. Contractor Report 169: pp. 89
- Clayton 1989) **Clayton N., (1989):** Structural Performance of ASR Affected Concrete. 8th International conference on alkali-aggregate reaction (ICAAR), Kyoto: 671-676
- (Clayton 1990) **Clayton N., Currie R.J., Moss R.M. (1990):** The effects of alkali-silica reaction on the strength of prestressed concrete beams. The structural Engineer, vol. 68, no. 15: 287-292
- (CUR 2004) **CUR Aanbeveling (2004):** Inspecteren en beoordelen van betonconstructies waarin ASR wordt vermoed of is vastgesteld (eindversie)
- (DAfStb 2003) **DAfStb (2003):** Empfehlung für die Schadensdiagnose und die Instandsetzung von Betonbauwerken, die infolge einer Alkali-Kieselsäure-Reaktion geschädigt sind. Beton - die Fachzeitschrift für Bau und Beton 9: 438-443
- (Dahl 2004) **Dahl P.A., Lindgard J. et al. (2004):** Specifications and Guidelines for Production of AAR Resistant Concrete in Norway. 12th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction in Concrete, Peking, International Academic Publishers: 499-504
- (Delaby 2004) **Delaby J.-B., Brouxel M., Remy P. (2004) :** Monitoring of nine repaired bridges affected by ASR. 12th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction in Concrete, Peking, International Academic Publishers:1215-1218
- (den Uijl 2000) **den Uijl J.A., Kaptijn N., Walraven J.C. (2000):** Shear resistance of flat slab bridges affected by ASR. 11th international Conference on Alkali-Aggregate Reaction, Quebec, Centre de Recherche Interuniversitaire sur le Béton (CRIB) : 1129-1138
- (den Uijl 2002) **den Uijl J.A. (2002):** Structural consequences of ASR: an example on shear capacity. HERON 47(2): 125-140
- (Diamond 1981) **Diamond S. et al. (1981):** On the physics and chemistry of alkali – silica reactions. Proceedings of the fifth conference on alkali-aggregate reaction in concrete, S252/22, 1-11
- (Durand 2000) **Durand B. (2000):** Long-term monitoring results of concrete electrical tower foundations affected by ASR and repaired with different products and repair methods. 11th international Conference on Alkali-Aggregate Reaction, Quebec, Centre de Recherche Interuniversitaire sur le Béton (CRIB) :1049-1058
- (Durand 2004) **Durand B., Marchand B., Larivière R., Bergeron J.-M., Pelletier G., Ouimet M., Bérard J., Katayama T. (2004):** Special history case about severe damages due to freezing and thawing combines with sulphate migration and ASR at Rapides-des-Quinzes hydraulic structures, Québec, Canada. 12th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction in Concrete, Peking, International Academic Publishers: 1043-1054
- (Du-you 2004) **Du-you L., Fournier, B. et al. (2004):** A Comparative Study on Accelerated Test Methods for Determining Alkali-Silica Reactivity of Concrete Aggregates. 12th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction in Concrete, Peking, International Academic Publishers: 377-385
- (Fan 1998) **Fan S., Hanson J.M. (1998):** Length Expansion and Cracking of Plain and Reinforced Concrete Prisms Due to Alkali-Silica Reaction. ACI Materials Journal 95(4): 480-487.

- (Fiala 2003) **Fiala R. (2003):** Rissinjektionen in Beton mit reaktiven Zuschlägen. BFT, Betonwerk und Fertigteil-Technik 69(1): 44-51.
- (Foray 2004) **Foray G., Poyet S., Capra B., Sellier A., Torrenti J.-M., Tournier H., Bourdarot E. (2004):** Assessment at the laboratory scale of several factors affecting ASR reaction, to build a model validation database. 12th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction in Concrete, Peking, International Academic Publishers: 708-715
- (Fournier 2004) **Fournier B., Chevrier R. et al. (2004):** The Accelerated Concrete Prism Test (60°C): Variability of the Test Method and Proposed Expansion Limits. 12th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction in Concrete, Peking, International Academic Publishers: 314-323
- (Fournier 2004) **Fournier B., Nkinamubanzi P.-C., Chévrier R. (2004):** Comparative field and laboratory investigations on the use of supplementary cementing materials to control alkali-silica reaction in concrete. 12th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction in Concrete, Peking, International Academic Publishers: 528-537
- (Fujii 1989) **Fujii M., Miyagawa T., Tomita M., Ono K., Imae M. (1989):** Effect of coating to inhibit alkali-aggregate reaction of concrete structures. 8th International conference on alkali-aggregate reaction (ICAAR), Kyoto: 869-874
- (Fujii 1989) **Fujii M., Kobayashi K., Miyagawa T., Hisada M. (1989):** Surface treatment for concrete structures damaged by alkali-aggregate reaction. 8th International conference on alkali-aggregate reaction (ICAAR), Kyoto: 875-880
- (Gillott 1973) **Gillott, J.E. et al. (1973):** Alkali – Aggregate reaction in Nova Scotia IV. Character of the reaction, Cement and Concrete Research, Pergamon Press Ltd., Vol.3: 521-535.
- (Glasser 1981) **Dent Glasser L.S.D., Kataoka N. (1981):** The chemistry of alkali-aggregate reaction, Cement and Concrete Research, Vol.11, 1-9
- (Grattan-Bellew 1992) **Grattan-Bellew P.E., Danay A. (1992):** Comparison of laboratory and field evaluation of alkali-silica reaction in large dams. In: International conference on concrete alkali-aggregate-reaction in hydroelectric plants and dams, 1. Proceedings Fredericton CEA 1992, 1-23
- (Griesser 2002) **Griesser A. (2002):** Cement superplasticizer Interactions at ambient temperatures. Dissertation ETH Zürich. pp. 145
- (Gudmundsson 2004) **Gudmundsson G. (2004):** Detection and Mapping of Alkali-Silica Damaged Areas in Concrete Structures with Non-Destructive Techniques. 12th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction in Concrete, Peking, International Academic Publishers: 865-869
- (Gudmundsson 2004) **Gudmundsson G., Olafsson H. (2004):** Long-Term Effects of Natural Pozzolans and Silica Fume Against Alkali-Silica Reactions Concrete. 12th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction in Concrete, Peking, International Academic Publishers: 538-543
- (Hagelia 2004) **Hagelia P. (2004):** Origin of Map Cracking in View of the Distribution of Air Voids, Strength an ASR-Gel. 12th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction in Concrete, Peking, International Academic Publishers: 870-881

- (Hamada 2004) **Hamada H., Swamy R.N., Tanikawa S., Laiw J.-C. (2004):** Influence of protective surface coating on the structural behaviour of ASR-Affected RC Beams under sustained Loading. 12th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction in Concrete, Peking, International Academic Publishers: 1235-1244
- (Hasparyk 2004) **Hasparyk N.P., de Mendonca Lopez A. N. et al. (2004):** Deterioration Index and Properties of Concretes from Paulo Alfonso Power Plants - Brazil - Affected by the Alkali-Aggregate Reaction. 12th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction in Concrete, Peking, International Academic Publishers: 898-905
- (Helmuth 1993) **Helmuth R., Stark D. et al. (1993):** Alkali-Silica Reactivity: An Overview of Research. Washington, Strategic Highway Research Program. Report SHRPC-C-342: pp.106
- (Hooper 2004) **Hooper R. L., Matthews J. D. et al. (2004):** The Introduction of BS EN 450 Fly Ash and Mitigating the Risk of ASR in the UK. 12th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction in Concrete, Peking, International Academic Publishers: 544-553
- (Houst 1978) **Houst Y., Pfefferkorn J., Wolter H. (1978):** Zementdosierung; Schweiz. Ing. & Arch. 1986, Heft 11
- (Hünger 2004) **Hünger K.-J., Hill S. et al. (2004):** The Self-Inhibition Mechanism of Certain Greywackes. 12th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction in Concrete, Peking, International Academic Publishers: 125-134
- (Iler, 1979) **Iler R.K. (1979):** The chemistry of Silica. Solubility, Polymerization, Colloid and Surface properties and Biochemistry. ISBN 0-471-02404-X, USA
- (ISE 1992) **The Institution of structural engineers (1992):** Structural effects of alkali-silica reaction. Technical guidance on the appraisal of existing structures. SETO Ltd., London, pp.45
- (Jacobs 2006) **Jacobs F. (2006):** Luftpermeabilität als Kenngrösse für die Qualität des Überdeckungsbetons von Betonbauwerken. Eidg. Verkehrs- und Energiewirtschaftsdepartement, Bundesamt für Strassenbau. Forschungsprojekt AGB2000/003
- (Jensen 1993) **Jensen, V. (1993):** Alkali Aggregate Reaction in Southern Norway. Division of Geology and Mineral Resources Engineering. Trondheim, University of Trondheim: pp. 262
- (Jensen2004) **Jensen V. (2004):** Measurements of cracks, relative humidity and effects of surface treatment on concrete structures damaged by alkali silica reaction. 12th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction in Concrete, Peking, International Academic Publishers: 1245-1253
- (Johnston 2000) **Johnston D., Surdahl R., Stokes D.B. (2000):** A case study of a lithium based treatment of an ASR affected pavement. 11th international Conference on Alkali-Aggregate Reaction, Quebec, Centre de Recherche Interuniversitaire sur le Béton (CRIB) : 1149-1158
- (Kaptijn 2004) **Kaptijn, N., Bakker J. et al. (2004):** Dutch Guidelines for the Inspection and Structural Evaluation of ASR. 12th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction in Concrete, Peking, International Academic Publishers: 912-920
- (Katawaki 1989) **Katawaki K. (1989):** Recent Diagnosis and repair techniques for damaged concrete structure by ASR – a guideline for public works structure. 8th International conference on alkali-aggregate reaction (ICAAR), Kyoto: 851-856

- (Katayama 2004) **Katayama T., Sarai Y. et al. (2004):** Late-Expansive Alkali-Silica Reactions in the Ohnyu and Furikusa Headwork Structures, Central Japan. 12th. International Conference on Alkali-Aggregate Reaction in Concrete, Peking, International Academic Publishers: 1085-1094
- (Kawamura 2004) **Kawamura M., Iwahori K. (2004):** Some theoretical considerations on expansive pressure of ASR gel. 12th. International Conference on Alkali-Aggregate Reaction in Concrete, Peking, International Academic Publishers: 135-142
- (Kobayashi 1988) **Kobayashi K., Inoue S., Yamasaki T., Nakano K. (1988):** Alkali aggregate reaction in prestressed concrete beams. The international Journal of composites and lightweight Concrete, vol.10. no.4
- (Kobayashi 1989) **Kobayashi K., Kojima T., Utoh S., Ono K., Matsumura M. (1989):** Repair of concrete structures damaged by alkali-silica reaction and its effect. 8th International conference on alkali-aggregate reaction (ICAAR), Kyoto: 863-868
- (Koike 1989) **Koike M., Katawaki K., Morya S. (1989):** Development of injection materials and the standard for repairing damage to structures caused by AAR. 8th International conference on alkali-aggregate reaction (ICAAR), Kyoto: 833-838
- (Koyanagi 1992) **Koyanagi W., Rokugo K., Uchida H. (1992):** Mechanical properties of concrete deteriorated by alkali aggregate reaction under various reinforcement ratios. 9th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction in Concrete, London: 556-563
- (Koyanagi 1986) **Koyanagi W., Rokugo K., Ishida H. (1986):** Failure Behaviour of reinforced beams deteriorated by Alkali-silica reaction. 7th International conference on alkali-aggregate reaction (ICAAR), Ottawa, Canada: 141-145
- (Kubo 2004) **Kubo Y., Yamanshi T., Torii K., Yamada T. (2004):** Study on repair method with FRP sheet for spalled concrete structure caused by alkali-silica reaction. 12th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction in Concrete, Peking, International Academic Publishers: 1254- 1261
- (Kubo 2000) **Kubo Y., Hattori A., Kurihara S., Miyagawa T (2000):** Long term effect of silane treatments on expansion due to alkali-silica reaction by water control. 11th international Conference on Alkali-Aggregate Reaction, Quebec, Centre de Recherche Interuniversitaire sur le Béton (CRIB) : 1069-1078
- (Larive 1998) **Larive C. (1998):** Apports combinée de l'expérimentation et de la modélisation à la compréhension de l'alcali-réaction et de ses effets mécaniques. ouvrages d'art OA 28, LCPC: pp. 400
- (LCPC 1993) **LCPC (1993):** Essai de mise en évidence du gel d'alcali-réaction par fluorescence des ions uranyle, projet de méthode d'essai LPC 36, LCPC
- (LCPC 1994) **LCPC (1994):** Recommandations pour la prévention des désordres dus a l'alcali-réaction, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées: pp. 51
- (LCPC 1997) **LCPC (1997):** Alcali-réaction du béton: Essais d'expansion résiduelle sur béton durci, LCPC: pp.12
- (LCPC 1997) **LCPC (1997):** Détermination de l'indice de fissuration d'un parement en béton, Méthode de l'essai LPC 47
- (LCPC 2003) **LCPC (2003):** Aide à la gestion des ouvrages atteints de réactions de gonflement interne - Guide technique, LCPC: pp. 66

- (Leemann 2004) **Leemann A., Thalmann C. et al. (2004):** AAR in Underground Structures of Switzerland - A Survey. 12th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction in Concrete, Peking, International Academic Publishers: 1071-1077
- (Lindgard 2004) **Lindgard J., Skjolsvold O. et al. (2004):** Experience From Evaluation of Degree of Damage in Fluorescent Impregnated Plan Polished sections of Half-Cores Based on the "Crack-Index-Method". 12th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction in Concrete, Peking, International Academic Publishers: 939-947
- (Lorenzi 2001) **Lorenzi G., Guédon-Dubied S., Antenucci D. (2001) :** The status of the reactive silica in the limestones susceptible to the Alkali-silica reaction (ASR): contribution of petrographic and SEM techniques. Proceedings of the 8th Euroseminar on microscopy applied to the building material: 205-212.
- (Mc Leish 1990) **Mc Leish A. (1990):** Structural implications of the alkali-silica reaction in concrete. TRRL Contractor report 177, Transport and Road Research laboratory: pp. 63
- (Monteiro 2001) **Monteiro P.J.M., Shomglin K. et al. (2001):** Effect of Aggregate Deformation on Alkali-Silica Reaction. ACI Materials Journal 98(2): 179-183
- (Moriya 1989) **Moriya S., Obata H., Katawaki K., Koike M. (1989):** Study on the reducing reactivity rate of concrete used with repairing materials in laboratory an field. 8th International conference on alkali-aggregate reaction (ICAAR), Kyoto: 857-862
- (Multon 2003) **Multon S. (2003):** Evaluation expérimentale et théorique des effets mécaniques de l'alkali-réaction sur les structures modèles. Ph.D. Thesis, Université de Marne-la-Vallée : pp. 423
- (Multon 2004) **Multon S., Seignol J.-F. et al. (2004):** Effects of Later Water Supply on ASR Progress in Damaged Structures. 12th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction in Concrete, Peking, International Academic Publishers: 754-763
- (NB 2004) **Norwegian Concrete Association NB (2004):** Durable Concrete containing alkali reactive aggregates. NB Publication No 21: 2004 (in Norwegisch): pp. 22 + 12 mit Anhängen
- (Nomura 2004) **Nomura N., Kakio T., Mikata Y., Maeda S., Miyaagawa (2004):** Investigation and repair process of fractured reinforcements due to ASR. 12th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction in Concrete, Peking, International Academic Publishers: 1271-1276
- (Ohno 1989) **Ohno S., Yoshioka Y., Shinozaki Y., Morikawa T. (1989):** The mechanical behaviour of beams coated after ASR damage. 8th International conference on alkali-aggregate reaction (ICAAR), Kyoto: 697-702
- (Okada 1989) **Okada K., Utoh S., Imai H., Ono K. (1989):** Concrete structures damaged by ASR. 8th International conference on alkali-aggregate reaction (ICAAR), Kyoto: 791-796
- (Ono 1989) **Ono K. (1989):** Assessment and Repair of damaged structures. 8th International conference on alkali-aggregate reaction (ICAAR), Kyoto: 647-658
- (Ono 2000) **Ono K., Taguchi M. (2000):** Long-term behaviour of AAR bridge pier and the internal deterioration, 11th international Conference on Alkali-Aggregate Reaction, Quebec, Centre de Recherche Interuniversitaire sur le Béton (CRIB): 1167-1174

- (Ozol 1975) **Ozol M.A. (1975):** The pessimum proportion as a reference point in modulating alkali – silica reaction. Proceedings of a Symposium on Alkali – Aggregate Reaction, preventive measures: 113-130
- (Pleau 1989) **Pleau R., Bérubé M.A., Pigeon M., Fournier B., Raphael S. (1989):** Mechanical behaviour of concrete affected by alkali silica reaction. 8th International conference on alkali-aggregate reaction (ICAAR), Kyoto: 721-726
- (Poulsen 2000) **Poulsen E., Hansen T.S., Sorensen H.E. (2000):** Release of alkalis from feldspars in concrete and mortar. Proc. CANMET/ACI. Int. Conf. on durability of concrete, Barcelona, Spain: 807-824
- (Powers 1955) **Powers T.C., Steinoor, H.H. (1955):** An interpretation of some published researches on the alkali-aggregate-reaction. Part1 – the chemical reactions and mechanism of expansion. Journal of the American Concrete Institute V. 26, no.6, title no 51-26
- (Poyet 2004) **Poyet S., Sellier A. et al. (2004):** Modelling of Alkali-Silica reaction in Concrete, Part 1: Influence of Aggregate Size Range of Chemical Modelling of ASR. 12th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction in Concrete, Peking, International Academic Publishers:173-184
- (Poyet 2004) **Poyet S., Sellier A. et al. (2004):** Modelling of Alkali-Silica Reaction in Concrete, Part 2: Influence of Water on ASR. 12th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction in Concrete, Peking, International Academic Publishers:185-190
- (Rademaker 2002) **Rademaker E. (2002):** Handboek voor orienterende inspectie ASR, Bouwdienst Rijkswaterstaat: pp. 64
- (Rigden 1995) **Rigden S.R., Majlesi, Y. et al. (1995):** Investigation of factors influencing the expansive behaviour, compressive strength and modulus of rupture of alkali-silica reactive concrete using laboratory concrete mixes. Magazine of Concrete Research 47(170): 11-21
- (RILEM 2004) **RILEM TC 191 (2004):** Guide to Diagnosis and prognosis of AAR damage to concrete in structures, TC 191 ARP RILEM Technical committee: pp. 66
- (RILEM 2005) **RILEM TC 191 (2005):** International Specification to Minimise Damage from Alkali Reactions in Concrete: Part 1: Alkali-Silica Reaction, RILEM: pp. 9
- (Rivard 2004) **Rivard P., Saint-Pierre F. et al. (2004):** Ultrasonic Methods Applied for Assessing the Progression of Alkali-Silica Reaction in Concrete. 12th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction in Concrete, Peking, International Academic Publishers: 973-982
- (Seignol 2004) **Seignol J.-F., Barbier F. et al. (2004):** Numerical Simulation of ASR Affected Beams Comparison to Experimental Data. 12th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction in Concrete, Peking, International Academic Publishers: 198-206
- (Shayan 1998) **Shayan A. (1998):** Effects of NaOH and NaCl solutions and temperature on the behaviour of specimens subjected to accelerated AAR tests. Cement and Concrete Research 28(1): 25-31
- (Shayan 2000) **Shayan A., Wark R., Moulds A. (2000):** Diagnosis of AAR in Canning Dam, characterisation of the affected concrete and rehabilitation of the structure. 11th international Conference on Alkali-Aggregate Reaction, Quebec, Centre de Recherche Interuniversitaire sur le Béton (CRIB) : 1383-1392
- (Sibbick 1998) **Sibbick R.G., Page, C.L. (1998):** Mechanisms affecting the development of alkali-silica reaction in hardened concretes exposed to saline environments. Magazine of Concrete Research 50(2): 147-159

- (Siebel 1997) **Siebel E., Dahms J. (1997):** Beurteilung von Bauwerken hinsichtlich einer schädigenden Alkali-Kieselsäure-Reaktion. Beton - die Fachzeitschrift für Bau und Beton 47(9): 533-537
- (Siemes 2000) **Siemes A.J.M, Bakker J.D. (2000):** Evaluation of the institution of structural engineers' procedure of concrete structures with alkali-silica reaction in the Netherlands. 11th international Conference on Alkali-Aggregate Reaction, Quebec, Centre de Recherche Interuniversitaire sur le Béton (CRIB) : 1195-1204
- (Siemes 2000) **Siemes A.J.M, Visser J. (2000):** Low tensile strength in older concrete structures with alkali-silica reaction. 11th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction (ICAAR), Quebec. Centre de Recherche Interuniversitaire sur le Béton (CRIB) : 1029-1038
- (Siemes 2000) **Siemes A.J.M., Gulikers J. (2000):** Monitoring of reinforced concrete structures affected by alkali-silica reaction. 11th international Conference on Alkali-Aggregate Reaction, Quebec, Centre de Recherche Interuniversitaire sur le Béton (CRIB) : 1205-1214
- (Smaoui 2004) **Smaoui N., Bérubé M.-A. et al. (2004):** Evaluation of Expansion Attained to Date by ASR-Affected Concrete. 12th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction in Concrete, Peking, International Academic Publishers: 1005-1015
- (Sommer 2001) **Sommer H., Steigenberger J. et al. (2001):** Vermeiden von Schäden durch Alkalizuschlagreaktion. Wien, Bundesministerium für Verkehr, Innovation und Technologie - Strassenforschung: pp. 48
- (Sommer 2004) **Sommer H., Grattan-Bellew P.E., Katayama T., Tang M. (2004):** Development and Inter-Laboratory Trial of the RILEM AAR-5 Rapid Preliminary Screening Test for Carbonate Aggregates. 12th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction in Concrete, Peking, International Academic Publishers: 407-412.
- (Stahlbeton 1999) **Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (1999):** Vorläufige Empfehlung des DAfStb zur Vermeidung möglicher schädigender Alkalireaktionen bei der Verwendung von Kies-Splitt und Kies-Edelsplitt des Oberrheins als Betonzuschlag. DBV-Rundschreiben Nr. 183/1999.
- (Stanton 1940) **Stanton T.E. (1940):** The expansion of concrete through reaction between cement and aggregate. Proc. Americ. Soc. Civ. Eng. 66: 1781-1811
- (Stark 1992) **Stark D. (1992):** The moisture condition of field concrete exhibiting alkali-silica reactivity. Durability of Concrete. G.M. Idorn International Symposium: 973-987
- (Stokes 2000) **Stokes D.B., Thomas M.D.A., Shashiprakash S.G. (2000):** Development of a lithium based material for decreasing ASR-Induced Expansion in hardened concrete. 11th international Conference on Alkali-Aggregate Reaction, Quebec, Centre de Recherche Interuniversitaire sur le Béton (CRIB) : 1079-1089
- (Streicher 2005) **Streicher D., Wigganhauser H. et al. (2005):** Zerstörungsfreie Prüfung im Bauwesen. Beton- und Stahlbetonbau 100(3): 216-224
- (Swamy 1990) **Swamy R.N., Al-Asali M.M. (1990):** Structural implications of Alkali-Silica Reaction. ACI Materials Journal, Vol. 87: 38-46
- (Swenson 1957) **Swenson E.G. (1957):** A reactive Aggregate undetected by ASTM Tests. ASTM Bulletin No.226, 12: 48-50

- (Taki 1989) **Taki T., Takeyoshi M., Noda K., Katawaki K. (1989):** Suppression of alkali-aggregate reaction by concrete surface coating. 8th International conference on alkali-aggregate reaction (ICAAR), Kyoto: 827-832
- (Tang 1994) **Tang M., Xianghui L. et al. (1994):** Autoclave Method for Identification of Alkali-Reactive Carbonate Rocks. Cement and Concrete Composites 16: 163-167
- (Tang 2005) **Tang M., Deng M. (2005):** Progress on the studies of alkali-carbonate reaction. 12th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction in Concrete, Peking, International Academic Publishers. Vol. I.: 51-59
- (Thomas 2004) **Thomas M., Stokes D. (2004):** Lithium Impregnation of ASR-Affected Concrete: Preliminary Studies. 12th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction in Concrete, Peking, International Academic Publishers: 659-667
- (Thomas 1996) **Thomas M., Nixon P.J. (1996):** Review of the effect of fly ash and slag on alkali-aggregate reaction in concrete, Building research establishment (BRE): pp. 117
- (Tomosawa 1989) **Tomosawa F., Tamura K. et al. (1989):** Influence of water content of concrete on alkali-aggregate reaction. 8th International conference on alkali-aggregate reaction (ICAAR), Kyoto: 881-885
- (Toutlemonde 2004) **Toutlemonde F., Multon S. et al. (2004):** Extensive Data Basis for Validating ASR Models: A French Contribution to the Re-Assessment of ASR-Affected Structures. 12th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction in Concrete, Peking, International Academic Publishers: 31-40
- (Tremblay 2004) **Tremblay C., Bérubé M.-A. et al. (2004):** Performance of Lithium-Based Products Against ASR: Application to Canadian Reactive Aggregates, Reaction Mechanisms, and Testing. 12th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction in Concrete, Peking, International Academic Publishers: 668-677
- (Wälchli 2005) **Wälchli T., Brühwiler E. (2005):** Tragverhalten von Kunstbauten aus Stahlbeton mit Alkali-Aggregat-Reaktion (AAR) - Sachstandbericht, Eidg. Verkehrs- und Energiewirtschaftsdepartement, Bundesamt für Strassenbau. VSS-Bericht Nr. 584: pp.101
- (Wang 1991) **Wang H., Gilliott J.E. (1991):** Mechanism of alkali – silica reaction and the significance of calcium hydroxide. Cement and concrete research, Vol.21: 647-654
- (Wang 1994) **Wang H., Tysil S. et al. (1994):** Practical Implications of Lithium-Based Chemicals and Admixtures in Controlling Alkali-Aggregate Reactions. 4th CANMET/ACI International Conference on Superplasticizers and Other Chemical Admixtures in Concrete, Montreal, Canada.
- (Wieker 1999) **Wieker W., Hübert. C., Ebert R., Heidemann D. (1999):** Bedeutung der relativen Feuchtigkeit für die Alkali – Kieselsäure – Reaktion (AKR) an einem chemischen Modell für diese Reaktion, DGZfP – Berichtsband BB 69-CD, Poster 3: Feuchtetag `99, Umwelt – Messverfahren – Anwendungen, Berlin 1999
- (Wiens 1998) **Wiens U. (1998):** Erweiterte Untersuchungen zur Alkalinität von Betonen mit hohen Puzzolangehalten. Abschlussbericht F505, ibac

- (Wigum 2004) **Wigum B.J., Thorenfeldt E. (2004):** Sheets of carbon fibre reinforced polymers (CRFP) as a repair material in order to strengthen and repair concrete damaged by alkali-aggregate reaction. 12th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction in Concrete, Peking, International Academic Publishers: 1289-1298
- (West 1996) **West G. (1996):** Alkali-aggregate reaction in concrete roads and bridges. Thomas Telford Publications, London

Anhang

Anhang 1:

AAR-Merkblatt mit Checkliste:

Hinweise zur Zustandserfassung bei Verdacht auf Alkali-Aggregat-Reaktion (AAR)

Notice et checkliste RAG:

Informations quant au relevé d'état des ouvrages dégradés avec suspicion d'une alcali-réaction

Anhang 2 :

Ausländische Richtlinien zur Untersuchung und Beurteilung von AAR-Schäden und für den Neubau

Französische Richtlinie des LCPC :

Aide à la gestion des ouvrages atteints de réactions de gonflement interne (LCPC, 2003)

Deutsche Richtlinie des DAfStb:

Empfehlung für die Schadensdiagnose und die Instandsetzung von Betonbauwerken, die infolge einer Alkali-Kieselsäure-Reaktion geschädigt sind (deutscher Ausschuss für Stahlbeton, DAfStb, UA „Alkalireaktion im Betonbau, 2003)

Englische Richtlinie der ISE:

Structural effects of alkali-silica reaction, Technical guidance on the appraisal of existing structures (The Institution of Structural Engineers, 1992)

Niederländische CUR – Empfehlung :

Niederländische CUR-Empfehlung des Rijkswaterstaat für die Inspektion und Beurteilung von Bauwerken (Endfassung 2004, Kaptijn (2004)

Empfehlung RILEM für Massnahmen beim Neubau :

RILEM - Richtlinie „International Specification to Minimise Damage from Alkali Reactions in Concrete“ (Entwurf 2005)

AAR-Merkblatt mit Checkliste

Hinweise zur Zustandserfassung bei Verdacht auf Alkali-Aggregat-Reaktion (AAR)

In der Schweiz waren Alkali-Aggregat-Reaktionen (AAR) ausserhalb von wissenschaftlichen Kreisen lange kein Diskussionsthema. Erst nach umfassenden Beschreibungen von AAR-Schäden in den Nachbarländern wurde man auch in der Schweiz auf dieses Phänomen aufmerksam. In den letzten Jahren konnten an verschiedensten Bauwerken (Staumauern, Brücken, Tunneln, Stützmauern, diverse Hochbauten) in allen Regionen der Schweiz AAR-Schäden nachgewiesen werden.

Als Alkali-Aggregat-Reaktionen (AAR) werden Reaktionen der Gesteinskörnung mit der Porenlösung des Betons bezeichnet. Bestimmte Gesteinskörnungen sind aufgrund ihrer Zusammensetzung im alkalischen Milieu des Betons instabil. Durch die Reaktion entsteht Kieselgel, das durch Wasseraufnahme aufquellen und zu Rissen im Beton führen kann. Erste Erfahrungen deuten daraufhin, dass sichtbare AAR-Schäden bei Schweizer Betonbauten häufig erst im Alter von einigen Jahrzehnten (>20 Jahre) auftreten.

Wichtige Einflussfaktoren für AAR sind:

- Betonzusammensetzung (Zementart, -gehalt, Gesteinskörnung, w/z-Wert)
- Umgebungsbedingungen (Feuchtigkeit, Temperatur, externe Alkalibelastung)
- Bauteilabmessungen, Bewehrungsgehalt, Vorspannung

Sobald die Rissbildung eingesetzt hat, ist der Beton weiteren schädigenden äusseren Einflüssen ausgesetzt. Umgekehrt können Gefügeschäden infolge anderer Schadenmechanismen zu einem erhöhten Feuchtigkeitseintrag führen und somit eine AAR erst in Gang bringen, bzw. fördern. So beobachtet man häufig im Zusammenhang mit AAR – Schäden Frostschäden oder Abplatzungen infolge der Korrosion der Bewehrung.

Bei fortgeschrittener Gefügezerstörung unter Bildung eines durchgehenden Rissnetzes sind die Dauerhaftigkeit und evtl. auch die Funktionsfähigkeit des Bauwerks nicht mehr gewährleistet. Aufwendige Instandsetzungsarbeiten und Schutzmassnahmen können allenfalls vermieden werden, indem frühzeitig die Entwicklung einer AAR erkannt und Gegenmassnahmen getroffen werden. Dazu sollen im Folgenden die wichtigsten Erkennungsmerkmale und Erscheinungsbilder dokumentiert werden. Die Illustrationen dieses Merkblatts bilden eine Grundlage für eine einheitliche Beschreibung und Einstufung der Schadensbilder.

Neben den visuellen Zustandsaufnahmen können bei geschädigten Bauwerken mit Verdacht auf AAR die Schadenursachen (AAR Haupt- oder Nebenursache?) und das Stadium der Reaktionsentwicklung anhand folgender Prüfungen abgeklärt werden:

- Regelmässige Kontrollen, evtl. Anbringen von Gipsmarken, etc.
- Bohrkernentnahme (makroskopische Gefügeuntersuchung im Profil)
- Mikroskopische Gefügeanalysen (Rissursachen, Grad der Gefügezerstörung)
- Überprüfung der Gesteinskörnungen (Petrographie, Alkalireaktivität)
- Festigkeitsprüfungen (Biegezug-, Spaltzug- und Druckfestigkeit)
- Auslagerungsversuche von Bauwerksproben (Restquellmass)
- usw.

Weiterführende Literatur: Cementbulletin der TFB, Nr. 5 und 9, Jahrgang 2000

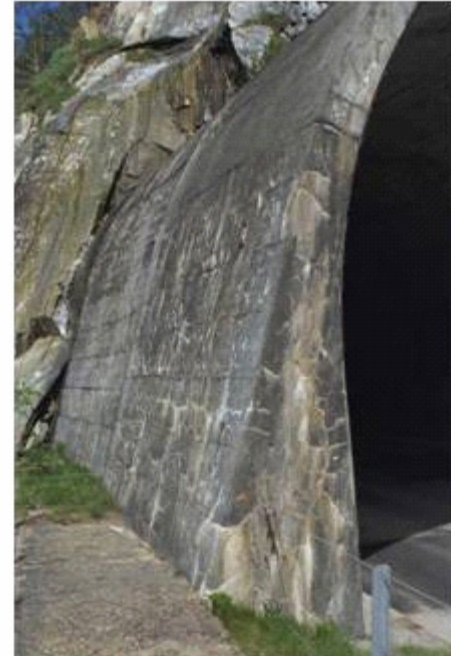




Fig. 1: Stützmauer mit polygonalen Rissen infolge AAR; höhere Rissdichte in stärker durchfeuchteten Bereichen, *mittleres Schadenausmass*

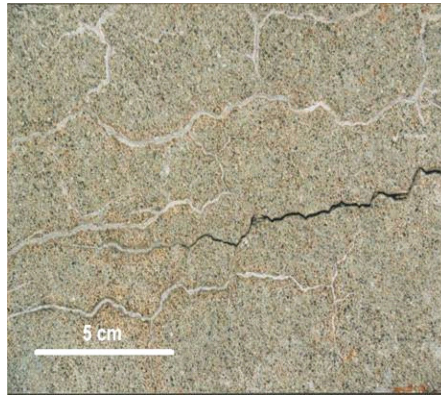


Fig. 2: *Stark gerissene* Betonoberfläche mit Ausblühungen (weiss) entlang geschlossenen Rissen und mit offenen Rissen (dunkel) >0.5 mm



Fig. 3: Stark gerissener Beton mit weissen Ausblühungen, offenen Rissen und Abplatzungen infolge Frost, *starkes Schadenausmass*

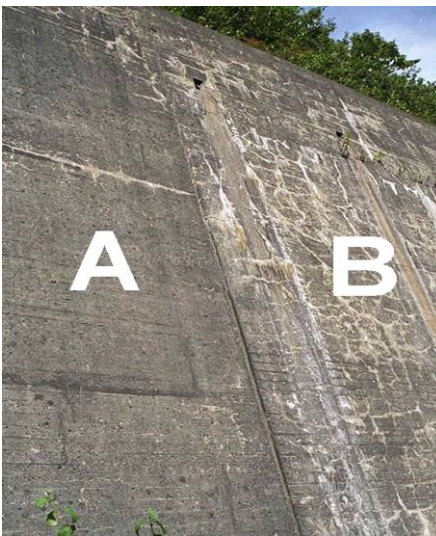


Fig. 4: Aussenwand Tagbautunnel: A = trockener Bereich *wenig gerissen*; B = feuchter Bereich *mittel bis stark gerissen mit hellen Ausblühungen*



Fig. 5: Tunnelportalscheibe mit orientierten Diagonalrissen und dunklen Ausblühungen, *mittleres Schadenausmass*

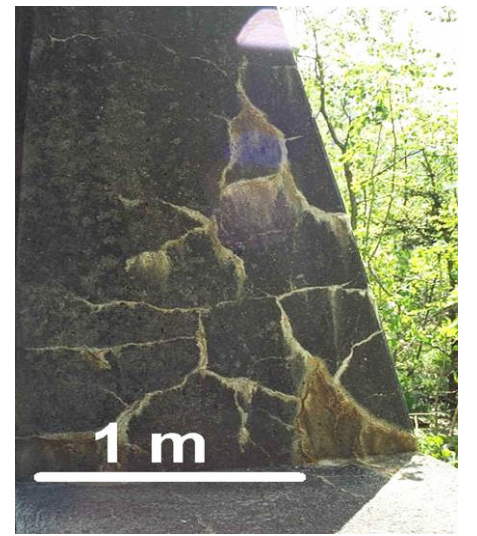


Fig. 6: Tunneleingang: grobmaschige Risse (Rissabstand im dm-Bereich) mit hellen Ausblühungen und Rostspuren (braunrot) infolge Bewehrungskorrosion, *starkes Schadenausmass*

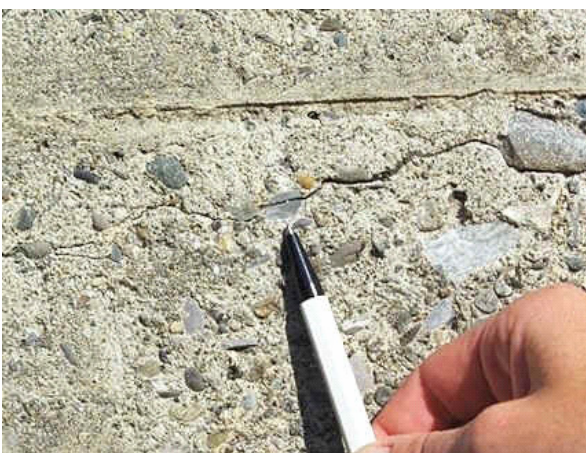


Fig. 7: Betonoberfläche mit typischem Rissverlauf quer durch Gesteinskörner

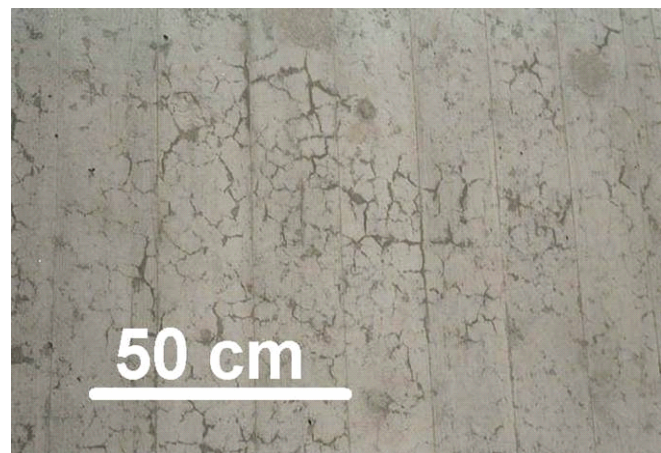


Fig. 8: Feinmaschige Risse im cm-dm Bereich mit dunklen Rissräumen, *geringes Schadenausmass*

Checkliste zur Zustandsaufnahme bei Verdacht auf AAR- Schäden




Erhaltungspflichtiger:		Datum der vorherigen Inspektion:	
Inspektor:		Datum der Inspektion:	
x 100	<u>Bauwerk</u>		
x 101	Bauwerksname :	Gemeinde :	
x 102	Bauwerksnummer :	Koordinaten :	
x 103	Bauwerksart :	Höhe ü. Meer :	
x 104		Baujahr :	
x 200	<u>Bauwerksteil</u>		
x 201	Bezeichnung		
x 202	Bauteilabmessungen [m]	Länge: <input type="text"/> m	Höhe: <input type="text"/> m
x 204	Ausrichtung der exponierten Fläche:	Dicke: <input type="text"/> m	
		N NO O SO S SW W	
x 210	<u>Bauwerksteil-Belastung</u>		
x 211	Umgebung	<input type="checkbox"/> Untertagebau	<input type="checkbox"/> Erdreich
x 212	Belastung durch Verkehr	<input type="checkbox"/> im Freien	<input type="checkbox"/> mittl. T. <10C°
x 213	Wasser / Boden	<input type="checkbox"/> neben der Strasse	<input type="checkbox"/> unterhalb
x 214	Entwässerung/Wasserzutritt	<input type="checkbox"/> im Wasser	<input type="checkbox"/> m entfernt von der Strasse
x 215	Bewitterung	<input type="checkbox"/> am Wasser	<input type="checkbox"/> Grundwasser
x 216	Winterdienst mit Tausalz	<input type="checkbox"/> Drainage OK	<input type="checkbox"/> drückendes Wasser von hinten
		<input type="checkbox"/> besonnt	<input type="checkbox"/> beschattet
		<input type="checkbox"/> ja	<input type="checkbox"/> nein
		<input type="checkbox"/> überdacht	<input type="checkbox"/> beschränkt
220	<u>Bauwerksteil-Spezifikationen</u>		
221	Bewehrung	<input type="checkbox"/> nein	<input type="checkbox"/> ja
222	Vorspannung	<input type="checkbox"/> nein	<input type="checkbox"/> ja
223	Oberflächenschutz	<input type="checkbox"/> nein	<input type="checkbox"/> ja
224	Art des Oberflächenschutzes	mittl. Überdeckung: <input type="text"/> mm	
225	Frühere Instandsetzungen	<input type="checkbox"/> nein	<input type="checkbox"/> ja
226	Frühere Berichte/Beobachtungen?	<input type="checkbox"/> nein	<input type="checkbox"/> ja
227	Andere Merkmale	Applikationsdatum: <input type="text"/>	
230	<u>Betonqualität</u>		
231	Betonsorte	z.B. B30/20	
232	Zement	Herkunft: <input type="text"/>	Art: <input type="text"/> Gehalt: <input type="text"/> kg
233	Zusatzstoffe	Art: <input type="text"/>	Gehalt: <input type="text"/> kg
234	Zuschlag	Herkunft: <input type="text"/>	Maximalkorn: <input type="text"/> mm
235	w/z-Wert:	<input type="text"/>	
300	<u>Beobachtungen / Zustandsaufnahme</u>		
310	<u>Korrosion der Bewehrung</u>		
311	Rostspuren an Betonoberfläche	<input type="checkbox"/> häufig ¹⁾	<input type="checkbox"/> stellenweise ¹⁾
312	Abplatzungen	<input type="checkbox"/> häufig	<input type="checkbox"/> stellenweise
313	Freigelegte Bewehrung	<input type="checkbox"/> häufig	<input type="checkbox"/> stellenweise
320	<u>Oberflächenschäden</u>		
321	Abplatzungen (=Tiefe>2mm)	<input type="checkbox"/> häufig ¹⁾	<input type="checkbox"/> stellenweise ¹⁾
322	Betroffene Flächen/Verteilung	<input type="checkbox"/> häufig	<input type="checkbox"/> stellenweise
323	Mittl. Durchmesser	<input type="checkbox"/> häufig	<input type="checkbox"/> stellenweise
324	Abblättern (=Tiefe<2mm)	<input type="checkbox"/> häufig ¹⁾	<input type="checkbox"/> stellenweise ¹⁾
325	Betroffene Flächen / Verteilung	<input type="checkbox"/> häufig	<input type="checkbox"/> stellenweise
326	Ausmass/Tiefe	<input type="checkbox"/> grossflächig	<input type="checkbox"/> punktuell
		Tiefe: <input type="text"/> cm	

1): Beurteilungskriterien:

Häufig= über das ganze Bauwerksteil verteilt auftretend, in vielen Betonieretappen oder Zonen des Bauwerksteils

Stellenweise= kleinflächig auftretend, z.B. in einzelnen Betonieretappen oder Zonen des Bauwerksteils

Selten= vereinzelt, isoliert auftretend, an ein spez. Bauwerksteil oder eine Betonieretappe gebunden

400	<u>Details zu Rissen</u>	(Unterteilung in netzartige, horizontale und vertikale Risse)		
410	<u>Netzartige Rissverteilung</u>			
411	Rissverteilung	<input type="checkbox"/> ganzes Bauwerksteil	<input type="checkbox"/> nein	→ wo?
412	Rissabstand [cm, dm, m]	[]		
413	Rissfüllung	<input type="checkbox"/> offen	<input type="checkbox"/> gefüllt	
414	Wasserführung	<input type="checkbox"/> ja	<input type="checkbox"/> nein	
415	Ausscheidungen / Rissnäume	<input type="checkbox"/> ja	<input type="checkbox"/> nein	Farbe:
416	grösste Rissbreite [mm]	netzartig: mm		
420	<u>Horizontale Risse</u>			
421	Rissverteilung	<input type="checkbox"/> ganzes Bauwerksteil	<input type="checkbox"/> nein	→ wo?
422	Rissabstand [cm, dm, m]	[]		
423	Rissfüllung	<input type="checkbox"/> offen	<input type="checkbox"/> gefüllt	
424	Wasserführung	<input type="checkbox"/> ja	<input type="checkbox"/> nein	
425	Ausscheidungen / Rissnäume	<input type="checkbox"/> ja	<input type="checkbox"/> nein	Farbe:
426	grösste Rissbreite [mm]	horizontal: mm		
430	<u>Vertikale Risse:</u>			
431	Rissverteilung	<input type="checkbox"/> ganzes Bauwerksteil	<input type="checkbox"/> nein	→ wo?
432	Rissabstand [cm, dm, m]	[]		
433	Rissfüllung	<input type="checkbox"/> offen	<input type="checkbox"/> gefüllt	
434	Wasserführung	<input type="checkbox"/> ja	<input type="checkbox"/> nein	
435	Ausscheidungen / Rissnäume	<input type="checkbox"/> ja	<input type="checkbox"/> nein	Farbe:
436	grösste Rissbreite [mm]	vertikal: mm		
440	Seit wann sind diese Risse bekannt?	[]		
450	Hat sich das Schadenbild seither verändert?	[]		
460	allg. Bemerkungen, Hinweise	[]		
470	AAR als Ursache der Risse?	<input type="checkbox"/> ja	<input type="checkbox"/> nein	<input type="checkbox"/> evtl.
480	Beurteilung Schadenausmass	<input type="checkbox"/> stark	<input type="checkbox"/> mittel	<input type="checkbox"/> gering (>> siehe Merkblatt)
x 490	Fotodokumentation	Nr. 1 X (des Bauwerkes, des Bauwerksteils, der typischen Schäden und Rissbilder; Fotos bitte kurz beschreiben)		
				

Wichtigste Merkmale im Erscheinungsbild der AAR

Risse treten im Beton häufig auf. Ihre Ursachen können – trotz ähnlichem Erscheinungsbild - sehr unterschiedlich sein (z.B. Schwinden, Quellen, Durchbiegung oder AAR). Das Erscheinungsbild kann Hinweise auf die mögliche Rissursache geben, bedarf aber, insbesondere bei AAR-Schäden, einer genaueren Überprüfung.

Durch die Bildung des Kieselgels entstehen im Beton, ausgehend von den reaktiven Zuschlagskörnern Risse, die sich zu einem polygonalen Rissnetz ausweiten, das sich im Laufe der Jahre weiterentwickelt und den Beton vollständig durchsetzt (Fig.1).

An der Betonoberfläche sind die Risse häufig von unlöslichen **Ausscheidungen** (schwarz, grau, weiss, bräunlich-rötlich, selten gelblich, oft glasig) begleitet (Fig.2). In exponierten Bauteilen verdichtet sich das Rissnetz (Fig. 1 und 4). Bei sorgfältiger Beobachtung sind verschiedene Rissgenerationen unterscheidbar, bei stark gerissenen Bauwerken zeigen sich auch offene, klaffende Risse (Fig. 2). Die **Rissbreiten** nehmen mit der Zeit zu und können mehrere Millimeter erreichen. Bei der Bauwerksüberwachung sind deshalb Rissmarken zur Verfolgung der Schadenentwicklung sehr nützlich. Das Auftreten der Risse und ihr Verlauf sind ebenfalls von der Vorspannung, dem Bewehrungsgehalt und den statischen Verhältnissen abhängig (Fig. 5).

Die **Rastergrösse des Rissnetzes** hängt ebenfalls vom Korndurchmesser des reaktiven Zuschlags ab. Bei reaktiven Körnern im Sand- oder Feinkiesanteil ist das Rissnetz meist feinschichtiger ausgebildet als bei reaktiven Zuschlagskörnern in der Kiesfraktion (vgl. Fig. 6 und 8).

Ein wichtiger Faktor für das Auftreten von Rissen ist die **Exposition**. So stellt man häufig fest, dass derselbe Beton an exponierten Bereichen (z.B. Tunnelportal) deutlich stärker gerissen ist als direkt daneben an wettergeschützten Stellen (z.B. ein paar Schritte weiter in den Tunnelleingang) (vgl. Fig. 4: trockener und durchfeuchteter Bereich desselben Bauteils).

Kombinierte Schadenmechanismen: Manchmal können sich Risse infolge Bewehrungskorrosion mit den AAR - bedingten Rissen überlagern. Dabei kann sich das normalerweise unregelmässige Rissnetz lokal der Anordnung der Bewehrung anpassen und ein regelmässiges Raster bilden. Bewehrungskorrosion wird auch durch Rostfahnen in den Rissausscheidungen angezeigt (Fig. 6). Auch oberflächliche frostbedingte Abplatzungen der Zementhaut können die AAR - Risse überlagern (Fig. 3).

Für eine umfassende Abklärung der Rissursachen ist es in solchen Fällen notwendig die Rissmorphologie und den **Rissverlauf** genau zu untersuchen: AAR - bedingte Risse zerreißen Zuschlagskörner (Fig. 7), können von Zuschlagskörnern ausgehen und irgendwo in der Zementmatrix enden, haben eine linsenförmige Ausbildung. Freigelegte Zuschlagskörner (z.B. in Bohrkernen) können dunkle **Reaktionssäume** aufweisen.

Beurteilungsklassen des Schadenausmasses:

Stark: zusammenhängendes Rissnetz, mit z.T. offenen Rissen (Rissbreite >0.5mm), deutlichen Ausblühungen, häufigen Rostspuren und Abplatzungen; Exposition: ständig durch-, bzw. hinterfeuchtet oder dauernde Trocken-Feuchtzyklen, im Winter Frostzyklen.

Mittel: stellenweise zusammenhängendes Rissnetz, mit z.T. offenen Rissen (Rissbreite <0.5mm), deutlichen Ausblühungen, vereinzelt Rostspuren und Abplatzungen; Exposition: temporäre starke Durch/Hinterfeuchtung mit längeren Trockenperioden, mässige Frostbelastung.

Gering: kein bis nur ansatzweise zusammenhängendes Rissnetz, keine offenen Risse, Rissnäme, wenig Ausblühungen, keine Rostspuren, keine Abplatzungen; Exposition: witterungsbedingte Durchfeuchtung.

Notice et checkliste RAG

Informations quant au relevé d'état des ouvrages dégradés avec suspicion d'une alcali-réaction

En Suisse, la réaction alcalis-granulats (RAG) n'a été pendant longtemps qu'un sujet de discussion des milieux scientifiques jusqu'à ce que les descriptions des dégradations liées à la RAG des pays voisins aient rendu attentif à ce phénomène.

Ces dernières années on a pu constater des dégâts liés à la RAG sur les ouvrages les plus divers (barrages, ponts, tunnels, murs de soutènement, bâtiments etc.) dans toutes les régions de la Suisse.

La réaction alcalis-granulats désigne les réactions entre le granulats et la solution qui remplit les pores du béton. Certains granulats, par leur composition et leur structure, sont instables dans le milieu fortement alcalin du béton. La réaction conduit à la formation d'un gel silicaté qui peut gonfler par absorption d'eau et provoquer une fissuration du béton. L'expérience montre qu'en Suisse les dégâts liés à la RAG ne se manifestent souvent qu'au bout de quelques décennies (>20 ans).

Les facteurs les plus importants ayant une influence sur le développement de la RAG sont:

- Composition du béton (type et dosage du ciment, granulats, facteur e/c)
- Conditions d'exposition (humidité, température, apport externe)
- Dimensions de l'élément d'ouvrage, taux d'armature, précontrainte

Dès que la fissuration du béton a débuté, celui-ci est exposé à d'autres influences externes nocives. Inversement, les dégâts liés à d'autres mécanismes de dégradation peuvent augmenter la pénétration d'eau et provoquer, respectivement favoriser une RAG. Ainsi, les dégâts liés à la RAG sont souvent accompagnés de dégâts dus au gel ou à la corrosion des armatures.

Dans le cas d'une dégradation avancée avec formation d'un réseau de fissures connectées, la durabilité et, le cas échéant, l'aptitude au service de l'ouvrage ne sont plus garanties.

Des travaux de réfection et des mesures de protection coûteux peuvent être évités par un diagnostic précoce de la RAG et des dispositions préventives. A cet effet, les signes caractéristiques et les cas de figures les plus importants ont été documentés. Les illustrations de cette notice ainsi que la check-liste servent de base pour une description et évaluation uniforme des dégâts.

En plus des relevés d'état visuels des ouvrages dégradés avec suspicion d'une RAG, il est possible de déterminer les causes (RAG cause principale ou secondaire?) et le stade d'évolution de la réaction au moyen des examens suivants :

- Contrôles réguliers, pose éventuelle de témoins en plâtre etc.
- Prélèvement de carottes (analyses macroscopiques en profil)
- Analyses microscopiques (origine des fissures, désordres de la structure)
- Examen du granulats (pétrographie, alcaliréactivité)
- Essais mécaniques (résistance à la flexion, à la compression, à la traction par fendage selon essai brésilien)
- Essais de gonflement des éprouvettes prélevées sur l'ouvrage (gonflement résiduel)
- Etc.

Supplément d'information: Bulletin du ciment du TFB, nos 5 et 9, année 2000

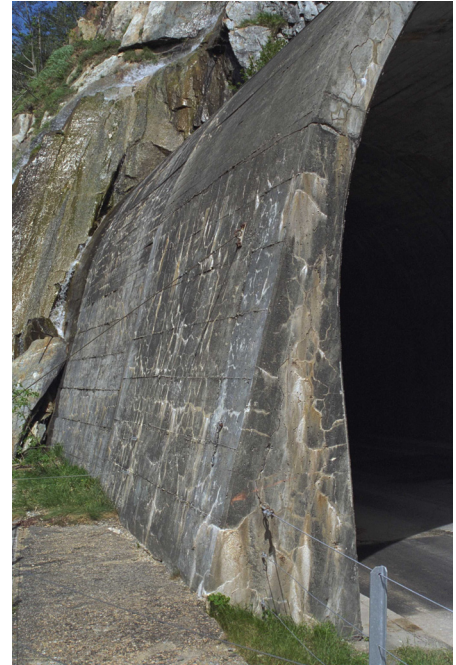




Fig. 1: Mur de soutènement avec fissures polygonales; fissuration plus intensive dans les zones plus exposées (humides), *dégradation moyenne*

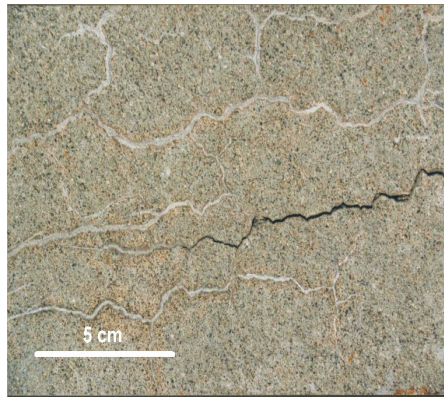


Fig. 2: Surface de béton *fortement fissurée* avec des efflorescences (*blanches*) le long des fissures fermées et avec des fissures béantes (sombres) >0.5 mm



Fig. 3: Béton *fortement fissuré* avec des efflorescences blanches, des fissures ouvertes et des éclatements dus au gel, *forte dégradation*

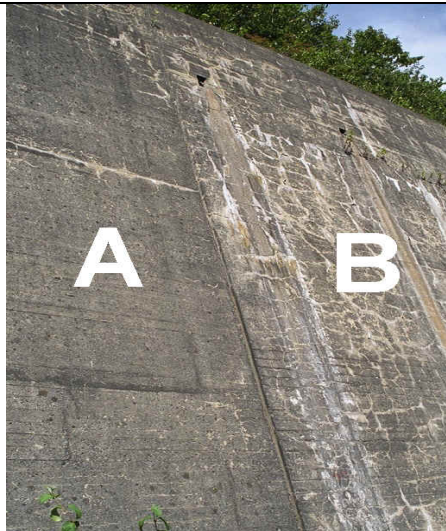


Fig. 4: Paroi extérieure d'une galerie : A = zone sèche *peu fissurée*; B = zone humide *moyennement à fortement fissurée*, avec des efflorescences claires



Fig. 5: Portail de tunnel avec des fissures orientées diagonalement et des efflorescences sombres, *dégradation moyenne*

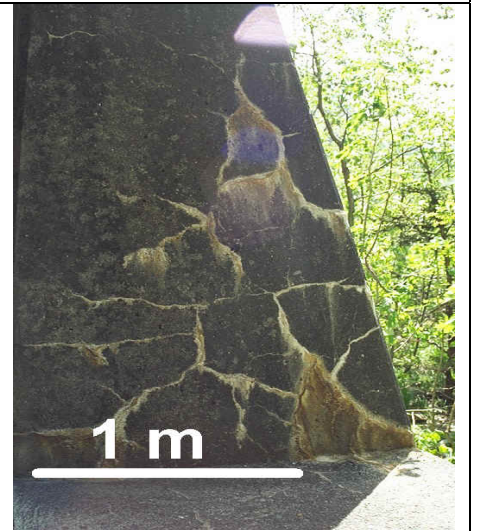


Fig. 6: Entrée de tunnel: fissuration grossière (écartement des fissures de l'ordre du dm) avec efflorescences claires et des traces de rouille (brun-rouge) suite à la corrosion des armatures, *dégradation forte*



Fig. 7: Surface de béton avec tracé typique d'une fissure à travers le granulat.

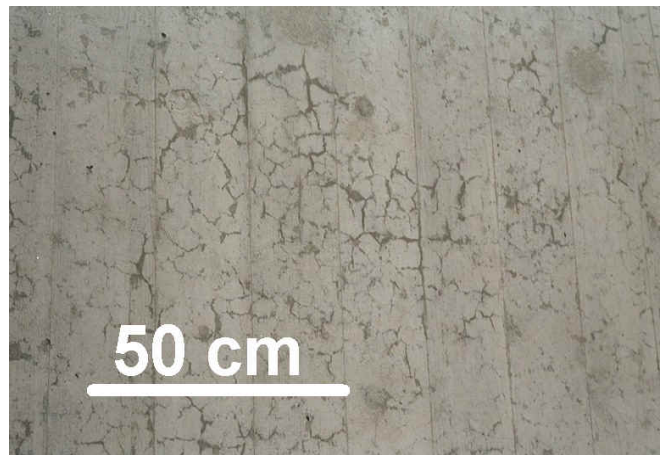


Fig. 8: Fissuration fine (écartement des fissures de l'ordre du cm-dm) avec des auréoles sombres, *dégradation faible*

Check-liste: Relevé d'état des dégradations de RAG



Responsable de la gestion:	Date de l'inspection précédente:
Inspecteur:	Date de l'inspection:

x 100 **Ouvrage**

x 101	Nom de l'ouvrage :	Commune :
x 102	No d'ouvrage :	Coordonnées :
x 103	Type d'ouvrage :	Altitude :
x 104		Année de construction :

x 200 **Elément de construction**

x 201	Désignation	
x 202	Dimensions [m]	Longueur: <input type="text"/> m Hauteur: <input type="text"/> m Epaisseur: <input type="text"/> m
x 203	Orientation de la surface exposée:	<input type="checkbox"/> N <input type="checkbox"/> NE <input type="checkbox"/> E <input type="checkbox"/> SE <input type="checkbox"/> S <input type="checkbox"/> SO <input type="checkbox"/> Ouest

x 210 **Sollicitation de l'élément de construction**

x 211	Environnement	<input type="checkbox"/> souterrain	<input type="checkbox"/> enterré	<input type="checkbox"/> à l'extérieur	<input type="checkbox"/> T. moy. < 10°C
x 212	Trafic, position par rapport à la route	<input type="checkbox"/> à côté	<input type="checkbox"/> en-dessous	<input type="checkbox"/> m distance de la route	
x 213	Eaux / sols	<input type="checkbox"/> dans l'eau	<input type="checkbox"/> au bord de l'eau	<input type="checkbox"/> nappe phréatique	<input type="checkbox"/> sol argileux
x 214	Drainage / venue d'eau	<input type="checkbox"/> Drainage OK	<input type="checkbox"/> pénétration d'eau par derrière	<input type="checkbox"/> eaux minéralisées	
x 215	Exposition aux intempéries	<input type="checkbox"/> ensoleillé	<input type="checkbox"/> ombragé	<input type="checkbox"/> sous toit	
x 216	Service hivernal avec salage	<input type="checkbox"/> oui	<input type="checkbox"/> non	<input type="checkbox"/> réduit	

220 **Spécifications de l'élément de construction**

221	Armature	<input type="checkbox"/> non	<input type="checkbox"/> oui	enrobage moyen: <input type="text"/> mm
222	Précontrainte	<input type="checkbox"/> non	<input type="checkbox"/> oui	
223	Protection de surface	<input type="checkbox"/> non	<input type="checkbox"/> oui	Date d'application: <input type="text"/>
224	Type de protection de surface	<input type="text"/>		
225	Remises en état antérieures	<input type="checkbox"/> non	<input type="checkbox"/> oui	année: <input type="text"/>
226	Rapports/constats antérieurs	<input type="checkbox"/> non	<input type="checkbox"/> oui	référence: <input type="text"/>
227	Autres caractéristiques	<input type="text"/>		

230 **Qualité du béton**

231	Sorte de Béton	<input type="text"/> p.ex. B30/20
232	Ciment	Origine: <input type="text"/> Type: <input type="text"/> Teneur: <input type="text"/> kg
233	Ajouts	Type: <input type="text"/> Teneur: <input type="text"/> kg Type: <input type="text"/> Teneur: <input type="text"/> kg
234	Granulats	Provenance: <input type="text"/> Diam. max.: <input type="text"/> mm
235	Facteur e/c	<input type="text"/>

300 **Observations / relevé d'état**310 **Corrosion de l'armature**


311	Traces de rouille à la surface du béton	<input type="checkbox"/> fréquent ¹⁾	<input type="checkbox"/> par endroit ¹⁾	<input type="checkbox"/> rare ¹⁾	<input type="checkbox"/> néant
312	Eclatements	<input type="checkbox"/> fréquent	<input type="checkbox"/> par endroit	<input type="checkbox"/> rare	<input type="checkbox"/> néant
313	Armature mise à jour	<input type="checkbox"/> fréquent	<input type="checkbox"/> par endroit	<input type="checkbox"/> rare	<input type="checkbox"/> néant

320 **Dégradations de la surface du béton**

321	Eclatements (=Profondeur > 2mm)	<input type="checkbox"/> fréquent ¹⁾	<input type="checkbox"/> par endroit ¹⁾	<input type="checkbox"/> rare ¹⁾	<input type="checkbox"/> néant
322	Surfaces touchées/répartition	<input type="text"/>			
323	Diamètre moyen	<input type="text"/> cm			
324	Ecaillage (=Profondeur < 2mm)	<input type="checkbox"/> fréquent ¹⁾	<input type="checkbox"/> par endroit ¹⁾	<input type="checkbox"/> rare ¹⁾	<input type="checkbox"/> néant
325	Surfaces touchées/répartition	<input type="text"/>			
326	Dimensions / profondeur	<input type="checkbox"/> étendu	<input type="checkbox"/> ponctuel	<input type="checkbox"/> Prof.:	<input type="text"/> cm

1): Critères d'évaluation:

fréquent= dispersé sur tout l'élément, dans bcp. d'étapes de bétonnage ou parties de l'élément
par endroit= apparition locale, p.ex. dans certaines étapes de bétonnage ou parties de l'élément
rare= sporadique, apparition isolée, limitée à une étape de bétonnage ou partie de l'élément

400	<u>Relevé détaillé des fissures</u>	(Distinction entre fissures en réseau, horizontales et verticales)	
410	<u>Fissures en réseau</u>		
411	Répartition des fissures	<input type="checkbox"/> élément en entier <input type="checkbox"/> non	→ où? <input type="text"/>
412	Espacement des fissures [cm, dm, m]	<input type="text" value=" []"/>	
413	Remplissage des fissures	<input type="checkbox"/> ouvert <input type="checkbox"/> colmaté	
414	Venue d'eau	<input type="checkbox"/> oui <input type="checkbox"/> non	
415	Efflorescences/ auréoles	<input type="checkbox"/> oui <input type="checkbox"/> non	Couleur: <input type="text"/>
416	Ouverture maximale [mm]	en réseau: <input type="text" value=" mm"/>	
420	<u>Fissures horizontales</u>		
421	Répartition des fissures	<input type="checkbox"/> élément en entier <input type="checkbox"/> non	→ où? <input type="text"/>
422	Espacement des fissures [cm, dm, m]	<input type="text" value=" []"/>	
423	Remplissage des fissures	<input type="checkbox"/> ouvert <input type="checkbox"/> colmaté	
424	Venue d'eau	<input type="checkbox"/> oui <input type="checkbox"/> non	
425	Efflorescences/ auréoles	<input type="checkbox"/> oui <input type="checkbox"/> non	Couleur: <input type="text"/>
426	Ouverture maximale [mm]	horizontale: <input type="text" value=" mm"/>	
430	<u>Fissures verticales</u>		
431	Répartition des fissures	<input type="checkbox"/> élément en entier <input type="checkbox"/> non	→ où? <input type="text"/>
432	Espacement des fissures [cm, dm, m]	<input type="text" value=" []"/>	
433	Remplissage des fissures	<input type="checkbox"/> ouvert <input type="checkbox"/> colmatée	
434	Venue d'eau	<input type="checkbox"/> oui <input type="checkbox"/> non	
435	Efflorescences/ auréoles	<input type="checkbox"/> oui <input type="checkbox"/> non	Couleur: <input type="text"/>
436	Ouverture maximale [mm]	verticale: <input type="text" value=" mm"/>	
440	Depuis quand les fissures sont - elles connues?	<input type="text"/>	
450	Y a-t-il eu depuis lors un changement de l'état?	<input type="text"/>	
460	Remarques générales, observations	<input type="text"/>	
470	RAG cause de la fissuration ?	<input type="checkbox"/> oui <input type="checkbox"/> non <input type="checkbox"/> evtl.	
480	Evaluation du degré de dégradation	<input type="checkbox"/> forte <input type="checkbox"/> moyenne <input type="checkbox"/> faible (>> voire notice)	
x 490	Documentation photo	No. 1 X (de l'ouvrage, de l'élément de construction, des dégâts typiques et des fissures, description brève des photo, s.v.p.)	
			

Caractéristiques principales de la RAG

Les **fissures** sont fréquentes dans le béton. Leur origine peut être très diverse, malgré un aspect extérieur similaire (p.ex. retrait, gonflement, contraintes statiques ou RAG). Leur apparence peut fournir des renseignements sur la cause possible de la fissuration, mais nécessite, en particulier dans les cas de RAG, un examen plus approfondi.

La formation du gel silicaté conduit au développement des fissures à partir du granulats réactif. Avec le temps, les fissures se rejoignent en un réseau polygonal qui pénètre l'ensemble de la masse de béton (fig. no 1).

Les fissures sont souvent accompagnées d'**efflorescences** insolubles apparaissant à la surface du béton (noires, grises, blanches, brun - rougeâtres, rarement jaunâtres, souvent vitreuses; fig. no 2). Le réseau des fissures est en général plus dense dans les parties exposées de l'ouvrage, (fig. nos 1 et 4). Une observation précise permet de distinguer différentes générations de fissures. Les ouvrages gravement atteints présentent aussi des fissures béantes (fig. no 2). **L'ouverture des fissures** augmente avec le temps et peut atteindre plusieurs millimètres. Les extensomètres sont donc très utiles pour la surveillance du développement de la réaction. L'apparition et l'orientation des fissures dépendent également de la précontrainte, du taux d'armature passive et des contraintes statiques (fig. no 5).

L'espacement des fissures dépend également de la granulométrie des agrégats réactifs. Lorsque les granulats réactifs appartiennent à la fraction de sable ou de gravier fin, le réseau des fissures est plus fin que dans le cas de granulats réactifs d'une fraction supérieure (fig. nos 5 et 8).

Un facteur primordial de l'apparition des dégâts est l'**exposition**. On constate souvent que le même béton présente aux endroits exposés (p.ex. entrée de tunnel) une fissuration nettement plus forte qu'à des endroits voisins, mais plus protégés (p.ex. quelques pas vers l'intérieur du tunnel, voir fig. no 4 : exposition sèche et humide).

Mécanismes de dégradations combinées: Les fissures dues à la corrosion de l'armature peuvent parfois se superposer à celles liées à la RAG. Le réseau normalement irrégulier des fissures peut localement suivre l'orientation des barres d'armatures et former une trame régulière. La corrosion de l'armature est aussi indiquée par des traces de rouille dans les efflorescences le long des fissures (fig. no 6). Des éclatements dus au gel peuvent s'ajouter aux fissures de la RAG (fig. no 3).

Dans de tels cas, une analyse détaillée de l'origine des fissures nécessite l'examen du **tracé** et de la morphologie des fissures. Les fissures dues à la RAG traversent le granulats (fig. no 7), peuvent prendre naissance à l'intérieur des granulats et se terminer quelque part dans la pâte de ciment et elles ont un aspect lenticulaire. Les grains mis à nu (visibles p.ex. dans les carottes) montrent des **bordures de réaction** assombries.

Classes d'évaluation des dégradations

Forte: réseau étendu de fissures interconnectées, avec en partie des fissures béantes (ouverture > 0.5mm), des efflorescences marquées, et fréquemment des traces de rouille et des éclatements; exposition: humidité en permanence ou alternance de cycles humide/sec, cycles de gel/dégel en hiver.

Moyenne: par endroits réseau de fissures interconnectées, avec en partie des fissures béantes (ouverture < 0.5mm), des efflorescences marquées, des traces de rouille et des éclatements sporadiques; exposition: périodes de forte humidité alternant avec des périodes sèches de longue durée, gel modéré.

Faible: pas de réseau de fissures interconnectées ou seulement naissant, pas de fissures béantes, peu d'efflorescences, pas de traces de rouille et ni éclatements; exposition: humidité dépendant des conditions météorologiques.

Ausländische Richtlinien zur Untersuchung und Beurteilung von AAR-Schäden und für den Neubau

1. Französische Richtlinie des LCPC

Aide à la gestion des ouvrages atteints de réactions de gonflement interne (LCPC, 2003)

Die Richtlinie unterscheidet zwischen Bauwerken, die grösstenteils oder bei wichtigen Bauteilen Schäden zeigen (Klasse I) und solche, die nur an weniger wichtigen Bauteilen Schäden zeigen (Klasse II).

Bauwerke der Klasse I werden überwacht und anhand von Bohrkernen im Labor untersucht, um die Ursachen der Schäden und deren zukünftige Entwicklung abzuklären. Bei stark geschädigten Bauwerken werden die Funktionstauglichkeit überprüft und, falls nötig, die entsprechenden Sicherheitsmassnahmen getroffen.

Bauwerke der Klasse II werden in einer ersten Phase überwacht. Die Frequenz und der Umfang der Überwachung hängt vom jeweiligen Schädigungsgrad ab. Wenn die Schadenentwicklung ein gewisses Mass überschreitet, werden ebenfalls weitergehende Abklärungen wie bei der Klasse I durchgeführt. Bleibt die Schadenentwicklung gering, fällt das Bauwerk wieder zurück in den normalen Inspektionsturnus.

Das Vorgehen wird wie folgt beschrieben:

- **Klassifizierung:** sie beruht auf
 - der Lokalisierung, der Intensität und dem Ausmass der Schäden. *Bauwerke, bei denen wichtige Bauteile geschädigt sind, fallen systematisch in die Klasse I.*
 - anderen Faktoren wie allgemeiner Bauwerkszustand, Exposition, Einwirkungen, Wichtigkeit des Bauwerkes.
- **Eine erste Beurteilung** erfolgt anhand
 - der vorhandenen Baudokumentation
 - des Schädigungsgrades (Rissindex IF_0 : Summe aller Rissbreiten in einem ausgewählten Raster, vgl. Kap. 3.3.3)
 - eines einjährigen Monitorings mit einer einfachen Instrumentierung (Distanzmesser für klein- bis grossräumige Messungen, Extensometer) gewisser Bauteile zur Messung der Ausdehnung **Dm**.
- **Monitoring:** nach einem Jahr werden die Messwerte ausgewertet, wobei verschiedene Situationen unterschieden werden (Tab. A2-1).
- **Schadenuntersuchung:** Bei Bauwerken der Klasse I wird gleichzeitig mit dem Beginn des Monitorings die Schadenuntersuchung im Labor durchgeführt. Bei den anderen Bauwerken, werden die Laboruntersuchungen erst durchgeführt, wenn sie aufgrund der Ergebnisse des Monitorings in die Klasse I eingeteilt werden.
Die Untersuchungen im Labor dienen zur Abklärung, ob ein treibender Sulfatangriff, ein AAR-Schaden oder eine Kombination von beiden vorliegt; weitere Schadenursachen, wie verzögerte Ettringitbildung oder Frostangriff werden ebenfalls abgeklärt. Es wird empfohlen Proben sowohl aus geschädigten wie aus ungeschädigten Bereichen für vergleichende Untersuchungen zu entnehmen. Bei den Laboranalysen zur Ursachenabklärung werden v.a. der Uranyltest im UV-Licht, REM - Analysen, chemische, mineralogische und petrographische Analysen eingesetzt.
- **Prognose der weiteren Schadenentwicklung:** die zukünftige Ausdehnung am Bauwerk wird mit Hilfe von Restquellmassbestimmungen an Bohrkernen im Labor bestimmt. Je nach

Ergebnis entscheidet der Bauherr, ob das Bauwerk statisch neu zu beurteilen ist, wobei die Messergebnisse am Bauwerk und an den Bohrkernen zu berücksichtigen sind.

Die Ergebnisse der Bauwerksüberwachung und Laboruntersuchungen führen zu einer Einteilung der Bauwerke hinsichtlich der notwendigen Massnahmen zur Überwachung, Schutz und Instandsetzung:

Bauwerke mit geringen Schäden und langsamer Schadenentwicklung: Messungen am Bauwerk alle drei Jahre im Rahmen der normalen Bauwerksüberwachung.

Bauwerke mit Schäden und langsamer Schadenentwicklung: Schutzmassnahmen um Sekundärschäden zu vermeiden (Rissverfüllungen, Abdichtungen usw.); Messungen am Bauwerk alle drei Jahre im Rahmen der normalen Bauwerksüberwachung.

Bauwerke mit grossen Schäden und/oder schneller Schadenentwicklung: die statischen Verhältnisse sind zu überprüfen: Belastungsversuche, Nachrechnung der Struktur; Messungen am Bauwerk alle drei Monate bis jährlich.

Die Richtlinie enthält folgende Anhänge:

1. Beispiel für ein Bauwerkslogbuch (fiche de suivi de gonflement de l'ouvrage)
2. Angaben zum Tragverhalten von AAR-geschädigten Bauwerken
3. Kontrolle der plastischen Deformation der Bewehrung
4. Methode zur Berechnung der zukünftigen Ausdehnung anhand des Restquellmasses und mit Hilfe eines Modelles sowie dessen Anwendung für die statische Beurteilung des Bauwerkes
5. Informationen über Instandsetzungsmassnahmen.

Schaden-index IF0	Messfrequenz, erstes Jahr	Ausdehnung DM oder Schadenindex IF	Erste Beurteilung	Weiteres Monitoring und weitere Untersuchungen	Klassierung des Bauwerkes aufgrund des Monitorings
$IF_0 \geq 1\text{mm/m}$	nach 3, 6, 9 und 12 Monaten	$<0.5\text{mm/m/Jahr}$	Langsame Entwicklung, evtl. sogar am stabilisieren. Die Prognose ist ziemlich günstig.	Ist der allgemeine Bauwerkszustand zufriedenstellend, wird eine mittelfristige Überwachung (3 Jahre) durchgeführt.	Klasse II
$IF_0 \geq 1\text{mm/m}$	nach 3, 6, 9 und 12 Monaten	$>0.5\text{mm/m/Jahr}$	Das Bauwerk ist einer aktiven AAR unterworfen.	Die Überwachung wird mit einer 3-12 monatlichen Frequenz weitergeführt, Durchführung von Bauwerksuntersuchungen.	Klasse I
einzelne Risse $> 0.5\text{mm}$	nach 3, 6, 9 und 12 Monaten	ΔF der Einzelrisse $>0.2\text{mm/Jahr}$	Das Bauwerk ist einer aktiven AAR unterworfen.	3-12 monatliche Überwachungsfrequenz, Durchführung von Bauwerksuntersuchungen.	Klasse I
$IF_0 \geq 1\text{mm/m}$ einzelne Risse $> 0.5\text{mm}$	nach 3, 6, 9 und 12 Monaten	ΔF der Einzelrisse $<0.2\text{mm/Jahr}$	Langsame Entwicklung, evtl. sogar am stabilisieren. Die Prognose ist ziemlich günstig.	Ist der allgemeine Bauwerkszustand zufriedenstellend, wird eine mittelfristige Überwachung (3 Jahre) durchgeführt.	Klasse II
$IF_0 < 1\text{mm/m}$ einzelne Risse $> 0.5\text{mm}$	nach 3, 6, 9 und 12 Monaten	ΔF der Einzelrisse $<0.2\text{mm/Jahr}$	Wenig geschädigtes Bauteil mit langsamer Schadenentwicklung. Die Prognose ist günstig.	Die spezielle Bauwerksüberwachung kann solange aufgehoben werden, bis im Rahmen der normalen Inspektionen visuell eine Zustandsverschlechterung festgestellt wird.	Klasse II
$IF_0 < 1\text{mm/m}$	nach 12 Monaten	$>0.5\text{mm/m/Jahr}$	Das Bauwerk ist einer aktiven AAR unterworfen.	Die Überwachung wird mit einer 3-12 monatlichen Frequenz weitergeführt, Durchführung von Bauwerksuntersuchungen.	Klasse I
$IF_0 < 1\text{mm/m}$	nach 12 Monaten	$<0.5\text{mm/m/Jahr}$	Wenig geschädigtes Bauteil mit langsamer Schadenentwicklung. Die Prognose ist günstig.	Die spezielle Bauwerksüberwachung kann solange aufgehoben werden, bis im Rahmen der normalen Inspektionen visuell eine Zustandsverschlechterung festgestellt wird.	Klasse II

Tabelle A2-1: Frequenz der Bauwerksüberwachung und Beurteilung der Schadenentwicklung, gemäss der Richtlinie des LCP

2. Deutsche Richtlinie des DAfStb

Empfehlung für die Schadensdiagnose und die Instandsetzung von Betonbauwerken, die infolge einer Alkali-Kieselsäure-Reaktion geschädigt sind (deutscher Ausschuss für Stahlbeton, DAfStb, UA „Alkalireaktion im Betonbau, 2003)

Die deutsche Richtlinie ist sehr allgemein gehalten. Eine grobe Leitlinie für das Vorgehen ist in Siebel und Dahms (1997) in Form eines Flussdiagramms dargestellt (Abbildung A2-1):

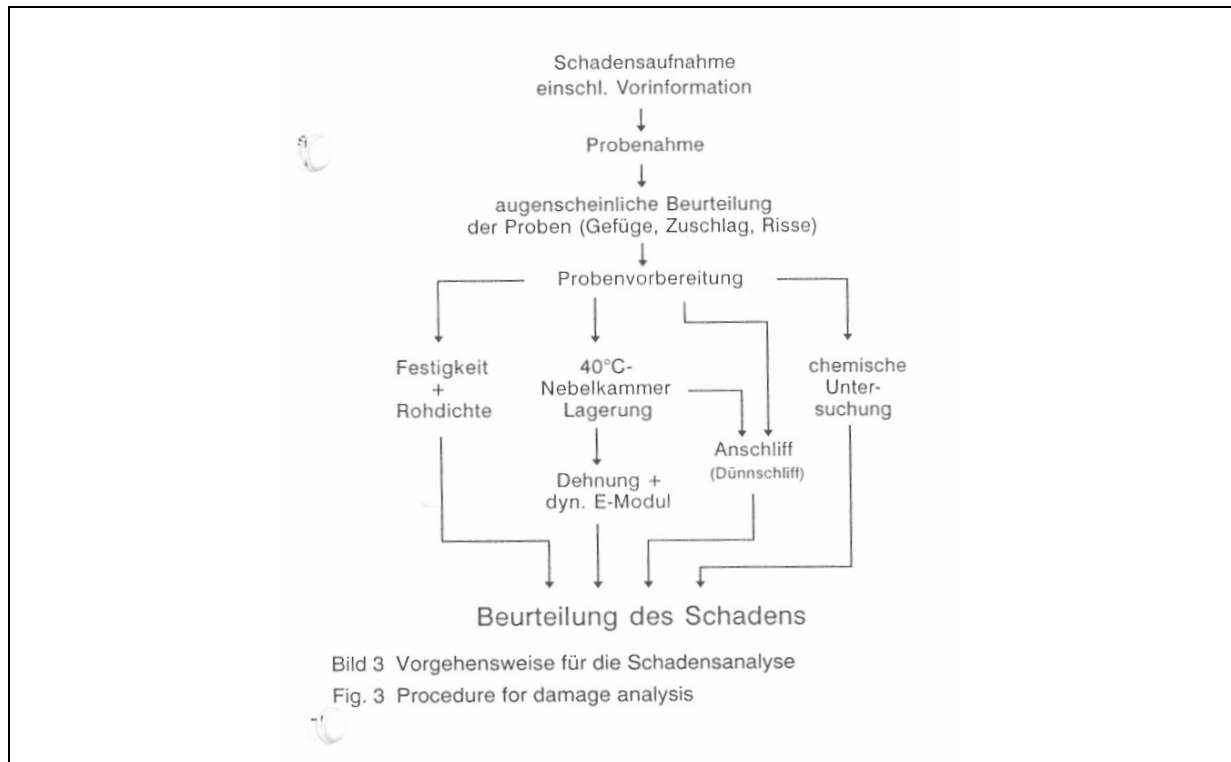


Abbildung A2-1: Siebel. E. und Dahms J. (1997): Beurteilung von Bauwerken hinsichtlich einer schädigenden Alkali-Kieselsäure-Reaktion.

Zur Beurteilung des AAR-Schadens gehören die Abklärung der Schadenursachen und der allgemeinen Bauwerksbedingungen. Besondere Fragestellungen, wie:

- Art und Menge an reaktiven Gesteinskörnern,
- Na_2O -Äquivalent je Kubikmeter Beton (aus Na_2O -Äquivalent von Zement, Betonzusatzstoffen und -mittel)
- Alkali-Zufuhr von aussen,
- Temperatur- und Feuchtigkeitsbedingungen, Ursachen der Durchfeuchtung,
- allfällige vorangegangene Instandsetzungen

sollten abgeklärt, genauso wie alle verfügbaren Informationen über das Bauwerk gesammelt werden:

- Projektunterlagen, Leistungsbeschreibung, effektive Leistungsbedingungen
- Baustellendokumentation
- Betonzusammensetzung, Einbau, Nachbehandlung, Qualitätssicherung, Prüfberichte.

Anhand einer visuellen Zustandsuntersuchung wird das Schadenbild erfasst (Rissbild, Ausblühungen, Abplatzungen usw.) und ein Überwachungsplan der Riss- und Fugenbewegungen festgelegt. An Bohrkernen werden oberflächennahe Risse und Trennrissen unterschieden. Feuchte zonen sollen erfasst und dem Oberflächenzustand besondere Beachtung geschenkt werden. Die Rissaufnahme führt zur Einteilung in drei Schadenstufen:

- Rissbildung ohne Gefügelockerung
- Rissbildung mit einsetzender Gefügelockerung
- Rissbildung mit fortgeschrittener Gefügelockerung

Die deutschen Erfahrungen deuten darauf hin, dass sich die Gefügelockerung auf die ersten 100mm Tiefe beschränkt. Risse, die senkrecht zur Betonoberfläche verlaufen, biegen häufig ab und bilden Schalenrisse (Bödeker 2003).

Die weiteren Bauwerksuntersuchungen sollen folgende Fragen beantworten:

- Ist die AAR die Schadenursache?
- Wenn ja, ist die AAR-bedingte Schädigung abgeklungen oder ist mit einem weiteren Schadensfortschritt zu rechnen?
- Schadensumfang: welche Bauteile sind betroffen?
- Schädigungsgrad: Rissart, -breite, -tiefe, -verlauf?
- Beeinträchtigung der Betonfestigkeit?

Die dazu erforderlichen Untersuchungen an Bauwerksproben werden vom Fachspezialisten bestimmt. Die Richtlinie sieht vor, dass die Druckfestigkeit vor und nach der Auslagerung von Bauwerksproben in der Nebelkammer (40°C und 99%RF) gemessen wird. Mit dem Auslagerungsversuch wird das Restquellmass des Betons bestimmt (siehe Kap. 3.4).

Für die daraus abzuleitende Beurteilung des Bauwerks hinsichtlich Standsicherheit, Gebrauchsfähigkeit und Dauerhaftigkeit ist ein Tragwerksplaner einzubeziehen. Die Richtlinie gibt in zwei Anhängen Hinweise und Beispiele zur Schadensbewertung. Ein Restquellmass > 0.8mm/m, gemessen in der Nebelkammer, kann ein Indiz für eine weiterlaufende Reaktion sein, ein Teil davon (bis 0.6mm/m) ist jedoch der Wärme- und reinen Quelldehnung zuzuschreiben. Das Ausbleiben einer Nachdehnung der Bauwerksproben stellt keinen sicheren Nachweis dar, dass die Reaktion abgeklungen ist.

Beispielhafter Fall für die Schadensbewertung	Empfohlene Instandsetzung
<ul style="list-style-type: none"> - Rissbildung gering und ohne Gefügelockerung - AAR weitgehend abgeschlossen - Keine reduzierte Betonfestigkeit 	<ul style="list-style-type: none"> - Aufbringen eines wasserdampfdurchlässigen OS-Systems der Klasse OS5 (OS D) zur Reduzierung der Wasseraufnahme.
<ul style="list-style-type: none"> - Rissbildung mit einsetzender Gefügelockerung - AAR noch nicht abgeschlossen - Keine reduzierte Betonfestigkeit 	<ul style="list-style-type: none"> - Schliessen von Rissen > 0.3mm durch dehnfähiges Verbinden der Rissflanken - Aufbringen eines wasserdampfdurchlässigen OS-Systems der Klasse OS5 (OS D) zur Reduzierung der Wasseraufnahme.
<ul style="list-style-type: none"> - Rissbildung mit fortgeschrittener Gefügelockerung - AAR weitgehend abgeschlossen - Reduzierte Betonfestigkeit 	<ul style="list-style-type: none"> - Ggf. Betonabtrag und Reprofilierung - Schliessen von Rissen >3mm durch kraftschlüssiges Verbinden der Rissflanken zur Herstellen eines tragfähigen Systems - Aufbringen eines wasserdampfdurchlässigen OS-Systems der Klasse OS5 (OS D) zur Reduzierung der Wasseraufnahme.
<ul style="list-style-type: none"> - Rissbildung mit fortgeschrittener Gefügelockerung - AAR noch nicht abgeschlossen - Reduzierte Betonfestigkeit 	<ul style="list-style-type: none"> - Ggf. Betonabtrag und Reprofilierung - Schliessen von Rissen >3mm durch dehnfähiges Verbinden der Rissflanken - Aufbringen eines wasserdampfdurchlässigen OS-Systems der Klasse OS5 (OS D) zur Reduzierung der Wasseraufnahme.

Tabelle A2-2: Anhang 2 der deutschen Richtlinie des DafStb

3. Englische Richtlinie der ISE

Structural effects of alkali-silica reaction, Technical guidance on the appraisal of existing structures (The Institution of Structural Engineers, 1992)

Die Richtlinie wurde vom The Institution of Structural Engineers 1988 erstmals herausgegeben und 1992 überarbeitet. Sie beschreibt in einem ersten Teil die AAR-Schäden in England und die chemischen und physikalischen Prozesse der AAR, sowie deren Auswirkungen auf die Bauwerke. Im zweiten Teil wird das Vorgehen für die Bauwerksbeurteilung beschrieben und im dritten Teil der weitere Forschungsbedarf skizziert.

Die meisten Schäden wurden an Bauwerken aus den siebziger und achtziger Jahren festgestellt, wovon ein grosser Teil Brücken sind. Der Vergleich mit dem englischen Zementverbrauch deutet auf einen direkten Zusammenhang mit dem Bauvolumen und dem Auftreten der AAR.

Die Auswirkungen auf das Bauwerk werden anhand des Einflusses der Bewehrung auf die Ausdehnung und der sich daraus ergebenden Spannungen diskutiert. Hauptaussagen sind:

1. durch die Bewehrung reduziert sich die freie Ausdehnung
2. die Bewehrung steht unter Zugspannung
3. der Beton wird unter Druck parallel zur Bewehrung beansprucht

Im Weiteren wird das Verhalten bestimmter Bauteile wie Träger, Stützen, Anker usw. besprochen.

Das Vorgehen für die **Bauwerksbeurteilung** wird in Form eines Flussdiagramms (Abbildung A2-2) dargestellt. Für die Zustandsuntersuchungen verweist die Richtlinie auf eine Publikation der BCA (1992), in der die wichtigsten Untersuchungsmethoden zur Erfassung von AAR-Schäden beschreiben sind (vgl. auch Kap. 3).

Zur **allgemeinen Bauwerksbeurteilung** sollen Daten gesammelt werden zu:

- Höhe der Beanspruchung des Bauwerks durch die wichtigsten Einwirkungen
- Bewehrung
- Exposition
- Schäden wie Risse, Abplatzungen, Korrosion, Frost usw.
- Bauablauf und Betonrezeptur
- Restquellmass an Bauwerksproben
- Mikroskopische Gefügeuntersuchungen zur genauen Abklärung der Schadenursache.

Ergibt sich aus den Untersuchungsergebnissen, dass die beobachteten Schäden durch eine AAR verursacht werden, muss für jedes Bauteil eine **spezifische Beurteilung** gemacht werden anhand:

- der Exposition
- der Bewehrung
- des Rissbreitenindex
- der Konsequenzen im Falle eines Versagens
- des Beanspruchungsniveaus
- der Restfestigkeit des Betons

1. Die **Exposition** wird in drei Klassen aufgeteilt:

Trocken:	sicher trocken, RF < 75% Momentan trocken, veränderlich je nach Benutzungs- oder Abdichtungsverhältnissen
Mittel:	mittlere Feuchtigkeitsbedingungen, RF < 85% Momentan mittlere Feuchtigkeitsbedingungen, veränderlich je nach Benutzungs- oder Abdichtungsverhältnissen

Feucht: im Erdreich oder angrenzend
 Bewitterte Bauteile
 Bauteile im Gebäudeinnern, die der Feuchtigkeit ausgesetzt sind (Industrie, Bäder usw.). Bauteile mit starker Kondensation infolge thermischer Gradienten.

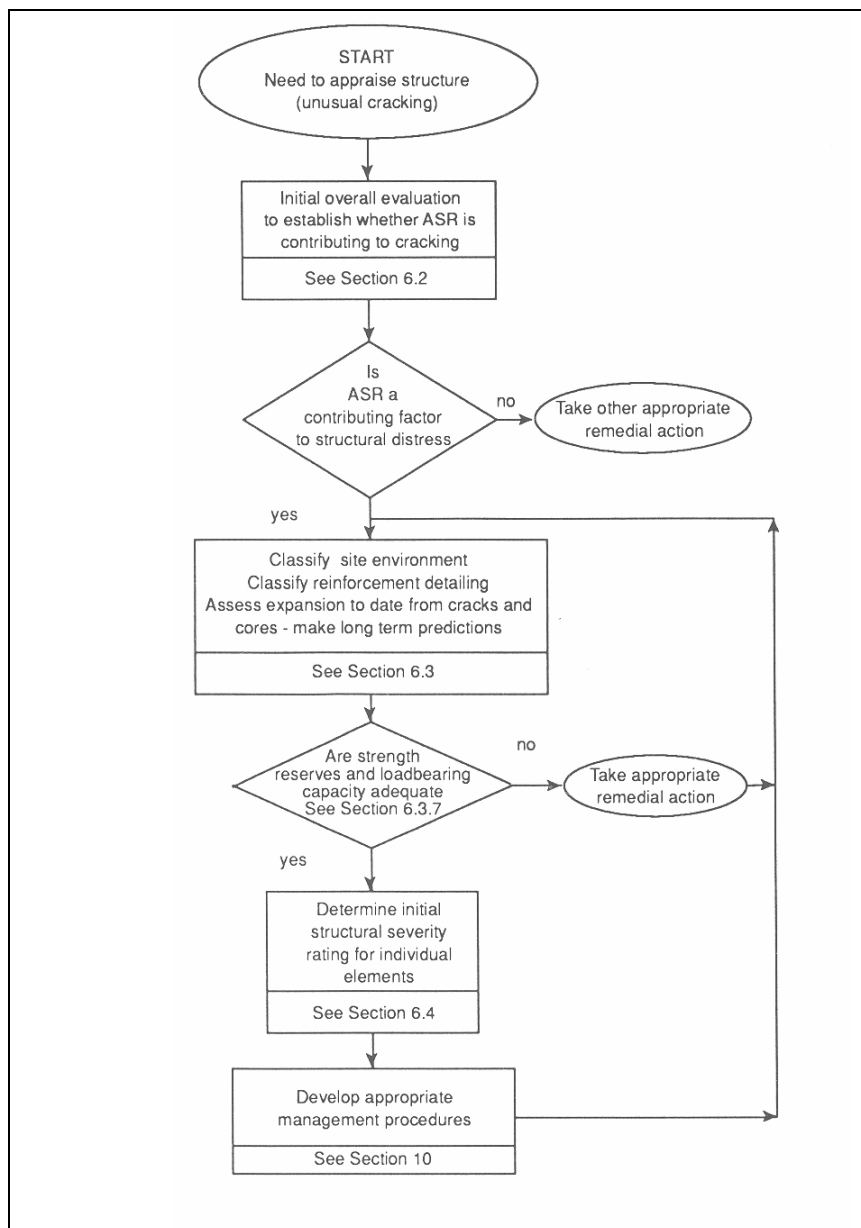


Abbildung A2-2:
 Vorgehen zur
 Zustandserfas-
 sung gemäss
 Richtlinie der ISE
 1992

2. Die **Bewehrung** wird in drei Klassen eingeteilt, je nachdem wie sie die Ausdehnungen durch AAR behindert (Abb. A2-3):

Klasse 1: 3-dimensionale, sehr gut verankerte Bewehrung

Klasse 2: 3-dimensionale Bewehrung mit konventionellem Verbund der Bewehrungsstäbe

Klasse 3: 2-dimensionale Bewehrung, einseitig oder beidseitig des Bauteils, ohne durchgehende Querverbindungen oder geringe Überdeckungen.

Die Richtlinie gibt Beispiele für die verschiedenen Bewehrungsklassen bei Mauern, Platten und Pfeilern, sowie Beispiele für kritische Rissituationen.

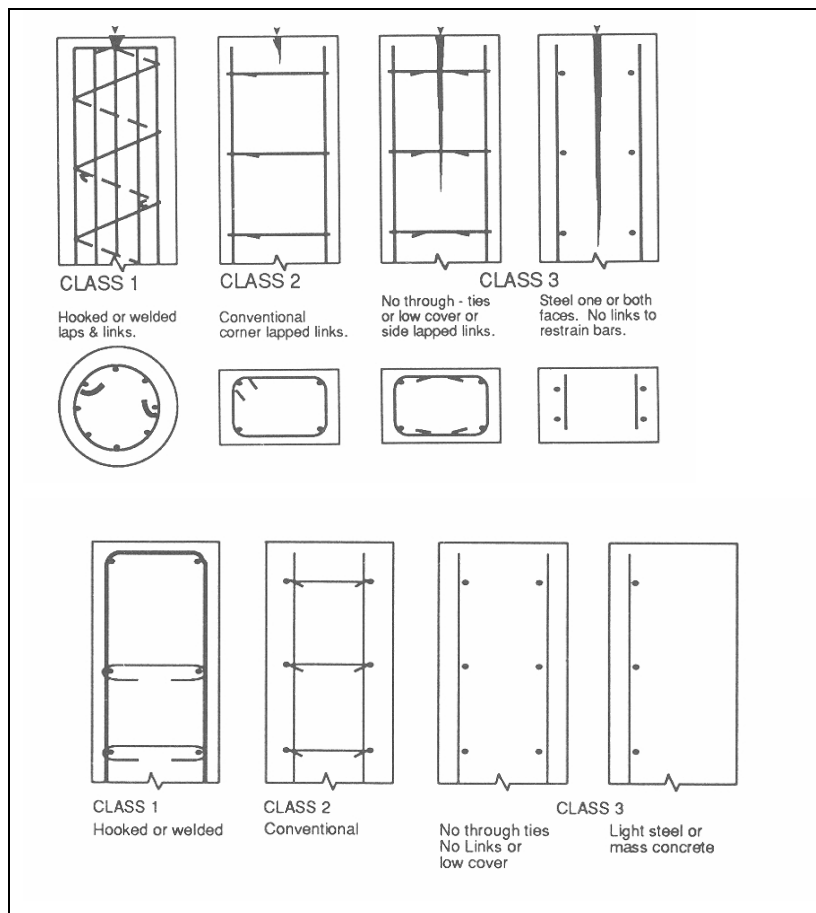


Abbildung A2-3:
Beispiele für die Bewehrungsklassen bei Stützen (oben) und Wände/Mauern (unten) gemäss Richtlinie der ISE

3. Die **Rissbreiten** sollten entlang von mindestens 5 Messstrecken, die mindestens ein Meter lang sind und mindestens 25cm auseinander liegen, gemessen werden. Die Messstrecken sollten senkrecht zu den Hauptrissen auf den Bauteiloberflächen mit den grössten Schäden angeordnet werden.

Die kumulierten Rissbreiten resultieren aus den statischen und nicht-statischen Belastungen des Bauwerks und der Ausdehnung infolge AAR. Um die Ausdehnung infolge AAR richtig einschätzen zu können, sollten deshalb Rissbreiten an solchen Stellen gemessen werden, wo andere Rissursachen so weit wie möglich ausgeschlossen werden können.

Der Rissbreitenindex wird wie folgt definiert:

Rissbreiten-Index	Kumulierte Rissbreite mm/ m'
Klasse I	<0.6
Klasse II	0.6-1.0
Klasse III	1.0-1.5
Klasse IV	1.5-2.5
Klasse V	>2.5

4. Die **Konsequenzen im Falle eines Versagens** werden unterteilt in

- gering: keine ernsthaften Folgen oder führen nicht zu einer ernsthaften Situation
- signifikant: Gefahr für Leib und Leben oder beachtliches Risiko für einen grösseren materiellen Schaden.

5. Das allgemeine **Belastungsniveau** des Bauteils, bzw. Bauwerks wird gemäss den einschlägigen Normen bestimmt. Ist das Belastungsniveau hoch, wird das Bauwerk in die nächst höhere Schadenklasse eingeteilt.

6. Das **Restquellmass** wird an Bauwerksproben im Labor mittels Auslagerungsversuchen ermittelt, wobei die Auslagerungstemperatur so nahe wie möglich den Bauwerksbedingungen sein sollte. Erhöhte Temperaturen (wie z.B. 38°C) ergeben zwar anfänglich höhere Ausdehnungen, Temperaturen bei 20°C und darunter führen bei Langzeitversuchen zu deutlich höheren Ausdehnungen.

Es wird empfohlen, Probekörper beim Bauwerk auszulagern und deren Restquellmass zu bestimmen und die Ausdehnungen am Bauwerk über mehrere Jahre zu verfolgen.

Es wird angenommen, dass die Restquellmassbestimmungen an den Probekörpern zu höheren Werten (freie Ausdehnungen) führen, als was am Bauwerk zu erwarten ist, da dort die Ausdehnungen behindert sind.

Schadenklassen

Damit eine AAR als schädigend eingestuft wird, müssen folgende Kriterien erfüllt sein:

- Rissbreitenindex mindestens 0.6mm/m
- Reduktion der Ultraschallgeschwindigkeit gemessen am Bohrkern
- Reduktion der Festigkeiten, die einer Ausdehnung von mindestens 0.5mm/m entsprechen (vgl. Kap. 4, Tabelle 4-4)
- Restquellmassbestimmungen, die langfristig eine Ausdehnung über 0.6mm/m ergeben.

Aufgrund der beschriebenen Kriterien werden 5 verschiedene Schadenklassen definiert (Tab. A2-3)

Expo- sition	Situation Beweh- rung	Rissbreiten- Index									
		I		II		III		IV		V	
		Folgen bei Versagen									
		ge- ring	signi- fikant	ge- ring	signi- fikant	ge- ring	signi- fikant	ge- ring	signi- fikant	ge- ring	signi- fikant
trocken	1	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V
	2	V	V	V	V	V	V	V	V	V	L
	3	V	V	V	V	V	V	V	L	L	M
mässig feucht	1	V	V	V	L	L	M	L	M	L	M
	2	V	V	L	M	L	M	M	M	M	G
	3	V	L	L	G	M	G	G	S	G	S
feucht	1	L	L	L	M	L	M	M	G	M	G
	2	L	L	M	G	M	G	G	G	G	S
	3	L	M	M	S	G	S	S	S	S	S

Tabelle A2-3: Schadenklassen gemäss ISE 1992:

V: vernachlässigbar
L: leicht, geringfügig

M: mittel, moderat
G: gross, ernsthaft

S: sehr gross, sehr ernsthaft

Beurteilung der Funktionstauglichkeit eines AAR-geschädigten Bauwerkes

Zwischen Rissbildungen und Bewehrungskorrosion gibt es keine klare Beziehung. Es wird angenommen, dass unter Einhaltung der Normanforderungen, Rissbreiten bis 0.3mm tolerierbar sind und auch unter schwierigen Expositionsbedingungen zu keinem erhöhten Korrosionsrisiko führen. Dennoch wird empfohlen in feuchten Umgebungsbedingungen die Karbonatisierung und den Chlorideintrag entlang der Risse zu kontrollieren. Bei vorgespannten Bauteilen wird die Situation strenger beurteilt und Rissbreiten werden nur bis 0.15mm als unkritisch betrachtet. Daraus ergibt sich, dass bei vorgespannten Bauteilen eine Untersuchung des Korrosionsrisikos der Spannglieder generell als notwendig erachtet wird.

Bei Ausdehnungen über 0.5mm/m wird empfohlen, die Konsequenzen der Verformung der Bauteile zu überprüfen. Gerade bei massigen Bauteilen (wie z.B. Staudämme) können schon

geringe Ausdehnungen zu grossen Gesamtbewegungen führen, welche zu Schäden an benachbarten, an- oder eingebauten Bauteilen und Einrichtungen führen.

Die Frost(tausalz)beständigkeit kann durch die Rissbildungen beeinträchtigt werden. Horizontale Flächen sind besonders gefährdet, indem über die Risse Wasser eindringen und gefrieren kann, sodass die Risse sich rasch ausweiten.

Das Brandverhalten des geschädigten Betons sollte bis zu Ausdehnungen von 1mm/m nicht beeinflusst werden.

Überwachungs- und Schutzmassnahmen

Die englische Richtlinie macht einige Vorgaben zur Inspektion und zu den Kontrollen für die Bauwerksüberwachung (Tabelle A2-4). Zu Instandsetzungsmassnahmen äussert sie sich nur sehr generell.

Massnahme	Schadenklassen gemäss Tabelle A2-3			
	Sehr gross	Gross	Mittel	Leicht
Drainage und Oberflächenschutz vor Feuchtigkeit	XX	XX	XX	XX
Allgemeine Rissüberwachung	XX	XX	XX	XX
Häufigkeit (Jahre)	1	1	3	6
Bohrkernentnahme für Messung der Steifigkeit und des Restquellmasses	XX	XX	XX	X
Bohrkernentnahme für Messung der Steifigkeit, der Bruchlasten und des Bruchverhaltens	XX	XX	X	selten
Statische Beurteilung, Ersatz kritischer Bauteile	XX	XX	X	selten
Detaillierte Inspektion und Rissüberwachung, allenfalls Bauwerksbewegungen	XX	XX	XX	XX*
Häufigkeit (Monate)	1	2	4	12
Erste 6 Inspektionen doppelt so häufig				
* nur eine Musterfläche bei Bohrkerntnahmestelle				
Kontrolle des Risikos von Abplatzungen infolge Korrosion oder Frost	XX	XX	XX	XX
Häufigkeit (Monate)	3	6	12	12

Tabelle A2-4: Vorgaben zum Schutz und zur Überwachung von geschädigten Bauwerken.

4. Niederländische CUR - Empfehlung

Niederländische CUR-Empfehlung des Rijkswaterstaat für die Inspektion und Beurteilung von Bauwerken (Endfassung 2004, Kaptijn (2004))

Die Richtlinie wurde erstellt, nachdem in den letzten 10 Jahren vermehrt Schäden an Plattenbrücken der niederländischen Autobahn und Dämme festgestellt worden sind¹. Bei den Plattenbrücken führte innerhalb von 30 Jahren ein langsam reagierender Kiessand zu 1mm/m Ausdehnung, was zu einem Aufblättern der Platten mit einem starkem Abfall der Zugfestigkeit und dementsprechend der Schubfestigkeit führte. Die Untersuchung der Plattenbrücken ergab eine akute Einsturzgefahr. Die Grundlagen für die Richtlinie wurden im Rahmen von umfassenden Untersuchungen an ausgebauten Balken erarbeitet (den Uijl 2002). Die wichtigsten Erkenntnisse dieser Arbeit wurden in Wächli (2004) zusammengefasst.

Die holländische Richtlinie stützt sich auf die englische Richtlinie der ISE (1992), welche durch die Kontrolle der mechanischen Betoneigenschaften ergänzt und bei der Schadenbeurteilung den holländischen Gegebenheiten angepasst wurde. Eine kritische Diskussion der englischen Richtlinie findet sich bei Siemes (2000).

Die Richtlinie enthält Angaben zum Vorgehen bei der Inspektion, Beurteilung und Unterhalt sowie zu den Materialuntersuchungen. Sie beschränkt sich auf die Beurteilung von Brückenplatten. Die Anwendbarkeit der Berechnungsgrundlagen ist für andere Bauwerke erst nachzuweisen. Das Vorgehen der Zustandsuntersuchung ist in Form eines Flussdiagrammes in Abb. A2-4 dargestellt:

Im Rahmen einer orientierenden **Bauwerksinspektion** werden Hinweise auf eine AAR gesammelt:

- Rissverlauf, -geometrie, -verteilung, Schätzung der kumulierte Rissbreiten
- Beobachtbare Ausdehnungen z.B. anhand von geschlossenen Fugen oder deren Versatz, von Verformungen usw.
- Vorhandensein von typischen Ausblühungen
- Expositionsbedingungen wie Feuchtigkeit, Frost- und Frosttausalzbelastungen
- Zusätzlich sollen auch Schadenbilder, die anderen Ursachen zugeordnet werden können (z.B. Bewehrungskorrosion) sowie vorangehende Instandsetzungen, Oberflächenschutzmassnahmen usw., aufgenommen werden.

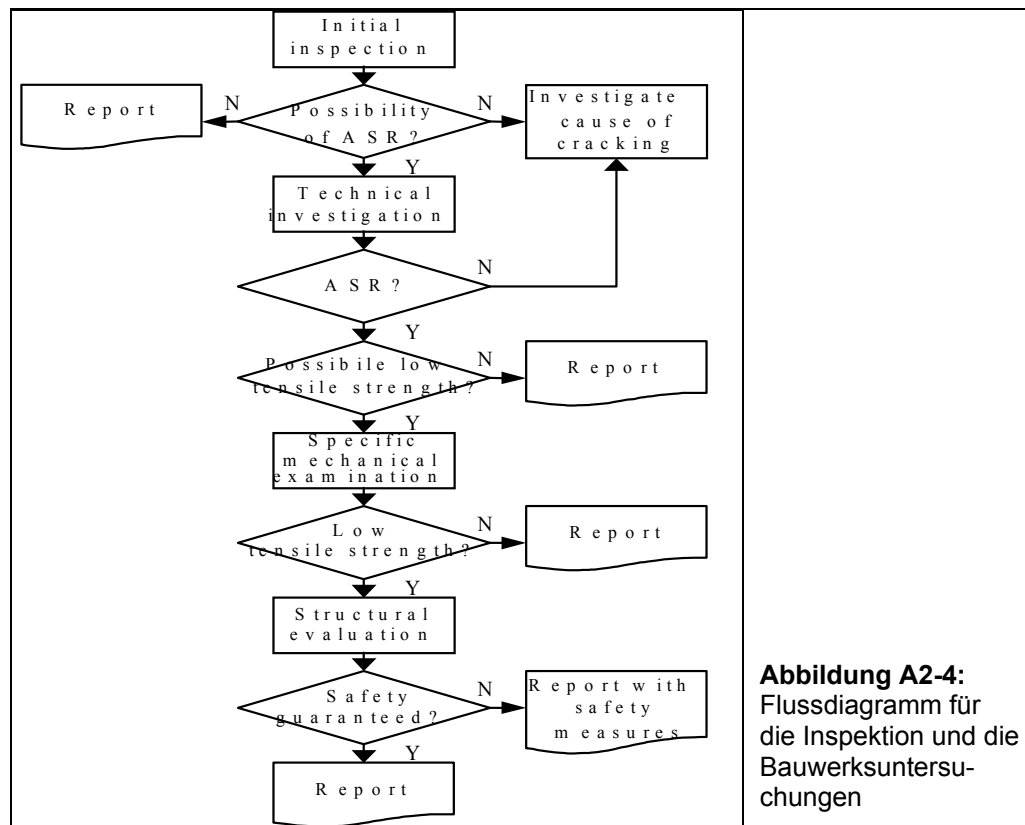
Führt die Inspektion zu einem positiven Befund, wird eine **materialtechnische Untersuchung** an Bauwerksproben durchgeführt, um die Schädlichkeit der AAR abzuklären:

- Mikroskopische Gefügeuntersuchungen zur Bestätigung des AAR-Verdachts
- Ausmessen der kumulierten Rissbreiten in mindestens drei gerissenen Bereichen anhand von 1m² grossen Kontrollflächen. Zur Beurteilung der kumulierten Rissbreiten definiert die Richtlinie 6 verschiedene Klassen (Tabelle A2-5).

Klasse	Kumulierte Rissbreite mm/ m'
Keine	0
Sehr niedrig	<0.6
Niedrig	0.6-1.0
Mittel	1.0-1.5
Hoch	1.5-2.5
Sehr hoch	>2.5

Tabelle A2-5: Schadenklassen anhand der kumulativen Rissbreiten

¹ Endfassung 2004, wird als CUR-Empfehlung demnächst publiziert



- Vergleich von gemessenen Zugfestigkeiten mit den theoretischen Zugfestigkeiten (mindestens 6 Prüfkörper mit Durchmesser 75mm und Länge 150mm).
- Messung der Druckfestigkeit an mindestens 3 Bohrkernen.
- Die Bohrkernsollen aus den am stärksten betroffenen Bereichen entnommen werden, jedoch nicht direkt im gerissenen Beton, sondern wenn möglich an kritischen Stellen bezüglich Querkraft (shear force).
- Überprüfung des Bauwerks anhand der Baudokumentation:
 - Vorhandensein von Bauwerkselementen, deren Bewehrungsart zu einem AAR-Schadensrisiko beiträgt.
 - Auswirkungen bzgl. Sicherheit und Funktionstauglichkeit der Bauwerkselemente im Falle eines AAR-Schadens.

Aufgrund dieser beiden Überlegungen werden die Bauwerkselemente in eine Risikoklasse eingeteilt (Tab. A2-6).

Bei der Beurteilung der Bauwerkselemente müssen die ursprünglich nicht eingeplanten Auswirkungen einer allfälligen Veränderung der Spannungsverhältnisse im Bauwerk berücksichtigt werden.

Ergeben die Laborprüfungen Hinweise auf eine verminderte Zugfestigkeit, soll eine spezifische Überprüfung der mechanischen Betoneigenschaften durchgeführt werden:

- Die Probeentnahme sollte an kritischen Stellen (Querkraft) durchgeführt werden, welche vom Ingenieur, resp. dem Instandsetzungsspezialisten festgelegt werden. Die Bohrkernsollten einen Durchmesser von mindestens 75mm und einer Länge von mindestens 150mm aufweisen. Die Zugfestigkeit und Druckfestigkeit werden an je drei zusätzlichen Prüfkörpern gemessen. Als charakteristische Druckfestigkeit gilt der niedrigste Wert der insgesamt 6 Prüfergebnisse.
- Die Bewehrung sollte an mindestens zwei Stellen kontrolliert und mit den Angaben auf den Bauwerksplänen verglichen werden. Fehlen letztere, muss die Bewehrung an ausreichend vielen Stellen für eine aussagekräftige Erhebung kontrolliert werden.

Bewehrung	Bedeutung	Auswirkungen für die Sicherheit und Funktions-tauglichkeit	
		<i>gross</i>	<i>klein</i>
Gute dreidimensionale Bewehrung	Der Bauteil ist auf allen Seiten von der Bewehrung umschlossen; die Ausdehnung durch AAR wird von der Bewehrung aufgenommen; die Auswirkungen sind beschränkt; Gefahr des Ablösens der Vorspannung und von Rissen in der Ebene der Vorspannung.	Mässiges Risiko	Geringes Risiko
Dreidimensionale Bewehrung mit mässiger Verankerung	Gefahr des Ablösens der Bewehrung wegen der Ausdehnung durch AAR bei ungenügender Überlappung der Bewehrungsstäbe.	Mässiges Risiko	Geringes Risiko
Zweidimensionale Bewehrung mit guter oder mässiger Verankerung; gar keine Bewehrung	Ausdehnung durch AAR in eine Richtung konzentriert. Verminderung der Zugfestigkeit in diese Richtung; die Querkräfte durch die AAR verursachen ein Aufblättern des Betons, infolgedessen wird die Scherfestigkeit kritisch.	Hohes Risiko	Mässiges Risiko

Tabelle A2-6: Strukturelles Risiko, abgeleitet von der Bewehrung und den Auswirkungen auf die Sicherheit und Funktionstauglichkeit.

Die gemessene einaxiale Zugfestigkeit wird mit der theoretischen Zugfestigkeit verglichen. Eine verminderte Zugfestigkeit liegt vor, wenn:

$$f_{bm, ref} < 0.7(1.00 + 0.05f'_{cc})$$

wobei:

$f_{bm, ref}$ = mittlere Zugfestigkeit gemessen an Bauwerksproben in N/mm²

f'_{cc} = mittlere Druckfestigkeit, welche als Berechnungsgrundlage für die Dimensionierung eingesetzt wurde, in N/mm²

0.7 = Umrechnungsfaktor für die indirekte Zugfestigkeit zur einaxialen Zugfestigkeit

Ergibt sich aus diesen zusätzlichen Prüfungen eine ungenügende Festigkeit, muss das Bauwerk statisch überprüft werden. Dabei sollen folgende Aspekte berücksichtigt werden:

- AAR-bedingte Risse
- durch AAR verursachte Verformungen des Bauwerks
- vorgefundene mechanische Festigkeiten
- mögliche Streuung der mechanischen Festigkeiten.

Für die Detailangaben zu den Grundlagen dieser Berechnung wird auf die Richtlinie verwiesen. Die niederländischen Erfahrungen haben gezeigt, dass die Schubspannung die kritische Grösse für die spezifische Bauweise der Plattenbrücken ist.

Das beschriebene Vorgehen der Bauwerksbeurteilung führt zu einer Einteilung in Risikoklassen mit zugehörigen Überwachungs- und Schutzmassnahmen (siehe Tabelle A2-7). Dabei müssen folgende Aspekte berücksichtigt werden:

- Geplante Lebensdauer des Bauwerkes
- Das mindest geforderte Unterhaltsniveau des Bauwerkes (z.B. zulässige Schäden am Deckbeton)
- Allfällige Klassifizierung bzgl. Verkehr und/oder Lasteinwirkung

Bei der Massnahmenplanung müssen folgende Aspekte berücksichtigt werden:

- das Überwachungskonzept
- die Expositionsbedingungen der verschiedenen Bauteile
- der Ist-Zustand (vorhandener Schaden).

Risiko- klasse	Hinweis auf verminderte Zugfestigkeit	Kumulierte Rissbreiten	Grundsätzliche Massnahmen				Optionale Massnahmen			
			V	M	VF	C	V	M	VF	C
Niedrig	Ja	<1mm/m	1	-	-	-	2	4	-	-
	Ja	>1mm/m	2	4	-	5	4	1	1	1
	Nein	<1mm/m	-	-	-	-	2	3	-	-
	Nein	>1mm/m	1	4	-	3	4	-	1	1
Mittel	Ja	<1mm/m	2	6	2	-	4	-	1	2
	Ja	>1mm/m	6	6	2	4	-	-	2	1
	Nein	<1mm/m	2	4	1	-	2	2	1	2
	Nein	>1mm/m	5	4	2	4	1	2	-	1
Hoch	Ja	<1mm/m	5	4	4	-	-	-	-	2
	Ja	>1mm/m	6	4	5	-	-	-	-	2
	Nein	<1mm/m	6	5	2	4	-	-	2	2
	Nein	>1mm/m	6	6	3	4	-	-	1	2

Tabelle A2-7: Mögliche Auswahl der Massnahmen in Funktion der strukturellen Risikoklassen (vgl. Tabelle A2-6), der Zugfestigkeit und des Rissausmasses. Je höher die Zahl (1 bis 6) desto dringender wird die Massnahme empfohlen.

Legende:

- V= Trockenlegung des Bauteils
- M= Monitoring (Rissbreiten, Ausdehnung, Verformung, Bauwerksfeuchtigkeit)
- VF= Massnahmen zur Erhöhung der Sicherheit (Beschränkung der Lasteinwirkung, lokale Stützmassnahmen oder Verstärkungen)
- C= Schutzmassnahmen vor Bewehrungskorrosion (Rissverfüllung für einen erhöhten Chloridwiderstand)

5. Empfehlung RILEM für Massnahmen beim Neubau

RILEM - Richtlinie „International Specification to Minimise Damage from Alkali Reactions in Concrete“ (Entwurf 2005)

Sie unterscheidet drei Risikoklassen aufgrund der Bauwerkskategorien (Tab. A2-8).

Kategorien	Tolerierbarer AAR-Schaden	Beispiele
S1 Geringe oder vernachlässigbare Folgen	Mittlere Schäden	<ul style="list-style-type: none"> Bauteile ohne statische Funktionen innerhalb von Gebäuden Temporäre Bauten oder kurze Nutzungsdauer < 50 Jahre Leicht ersetzbare Bauteile Kleine Wohnbauten
S2 Erhebliche Folgen	Geringfügige Schäden	<ul style="list-style-type: none"> Die meisten Bauwerke und Kunstbauten im Tiefbau mit einer Nutzungsdauer von 50-100 Jahren Vorfabrizierte Elemente deren Ersatz sehr kostspielig ist
S3 Schwerwiegende Folgen	Keine Schäden	<ul style="list-style-type: none"> Bauwerke mit langer Nutzungsdauer (>100Jahre) oder Bauwerke, bei denen ein AAR-Schaden nicht tolerierbar ist, wie z.B. Staudämme, nukleare Anlagen, Lagerstätten von gefährlichen Substanzen, Tunnels, aussergewöhnliche Kunstbauten, usw. Kritische Bauteile, die nicht inspiziert, instand gesetzt oder ersetzt werden können

Tabelle A2-8: AAR-Risikokategorien gemäss RILEM (2005).

Die Umgebungsbedingungen werden ebenfalls in drei Klassen eingeteilt (Tab. A2-9):

Expositions-klasse	Beschreibung	Beispiele
E1	Trockene Umgebung, geschützt vor Durchfeuchtung	<ul style="list-style-type: none"> Geschützter Beton im Bauwerksinnern (< 75% RF)
E2	Feuchte Umgebung, ständig oder zyklisch	<ul style="list-style-type: none"> Beton im Bauwerksinnern bei hoher Luftfeuchtigkeit (Schwimmbäder usw.) Beton im Aussenbereich, der Witterung ausgesetzt Beton von Fundationen, Wasserbau, aber ohne aggressive Umgebung Massenbeton, im Innenbereich
E3	Feuchte Umgebung und weitere Belastung wie <ul style="list-style-type: none"> Frosttausalz Chlorid Hohe Temperaturen Aggressive Bergwässer Meerwasser, usw. 	<ul style="list-style-type: none"> Beton im Aussenbereich, der Witterung ausgesetzt mit Frost, Tausalz Beton, der in feuchtem Zustand hohen Betriebstemperaturen ausgesetzt ist Fundationen in aggressiver Umgebung

Tabelle A2-9: Umgebungsklassen gemäss RILEM (2005).

Die Kombination der Risikokategorien mit den Umgebungskategorien ergeben 4 Massnahmenniveaus (Tab. A2-10).

Risikokategorien	Expositionsklassen		
	E1	E2	E3
S1	P1	P1	P1
S2	P1	P2	P3
S3	P2	P4	P4

Tabelle A2-10: Bestimmung des Massnahmenniveaus in Funktion der Expositionsklassen und Risikokategorien (RILEM, 2005).

- P1: keine speziellen Massnahmen** notwendig, normkonforme Planung und Betonqualität. Das Bauwerk muss gewissen AAR-Schäden standhalten können. Der Bauherr muss Schäden tolerieren können.
- P2: Normale Prävention:** eine der Massnahmen M1 bis M4 ist zu treffen.
- P3: Spezielle Prävention:** eine der Massnahmen M1 bis M4 ist zu treffen. Der Beton muss die übrigen Anforderungen der vorhandenen Expositionsklassen erfüllen.
- P4: Ausserordentliche Prävention:** normalerweise sind mindestens zwei Massnahmen M1 bis M4 zu treffen. Der Beton muss die übrigen Anforderungen der vorhandenen Expositionsklassen erfüllen.

Als vorbeugende Massnahmen werden folgende vier Möglichkeiten M1 bis M4 beschrieben:

- M 1:** Massnahmen, um **die Alkalinität der Porenlösung einzuschränken** mittels
- Kontrolle des Alkaligehaltes in der Betonmischung: Bei einer geringen Reaktivität der Gesteinskörnung ist kein Alkali-Limit vorgesehen, bei einer mittleren Reaktivität soll der Alkaligehalt unter $3.0\text{-}3.5 \text{ kg/m}^3 \text{ Na}_2\text{O}_{\text{eq}}$, bei einer hohen Reaktivität unter $2.5 \text{ kg/m}^3 \text{ Na}_2\text{O}_{\text{eq}}$ liegen. Die Richtlinie gibt Angaben wie der Alkaligehalt des Betons berechnet wird.
 - Verwendung eines Low-Alkali-Zementes mit einem Natriumäquivalent $0.60 \text{ Na}_2\text{O}$, wobei sich diese Massnahme verschiedentlich als nicht ausreichend erwiesen hat.
 - Verwendung von Zusatzstoffen: Folgende Dosierungen von Zusatzstoffen werden empfohlen (Tab. A2-11):

Reaktivität der Gesteinskörnung	Kalkarme Flugasche (<8% CaO)	Kalkreiche Flugasche (8-20% CaO)	Hütten-sand	Silikastaub (>85% SiO ₂)	Metakaolin (>45% SiO ₂)
Tief	-	-	-	8	15
Normal	25	30	40	8	15
Hoch	40	Keine Angaben	50	8	15

Tabelle A2-11: Empfohlene minimale Mengen an Zusatzstoffen (M.-% bezüglich Gesamt-Bindemittelgehalt).

Da sehr unterschiedliche Qualitäten von Zusatzstoffen auf dem Markt erhältlich sind, wird empfohlen, deren Wirksamkeit vorgängig mittels Performance-Tests am Beton zu überprüfen. Die kalkarmen Flugaschen gemäss SN EN 450 weisen eine genügende Wirksamkeit auf, wenn sie in genügend hoher Dosierung eingesetzt werden (Tab. A2-11). Wenn niedrigere Dosierungen als empfohlen eingesetzt werden, muss der Alkaligehalt der Zusatzstoffe bei der Alkalibilanzierung berücksichtigt werden.

M2: Massnahmen, die verhindern, dass eine **kritische Menge an reaktiver Kieselsäure** erreicht wird, z.B. durch Einsatz einer nichtreaktiven Gesteinskörnung. Die Beurteilung erfolgt über die petrographische Bestimmung oder der Messung der Reaktivität der Gesteinskörnung mit einer Mörtel- oder Betonprüfung. Es ist wichtig, dass der Anteil reaktiver Gesteinskörnern von allen Korngruppen berücksichtigt wird.

M3: Massnahmen, um die Zufuhr von **Feuchtigkeit zu reduzieren** und um den Beton in einem genügend trockenen Zustand zu halten (konstruktive Ausbildung, Abdichtungen, Drainagen, Beschichtungen, hinterlüftete Bauhüllen).

M4: Massnahmen, welche es erlauben, das **gebildete Gel in eine nicht-expansive Form** zu überführen. Dies wird mittels Zudosierung von Lithiumsalzen (vorzugsweise Lithiumnitrat) im Anmachwasser erreicht. Die empfohlenen Dosierungen betragen:

- normal reaktive Gesteinskörnungen: 3.75kg einer 30% LiNO_3 -Lösung pro kg $\text{Na}_2\text{O}_{\text{eq}}$ des Betons
- stark reaktive Gesteinskörnungen: 5.95kg einer 30% LiNO_3 -Lösung pro kg $\text{Na}_2\text{O}_{\text{eq}}$ des Betons.

Die Richtlinie ist noch in Bearbeitung. Die hier zusammengefasste Version entspricht deshalb nicht unbedingt der Schlussfassung.