



Schweizerische Eidgenossenschaft  
Confédération suisse  
Confederazione Svizzera  
Confederaziun svizra

Eidgenössisches Departement für  
Umwelt, Verkehr, Energie und Kommunikation UVEK

**Bundesamt für Strassen ASTRA**

**Dokumentation**

Ausgabe 2007 V1.01

# **Alkali-Aggregat-Reaktion (AAR)**

**Grundlagen und Massnahmen bei neuen  
und bestehenden Kunstbauten**

# **La réaction alcalis-granulats (RAG)**

**Données de base et mesures des ouvrages d'art nouveaux  
et existants**

**ASTRA 8213**

**ASTRA OFROU USTRA UVIAS**

# Impressum

## **Autore(n)/Arbeitsgruppe**

Dr. Fritz Hunkeler            TFB, Wildegg  
Dr. Christine Merz            TFB, Wildegg  
Dr. Pascal Kronenberg        TFB, Crissier

## **Herausgeber**

Bundesamt für Strassen ASTRA  
Abteilung Strassennetze  
Standards, Forschung, Sicherheit  
3003 Bern

## **Bezugsquelle**

BBL, Verkauf Bundespublikationen, CH-3000 Bern, [www.bbl.ch](http://www.bbl.ch)  
Art.-Nr.: 806.329.d

Das Dokument kann kostenlos von [www.astra.admin.ch](http://www.astra.admin.ch) herunter geladen werden.

## **Preis (gedruckte Version)**

CHF 70.-

© ASTRA 2007

Abdruck - ausser für kommerzielle Nutzung - unter Angabe der Quelle gestattet.

# INHALTSVERZEICHNIS

**Impressum.....2**

**1 Ausgangslage und Ziele.....9**

1.1 Veranlassung, Zielsetzung der Dokumentation und Zielpublikum.....9

1.2 Bestehende Regelungen, Normen und wichtige Dokumente, Lücken.....9

1.2.1 Neubau.....9

1.2.2 Bestehende Bauten / Instandsetzung.....10

1.2.3 Lücken in der Forschung und bei den Normen.....10

1.3 Anwendungsbereich.....10

**2 Grundlagen der Alkali-Aggregat-Reaktion (AAR).....11**

2.1 Einführung in die AAR.....11

2.2 Schadenmechanismen und Schadenursachen.....11

2.3 Schadenbilder und Schadenentwicklung.....13

2.3.1 Schadenbilder.....13

2.3.2 Rissbreite und Ristiefe.....16

2.3.3 Zeitliche Entwicklung der AAR.....18

2.4 Einflüsse (Betonzusammensetzung, Exposition).....20

2.4.1 Übersicht.....20

2.4.2 Betonseitige Einflüsse.....20

2.4.3 Umgebungsbedingungen.....27

2.4.4 Bauwerksseitig Einflüsse.....32

2.5 Auswirkungen der AAR bei bestehenden Bauten (Tragsicherheit / Tragverhalten, Gebrauchstauglichkeit, Dauerhaftigkeit).....33

2.5.1 Mechanische Eigenschaften des Betons.....33

2.5.2 Tragsicherheit / Tragverhalten.....35

2.5.3 Ergebnisse der Arbeit von Wächli und Brühwiler.....36

2.5.4 Ergebnisse des Kolloquiums der AGB des ASTRA.....37

2.5.5 Gebrauchstauglichkeit.....39

2.5.6 Dauerhaftigkeit.....39

2.6 Prüfungen an Gesteinskörnungen und an Betonen.....39

2.6.1 Allgemeines.....39

2.6.2 Reaktivität von Gesteinskörnungen.....40

2.6.3 AAR-Beständigkeit von Betonen.....42

2.6.4 Vergleich von Laborprüfungen mit Feldversuchen.....43

2.6.5 Eingesetzte Prüfverfahren in der Schweiz.....44

**3 Situation in der Schweiz.....47**

3.1 Aktualität der Problemstellung und Überblick über den Stand der Forschung ....47

3.2 Ergebnisse von Untersuchungen an bestehenden Bauten.....48

3.2.1 Art der Bauwerke mit AAR.....48

3.2.2 Alter der Bauwerke mit AAR.....49

3.2.3 Zusammenhang zwischen Anzahl der Bauwerke mit AAR und Zementlieferungen.....49

3.2.4 Geografische Verteilung der Bauwerke mit AAR.....50

3.2.5 Exposition – geografische Ausrichtung.....51

3.2.6 Rissbreite - Bauwerksalter.....52

3.2.7 Risse infolge AAR.....53

3.2.8 Auswirkung der AAR auf die mechanische Eigenschaften und das Gefüge.....54

3.2.9 Folgerungen.....54

3.3 Ergebnisse von Untersuchungen zur Vermeidung von Schäden (Betontechnologie).....55

3.4 Schlussfolgerungen des AGB - Kolloquiums vom 16. Nov. 2005.....58

**4 Empfehlungen für Massnahmen zur Vermeidung der AAR bei Neuen Kunstbauten (deutsch).....59**

4.1 Überblick über die Massnahmen.....59

4.1.1 Allgemeines.....59

4.1.2 Konstruktive Massnahmen.....59

4.1.3 Betontechnologische Massnahmen.....59

4.1.4 Austausch der Gesteinskörnungen.....60

4.2 Risikoklassen, Umgebungsklassen und Präventionsklassen.....60

4.3 Anforderungen an die präventiven Massnahmen.....62

4.3.1 Anforderungen an die Gesteinskörnung.....62

4.3.2 Anforderungen an den Beton.....63

4.3.3 Anforderungen an die konstruktiven Massnahmen.....64

4.4 Nachweise und Prüfungen.....64

4.4.1 Nachgewiesene Langzeiterfahrungen.....64

4.4.2 Prüfung der Gesteinskörnungen mit der Microbar-Prüfung.....65

4.4.3 Prüfung des Betons mit der Beton-Performance-Prüfung.....66

4.5 Hinweise für die Ausschreibung, Qualitätssicherung und Überwachung.....66

4.5.1 Ausschreibung.....66

4.5.2 Qualitätssicherung.....67

4.5.3 Überwachung.....67

4.6 Hinweise für die Umsetzung der Empfehlungen bei neuen Kunstbauten der Nationalstrassen.....68

**4 Recommandation des mesures de prévention de la RAG dans des nouveaux ouvrages d'art (français).....73**

4.1 Aperçu des mesures.....73

4.1.1 Généralités.....73

4.1.2 Mesures constructives.....73

4.1.3 Mesures en matière de technologie du béton.....73

4.1.4 Substitution des granulats.....74

4.2 Classes de risque, classes d'environnement et classes de prévention...74

4.3 Exigences par rapport aux mesures de prévention.....76

4.3.1 Exigences relatives aux granulats.....76

4.3.2 Exigences relatives au béton.....77

4.3.3 Exigences relatives aux mesures constructives.....78

4.4 Justifications et essais.....78

4.4.1 Expériences à long terme sur ouvrage.....78

4.4.2 Essai sur granulats au moyen de l'essai Microbar.....79

4.4.3 Essai sur béton au moyen de l'essai de performance du béton.....80

4.5 Indications pour la mise en soumission, l'assurance qualité et la surveillance.....80

4.5.1 Mise en soumission.....80

4.5.2 Assurance qualité.....81

4.5.3 Surveillance.....82

4.6 Indications pour l'application des recommandations pour des nouvelles constructions d'ouvrages d'art des routes nationales.....82

<b>5</b>	<b>Hinweise für Massnahmen bei bestehenden Kunstbauten mit AAR-Schäden (deutsch)</b>	<b>87</b>
5.1	Grundsätzliches Vorgehen beim Umgang mit AAR-geschädigten Bauwerken	87
5.2	Generelle Überprüfung	87
5.2.1	Bauwerksunterlagen	87
5.2.2	Untersuchungen vor Ort und erste orientierende Laboruntersuchung	87
5.2.3	Generelle Beurteilung der AAR	88
5.3	Detaillierte Überprüfung	89
5.3.1	Konzept für das weitere Vorgehen	89
5.3.2	Durchführung der materialtechnologischen Untersuchungen	90
5.3.3	Materialtechnologische Beurteilung	91
5.3.4	Prognose der weiteren Zustandsentwicklung	92
5.3.5	Ingenieurmässige Beurteilung	92
5.4	Instandsetzungs- und Schutzmassnahmen	93
5.5	Restnutzung und Überwachung	94
<b>5</b>	<b>Indication de mesures à prendre pour des ouvrages d'art existant présentant des dégâts de RAG (français)</b>	<b>95</b>
5.1	Procédure en présence d'ouvrages présentant des dégâts de RAG	95
5.2	Contrôle général	95
5.2.1	Documents concernant l'ouvrage	95
5.2.2	Investigations in situ et investigations préliminaires au laboratoire	95
5.2.3	Appréciation générale de la RAG	96
5.3	Examen détaillé	97
5.3.1	Concept pour la procédure à suivre	97
5.3.2	Réalisation des essais des matériaux	98
5.3.3	Evaluation des matériaux	99
5.3.4	Prévision de l'évolution de l'état de l'ouvrage	100
5.3.5	Evaluation par l'ingénieur	100
5.4	Mesures de réfection et de protection	101
5.5	Durée d'utilisation restante	102
<b>6</b>	<b>Referenzen</b>	<b>103</b>
	<b>ANHÄNGE</b>	<b>111</b>
<b>I</b>	<b>AAR: Historischer Rückblick</b>	<b>112</b>
I.1	Meilensteine	112
I.2	Situation in Europa 1995	114
<b>II</b>	<b>Bestimmung des Rissbreitenindices</b>	<b>115</b>
<b>III</b>	<b>Fotodokumentation (Schäden in der Schweiz)</b>	<b>116</b>
III.1	Tunnels, Galerien und Unterführungen	116
III.2	Brücken	120
III.3	Stützmauern	123
III.4	Diverse Bauwerke und Bauteile	129
	<b>Auflistung der Änderungen</b>	<b>132</b>

## VORWORT

Beton ist der wichtigste Baustoff unserer Infrastrukturbauten. Die grosse Anzahl von Brücken, Stützmauern und Tunnels aus Beton-, Stahl- und Spannbetonbauten belegen das grosse Anwendungspotenzial. Es ist deshalb unabdingbar, dass wir seine Eigenschaften, sein zeitliches Verhalten, seine Vorzüge, aber auch seine Grenzen kennen.

Seit Anfang der 1980er Jahre haben uns die Korrosionsschäden an der Bewehrung von Stahlbetonbauten Sorgen bereitet. Wir haben in der Zwischenzeit gelernt, die dabei auftretenden Prozesse recht gut zu verstehen und geschädigte Bauwerke instand zu setzen. Auch bei den zurzeit gültigen Normen sind die Vorgaben angepasst worden.

Im Gegensatz dazu ist die betonschädigende Alkali-Aggregat-Reaktion (AAR) bei Betonbauten ein Schadenmechanismus, der in der Schweiz erst seit einigen Jahren in Erscheinung trat. Ein kürzlich abgeschlossenes Forschungsprojekt der Arbeitsgruppe Brückenforschung (AGB) des ASTRA (AGB2001/471) hat gezeigt, dass in der Schweiz mehr Schäden vorhanden sind als wir bisher geglaubt haben. In Anbetracht der festgestellten Situation besteht Handlungsbedarf auf verschiedenen Ebenen: Kenntnisstand der Beteiligten, Forschung und Normen.

Die Grundlagen der Alkali-Aggregat-Reaktion wie auch das vorhandene Wissen über die möglichen Massnahmen bei neuen Bauten wie auch bei der Instandsetzung von bestehenden Bauten sind bei allen Beteiligten noch wenig bekannt.

Die vorliegende Dokumentation soll alle Beteiligten für diese neue Schadensart sensibilisieren, vorab die verantwortlichen Entscheidungsträger beim Bund und bei den Kantonen. Die Dokumentation enthält die für das Verständnis notwendigen Grundlagen (**Kapitel 1 und 2**), erläutert die Situation in der Schweiz (**Kapitel 3**) und zeigt weiter im **Kapitel 4** (deutsch und danach französische Übersetzung) die möglichen Wege zur Vermeidung der Alkali-Aggregat-Reaktion bei Neubauten. Für den eiligen Leser gibt das **Kapitel 4.6** einen raschen Überblick über die erforderlichen Massnahmen bei neuen Kunstbauten der Nationalstrassen. Die Dokumentation gibt im **Kapitel 5** (deutsch und danach französische Übersetzung) weiterhin einige Hinweise zur Zustandserfassung, Zustandsbeurteilung und Instandsetzung von bestehenden Kunstbauten.

Die Umsetzung der Empfehlungen für Neubauten gemäss **Kapitel 4** führt in der Anfangsphase zu einem gewissen Mehraufwand für die Betonherstellung (Anpassungen der Betonrezepturen, Mehrkosten bei den Prüfungen). Die entstehenden Mehrkosten sind im Vergleich zu den damit vermeidbaren Kosten für die Erhaltung und Instandsetzung gering und sicher gerechtfertigt.

In Anbetracht der wachsenden Bedeutung des Themas hat die Normenkommission SIA 262 „Betonbau“ eine Arbeitsgruppe gebildet, die den Auftrag hat, ein Merkblatt zu erarbeiten. Diese Arbeit ist noch nicht abgeschlossen.

Neben den Arbeiten auf der Normenebene sind weitere Forschungsprojekte im Auftrag der Arbeitsgruppe Brückenforschung (AGB) in Arbeit, die sich mit verschiedenen offenen Fragen befassen.

Wildegg, im Mai 2007

Die Autoren



## PREFACE

Le béton est le plus important matériau de construction de nos ouvrages d'infrastructure.

Le grand nombre de ponts, de murs de soutènement et de tunnels construits en béton, armé ou précontraint, confirme son grand potentiel d'utilisation. Il est donc indispensable que nous connaissions ses propriétés, son comportement dans le temps, ses avantages, mais aussi ses limites.

Depuis le début des années 1980 les dégâts dus à la corrosion de l'armature du béton armé nous ont préoccupés. Entre-temps nous avons appris à comprendre assez bien les processus mis en jeu et comment remettre en état les ouvrages détériorés. Aussi les exigences des normes actuellement en vigueur ont été adaptées.

Par contre la réaction alcalis-granulat (RAG) nocive pour les constructions en béton n'est apparue en Suisse que depuis quelques années. Un projet de recherche du groupe de travail en matière de pont de l'OFROU (AGB2001/471) récemment terminé a mis en évidence des dégâts en nombre bien plus considérable qu'attendu. A la vue de ce constat existe le besoin d'agir à différents niveaux: améliorer l'état de connaissance des personnes concernées, la recherche et le travail normatif.

Les connaissances de base de la réaction alcalis-granulats, mais aussi les connaissances des mesures préventives possibles pour les nouvelles constructions autant que des mesures de réparation et de protection des ouvrages dégradés font défaut chez les intervenants.

La présente documentation a pour objectif de sensibiliser tous les intervenants à ce nouveau type de dégradation du béton, notamment les décideurs des offices fédéraux et des cantons. La documentation contient les bases nécessaires pour la compréhension du phénomène (**chapitres 1 et 2**), explique la situation en Suisse (**chapitre 3**) et montre au **chapitre 4** (en allemand, suivi d'une traduction française) les voies possibles de prévention de la réaction alcalis-granulats dans les nouvelles constructions. Le lecteur pressé trouvera dans le **chapitre 4.6** un bref aperçu des mesures nécessaires pour les nouveaux ouvrages d'art des routes nationales. Le **chapitre 5** (en allemand, suivi d'une traduction française) donne quelques indications concernant le relevé et l'évaluation de l'état et la réparation des ouvrages d'art existants.

La réalisation des recommandations pour les nouvelles constructions selon le chapitre 4 représente au début des coûts supplémentaires dans la production du béton (modifications des formules de béton, contrôles supplémentaires). Mais ces coûts supplémentaires sont faibles et justifiées en comparaison avec les coûts évitables d'entretien et de remise en état.

Vu la signification croissante de ce sujet la commission de norme SIA 262 „Construction en béton“ a créé un groupe de travail afin de rédiger une documentation. Ce travail n'est pas encore terminé.

A côté du travail de normalisation d'autres projets de recherche sont en cours pour le groupe de travail en matière de pont qui traitent diverses questions encore ouvertes.

Wildegger, mai 2007

Les auteurs



# 1 AUSGANGSLAGE UND ZIELE

## 1.1 Veranlassung, Zielsetzung der Dokumentation und Zielpublikum

Die Schweiz war bis vor wenigen Jahren, im Gegensatz zu anderen Ländern und abgesehen von Staumauern, kaum mit der Problematik von Schäden infolge der Alkali-Aggregat-Reaktion (AAR) konfrontiert gewesen (siehe dazu auch der historische Rückblick im **Anhang I**). Der allererste AAR-Schaden in der Schweiz wurde 1988 an einer Staumauer beobachtet [Regamey 1995]. In den letzten Jahren nahm die Zahl der nachgewiesenen AAR-Schäden an Betonbauten aber deutlich zu [CB 2000] und löste in der Schweiz diverse Forschungsarbeiten aus [cemsuisse 2005a, Wächli 2005, Ben Haha 2006, Merz 2006].

Ähnlich wie bei der chloridinduzierten Korrosionsschäden zu Beginn der 1980er-Jahre haben die diversen Beobachtungen von AAR-Schäden zu einer Verunsicherung bei den Eigentümern und Planern von Betonbauten geführt. Man suchte nach Erklärungen und Massnahmen zur Vermeidung der AAR bei neuen Bauten, da die Instandsetzung von geschädigten Bauten nicht einfach ist. Im Gegensatz zur chloridinduzierten Korrosion, deren Folgen im Wesentlichen durch Massnahmen an der Oberfläche (Abtrag, Reprofilierung, Oberflächenschutz) behoben werden können, wird bei der AAR in der Regel auch der Kernbeton geschädigt. Dies erschwert die Instandsetzung. Zu den bekanntesten Bauwerken, bei denen die Problematik der AAR zu detaillierten Untersuchungen und zu gezielten Gegenmassnahmen führte, zählen die AlpTransit-Tunnels [Hunkeler 1995, Hammer-schlag 2000, Leemann 2004, Thalmann 2004].

Mit der vorliegenden Dokumentation sollen den verantwortlichen Personen in den Verwaltungen und Ingenieurbüros die gegenwärtigen Kenntnisse über die Grundlagen der AAR und die Schadenssituation in der Schweiz sowie über die möglichen Massnahmen zur Vermeidung der AAR bei neuen Bauten dargelegt werden. Fragen der Instandsetzung werden nur am Rande behandelt.

## 1.2 Bestehende Regelungen, Normen und wichtige Dokumente, Lücken

### 1.2.1 Neubau

Verschiedene Länder haben Empfehlungen, Richtlinien oder Normen zur Vermeidung der AAR bei Neubauten erarbeitet (z.B. Kanada, Deutschland, Norwegen, Holland, Island, Frankreich, England, Südafrika). Eine Übersicht über die Situation in Europa gibt ein Bericht des CEN [CEN 1995].

Die Vorschriften der einzelnen Länder waren bisher meist mit bestimmten, eigenen Prüfverfahren verknüpft, die sich international aber nicht durchsetzen konnten (siehe dazu **Kapitel 2.6**).

Die Schwierigkeiten beim internationalen Abgleich der Anforderungen und Prüfungen liegen einerseits bei den sehr unterschiedlichen Eigenschaften der in den einzelnen Ländern verfügbaren Ausgangsstoffe (z.B. Zement, Gesteinskörnungen) und andererseits bei den unterschiedlichen Traditionen beim Bauen mit Beton. Seit 1988 arbeiteten mehrere Arbeitsgruppen des RILEM (TC 106-AAR: 1988-2000, TC 191-ARP: 2001-2006, TC ACS: ab 2007) an Dokumenten, die als Vorstufe zumindest für europäische Prüfnormen dienen sollen [RILEM 2000, 2005]. Parallel dazu wurden weitere Arbeiten im Rahmen des so genannten „Partnerprojektes“ durchgeführt (2002-2006) [Partner 2002]. Ziel dieses Projektes war es, eine einheitliche europäische Testmethode für die Beurteilung und Klassierung der Alkalireaktivität von Gesteinskörnung zu entwickeln [Partner 2007].

Im Vergleich zum Ausland gab es bisher in der Schweiz keine eigenständigen Regelungen zur AAR. In der Betonnorm SN EN 206-1, wird im Nationalen Anhang unter der Ziffer 5.2.3.4 „Widerstand gegen Alkali-Kieselsäure-Reaktion“ lediglich Folgendes festgehalten:

*Es bestehen keine schweizerischen Regelungen. Bei einem Verdacht sind Fachleute bei zu ziehen. Allgemeine Hinweise zur Alkali-Kieselsäure-Reaktion sind in der SN EN 12620:2002 (Annex G, Ziffer G.3), im CEN-Bericht 1901 und in den Publikationen des RILEM TC 104-AAR enthalten.*

Im Anhang G der SN EN 12620:2002 steht unter der Ziffer G.3 Folgendes:

*In Ermangelung vorangegangener Langzeiterfahrungen mit einer bestimmten Kombination von Zement und Gesteinskörnung hinsichtlich des Ausbleibens von Treibreaktionen kann es erforderlich sein, eine der folgenden Vorsichtsmassnahmen zu treffen:*

- *Begrenzung des Gesamt-Alkaligehaltes in der Betonmischung;*
- *Verwendung eines Zementes mit niedrigwirksamem Alkaligehalt;*
- *Verwendung eines nichtreaktiven Zuschlaggemisches;*

- *Begrenzung des Wassersättigungsgrades des Betons.*

*Die Kombination von Gesteinskörnungen und Zement kann nach in nationalen Bestimmungen beschriebenen Verfahren beurteilt werden, wenn keine der oben genannten Vorgehensweisen möglich ist.*

*Wenn Gesteinskörnungen über nationale Grenzen hinweg importiert werden, sollte der Abnehmer die im Herkunftsland vorliegenden Erfahrungen mitbeachten.*

Soweit die Zitate. Ohne weitere Informationen und Vorgaben können diese allgemeinen Hinweise in der Praxis nicht umgesetzt werden.

Im Nationalen Vorwort der SN EN 12620 wird für die Beurteilung der Dauerhaftigkeit von Gesteinskörnungen für Beton auf die Schweizer Prüfnormen SN 670 116 und SN 670 115 verwiesen. Diese Normen sind 2005 erschienen und enthalten keine Angaben zur Beurteilung der Alkalireaktivität der Schweizer Gesteinskörnungen. Zurzeit werden die beiden Normen überarbeitet. Es ist noch unklar, ob und inwieweit das Thema Alkalireaktivität behandelt wird. Wie bereits oben erwähnt enthält die Norm SN EN 206-1 lediglich einen knappen Hinweis.

### 1.2.2 Bestehende Bauten / Instandsetzung

Einige Länder haben auch Regelungen zum Umgang mit AAR-geschädigten Bauwerken (z.B. England, Frankreich, Deutschland, Holland). Auf Ebene der europäischen Normierung gibt es, abgesehen von den Arbeiten des RILEM ([RILEM 2003, 2004a], zurzeit keine Aktivitäten zur Regelung der Zustandserfassung und -beurteilung und der Instandsetzung von AAR-geschädigten Betonbauten.

### 1.2.3 Lücken in der Forschung und bei den Normen

Der Kenntnisstand über die AAR ist bei verschiedenen Themenbereichen noch unvollständig. Daraus ergibt sich auch, dass die heutigen Normen die AAR noch ungenügend berücksichtigen. Anstrengungen sind in der Forschung wie auch bei der Normierung nötig, um die vorhandenen Lücken zu schliessen. Dies betrifft z.B.:

- Prüfverfahren (z.B. Microbar-Prüfung [AFNOR XP 18-594] zur Beurteilung der Reaktivität von Gesteinskörnungen): Grenzwerte und Anwendbarkeit in der Schweiz (geforderte Nutzungsdauer, Betonqualität in der Schweiz), praktische Relevanz, Korrelation zum Bauwerksverhalten
- Wirksamkeit von betontechnologischen Massnahmen in der Praxis
- Zustandserfassung von AAR-geschädigten Bauwerken
- Massnahmen bei AAR-Schäden (keine Ursachenbekämpfung)
- Bauwerksüberwachung von anderen Bauwerken als Staudämmen
- Normen z.B.: SN EN 12620 [VSS 2002] (inkl. SN 670 115 [VSS 2005a] und 670 116 [VSS 2005b]) und SN EN 206-1 (siehe auch **Kapitel 1.2.1**)
- Die Richtlinie des ASTRA „Projektierung und Ausführung von Kunstbauten der Nationalstrassen“ [ASTRA 2005a]. Sie enthält keine Hinweise betreffend AAR. Das gleiche gilt für die ASTRA-Richtlinie „Überwachung und Unterhalt der Kunstbauten der Nationalstrassen“ [ASTRA 2005b].

Einige der oben genannten Themen werden in den weiteren Kapiteln vertieft behandelt.

## 1.3 Anwendungsbereich

Die vorliegende Dokumentation beschränkt sich auf das Thema AAR und soll den Bauherren und Planern aufzeigen, wie die AAR bei neuen Bauten vermieden werden kann und welche Massnahmen dazu erforderlich sind. Die Strategie der Vermeidung von Schäden ist wesentlich kostengünstiger als eine spätere Instandsetzung.

Die in dieser Dokumentation gemachten Vorschläge zur Vermeidung der AAR sind als Ergänzung zu den heute gültigen Normen (SIA 262, SN EN 206-1) zu verstehen.

## 2 GRUNDLAGEN DER ALKALI-AGGREGAT-REAKTION (AAR)

### 2.1 Einführung in die AAR

Die Alkaliaggregat-Reaktion (**AAR**) wurde 1940 erstmals in den USA als Treibschaden als Folge der chemischen Reaktion zwischen alkalireichen Zementen (bzw. deren Porenlösung) und den Gesteinskörnungen beschrieben [Stanton 1940]. Seither wurde dieser Schadenmechanismus in sehr vielen Ländern auf der ganzen Welt festgestellt. Allerdings sind die Voraussetzungen für die AAR (Betonausgangsstoffe, Bauweisen, Klimaverhältnisse usw.) je nach Land anders, so dass die Problematik in einigen Ländern erst in den letzten Jahren thematisiert und erforscht wurde (z.B. Deutschland und Schweiz). Spiegelbild der weltweiten Situation sind die seit 1974 insgesamt 12 durchgeführten internationalen Tagungen zum Thema AAR. Die zwölfte und letzte Tagung fand im Jahr 2004 in Peking statt [ICAAR 2004], die nächste wird 2008 in Trondheim sein.

Im Gegensatz zur Bewehrungskorrosion infolge der Karbonatisierung des Betons oder der in den Beton eingedrungenen Chloride wird bei der AAR mehr oder weniger der ganze Betonquerschnitt geschädigt.

### 2.2 Schadenmechanismen und Schadenursachen

Alkaliaggregat-Reaktionen sind Reaktionen im Beton zwischen der alkalischen Porenlösung und bestimmten Mineralphasen der Gesteinskörner. Bei der Reaktion entsteht Kieselgel im Beton, das durch Wasseraufnahme aufquillt. Diese Ausdehnung führt zu einem inneren Druckaufbau und anschliessend zur Bildung von Rissen im Beton.

Reaktive Gesteinskörner enthalten Kieselsäure in verschiedenen Formen (z.B. amorpher Opal, mehr oder weniger auskristallisierter Quarz). Je nach Art bzw. Form der Kieselsäure, die in die Reaktion involviert ist, werden verschiedene Reaktionstypen unterschieden [Hunkeler 1996, CB 2000, Merz 2004, 2006, cemsuisse 2005a,b]:

- **Alkali – Silikat - Reaktionen:** krypto- bis mikrokristalliner, stark deformierter oder gerissener, poröser Quarz
- **Alkali - Kieselsäure - Reaktionen:** amorphe bis kryptokristalline Kieselsäure (Opal, Chalzedon, Glas usw.)

Die Löslichkeit der Kieselsäure nimmt mit zunehmendem Kristallisationsgrad ab. Deshalb unterscheiden sich die beiden Reaktionstypen insbesondere bei der Reaktionsgeschwindigkeit. Schäden infolge von Alkali – Kieselsäure - Reaktionen entwickeln sich üblicherweise innerhalb von ein paar Jahren, während Alkali-Silikat-Reaktionen in der Regel erst nach Jahrzehnten zu signifikanten Schäden führen.

Die häufigsten Schweizer Gesteine, die sich sowohl im Labor als auch am Bauwerk als reaktiv erwiesen haben, sind in **Tabelle 2.1** aufgeführt.

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 possible dans 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 2.1:** Alkalireaktive Gesteinsarten in der Schweiz / Types de roches alcaliréactives en Suisse [Merz 2006].

Die üblichen Schweizer Gesteinskörnungen bestehen aus einer Mischung verschiedener Gesteinsarten. Die Unterscheidung zwischen Alkali-Kieselsäure-Reaktion und Alkali-Silikat-Reaktion ist deshalb wenig sinnvoll und kaum realisierbar.

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 2004].

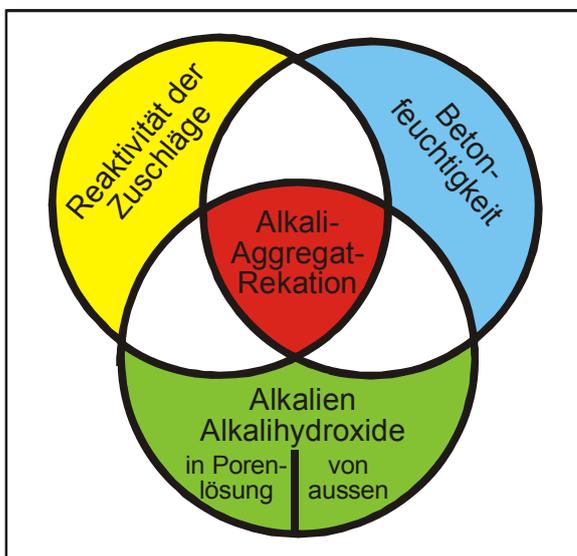
Umstritten ist nach wie vor, inwiefern ausser Quarz noch andere Silikate ebenfalls alkalireaktiv sein können. Verschiedentlich wurde vermutet, dass Glimmer und Feldspäte ebenfalls mit der Porenlösung reagieren und quellfähiges Kieselgel bilden können (z.B. [Gillot 1973]). Hingegen scheint sich in den letzten Jahren ein Konsens abzuzeichnen, dass Silikate wie z.B. Feldspäte eine gewisse Alkaliquelle im Beton darstellen können [Bérubé 2004]. 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, 2002, Poulsen 2000, ccanz 2003, Goguel 2007].

Neben der Alkali-Kieselsäure- und Alkali-Silikat-Reaktion wurde im Ausland die **Alkali-Karbonat-Reaktion** mit dolomithaltigen, tonigen Kalksteinen als weitere Form der AAR beschrieben. Diese wurde in der Schweiz bisher nicht nachgewiesen.

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

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

Fehlt eine der genannten Voraussetzungen, findet keine AAR statt. Diese Zusammenhänge sind im **Bild 2.1** dargestellt. Anzufügen ist hier noch, dass die AAR auch durch die elektrochemischen Instandsetzungsverfahren (kathodischer Korrosionsschutz, elektrochemische Chloridentfernung oder Realkalisierung) ausgelöst werden kann (siehe z.B. ([Sergi 1991, Ueda 2005]).



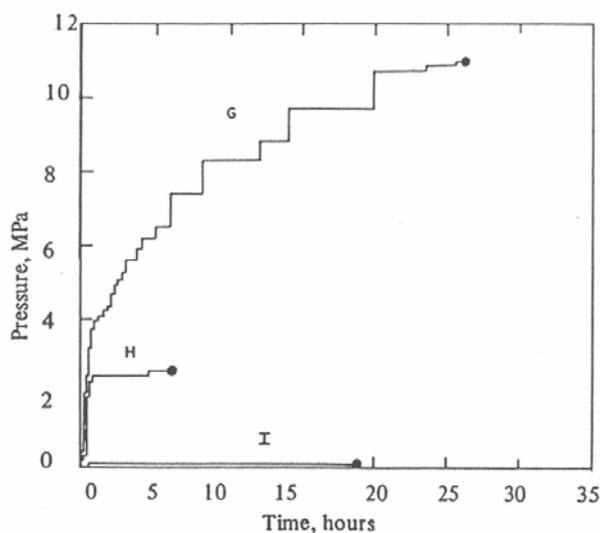
**Bild 2.1:**

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

Bei der Reaktion der Gesteinskörnungen mit dem Betonporenwasser entsteht ein Kieselgel. Dieses nimmt durch physikalische und chemophysikalische Sorption Feuchtigkeit auf. Die Hydratisierung führt zur Ausdehnung des Gels am Reaktionsherd und schliesslich zur Rissbildung in den reaktiven Körnern. Gleichzeitig oder zeitlich versetzt kann sich das Gel im Porenraum des Zementsteins 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 10 N/mm<sup>2</sup> (**Bild 2.2**).

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 bis 5 N/mm<sup>2</sup> erreicht. Dabei zeigte sich, dass der Quelldruck mit zunehmendem Gehalt an Alkali-Calcium-Silikat-Hydraten im Gel ansteigt. Mit einem Zweiphasenmodell mit einer expandierenden Gelansammlung in einer nicht expandierenden Umgebung wurde ein lokaler Quelldruck von 360 N/mm<sup>2</sup> berechnet. Dies ist etwa zweimal so hoch wie der Quelldruck von 140 N/mm<sup>2</sup>, der sich für ein osmotisches Modell mit einem reaktiven Gesteinskorn in einer semi-permeablen Umgebung (Zementmatrix) ergibt. Die hohen Drücke werden durch Rissbildungen lokal abgebaut, so dass sich insgesamt Drücke zwischen 2 bis 6 N/mm<sup>2</sup> ergeben

Viel geringere Quelldrücke (0 bis 2.5 N/mm<sup>2</sup>) wurden in einer neueren Arbeit an künstlich erzeugten Alkali-Silikat-Gelen gemessen [Mansfeld 2006]. Im Vergleich dazu sind die ermittelten Zugfestigkeiten verschiedener Gesteinsarten (**Tabelle 2.2**) wesentlich höher. Da in der Praxis aber Risse in den Gesteinskörnern auftreten, wurde geschlossen, dass die effektiven Quelldrücke bei der AAR deutlich höher sein müssen als die festgestellten Werte unter nicht osmotischen Bedingungen. Entsprechende Untersuchungen zeigten dann, dass sich die Quelldrücke durch osmotische Vorgänge ganz erheblich erhöhen können. Es wurden Werte zwischen 5 bis 70 N/mm<sup>2</sup> gemessen.



**Bild 2.2:**

Entwicklung des Quelldruckes bei synthetischen alkalischen Kieselgelen.

Gelzusammensetzung (G, H, I: Verhältnis Na<sub>2</sub>O : SiO<sub>2</sub>):

- mässiger Na-Gehalt: G: 0.34 und H: 0.30;
- hoher Na-Gehalt: I: 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].

Gesteinsart	Rohdichte, kg/dm <sup>3</sup>	Zugfestigkeit, N/mm <sup>2</sup>
Grauwacke	≈2,64	>13,1
Porphy	≈2,24	6,0
Porphy(angewittert)	≈2,11	4,3
Flint	≈2,66	>22,0
Diabas	≈2,49	11,1
Granit	≈2,50	13,1
Granulit	≈2,52	16,7
Kieselschiefer	≈2,50	1,2
Quarz	≈2,57	7,9
Kieselkalk	≈2,60	5,6

**Tabelle 2.2:** Übersicht über die Zugfestigkeiten ausgewählter Gesteinsarten [Mansfeld 2006].

## 2.3 Schadenbilder und Schadenentwicklung

### 2.3.1 Schadenbilder

Durch die Bildung des Kieselgels entstehen im Beton, ausgehend von den reaktiven Gesteinskörnern Risse, die sich zu einem polygonalen Rissnetz ausweiten, das sich im Laufe der Jahre weiterentwickelt und den Beton vollständig durchsetzt (**Bild 2.3 bis 2.6**).

An der Betonoberfläche sind die Risse häufig von unlöslichen **Ausscheidungen** (schwarz, grau, weiss, bräunlich-rötlich, selten gelblich, oft glasig) begleitet (**Bild 2.4**). In exponierten Bauteilen verdichtet sich das Rissnetz (**Bilder 2.3 und 2.6**). Bei sorgfältiger Beobachtung sind verschiedene Rissgenerationen unterscheidbar, bei stark gerissenen Bauwerken zeigen sich auch offene, klaffende Risse (**Bild 2.4**). 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 (**Bild 2.7**).

Die **Rastergrösse des Rissnetzes** hängt ebenfalls vom Korndurchmesser der reaktiven Gesteinskörner ab. Bei reaktiven Körnern im Sand- oder Feinkiesanteil ist das Rissnetz meist feinschichtiger ausgebildet als bei reaktiven Gesteinskörnern in der Kiesfraktion (vgl. **Bilder 2.8 und 2.10**).

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 Tunneleingang) (vgl. **Bild 2.6**: 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 (**Bild 2.6**). Auch oberflächliche frostbedingte Abplatzungen können die AAR - Risse überlagern (**Bild 2.5**).

Für eine umfassende Abklärung der Rissursachen ist es in solchen Fällen notwendig, die Rissmorphologie und den **Rissverlauf** genau zu untersuchen: AAR - bedingte Risse zerreißen Gesteinskörner (**Bild 2.9**), können von Gesteinskörnern ausgehen und irgendwo in der Zementmatrix enden, haben eine linsenförmige Ausbildung. Freigelegte Gesteinskörner (z.B. in Bohrkernen) können dunkle **Reaktionssäume** aufweisen.

Der **Anhang III** enthält weitere Schadenbilder von verschiedenen Bauwerken.

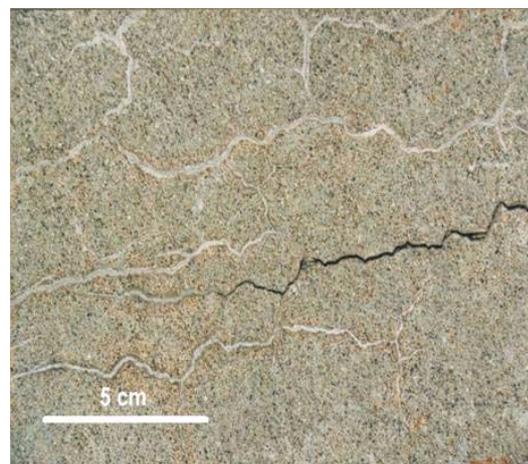
#### **Wichtiger Hinweis**

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. Vorhandene Risse mit anderen Ursachen können die Betonfeuchtigkeit erhöhen und die AAR auslösen und/oder beschleunigen.



**Bild 2.3:**

*Stützmauer mit polygonalen Rissen infolge AAR; höhere Rissdichte in stärker durchfeuchteten Bereichen, mittleres Schaden-*



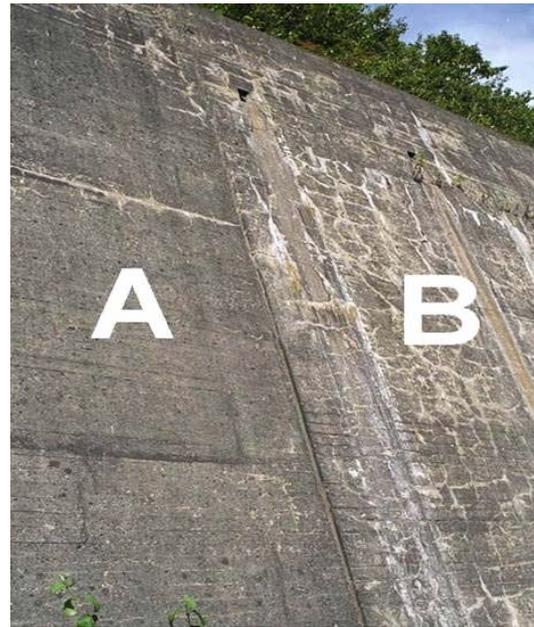
**Bild 2.4:**

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

ausmass.



**Bild 2.5:**  
Stark gerissener Beton mit weissen Ausblühungen, offenen Rissen und Abplatzungen infolge von AAR und Frost, starkes Schadenausmass.



**Bild 2.6:**  
Aussenwand Tagbautunnel:  
A = trockener Bereich wenig gerissen  
B = feuchter Bereich mittel bis stark gerissen mit hellen Ausblühungen.



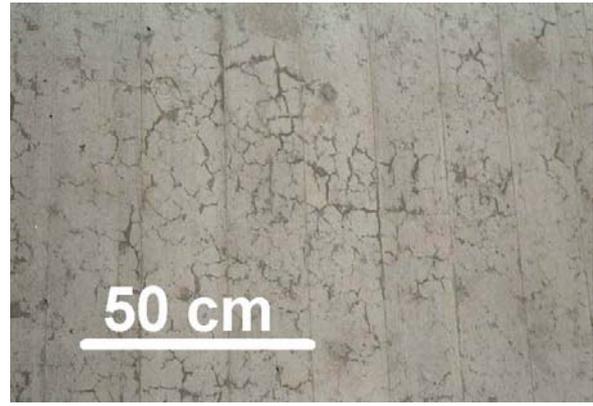
**Bild 2.7:**  
Tunnelportalscheibe mit orientierten Diagonallissen und dunklen Ausblühungen, mittleres Schadenausmass.



**Bild 2.8:**  
Tunneleingang: grobmaschige Risse (Rissabstand im dm-Bereich) mit hellen Ausblühungen und Rostspuren (braunrot) infolge Bewehrungskorrosion, starkes Schadenausmass.

**Bild 2.9:**

*Betonoberfläche mit typischem Rissverlauf quer durch Gesteinskörner.*

**Bild 2.10:**

*Feinmaschige Risse im cm-dm Bereich mit dunklen Riss säumen, geringes Schadenausmass.*

### 2.3.2 Rissbreite und Risstiefe

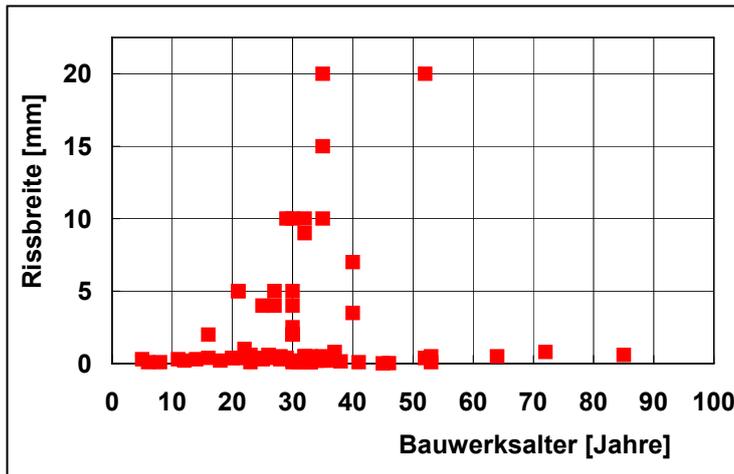
Wie die **Bilder 2.3 bis 2.10** zeigen führt die AAR zu charakteristischen Schadenbildern. Mit fortschreitender Reaktion nehmen Rissbreite und -tiefe bei einzelnen Bauwerken zu [Merz 2006, Bödeker 2003]. Stellt man die Rissbreite verschiedener Bauwerke über das Alter dar (**Bild 2.11**), stellt man aber keinen direkten Zusammenhang fest. Dies bedeutet, dass die Schadenentwicklung nicht nur vom Alter, sondern ganz wesentlich von weiteren Gegebenheiten des einzelnen Bauwerks abhängig ist. Weiter kann diesem Bild entnommen werden, dass nur eine geringe Anzahl von Bauwerken sehr grosse Risstiefen aufweist bzw., dass bei einem Grossteil der Bauwerke die Risse sich nur langsam entwickeln.

Die mittlere jährliche Rissbreitenänderung (Rissbreite / Alter) zeigt bei den in der Schweiz untersuchten Bauwerken eine grosse Bandbreite von Werten. Sie liegt zwischen 0.002 und 0.6 mm/Jahr. 20% der festgestellten Risse weisen Werte über 0.05 mm/Jahr auf. Der Median bei der Rissbreitenänderung liegt bei etwa 0.015 mm/Jahr. Bis sich gut sichtbare Risse (d.h. Risse mit einer Breite von ca. 0.3 mm) entwickelt haben, dauert es damit etwa 20 Jahre (= Latenzzeit). Leider stehen zurzeit keine Ergebnisse von kontinuierlichen Messungen an schweizerischen Kunstbauten zu Verfügung. Diese wären erforderlich, um die Kinetik der Prozesse genauer zu beschreiben.

Mit der Zeit entwickeln sich auch oberflächenparallele Risse, so genannte Schalenrisse [Merz 2006, Bödeker 2003]. Diese müssen nicht zwingend auf der Höhe der Bewehrung liegen. Das **Bild 2.12** zeigt, dass – abgesehen von den Spezialfällen – die Risstiefe mit zunehmender Rissbreite an der Oberfläche generell grösser wird.

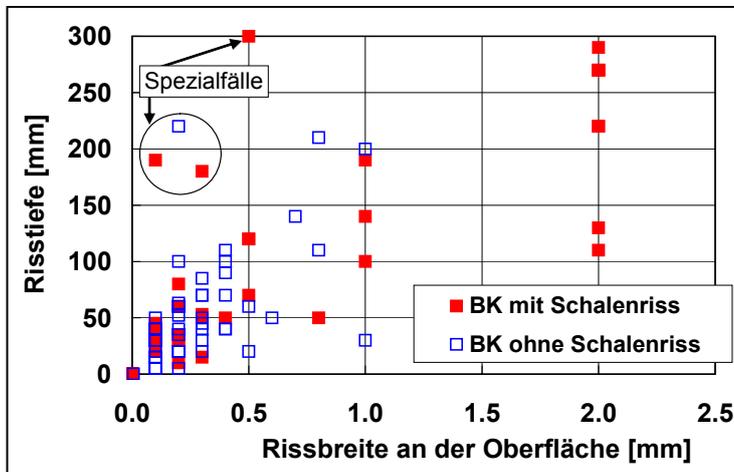
Grosse Risstiefen bei sehr kleinen Rissbreiten sind auf besondere Umstände zurückzuführen (Spannungsverhältnisse, kombinierte Schadenursachen, Bauteilgeometrie usw.).

Zwischen dem Auftreten von Schalenrissen im Querschnitt eines Bauteils und der Tiefe oder der Breite der an der Betonoberfläche sichtbaren Risse gibt es keinen Zusammenhang. Mit zunehmender Rissbreite und -tiefe nimmt die Wahrscheinlichkeit für Schalenrisse aber zu. **Bild 2.13** zeigt je zwei Bohrkerne von zwei Mauern. Bei je einem Bohrkern hat es auf der Vorderseite Risse, auf der Hinterseite ist der Beton aber intakt. Daneben gibt es auch das Umgekehrte: Auf der Vorderseite sind kaum Risse vorhanden, jedoch auf der Hinterseite. Im Weiteren sind auch hier Schalenrisse vorhanden. Daraus muss der Schluss gezogen werden, dass das oberflächlich sichtbare Rissbild keinen direkten Rückschluss auf den Zustand des Betonkerns zulässt und insbesondere kein verlässliches Indiz für Schalenrisse abgibt.



**Bild 2.11:**

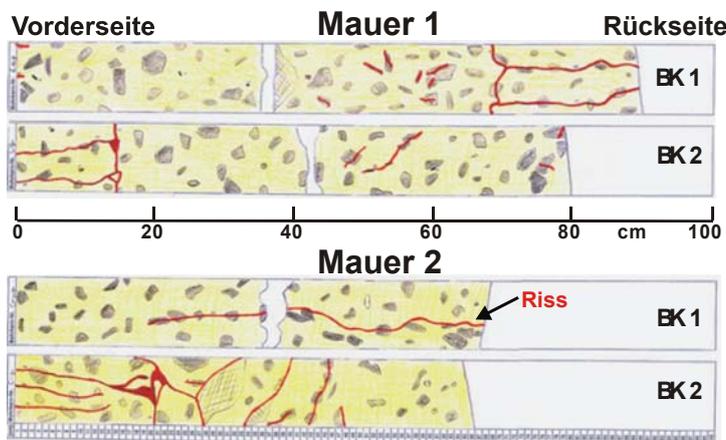
Maximale Rissbreite an der Betonoberfläche in Abhängigkeit vom Alter der Bauwerke [Hunkeler 2005].



a)

b)

**Bild 2.12:** a) Zusammenhang zwischen Risstiefe und Rissbreite sowie dem Auftreten von Schalenrissen [Hunkeler 2005]. BK: Bohrkern. b) Beispiel für Bohrkern mit durchgehendem Riss parallel und Schalenriss senkrecht zur Bohrkernachse bei einer dünnwandigen Stützmauer [Merz 2006].



**Bild 2.13:**

Durchgehende horizontale Bohrkernprofile von zwei Stützmauern. Die Rissverteilung an der Betonoberfläche widerspiegelt nicht die Rissverteilung im hinteren Mauerteil [Hunkeler 2005, Merz 2006].

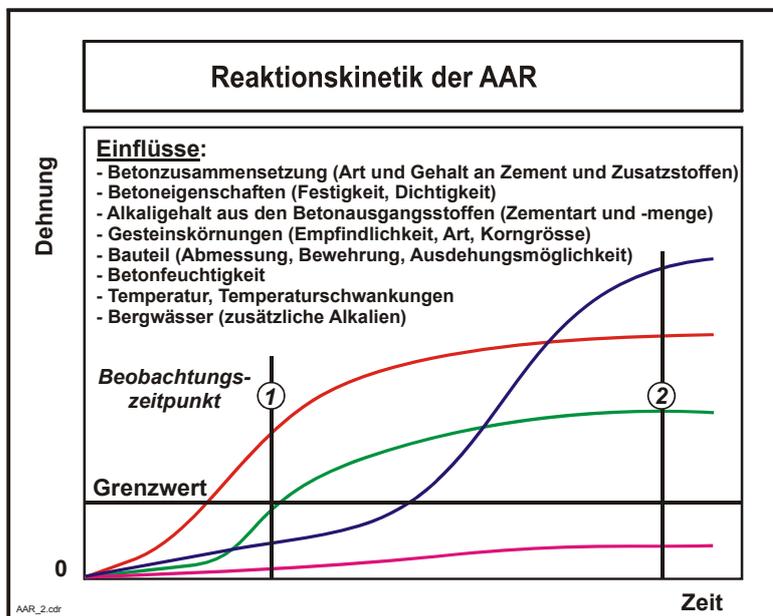
Die AAR beeinträchtigt aber nicht nur die Dauerhaftigkeit des Betons, die Risse führen auch zu reduzierten mechanischen Festigkeiten (z.B. Druckfestigkeit, Zugfestigkeit, Spaltzugfestigkeit und E-Modul). Je nach Schädigungsgrad ist mit einer Reduktion zwischen 10 und 80% zu rechnen, wobei

die Zugfestigkeit und der E-Modul empfindlicher reagieren als die Druckfestigkeit (siehe **Kapitel 2.5.1**).

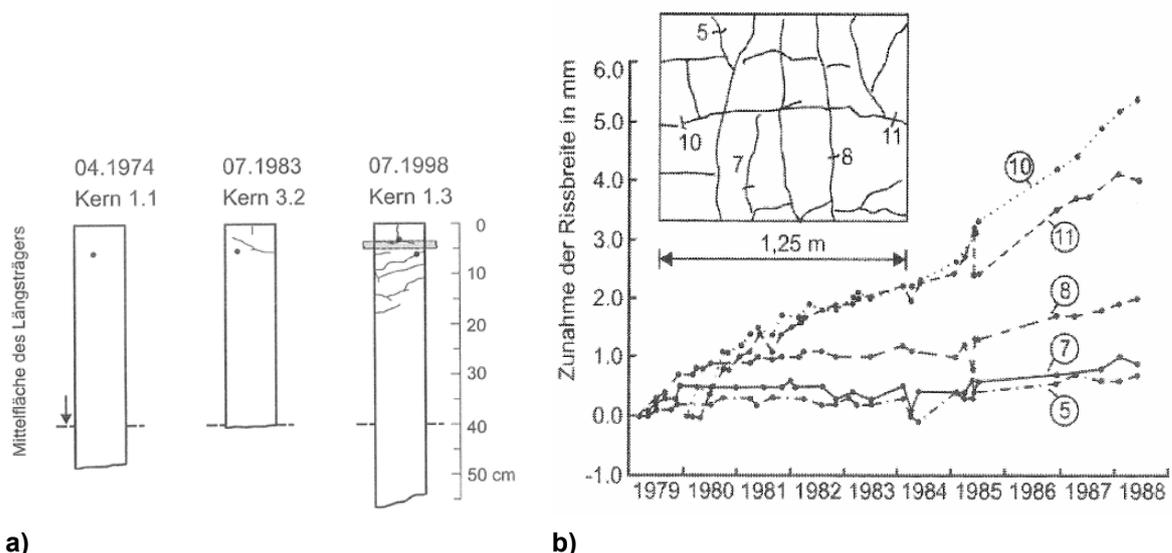
Sehr starke oder ungleichförmige Ausdehnungen führen zu Begleitschäden, z.B. Bauteilversatz, Schliessen von Bewegungsfugen, Verwölbungen von Bauteilen.

### 2.3.3 Zeitliche Entwicklung der AAR

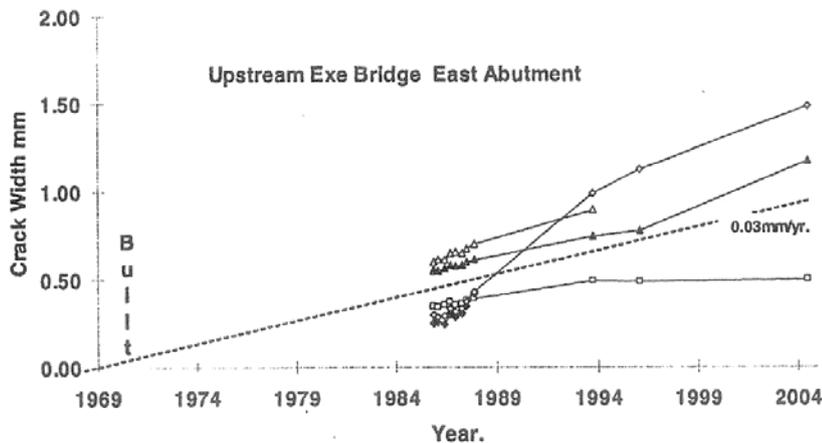
Bei der Beurteilung von AAR-geschädigten Bauwerken besteht meistens die grosse Schwierigkeit herauszufinden, in welcher Phase sich ein einzelnes Bauwerk beim Zeitpunkt der Beurteilung (Beobachtungszeitpunkt) befindet. Das **Bild 2.14** zeigt schematisch mögliche Kurvenverläufe für die Dehnung infolge AAR. Verschiedene Faktoren beeinflussen den Kurvenverlauf. Weltweit gibt es nur wenige langfristige Untersuchungen zur Rissbreitenentwicklung bei Kunstbauten infolge AAR (z.B. [Blight 1989, 1991, Bödeker 2003, Jensen 2004, Wood 2004]). **Bild 2.15a** zeigt die zeitliche Entwicklung von Schalenrissen. Aus **Bild 2.15b** geht die zeitliche Zunahme der Rissbreite verschiedener Oberflächenrisse hervor. Über den Messzeitraum nahm die Anzahl der Oberflächenrisse zu. Zudem vergrösserte sich die Rissbreite bereits vorhandener Risse mehr oder weniger linear. Der Oberflächenriss Nr. 10 erreichte 1988, d.h. nach der 26-jährigen Nutzung, eine Breite von 15 mm. Eine lineare Zunahme der Rissbreite wurde auch an einem anderen Bauwerk beobachtet (**Bild 2.16**).



**Bild 2.14:** Schematische Darstellung der zeitlichen Entwicklung der Dehnung infolge AAR.



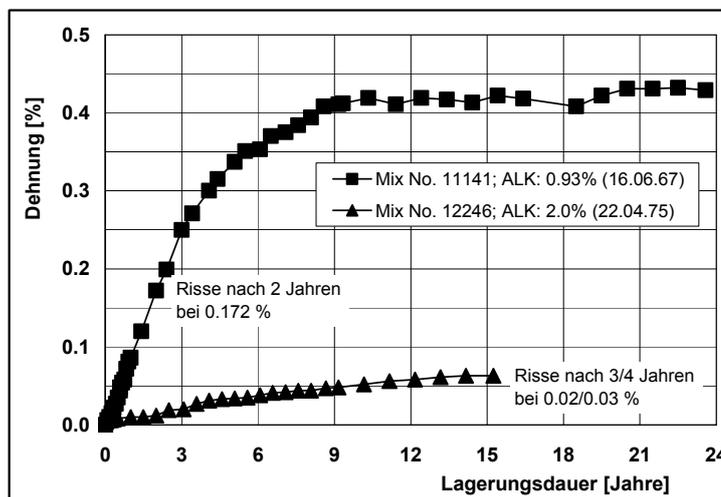
- Bild 2.15:** a) Zunahme der Schalenrisse im Innern eines 80 cm breiten Längsträgers [Bödeker 2003].  
b) Rissbreitenzunahme einiger Oberflächenrisse einer Rahmenecke [Blight 1989].

**Bild 2.16:**

Rissbreitenentwicklung bei einem Brückenträger [Wood 2004].

Langzeituntersuchungen liegen auch von einigen Staudämmen vor. Deren Resultate sind aber wegen diverser Einflüsse (Füllstand, saisonale Effekte, Verformungen des Untergrundes oder der anliegenden Gebirgsformationen etc.) häufig schwierig zu interpretieren. Aber auch sie zeigen meist eine zeitlich mehr oder weniger konstante Ausdehnung. [Otto 2006, Veilleux 2006].

Resultate von Messungen an Probekörpern, die im Labor oder im Freien gelagert wurden, zeigen über einen längeren Zeitraum meist ebenfalls eine lineare Ausdehnungsrate. Nach einer gewissen Zeit scheint dann der Kurvenverlauf aber abzuflachen (mögliche Ursachen: Auswaschen oder Verbrauch der Alkalien). Das **Bild 2.17** zeigt als Beispiel dazu den zeitlichen Verlauf der Dehnung von Probekörpern, die sich vorab beim Alkaligehalt unterscheiden (0.93 und 2.0%) [McColm 1990]. Bei der Mischung Nr. 12246 beträgt die **Inkubationszeit** (=Zeit bis die AAR in Gang kommt bzw. messbar ist) ca. 2-3 Jahre (im Bild ganz schwach erkennbar), bei der Mischung Nr. 11141 hingegen nur ca. 3-6 Monate. Die Dehnung nimmt nach dieser Zeit mehr oder weniger stetig zu und erreicht nach einem unterschiedlich langen Zeitraum den Endwert. Aus dem Bild geht weiter hervor, dass die für die Rissbildung erforderliche Dehnung sehr unterschiedlich ist.

**Bild 2.17:**

Zeitliche Entwicklung der Dehnung von Laborprüfkörpern in einem langjährigen Feldversuch. Daten aus [McColm 1990].

Aus den Resultaten der vorliegenden Langzeituntersuchungen an realen Bauteilen von Kunstbauten darf geschlossen werden, dass die Rissbreite (Dehnung) i.d.R. etwa linear mit der Zeit zunimmt. Mangels konkreter Messresultate geht man in der Regel auch davon aus, dass die Inkubationszeit nur sehr kurz ist. Die Inkubationszeit ist nicht zu verwechseln mit der **Latenzzeit**, d.h. mit der Zeit, ab der oberflächliche Anzeichen der AAR vorhanden sind (z.B. Verfärbungen, Gelausscheidungen, Rissbreiten  $>0.05$  mm). Wie **Bild 2.17** zeigt, besteht zwischen Inkubations- und Latenzzeit nicht unbedingt eine Beziehung. Nach der (kurzen) Inkubationszeit beginnt sich der Beton mehr oder weniger schnell auszudehnen und vermutlich einem Endwert zuzustreben. Zur Frage, wo dieser liegt und wann er erreicht wird, können keine Hinweise gegeben werden. Es bestehen teilweise Befürchtungen, dass durch die Verwendung von Zusatzstoffen die AAR wohl verzögert, d.h. die Inkubationszeit verlängert, aber nicht vollständig unterbunden werden kann.

## 2.4 Einflüsse (Betonzusammensetzung, Exposition)

### 2.4.1 Übersicht

Für die AAR sind drei Gruppen von Einflüssen von Bedeutung: Betonzusammensetzung, Bauwerk und Umgebung (siehe auch **Bild 2.1**). Diese lassen sich weiter unterteilen (**Tabelle 2.3**). In den folgenden Kapiteln werden die wichtigsten Einflüsse erläutert.

Beton	Umgebung	Bauwerk
pH-Wert des Porenwassers (Alkaligehalt)	Feuchtigkeit (Luftfeuchtigkeit, bewittert / unbewittert, Wasserzufuhr)	Lage (Temperatur, Frost)
Zementart und -gehalt	Trocken-Nass-Zyklen	Geografische Ausrichtung (Temperatur, Besonnung)
Gesteinskörnung	Temperatur (Höhe, Zyklen)	Art und Konstruktion (Bewehrungsgehalt, Vorspannung)
Puzzolanische oder latent-hydraulische Zusatzstoffe vom Typ II <sup>1)</sup>	Frost und chemischer Angriff	Bauteilgeometrie und -dicke
Zusatzmittel	Externe Alkalizufuhr (Streusalz, Bergwasser)	
w/z-Wert		
Qualität		

1) Definition gemäss SN EN 206-1, Ziffer 3.1.23.

**Tabelle 2.3:** Einflussgrössen auf die AAR in Anlehnung [cemsuisse 2005a].

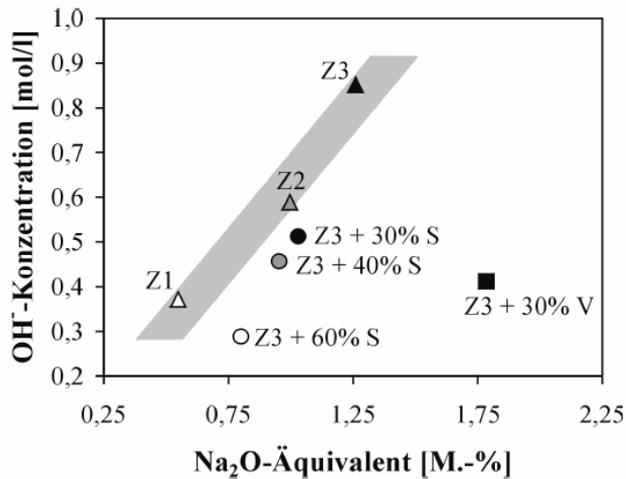
### 2.4.2 Betonseitige Einflüsse

#### 2.4.2.1 pH-Wert des Porenwassers (Alkaligehalt)

Untersuchungen zeigen, dass die Löslichkeit von Kieselsäureverbindungen bei pH-Werten zwischen 13 und 14 exponentiell ansteigt [Böhm 2006]. Somit kann bereits eine geringfügige Absenkung des pH-Werts der Porenlösung im Beton dazu beitragen, die Kieselgelbildung deutlich zu vermindern und eine schädigende AAR zu vermeiden. Es gibt in der Literatur Hinweise auf einen kritischen pH-Wert. Unter diesem pH-Wert ist die Löslichkeit der Kieselsäure so gering, dass keine signifikante bzw. schädigende AAR ablaufen kann [Böhm 2006]. Die gefundenen Werte beschränken sich jedoch meist auf einzelne Gesteinskörnungen. Deshalb und wegen der unterschiedlichen Versuchsbedingungen sind die Werte nicht unmittelbar miteinander vergleichbar.

Der pH-Wert der Porenlösung ist vorab abhängig vom Alkaligehalt des Zements. Die Alkalien im Zement liegen zum grössten Teil als leichtlösliche Alkalisulfate vor oder sind im Kristallgitter der Klinkerminerale gebunden und werden im Laufe der Hydratation freigesetzt. Durch Gleichgewichtsreaktionen der jeweiligen Anionen der in Lösung vorliegenden  $\text{Na}^+$ - und  $\text{K}^+$ -Ionen mit  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  wird die  $\text{OH}^-$ -Ionenkonzentration und damit der pH-Wert der Porenlösung erhöht.

Für Portlandzemente zeigen die Analysen einen deutlichen Zusammenhang zwischen den Alkaligehalten der Zemente und der  $\text{OH}^-$ -Konzentration der Porenlösung (**Bild 2.18**). Die Zusammensetzungen der Porenlösungen von Zementsteinproben mit Hüttensand weichen aber umso stärker vom Trend der Portlandzemente ab, je höher der Hüttensandgehalt ist. Nur zwei dieser Zemente (Z3 + 30 bzw. 40 M.% Hüttensand) zeigen eine ähnliche Porenlösungszusammensetzung wie ein Portlandzement mit ähnlichem  $\text{Na}_2\text{O}$ -Äquivalent (Z2). Auch ein Kompositzement mit 30 M.% Flugasche weist dagegen trotz eines hohen Alkaligehaltes nur eine geringe  $\text{OH}^-$ -Konzentration auf. Daraus ist zu folgern, dass der pH-Wert des Porenwassers nicht direkt aus dem Alkaligehalt der Zemente und Zusatzstoffe errechnet werden kann.

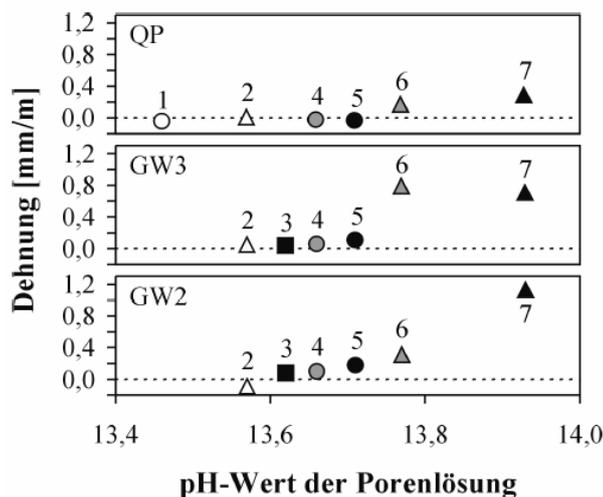
**Bild 2.18:**

Zusammenhang zwischen dem Na<sub>2</sub>O-Äquivalent der eingesetzten Zemente (Z1 bis Z3) und der OH-Konzentration in der Porenlösung nach 180 Tagen; grau unterlegt: Bereich der reinen Portlandzemente [Böhm 2006].

V: Flugasche; S: Hüttensand.

Dehnungsmessungen an Betonprismen bei 40 °C-Nebelkammerlagerung lassen für die einzelnen Gesteinskörnungen einen gewissen Zusammenhang zwischen dem pH-Wert der Porenlösung und der Dehnung der Prismen erkennen (**Bild 2.19**). Die starke Wirkung von geringfügigen Unterschieden beim pH-Wert lässt vermuten, dass neben dem pH-Wert auch die Porenstruktur des Zementsteins einen Einfluss hat. Bei einem dichteren Gefüge werden Transportvorgänge, die für die AAR wichtig sind, verlangsamt.

Gemäss [Schmidt 2006] beeinflusst neben dem pH-Wert bzw. dem Gehalt an Alkalien auch der Aluminium-Gehalt bzw. das Verhältnis OH<sup>-</sup>/Al im Porenwasser die AAR-Empfindlichkeit eines Betons. Ein hoher Al-Gehalt im Porenwasser erleichtert die Bildung von nicht quellfähigen Alumosilikaten anstelle der quellfähigen Alkalisilikate.

**Bild 2.19:**

Dehnung von Mörtelprismen nach 180 d in Abhängigkeit von der Gesteinskörnung (QP, GW3 und GW2) und vom pH-Wert der Porenlösung des entsprechenden Zementsteins [Böhm 2006].

1: Z3 + 60% S; 2: Z1; 3: Z3 + 30% V;

4: Z3 + 40% S; 5: Z3 + 30% S; 6: Z2;

7: Z3

V: Flugasche; S: Hüttensand.

#### 2.4.2.2 Zementart und Zementgehalt

Üblicherweise ist der Zement die Hauptquelle für die Alkalien im Beton. Damit ist klar, dass der Zementgehalt eine sehr wichtige Einflussgrösse ist. Ein zunehmender Zementgehalt erhöht den Alkaligehalt im Beton und fördert damit die AAR (falls gleichzeitig auch die übrigen Voraussetzungen für AAR erfüllt sind).

Die Alkaligehalte der Zemente sind sehr unterschiedlich und werden in der Regel als Summe des Natrium- und Kalium-Gehaltes, d.h. mit dem so genannten Na<sub>2</sub>O-Äquivalent (Na<sub>2</sub>O<sub>Äq</sub> = Na<sub>2</sub>O + 0.659 K<sub>2</sub>O, in M.%), angegeben. Zu beachten ist, dass nicht alle Alkalien im Zement AAR-wirksam sind.

#### 2.4.2.3 Alkalibilanz

Neben dem Zement können Alkalien aber auch von Zusatzmitteln, Zusatzstoffen und Gesteinskörnungen sowie vom Anmachwasser stammen oder von aussen (Streusalz, Bergwasser) in den Be-

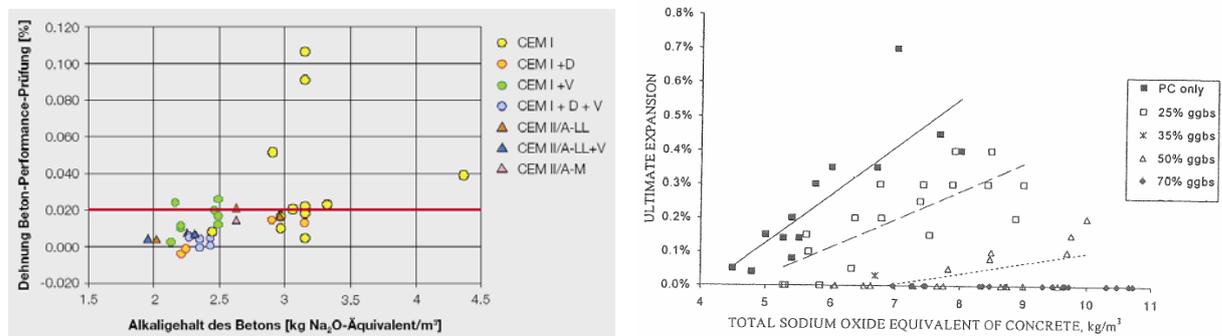
ton eingetragen werden. Zum gesamten Themenkreis (z.B. kritischer Alkaligehalt für AAR, Unterscheidung zwischen dem gesamten und dem wirksamen Alkaligehalt, Zusammenhang zwischen Alkaligehalt und pH-Wert, Bedeutung der Alkalibilanz etc.) gibt es eine sehr umfangreiche Literatur.

In einigen Ländern wird der Alkaligehalt des Betons bei der Verwendung von reaktiven Gesteinskörnungen limitiert. Zur Kontrolle der Beschränkung des Alkaligehaltes im Beton werden so genannte Alkalibilanzen berechnet (Summe der Alkalien der Ausgangsstoffe, häufig wird nur der Gehalt des Zements berücksichtigt). Nicht alle Alkalien im Beton nehmen an der Alkali-Reaktion teil, da ein gewisser Anteil nicht oder nur 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 [Merz 2006]. Die Grenzwerte für die zulässigen Alkaligehalte variieren deshalb ebenfalls von Land zu Land. Sie liegen bei ca. 2 – 5 kg Na<sub>2</sub>O<sub>Äq</sub> /m<sup>3</sup> Beton. Die Grenzwerte werden zum Teil mit Testreihen im Labor festgelegt. Dabei wird der Alkaligehalt bestimmt, bei dem die Ausdehnung des Betons ein bestimmtes Mass nicht überschreitet. 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 in [Merz 2006] an Schweizer Bauwerken gezeigt, ergeben die Alkaligehalte von Bauwerken mit AAR-Schäden im Moment noch keine schlüssigen Hinweise auf einen kritischen Alkaligehalt.

Auch im Rahmen des cemsuisse-Projektes [cemsuisse 2005a] kam man zum Schluss, dass die Alkalibilanz zurzeit nicht als sinnvoller Indikator verwendet werden kann (**Bild 2.20a**). Diese Schlussfolgerung ergibt sich auch aus **Bild 2.20b**, das zeigt, dass vorab bei der Zugabe von Zusatzstoffen der Gesamtalkaligehalt kein zweckmässiges Mass für die Beurteilung ist. Bei Staudämmen sollte, wenn man sich auf die üblichen Grenzwerte für die Alkalibilanz abstützt, keine AAR auftreten [Scrivener 2006], was aber nachgewiesenermassen nicht der Fall ist.

Aus diesen Ergebnissen ist zu folgern, dass die Alkalibilanz kein verlässliches Mass für die Beurteilung oder die Vermeidung der AAR ist.

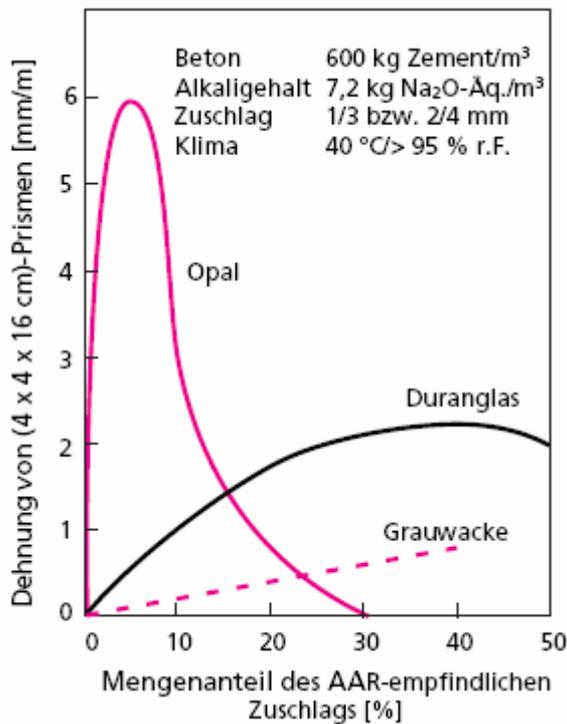


**Bild 2.20:** Zusammenhang zwischen Dehnung und Alkaligehalt des Betons:

- a) Dehnung nach 20 Wochen bei der Beton-Performance-Prüfung in Abhängigkeit vom Alkaligehalt des Betons für unterschiedliche Betone [cemsuisse 2005a].
- b) Maximale Dehnung in Abhängigkeit vom Gesamtalkaligehalt und Hüttensandgehalt [Higgins 2005].

#### 2.4.2.4 Gesteinkörnungen

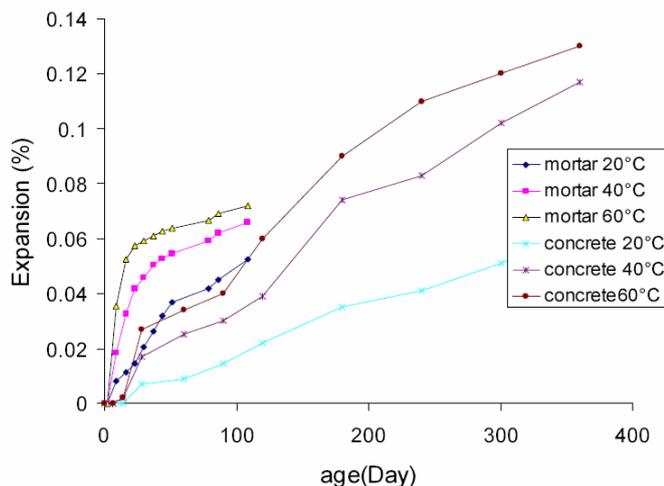
Art (**Tabelle 2.1**) und Gehalt der reaktiven Gesteinskörnungen haben einen grossen Einfluss auf die Reaktionsgeschwindigkeit und die maximale Ausdehnung (**Bild 2.21**). Gesteinsarten mit amorpher oder teilkristallisierter Kieselsäure reagieren schneller als solche mit auskristallisierten Silikaten. Poröse, gerissene, verwitterte Körner, aber auch frisch gebrochene Körner sind stärker reaktiv als dichte, ungerissene, natürlich gerundete Körner.



**Bild 2.21:**

Einfluss der Art und Menge der Gesteinskörnung (Zuschlag) auf das Dehnungsverhalten von Betonprismen (Opal und Duranglas: Pessimum-Effekt) nach [Sprung 1998] in [CB 2000].

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. das Mahlen 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 kann die Treibwirkung eines groben reaktiven Kornes im Beton zwar langsamer, dafür aber stärker sein (Bild 2.22). Deshalb werden z.B. in Norwegen grobe reaktive Gesteinskörner doppelt gewichtet im Vergleich zu petrographisch identischen, aber feineren Gesteinskörnern [NB 2004]. Bei diesen Aspekten ist auch das Mengenverhältnis der reaktiven Gesteinskörnungen zum Zement von Bedeutung.



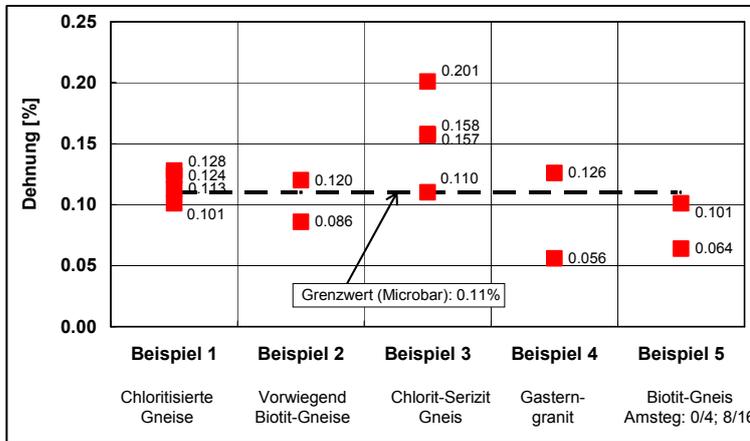
**Bild 2.22:**

Mörtel zeigen bei gleichen Ausgangsbedingungen raschere Dehnung als Betone. Die höheren Gesamtdehnungen werden aber bei den Betonen festgestellt [BenHaha 2006].

Bei gewissen reaktiven Gesteinskörnungen zeigt die Ausdehnung bei bestimmten Gehalten ein Maximum (siehe Kurve für Opal in Bild 2.21). Dieser ungünstigste Gehalt an reaktiven Gesteinskörnungen wird als Pessimum bezeichnet. So kann u. U. eine Vermischung von reaktiven Gesteinskörnungen mit Pessimumeffekt mit nicht reaktiven Gesteinskörnungen zu einer grösseren AAR-Empfindlichkeit der Betonmischung führen. In der Schweiz sind Gesteinskörnungen mit Pessimumeffekt bisher nicht festgestellt worden. Gezielte Untersuchungen über den Einfluss von Variationen in der Zusammensetzung typischer Gesteinskörnungen von fluvioglazialen Ablagerungen

sind aber keine bekannt. Auch bei glasigen Leichtzuschlägen, die in variablen Anteilen und Körnungen normalen Gesteinskörnungen zugemischt werden, sind eventuell Pessimumeffekte denkbar.

Gesteinskörnungen sind Naturprodukte und weisen daher immer eine gewisse Schwankungsbreite bei den Eigenschaften auf. Dies gilt auch für die AAR-Empfindlichkeit (**Bild 2.23**). Abschliessend sei noch darauf hingewiesen, dass z.B. in Grossbritannien der Alkaligehalt von salzhaltigen Gesteinskörnungen bei den Vorgaben zur Minimierung des AAR-Risikos berücksichtigt wird [BRE 2004].



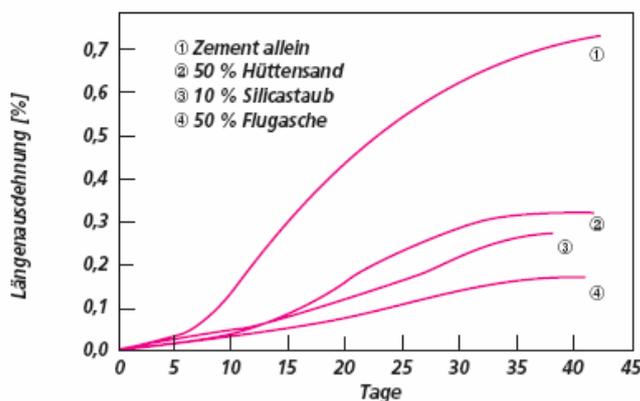
**Bild 2.23:** Variabilität der AAR-Empfindlichkeit von Gesteinskörnungen ermittelt mit der Microbarprüfung [Hammerschlag 2000].

### 2.4.2.5 Zusatzstoffe

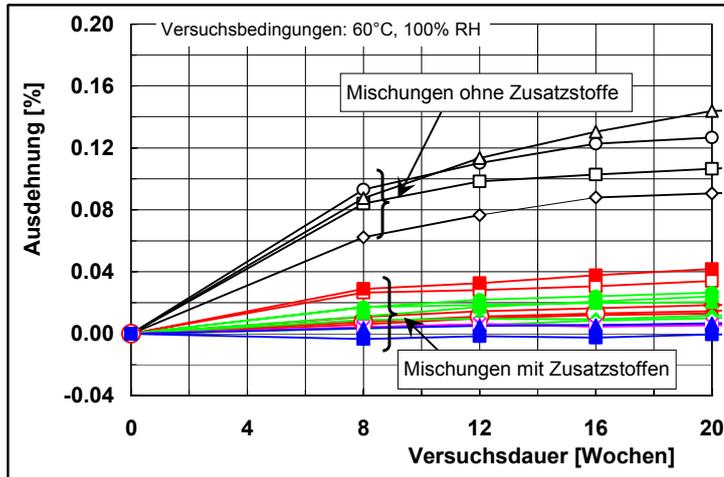
Die Zugabe von puzzolanischen oder latenthyaualischen Zusatzstoffen vom Typ II (Silikastaub, Hüttensand und Flugasche) zum Beton oder der Einsatz von entsprechenden Zementen wirkt sich günstig auf die AAR aus (**Bilder 2.24 und 2.25**). Mit dem Zementersatz reduziert sich der Alkaligehalt im Beton (Verdünnungseffekt) und Alkalien werden in den Hydratationsprodukten der Zusatzstoffe eingebunden, so dass sie nicht mehr für die AAR zur Verfügung stehen.

Der Einsatz von Zusatzstoffen als vorbeugende Massnahme gegen AAR wird in verschiedenen Ländern seit längerer Zeit praktiziert. So wird z.B. in Island seit ca. 1980 ausschliesslich Zement mit 7.5% Silikastaub und weiteren Puzzolanen (1-3% Rhyolite) für gefährdete Bauwerke verwendet [Gudmundsson 1999]. In Holland dagegen ist die Verwendung von Hochofenzement (mind. 65% Hüttensandanteil) vorgeschrieben.

Wesentlich bei der Wahl des Bindemittels ist, dass sämtliche Anforderungen an den Beton bestmöglich erfüllt werden. Dabei sind Kompromisse oft unumgänglich.



**Bild 2.24:** Längenausdehnung von Betonprismen (75 x 75 x 300 mm) mit reaktiven Gesteinskörnungen, in denen der Zement ( $\text{Na}_2\text{O}_{\text{Äq}}$ : 1 M.%) teilweise durch Hüttensand, Silikastaub oder Flugasche ersetzt wurde. Nach [Swami 1992] in [CB 2000].

**Bild 2.25:**

Die Zugabe von puzzolanischen oder latenthydraulischen Zusatzstoffen vom Typ II führt zu einer deutlichen Verringerung der Ausdehnungen bei Betonen mit reaktiven alpinen Gesteinskörnungen [Merz 2006].

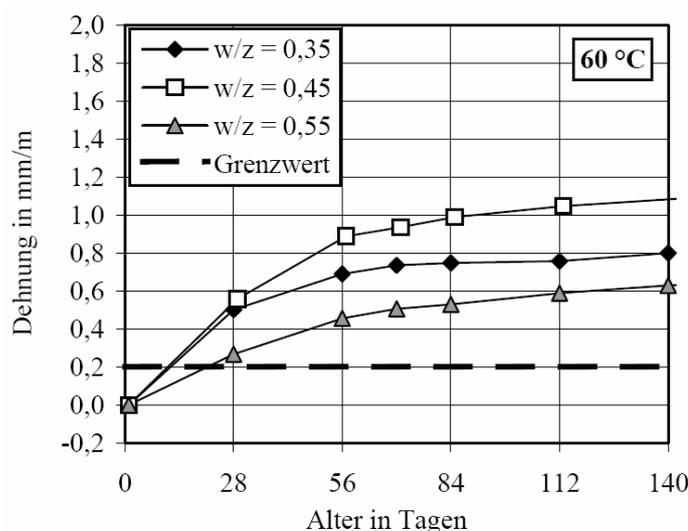
#### 2.4.2.6 Zusatzmittel

Es liegen praktisch keine vergleichenden Untersuchungen zur Wirkung und Bedeutung der Zusatzmittel bei der AAR vor [Wang 1989, Nishibayashi 1992]. Eigene Untersuchungen mit Fließmitteln unterschiedlicher Herkunft ergaben keine signifikanten Unterschiede. Bei Betonen mit unterschiedlichem Luftporengehalt konnte teilweise eine günstige Wirkung des Luftgehaltes festgestellt werden.

Zusatzmittel (z.B. Spritzbetonbeschleuniger) können allerdings erhebliche Mengen an Alkalien enthalten und die AAR fördern. Bei Betonen mit AAR-reaktiven Gesteinskörnungen sollten daher nur alkaliarme Zusatzmittel eingesetzt werden.

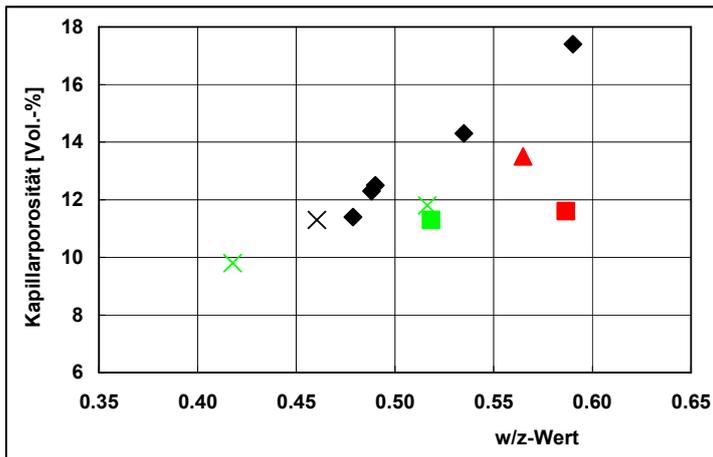
#### 2.4.2.7 w/z-Wert

Für viele Eigenschaften ist ein tiefer w/z-Wert von Vorteil. Mit abnehmendem w/z-Wert nimmt die Dichtigkeit des Zementsteins zu. Dadurch wird der Eintrag von Wasser und den ggf. darin gelösten Salzen von aussen verringert. Zudem wird auch die Diffusion der Alkalien zu den potenziell reaktiven Gesteinskörnungen verlangsamt. Gleichzeitig steigt mit abnehmendem w/z-Wert aber auch die Alkalikonzentration in der Porenlösung an. Die beiden gegenläufigen Tendenzen führen dazu, dass in einem bestimmten w/z-Wert-Bereich ein Pessimum bei der AAR auftreten kann, was in Laborversuchen auch festgestellt wurde (**Bild 2.26**). Bei Untersuchungen an realen Bauwerken hingegen konnte dies nicht beobachtet werden, da vermutlich andere Faktoren wichtiger waren (**Bild 2.27**) [Merz 2006].

**Bild 2.26:**

Dehnung von Betonen mit verschiedenen w/z-Werten im 60 °C-Betonversuch mit 70 % Splitt Oberrhein [Siebel 2006].

$z = 400 \text{ kg/m}^3$ , CEM I 32,5 R ( $\text{Na}_2\text{O}_{\text{Äq}} = 1,3 \text{ M.}\%$ ).

**Bild 2.27:**

Zusammenhang zwischen Kapillarporosität und w/z-Wert und dem Schadenausmass (rot: starke Schäden, grün: mittlere Schäden, schwarz: leichte bis mässige Schäden) [Merz 2006].

#### 2.4.2.8 Betonqualität

Schwankungen in der Betonqualität führen zu Unterschieden bei der Porosität sowie bei den mechanischen Eigenschaften des Betons (z.B. Zugfestigkeit und E-Modul), die für das Entstehen und die Verteilung der Risse wichtig sind. Diese Unterschiede können bei gleicher Ausgangsrezeptur allein durch Faktoren wie das Verdichten, der Schalungszustand, die Temperatur beim Betonieren oder die Nachbehandlung hervorgerufen werden, sie können aber auch z.B. durch Zusatzmittel, Siebkurven usw. beeinflusst werden.

Ein dichtes Betongefüge verlangsamt einerseits die Diffusion der Alkalien zu den reaktiven Gesteinskörnern und verringert andererseits den Feuchtigkeitseintrag von aussen. Dichte Betone trocknen nur langsam, dicke Bauteile evtl. gar nie ganz aus, so dass mit einer für die AAR ausreichend hohen Feuchtigkeit im Kernbeton gerechnet werden muss (Sättigungsgrad über 80%). Mit abnehmendem w/z-Wert steht weniger freies Wasser im Porenraum des Betons zur Verfügung, so dass die Ionenkonzentration und der pH-Wert ansteigen. Die Ionendiffusion im Beton kann zwar durch ein dichtes Gefüge behindert werden, ein hoher pH-Wert fördert aber das lokale Auftreten von Spitzenkonzentrationen in der Porenlösung, die die AAR auslösen können.

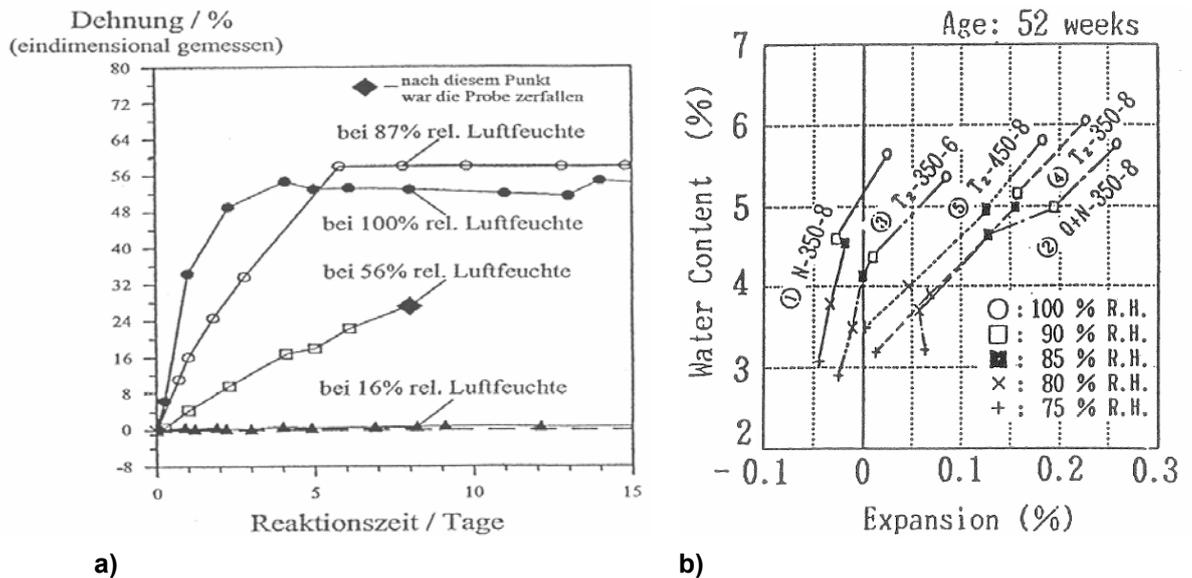
## 2.4.3 Umgebungsbedingungen

### 2.4.3.1 Feuchtigkeit

Bei der AAR dient das Wasser als Reaktionsmilieu (**Bild 2.1**). Hohe Feuchtigkeiten fördern daher die AAR (**Bild 2.28 und 2.29**). Ein hoher Feuchtigkeitsgehalt erleichtert den Transport der Alkalien zu den reaktiven Phasen. Zudem werden die Treiberscheinungen durch das Quellen infolge Wasseraufnahme der Kieselgele hervorgerufen. Man geht davon aus, dass unter normalen Aussenbedingungen bei relativen Luftfeuchtigkeiten unter 80% keine signifikante AAR auftritt (siehe z.B. [Tomosawa 1989]).

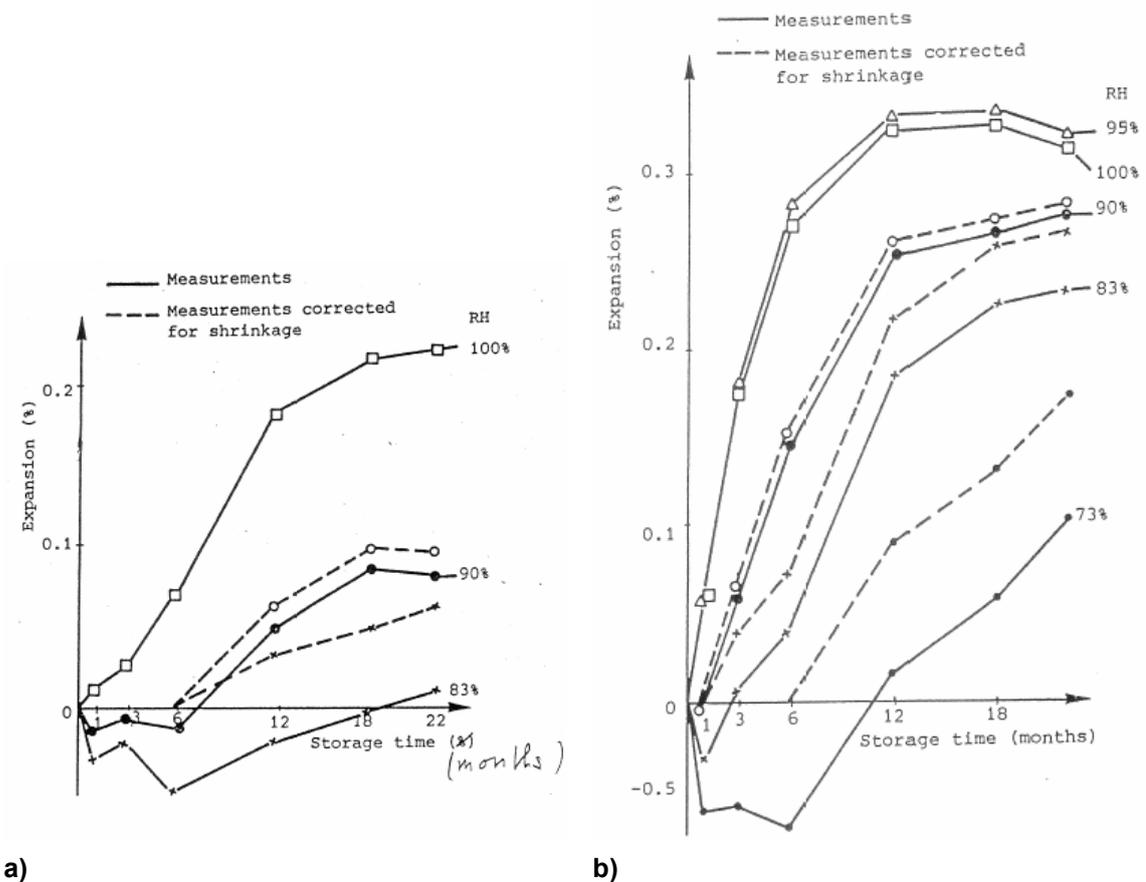
Auch die Untersuchungen an schweizerischen Bauwerke zeigen, dass AAR-bedingte Risse im Beton nur bei hohen Betonfeuchtigkeiten (tiefen spezifischen elektrischen Widerständen) auftreten [Merz 2006] (**Bild 2.29c**).

Bauteile mit hohen Feuchtigkeiten, die zudem noch Temperaturzyklen mit Frostwechseln und Trocken-Nass-Zyklen ausgesetzt sind, zeigen vermehrt Schäden. Ursache dafür sind vermutlich die sich daraus ergebenden zusätzlichen Spannungen im Beton.



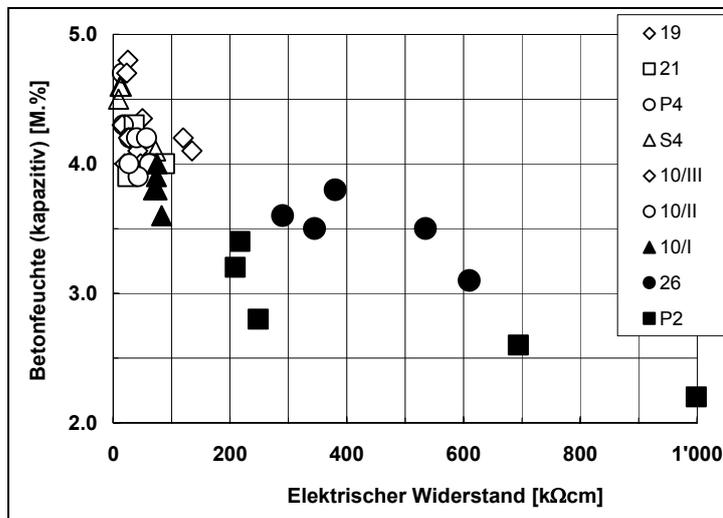
**Bild 2.28:** a) Einaxiale Dehnung von Gemischen aus 1 mol  $\delta$ - $\text{Na}_2\text{Si}_2\text{O}_5$  und 2 mol  $\text{SiO}_2$  bei verschiedenen relativen Luftfeuchtigkeiten in Abhängigkeit von der Reaktionszeit bei 20°C. Die höchsten Werte werden bei 80-90% rel. Luftfeuchtigkeit erreicht. Bei 100% Luftfeuchtigkeit ist die Dehnung etwas kleiner. Man nimmt an, dass dies auf eine Verflüssigung des Gels zurückzuführen ist [Wieker 1999].

b) Zusammenhang zwischen Dehnung und Wassergehalt [Tomosawa 1989]. Bei gleichem Wassergehalt (Feuchtigkeit) im Beton nimmt die Ausdehnung mit zunehmendem Alkaligehalt (von links nach rechts) zu.



a)

b)



c)

**Bild 2.29:** a,b) Einfluss der relativen Luftfeuchtigkeit und der Temperatur auf die Dehnung [Ólafsson 1992]. a) 23 °C, b) 38 °C.

c) Spezifischer elektrischer Widerstand und Feuchtigkeitsgehalt des Oberflächenbetons verschiedener Bauwerke [Merz 2006].

Volle Symbole: oberflächlich ungerissene Bauteile

Leere Symbole: Bauteile mit Rissen.

### 2.4.3.2 Temperatur

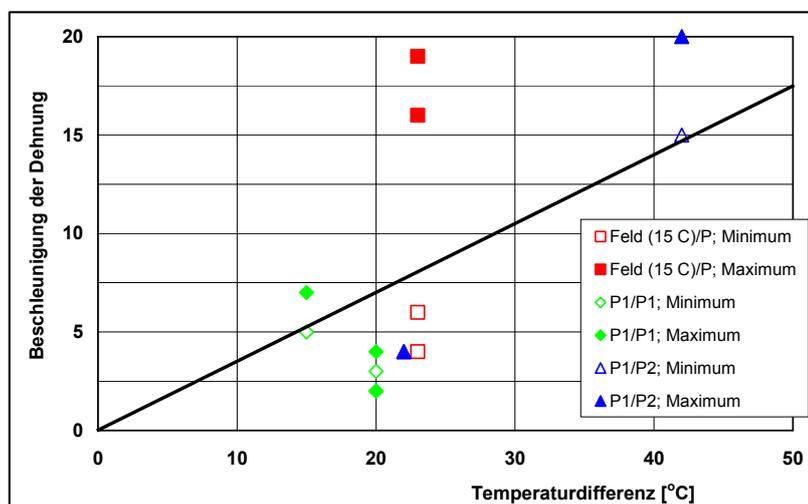
Es gilt als gesichert, dass die AAR mit zunehmender Temperatur rascher wird. Zum Ausmass der beschleunigenden Wirkung der Temperatur hingegen liegen sehr unterschiedliche und teilweise auch widersprüchliche Ergebnisse vor (**Tabelle 2.4**). Aus **Bild 2.30** ist ersichtlich, dass bei einem Temperaturanstieg um 20 °C die Dehnung um den Faktor 2 bis über 10 beschleunigt wird. Das von Sideris [Sideris 1979] in seinen Untersuchungen festgestellte Maximum der Dehnung bei 40 °C (**Bild 2.31**) wurde von anderen Untersuchungen nicht bestätigt. So fand auch Ben Haha [Ben Haha 2006] in Laborversuchen bei der Temperaturerhöhung von 20 auf 40 °C bzw. auf 60 °C eine Beschleunigung um den Faktor von rund 2 bzw. rund 4. Gemäss diesen Untersuchungen scheint es, dass die beschleunigende Wirkung der Temperatur auch vom Alkaligehalt beeinflusst wird. Die in der genannten Arbeit ermittelte Aktivierungsenergie von 42 bis 44 kJ/mol wird als Hinweis genommen, dass die Kinetik der AAR nicht alleine durch Diffusionsprozesse gesteuert wird, sondern dass die Kinetik auch von chemische Reaktionen an der Oberfläche beeinflusst wird.

Laboruntersuchungen zeigen weiter auch, dass zwar die Reaktionsgeschwindigkeit bzw. die Ausdehnungsrate zu Beginn einer Auslagerung bei höheren Temperaturen grösser sein kann, jedoch langfristig die maximale Volumenzunahme der Probekörper höher oder auch kleiner sein kann als bei Betonen in normaler Umgebungstemperatur [Larive 1998, Higgins 2005] (**Bild 2.33 und 2.34**).

Temperatur, in °C <sup>1)</sup>		Zeitliche Beschleunigung der Dehnung	Literatur
20 (P1)	60 (P1)	Maximum bei 40 °C Beschleunigung (20/40 °C): 2	Sideris 1979
70 (P1)	90 (P1)	Maximum bei 80 °C bei den eher reaktiven Gesteinskörnungen Zunahme mit der Temperatur bei weniger reaktiven Gesteinskörnungen	Oberholster 1986
23 (P1)	38 (P1)	Beschleunigung: 5-7	Ólafsson 1992
5 (P1)	60 (P1)	Maximum bei 40 °C Beschleunigung (20/40): 3-4	Nishibayashi 1992
38 (P1)	80 (P2)	Beschleunigung: 15-20	Grattan-Bellew 1992
38 (P1)	60 (P2)	Beschleunigung: 4	Grosbois 2000
15 (Feld)	38 (P)	Beschleunigung: 6-19	Fournier 2000
15 (Feld)	38 (P)	Beschleunigung: 4-16	Rogers 2000
13	38	Dehnung an Bohrkernen aus Bauwerken: 13>20>38	Wood 1986

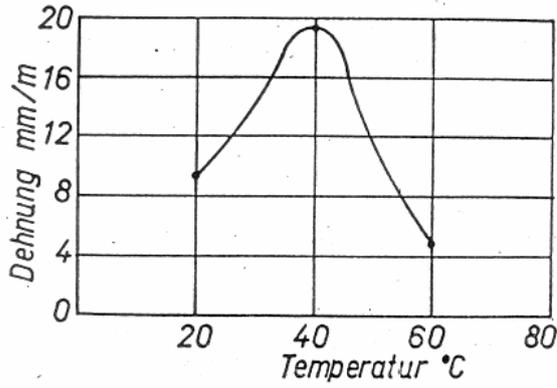
1) P1: Prüfverfahren 1; P2: Prüfverfahren 2

**Tabelle 2.4:** Zusammenstellung einiger Resultaten zum Einfluss der Temperatur auf die AAR.

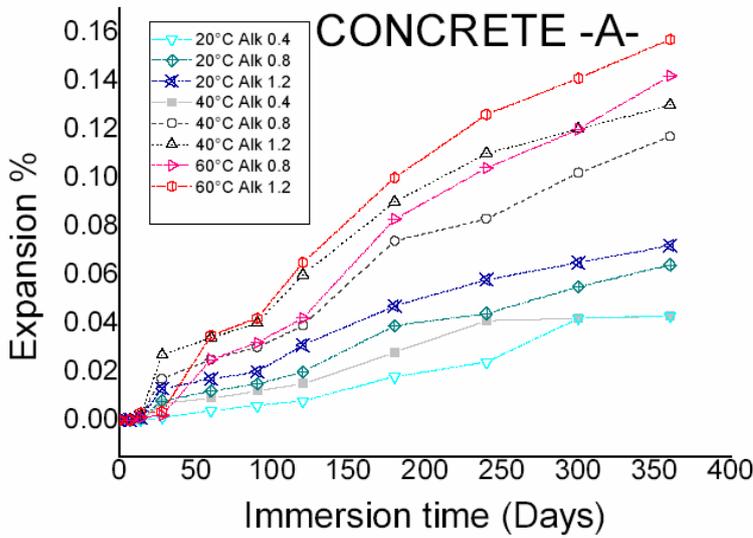


**Bild 2.30:**

Auswirkung der Temperaturerhöhung auf die Dehnung. Zusammenstellung der Resultate von [Sideris 1979, Oberholster 1986, Ólafsson 1992, Nishibayashi 1992, Grattan-Bellew 1992, Grosbois 2000, Fournier 2000, Rogers 2000].



**Bild 2.31:** Einfluss der Temperatur auf die Dehnung [Sideris 1979].



**Bild 2.32:** Einfluss der Temperatur (20, 40, 60 °C) und des Alkaligehaltes (0.4, 0.8 und 1.2 Na<sub>2</sub>O<sub>Äq</sub>) auf den zeitlichen Verlauf der Dehnung beim Beton mit der Gesteinskörnung A [BenHaha 2006].

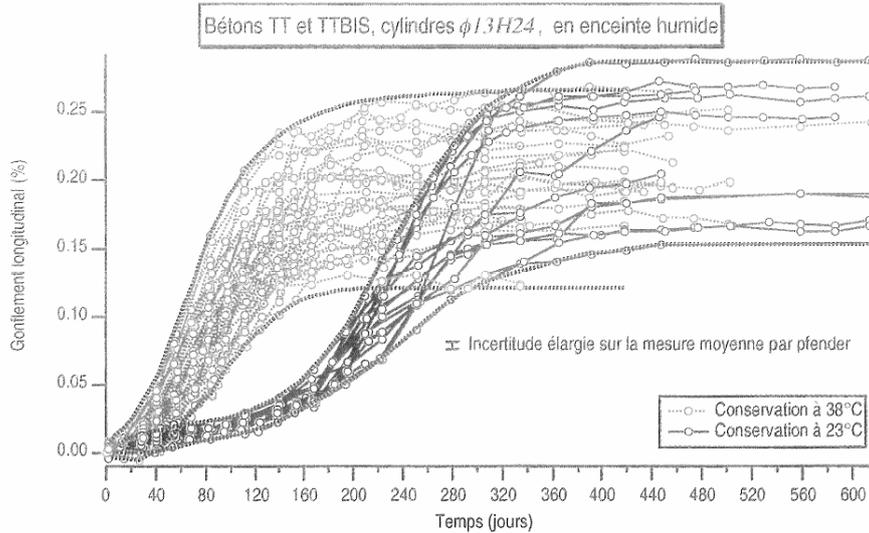
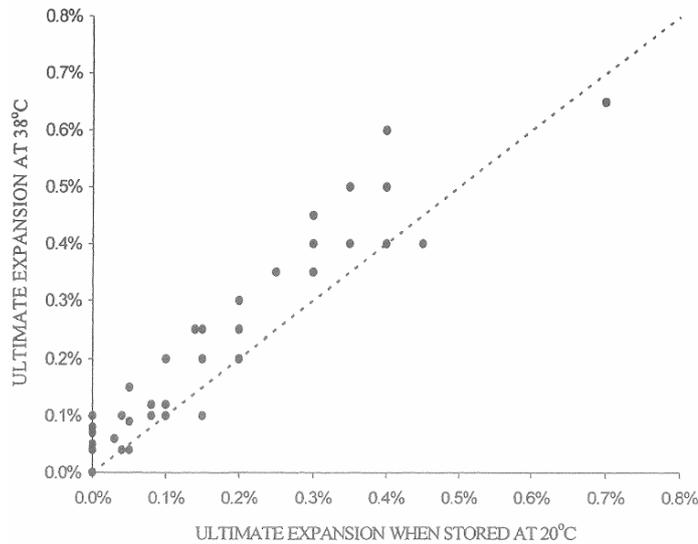


Fig. VII.1 : Comparaison des gonflements libres à 23 et 38°C

**Bild 2.33:** Einfluss der Temperatur auf die zeitliche Entwicklung der Dehnung [Larive 1998].

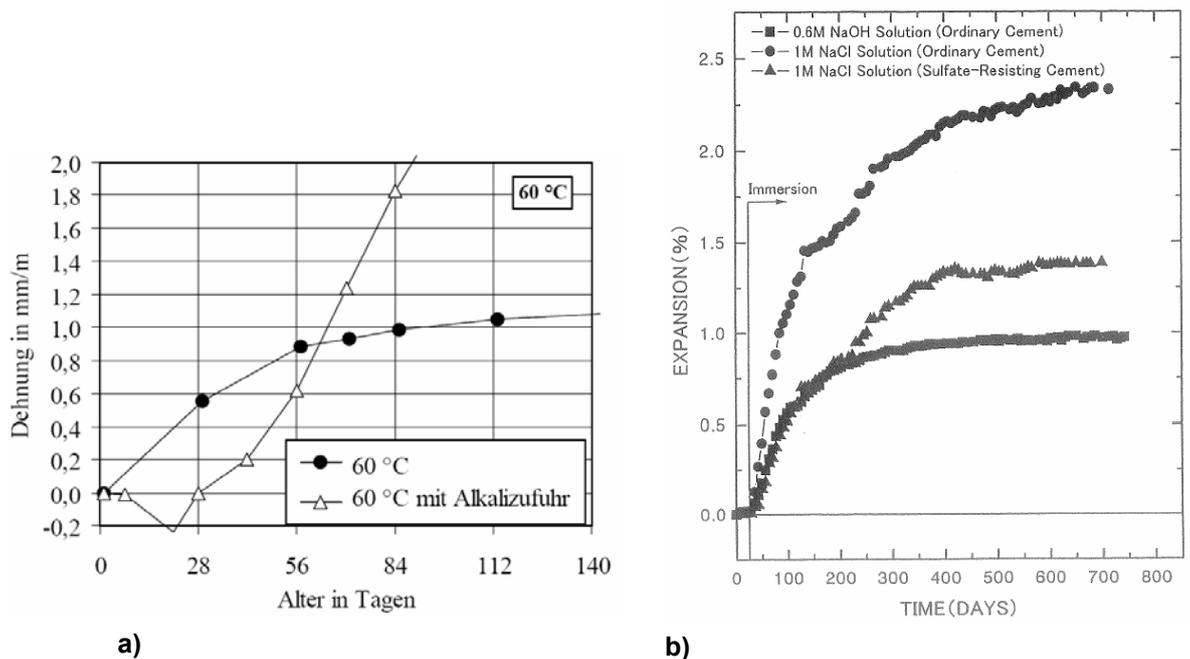


**Bild 2.34:**

Einfluss der Lagerungstemperatur (20 und 38 °C) auf die maximale Dehnung [Higgins 2005].

**2.4.3.3 Alkalien von aussen / Streusalze**

Die Zufuhr von Alkalien von aussen kann die AAR beschleunigen, wie in Laborversuchen gut gezeigt werden konnte [Kawamura 2000, Siebel 2006, Stark 2006] (Bild 2.35). An realen Bauten hingegen konnte diese Verschärfung bisher nur in Einzelfällen als wichtiger Faktor nachgewiesen werden [Katayama 2004a, Stark 2006].

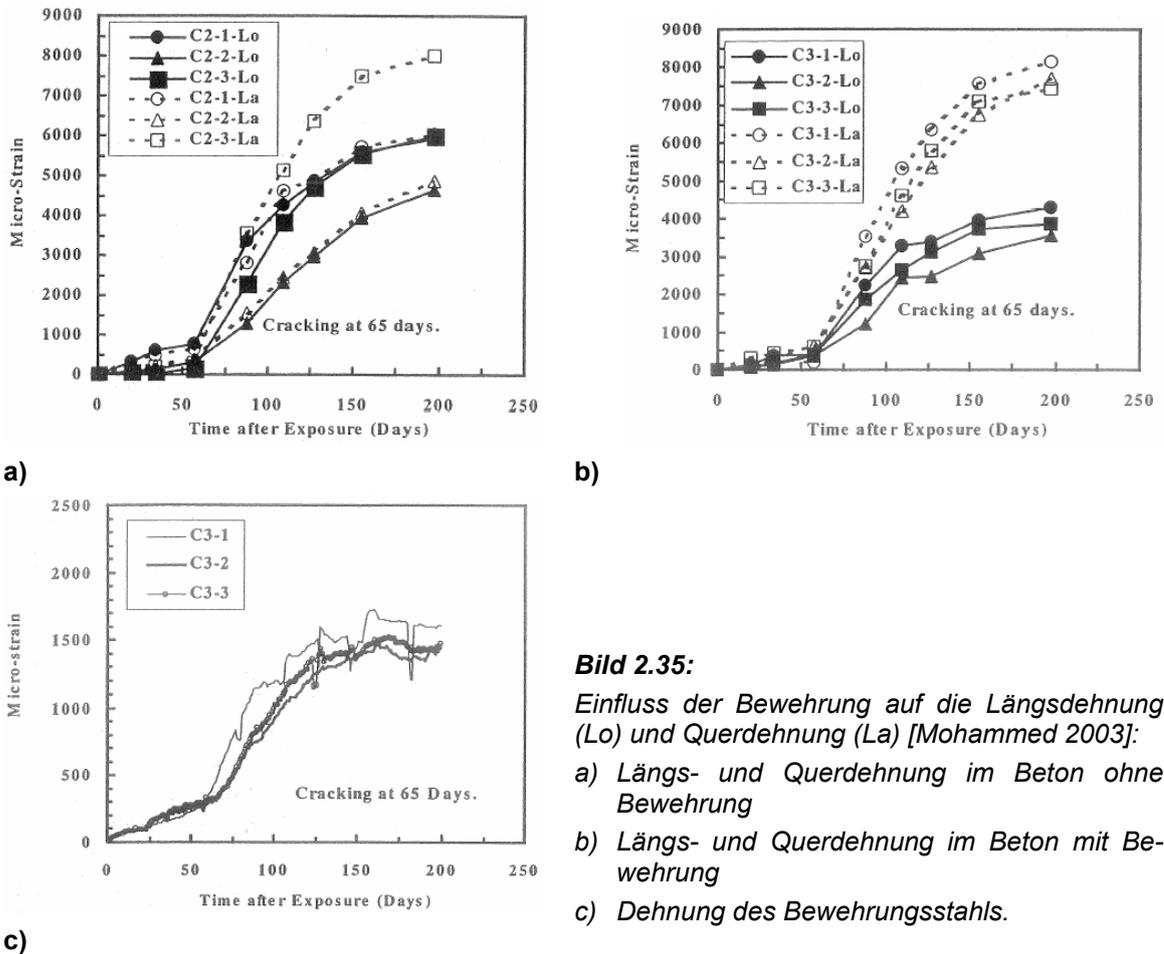


**Bild 2.35:** Einfluss der Zufuhr von Alkalien von aussen auf die Dehnung infolge AAR:

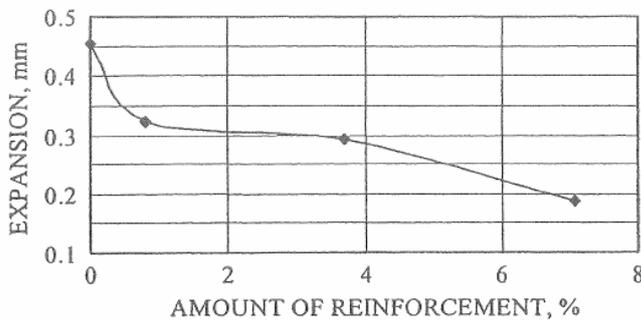
- a) Dehnung eines Betons im 60 °C-Betonversuch (Gesteinskörnungsprüfung) und Performance-Prüfung bei 60 °C und Alkalizufuhr (10 % NaCl-Lösung), 70 % Splitt Oberrhein, z = 400 kg/m<sup>3</sup>, w/z-Wert = 0.45, CEM I 32,5 R mit Na<sub>2</sub>O<sub>Äq</sub> von 1.3 M.% [Siebel 2006].
- b) Dehnung von Mörtelproben bei Lagerung in Lösungen mit Natriumchlorid (NaCl) und Natriumhydroxid (NaOH) [Kawamura 2000].

### 2.4.4 Bauwerksseitig Einflüsse

Art und Gehalt der Bewehrung beeinflussen die Dehnung im Beton und Stahl (**Bilder 2.34 und 2.35**) und damit die Ausdehnungsrichtung sowie die Rissverteilung und Rissorientierung im Bauteil. Die Ausdehnungen (Ausmass und bevorzugte Richtung) werden generell von den Spannungsverhältnissen im Bauteil bestimmt. Massige Bauteilabmessungen (Dicke über 1 m) trocknen praktisch nicht aus, so dass die Betonfeuchtigkeit im Innern über sehr lange Zeiträume sehr hoch sein. Dies fördert die AAR. Weitere Ausführungen dazu sind in [Merz 2006] enthalten.



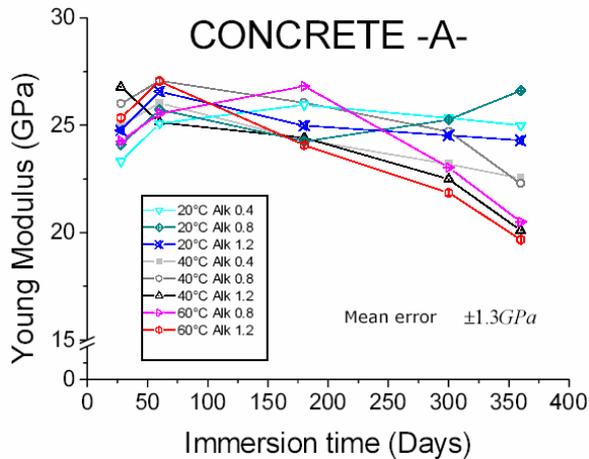
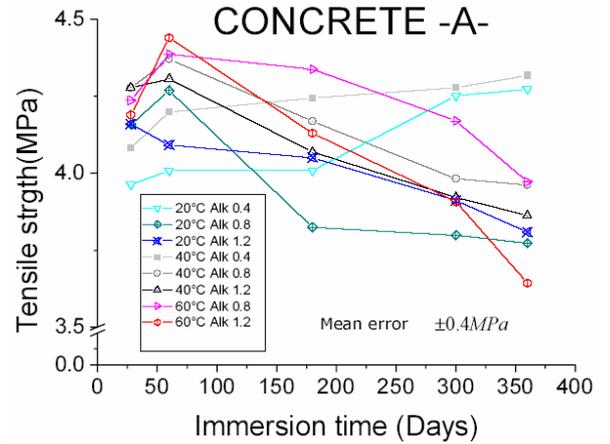
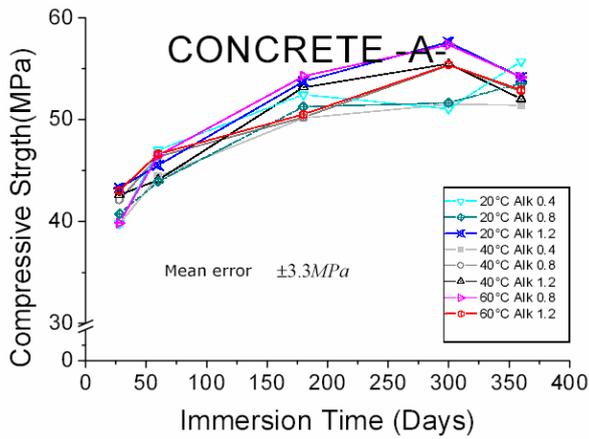
**Bild 2.35:**  
 Einfluss der Bewehrung auf die Längsdehnung (Lo) und Querdehnung (La) [Mohammed 2003]:  
 a) Längs- und Querdehnung im Beton ohne Bewehrung  
 b) Längs- und Querdehnung im Beton mit Bewehrung  
 c) Dehnung des Bewehrungsstahls.



## 2.5 Auswirkungen der AAR bei bestehenden Bauten (Tragsicherheit / Tragverhalten, Gebrauchstauglichkeit, Dauerhaftigkeit)

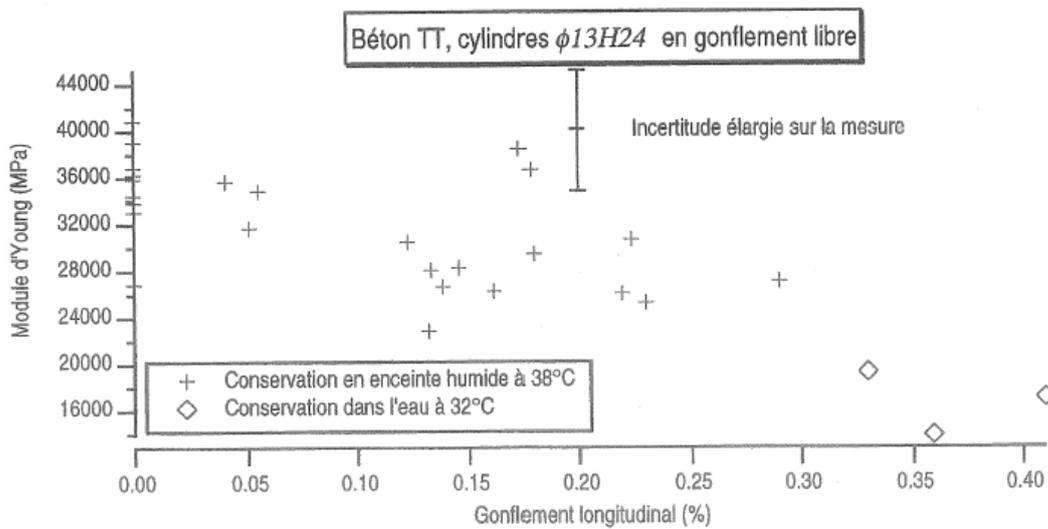
### 2.5.1 Mechanische Eigenschaften des Betons

Es ist allgemein akzeptiert und verschiedentlich dokumentiert, dass die AAR die mechanischen Festigkeiten eines unbewehrten Betons reduziert. Die Beziehung zwischen Schädigungsgrad und Festigkeitsverlust ist aber nicht sehr klar. In vielen Untersuchungen zeigte sich, dass die Druckfestigkeit weniger empfindlich reagiert als die Zug- und Spaltzugfestigkeit und der E-Modul (**Bild 2.37**). Es zeigt sich auch, dass die Streuung der Zugfestigkeit bei AAR-geschädigtem Beton sehr erheblich sein kann. Gemäss **Bild 2.38** nimmt der E-Modul mit zunehmender Dehnung rasch ab. Bei einer Längsdehnung von ca. 0.40 % ist er auf weniger als die Hälfte des ursprünglichen Wertes abgesunken [Larive 1998]. Zu beachten ist hier, dass die gemessenen Festigkeitsverluste von der Probengrösse beeinflusst werden können.



**Bild 2.37:**

Zeitliche Veränderung der Druckfestigkeit, der Zugfestigkeit und des E-Moduls an Proben mit AAR-empfindlichem Beton (siehe dazu auch **Bild 2.32**) [Ben Haha 2006].



**Bild 2.38:** Einfluss der AAR-bedingten Dehnung auf den E-Modul [Larive 1998].

Wälchli und Brühwiler [Wälchli 2005] machten auf Grund ihrer Literaturrecherche folgende Angaben zum Festigkeitsverlust:

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

In [Merz 2006] sind Angaben von weiteren Arbeiten aufgeführt. Diese unterscheiden sich teilweise von den oben genannten Werten. In der englischen Richtlinie der ISE [ISE 1992] für Zustandsuntersuchungen werden Festigkeitsverluste in Abhängigkeit von der Ausdehnung eines reaktive Betons angegeben (**Tabelle 2.5**).

Mechanische Eigenschaften	Freie Ausdehnung des Betons [%]				
	0.05	0.1	0.25	0.5	1.0
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

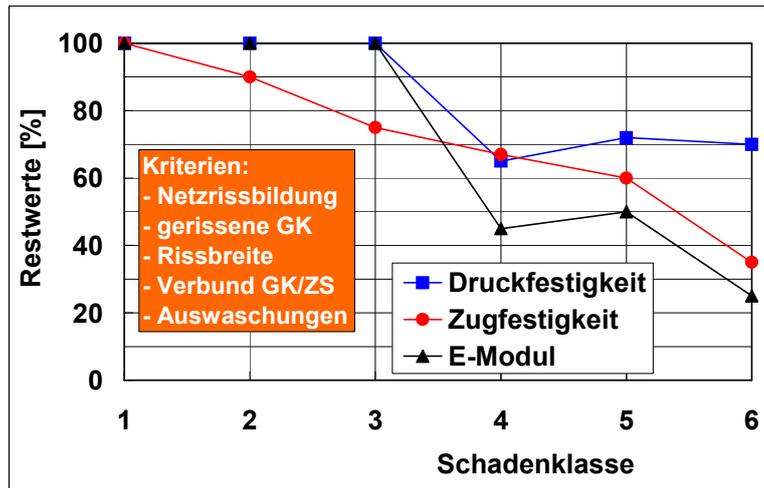
**Tabelle 2.5:** Festigkeitsverluste in Abhängigkeit von der Ausdehnung eines reaktiven Betons [ISE 1992].

Die unterschiedlichen Ergebnisse zur Veränderung der mechanischen Eigenschaften sind teilweise auch darauf zurückzuführen, dass die Untersuchungen mit unterschiedlich grossen Laborprüfkörpern oder an Bauwerksproben gewonnen wurden.

Der Zusammenhang zwischen Gefügeschäden und dem Festigkeitsverlust wurde von Merz [Merz 2006] an Bauwerksproben untersucht. Es wurden sechs Schadenklassen unterschieden:

- Gefügeschäden Klassen 1-3: Entwicklung der Mikrorissnetze und Hauptrisse
- Gefügeschäden Klassen 4-6: Risse begleitet von zunehmender Gefügebrauchung infolge Rissverbreiterungen, Rissablösungen, Zementsteinzerstörungen.

Die dazugehörigen Verluste bei der Druckfestigkeit, der Zugfestigkeit und des E-Moduls sind in **Bild 2.39** dargestellt. Daraus geht hervor, dass Mikrorissbildungen und gröbere Risse sich erst bei zunehmender Gefügebrauchung auf die Druckfestigkeit und den E-Modul auswirken. Die Zugfestigkeit hingegen wird schon im Stadium der Mikrorisse beeinträchtigt und nimmt mit zunehmendem Schädigungsgrad kontinuierlich ab.



**Bild 2.39:**

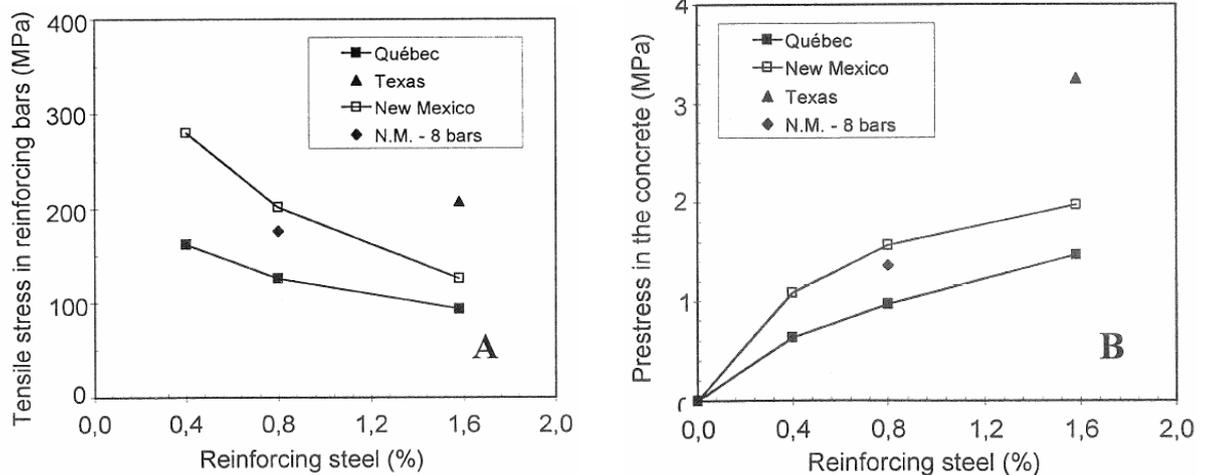
Restwerte für Druck- und Zugfestigkeit sowie E-Modul in Prozent der ursprünglichen Werte des ungeschädigten Betons in Funktion der Gefügeschäden [Hunkeler 2005, Merz 2006].

GK: Gesteinskörner  
ZS: Zementstein.

### 2.5.2 Tragsicherheit / Tragverhalten

Für das Tragverhalten von AAR-geschädigten Betonbauten muss zwischen nicht bewehrtem, bewehrtem und vorgespanntem Beton unterschieden werden [Wächli 2005, AGB 2006a]. Mit zunehmendem Bewehrungsgehalt und zunehmender Vorspannung wird die Volumenzunahme behindert. Im Unterschied zur Temperaturbelastung des Stahlbetons, wo sich der Beton und die Stahlbewehrung gleichmässig ausdehnen, ist es bei der AAR nur der Beton.

Die AAR-bedingte Volumenzunahme erzeugt Eigenspannungszustände im Stahlbeton; der Bewehrungsstahl wird gedehnt und kommt damit unter Zug. An Laborprüfkörpern konnte gezeigt werden, dass wegen der Dehnung des Betons infolge AAR im Betonstahl hohe Zugspannungen auftreten können [Smaoui 2004] (**Bild 2.40**). Abhängig vom Bewehrungsgehalt wurden Zugspannungen im Betonstahl bis 280 MPa gemessen. Der Beton in der Umgebung des Betonstahls kommt damit unter Druckbelastung. Unter ungünstigen Bedingungen kann die AAR zum Bruch der Bewehrung führen, wie in Japan beobachtet wurde [Miyagawa 2006] (**Bild 2.41**). Schäden dieser Art wurden in der Schweiz bisher nicht festgestellt.



**Bild 2.40:** Einfluss der AAR auf die Spannung im Betonstahl (links) und im Beton (rechts) in Abhängigkeit vom Bewehrungsgehalt [Smaoui 2004].



**Bild 2.40:** Beispiel eines AAR-geschädigten Stahlbetonbauteils mit Rissen (bis 9 mm) und gebrochenem Bewehrungsstab [Miyagawa 2006].

### 2.5.3 Ergebnisse der Arbeit von Wächli und Brühwiler

Wächli und Brühwiler fassten im Rahmen eines Forschungsprojektes der Arbeitsgruppe Brückenforschung (AGB) die heutigen Kenntnisse aus Laborversuchen zum Einfluss der AAR auf das Tragverhalten zusammen [Wächli 2005]. In den folgenden Abschnitten werden die Ergebnisse kurz vorgestellt.

#### 2.5.3.1 Schubwiderstand

- Der Schubwiderstand eines Stahlbetonbauteils kann infolge AAR deutlich reduziert werden (15% bis 25%).
- Die Bewehrungsart (Betonrundstahl, Betonstahl mit gerippter Oberfläche) hat nur einen geringfügigen Einfluss auf die Reduktion des Schubwiderstands.

#### 2.5.3.2 Biege- und Druckwiderstand

- Die durch die AAR verursachten Gefügestörungen führen zu einer Verringerung der Querschnitts-Biegesteifigkeit, d.h. bei biegebeanspruchten Bauteilen sind die Durchbiegungen und bei druckbeanspruchten Bauteilen die Stauchungen grösser als bei nicht geschädigtem Beton.
- Bei Druckgliedern ist das Resttragvermögen nach Überschreiten der aufnehmbaren Höchstlast gross, da das Verformungsverhalten des Betons mit AAR zunimmt. Dieser an sich günstige Effekt der AAR ist jedoch nicht signifikant.
- Der Abfall der Maximallast gegenüber einem ungeschädigten Beton liegt höchstens in der Grössenordnung von 20%.
- Die Reduktion des Druckwiderstands für Stützenprobekörper im Labormassstab (20%) ist grösser als die Reduktion des Druckwiderstands für Stützelemente mit annähernd baupraktischen Abmessungen (5% - 15%).
- Ein Versagen ohne Vorankündigung kann ausgeschlossen werden.

#### 2.5.3.3 Durchstanzwiderstand

- Im Allgemeinen führen die durch die AAR verursachte Volumenzunahme sowie die Rissbildung zu keiner Reduktion des Durchstanzwiderstands von Platten. Hingegen wird die Duktilität der Platte durch die AAR erhöht. Dies bedeutet, dass die Verformungen (Durchbiegungen) einer Platte mit AAR gegenüber den Verformungen (Durchbiegungen) einer Platte ohne AAR zunehmen (bei abnehmender Kraft).
- Der Durchstanzwiderstand einer Platte wird im Allgemeinen durch die AAR nicht reduziert. Der Grund hierfür liegt in der Tatsache, dass sich die vorteilhaften Auswirkungen der AAR (die durch die Volumendehnung bedingte Einführung einer „inneren Vorspannung“) sowie die schädlichen Auswirkungen der AAR (Reduktion der Zug – sowie der Druckfestigkeit) mehr oder weniger gegenseitig aufheben.
- Für beidseitig bewehrte Betonplatten kam es bei sehr grossen freien Volumendehnungen (>0.6%) zu parallel zu den Bewehrungsebenen verlaufenden Betonablösungen. Der Durchstanzwiderstand von solchen Platten wurde entsprechend reduziert.

#### 2.5.3.4 Verbundhaftung

- Für Stahlbetonbauteile mit AAR und geringer Betonüberdeckung sowie ohne Querbewehrung wird die Verbundhaftung zwischen Stahl und Beton deutlich stärker reduziert als bei Bauteilen mit Querbewehrung.
- Dies zeigt, dass eine Querbewehrung einen günstigen Einfluss auf die Verbundhaftung zwischen Stahl und Beton hat, da der Beton besser zusammengehalten wird (vgl. [ISE 1992]).

#### 2.5.3.5 Zusammenfassung der Ergebnisse von Laborversuchen

Wächli und Brühwiler fassen ihre Erkenntnisse aus Laborversuchen wie folgt zusammen [Wächli 2005]:

- Die durch die AAR verursachten Gefügestörungen wirken sich für Bauteile aus Stahlbeton in erster Linie in der Druckzone negativ aus. Dies deshalb, weil die Qualität sowie die Festigkeit des Betons vor allem in den druckbeanspruchten Zonen (Druckfestigkeit) eines Stahlbetonbauteils erfordert wird. In der Zugzone ist eine Reduktion der Festigkeit des Betons (Zugfestigkeit) weniger dramatisch, da die Bewehrung in diesem Bereich einen grossen Teil der Zugkräfte aufnimmt. Jedoch setzt dies voraus, dass der Verbund zwischen Betonstahl und Beton nicht zu stark beeinträchtigt ist.
- Die Ermittlung eines bestimmten Tragwiderstands hängt immer vom Ort der Entnahme des Bohrkerns ab. Wird ein Bohrkern zwischen Rissen (Oberflächenrisse, die womöglich im Innern des Betons zu Schalenrissen werden) entnommen, ist anzunehmen, dass der Widerstand (die Festigkeit) einen höheren Wert aufweist als wenn das zu testende Betonelement aus einem gerissenen Teil des Bauteils stammt.

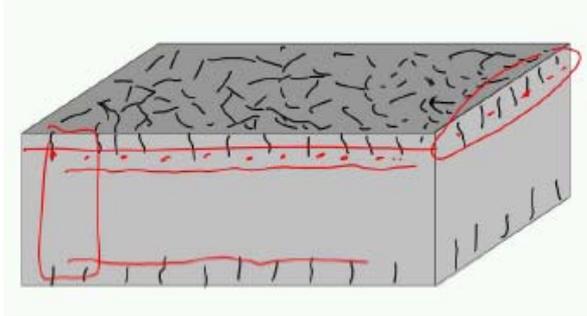
#### 2.5.3.6 Verhalten von realen AAR-geschädigten Bauteilen oder ganzen Tragwerken

Zum Verhalten von realen AAR-geschädigten Bauteilen oder ganzen Tragwerken gibt es nur wenige Arbeiten [Wächli 2005, den Uijl 2000]. Die Untersuchungen an ausgebauten Bauteilen und in-situ Belastungen zeigen, dass die Biegesteifigkeit reduziert und die Durchbiegung bzw. Verformung vergrössert werden kann. Zur Frage der Auswirkung der AAR auf das mechanische Verhalten von Tragwerken wird auf die Erkenntnisse des LCPC [LCPC 2003] hingewiesen:

- Es entstehen Normal- und Schubspannungen auf sämtlichen Oberflächen, die zu einer typischen fein verteilten Rissbildung führen. Diese Eigenspannungen tendieren dazu, im Grenzzustand der Tragfähigkeit durch Rissöffnung und Materialplastifizierung (Stahl und Beton) zu verschwinden. Dabei muss in jedem Fall kontrolliert werden, dass die Rissöffnung die Dauerhaftigkeit des Tragwerks nicht beeinträchtigt und dass die Dehnung der Stahlbewehrungen bei den grössten Rissen unterhalb einer gewissen Limite bleibt.
- Es entstehen Normal- und Schubspannungen durch die Verformungen infolge eines statisch unbestimmten Systems. Im Gegensatz zu den Eigenspannungen vermindern sich diese nur teilweise durch Rissbildung und Materialplastifizierung, wenn sich ein gegebener Querschnitt dem Grenzzustand der Tragfähigkeit annähert. Da im statisch unbestimmten System Beanspruchungen durch die „Blockierung“ der Gesamtverformungen des Tragwerks entstehen, reicht die lokale Plastifizierung eines einzelnen Querschnittes nicht aus, um die Spannungen wesentlich abzubauen. Hingegen kann diese lokale Plastifizierung eines einzelnen Querschnittes zu sehr grossen plastischen Verformungen führen, die normalerweise zu einem Bruch führen.

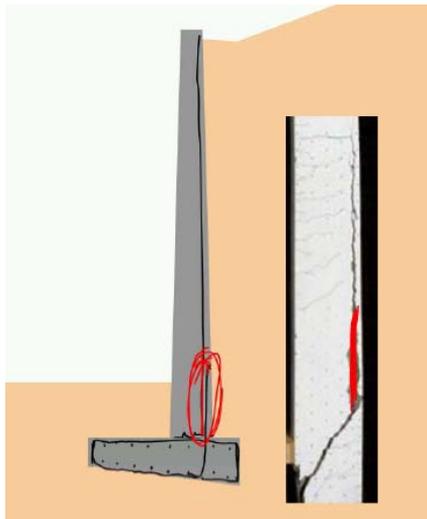
#### 2.5.4 Ergebnisse des Kolloquiums der AGB des ASTRA

Im Rahmen eines von der AGB des ASTRA im November 2005 durchgeführten Kolloquiums zur AAR beschäftigte sich eine der Arbeitsgruppen u.a. auch mit der Frage, wo, wann und warum ein Tragfähigkeitsproblem bei einem AAR-geschädigten Betontragwerk bestehen oder entstehen könnte [AGB 2006a]. Es zeigte sich klar, dass mit dem heutigen Wissen viele Fragen nicht beantwortet werden können. Prof. Dr. A. Muttoni, Mitglied der AGB, wies auf einige für die Tragsicherheit kritische Punkte hin (**Bilder 2.41 und 2.42**). Kritische Bereiche können auch bei alten Brücken ohne Abdichtung auftreten (z.B. Durchstanzwiderstand bei Fahrbahnplatten mit Schalenrissen).

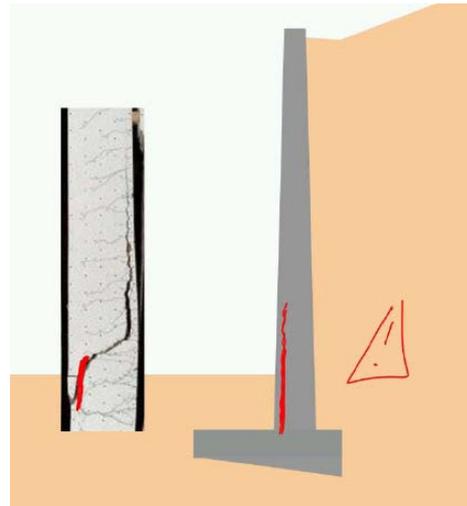


**Bild 2.41:**

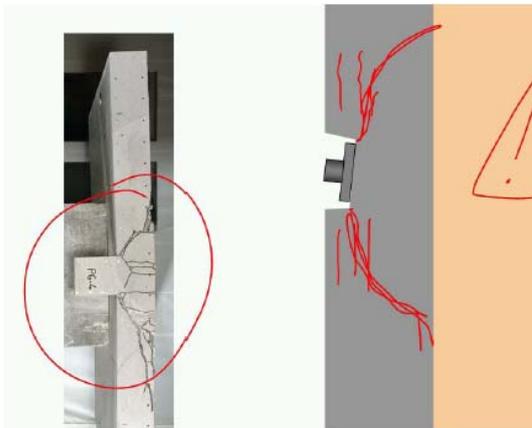
Risse sind dort problematisch, wo keine Bewehrung vorhanden ist [AGB 2006a].



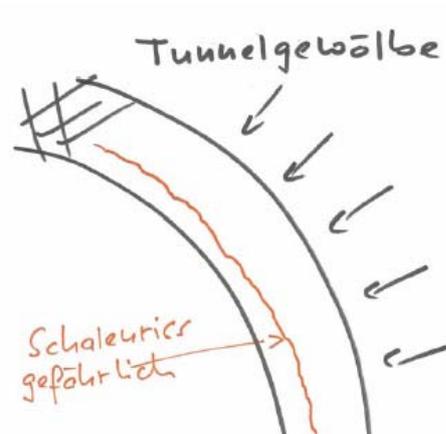
a)



b)



c)



d)

**Bild 2.42:** Schalenrisse können für die Tragsicherheit problematisch und gefährlich sein [AGB 2006a]:

- a) Schalenrisse bei Biegebewehrung (Beispiel Stützmauer).
- b) Schalenrisse können den Schubwiderstand reduzieren.
- c) Schalenrisse können den Durchstanzwiderstand reduzieren (Beispiel Krafteinleitungszone eines vorgespannten Ankers).
- d) Schalenrisse im Tunnelgewölbe können den Gewölbewiderstand reduzieren.

### 2.5.5 Gebrauchstauglichkeit

Die Gebrauchstauglichkeit wird in der Regel erst in einem mittel- bis langfristigen Zeitraum bzw. bei fortgeschrittenen AAR-Schäden gefährdet. Davon ausgenommen sind Bauwerke, die eine abdichtende Funktion haben (Staumauern, Schleusen) oder selber dicht sein müssen (z.B. Behälter).

Eine Verformung oder Einklemmen von im Beton eingebauten Einrichtungen wie Leitungen, Drainagen, Deckel, Klappen, Schleusen usw. kann ebenfalls die Funktionstüchtigkeit eines Bauwerks beeinträchtigen. Diese Problematik taucht vor allem bei Staudämmen und Wehren auf, bei denen die Volumenzunahme wegen den Bauwerksdimensionen das Mehrfache von jener der Kunstbauten im Strassenbau betragen kann.

### 2.5.6 Dauerhaftigkeit

Die Dauerhaftigkeit wird in der Regel durch die AAR direkt beeinträchtigt. AAR-bedingte Risse im Überdeckungsbeton sind Schwachstellen beim Korrosionsschutz der Bewehrung, da sie den Chlорideintrag und damit die Korrosion der Bewehrung stark erleichtern. Hinzu kommt, dass wegen des erleichterten Wassereintrags auch der Frost- und Frost-Tausalz widerstand des Deckbetons verschlechtert wird. Dies gilt insbesondere für horizontale Flächen, die direkt bewittert sind und auf denen Wasser liegen bleiben kann sowie geneigte Flächen (z.B. geneigte Flächen von Stützmauern), über die Wasser abfließen kann.

## 2.6 Prüfungen an Gesteinskörnungen und an Betonen

### 2.6.1 Allgemeines

Weltweit gibt es eine ganze Reihe von AAR-spezifischen Prüfungen. Eine Übersicht ist z.B. in [Chak 2005] enthalten. Die ASTM-Prüfungen werden am häufigsten eingesetzt. Sie wurden teilweise, zum Teil in modifizierter Form, in das Normenwerk anderer Länder übernommen (z.B. Kanada, CSA). Andere Länder leiteten daraus vergleichbare Prüfungen ab (Frankreich, AFNOR). Die üblichen Betonprüfungen werden bei einer Temperatur von 38 °C durchgeführt und dauern etwa 1 bis 2 Jahre. Da die Prüfungen sehr lange dauern, bestand und besteht nach wie vor ein grosser Bedarf für schnelle oder zumindest schnellere Prüfungen. Aus den älteren Prüfungen entstanden dann neue Prüfungen mit härteren Prüfbedingungen (z.B. 80°C, NaOH, Autoklav) mit einer Dauer zwischen einigen Tagen (z.B. Microbar) und 1 Monat für Gesteinskörnungen und 6 bis 12 Monaten für Betonprüfungen (60 anstelle von 38 °C). Die Zuverlässigkeit dieser Prüfungen ist aber bisher nicht sicher nachgewiesen worden. Immer wieder wird festgestellt, dass sich AAR-Prüfungen für gewisse Gesteinskörnungen nicht eignen.

Aus den Erfahrungen und Anpassungen der Prüfverfahren an die lokalen Gesteinskörnungen entstand eine grosse Anzahl von Prüfungen, die z.T. ähnlich sind. Einige Länder geben Anwendungsgrenzen (z.B. bei Gesteinskörnungen mit Pessimumeffekt oder sehr langsam reagierende Gesteinskörnungen). Andere Länder stützen sich auf andere Untersuchungsprinzipien (z.B. chemische Zusammensetzung, Petrografie, Mineralogie) und nicht auf physikalische Reaktivitätstests.

Seit vielen Jahren sind Bestrebungen im Gange, die grosse Vielfalt von Prüfungen zu reduzieren und allgemein gültige, weltweit anwendbare Prüfverfahren festzulegen. Umfangreiche Arbeiten sind in den Arbeitsgruppen des RILEM geleistet worden [RILEM 2000, 2002, 2003, 2004b]. Im Rahmen des Partner-Projekts ging es vorab um eine einheitliche petrographische Beurteilung und Klassifizierung der Gesteinskörnungen [Partner 2002, 2007].

Angesichts der grossen Auswahl an Prüfverfahren und Grenzwerten und der geologischen Situation in der Schweiz mit sehr vielfältigen fluvioglazialen Kiessanden ist es nicht klar, welche Prüfungen in der Schweiz mit genügend grosser Sicherheit anwendbar und aussagekräftig sind.

In Folgenden werden die wichtigsten Prüfungen kurz angesprochen.

## 2.6.2 Reaktivität von Gesteinskörnungen

Für die Prüfung der AAR-Reaktivität von Gesteinskörnungen stehen folgende Arten von Prüfungen zur Verfügung:

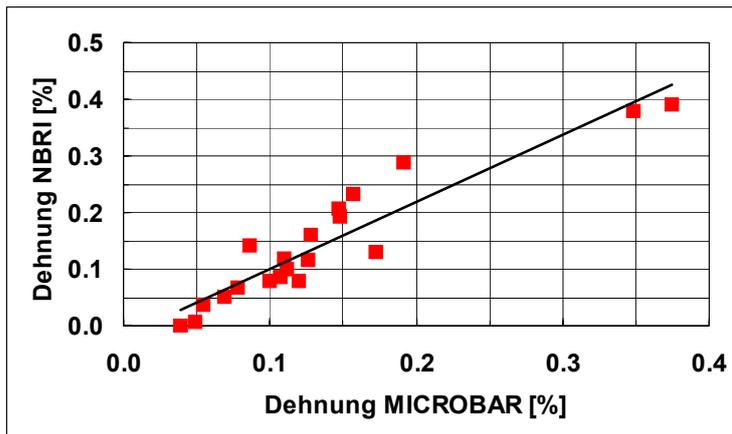
- Petrografische Bestimmung und Beurteilung der Gesteinskörnungen
- Chemische Prüfungen zur Beurteilung der Gesteinskörnungen (z.B. Bestimmung des löslichen  $\text{SiO}_2$ -Gehalts der Gesteinskörnungen)
- Physikalische Prüfungen:
  - Laborprüfungen an vorgegebenen Mörtelmischungen mit der zu prüfenden Gesteinskörnung (Mörtelprüfungen)
  - Laborprüfungen an vorgegebenen Betonmischungen mit der zu prüfenden Gesteinskörnung (Betonprüfungen).

Die detaillierte petrografische Untersuchung kann Hinweise dafür geben, ob ein Gemisch von Gesteinskörnungen bzw. eine Korngruppe oder -komponente potenziell anfällig für AAR ist. Die Kriterien der petrographischen Beurteilung und deren Zuverlässigkeit sind nach wie vor noch Gegenstand von wissenschaftlichen Untersuchungen und Diskussionen [Jensen 2001, RILEM 2002, Partner 2002, 2007, Katayama 2004b]. Dabei kommen verschiedene Verfahren zur Anwendung: in Ländern mit bekannten, eindeutig identifizierbaren alkalireaktiven Gesteinen, werden diese ausgezählt (z.B. poröser Flint in Dänemark). Es ist ebenfalls möglich die Reaktivität von Gesteinen aufgrund ihrer mineralogischen Zusammensetzung, ihrer Korngröße und ihrem Deformationsgrad zu beurteilen (z.B. Grauwacken, Kieselkalke, Gneise usw.). Dabei werden ebenfalls ganze Gesteinskörner ausgezählt. Die aufwendigste Methode besteht darin, die Gesteinskörner zu mahlen und am Mahlgut die einzelnen Mineralphasen unter dem Mikroskop auszuzählen.

Die chemischen und physikalischen Laborprüfungen können mit den feinen oder groben Gesteinskörnungen durchgeführt werden. Grobe Gesteinskörnungen müssen dazu ggf. zerkleinert/gemahlen werden.

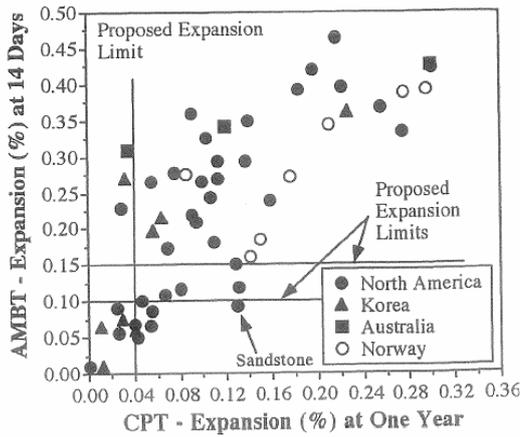
Bei den physikalischen Laborprüfungen werden die Probekörper über eine gewisse Zeit gelagert und daran periodisch die Längenänderungen gemessen. Dabei wird durch die Erhöhung der Prüftemperatur und evtl. auch durch die Zugabe von Alkalien (Erhöhung des Alkaligehaltes bzw. des pH-Wertes) versucht, die Prüfdauer zu verkürzen. Damit ist auch klar, dass sich immer auch die Frage stellt, wie Laborresultate auf die Praxis zu übertragen sind.

Immer wieder wird versucht, die Ergebnisse von verschiedenen Laborprüfungen mit verschiedenen Lagerungsbedingungen (Feuchtigkeit, Alkaligehalt, Temperatur) sowie von Labor- und Feldversuchen miteinander zu korrelieren (z.B. [Grosbois 2000, Fournier 2000, Bokern 2004, ecr 2006, Siebel 2006, Stark 2006]). Dies gelingt oft ganz gut, aber nicht immer (**Bild 2.43 bis 2.47**).

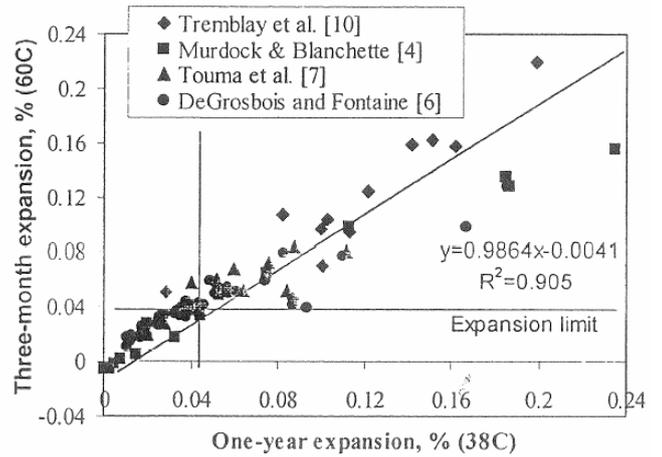


**Bild 2.43:**

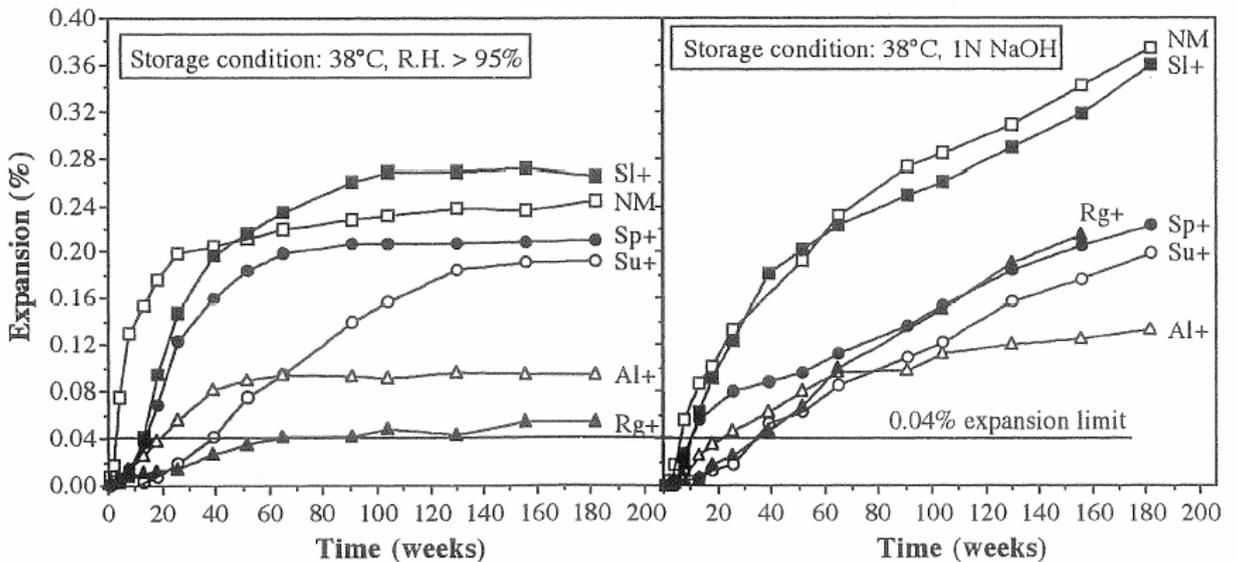
Korrelation zwischen zwei Schnellprüfungen der AAR-Empfindlichkeit von Gesteinskörnungen [Hammerschlag 2000].



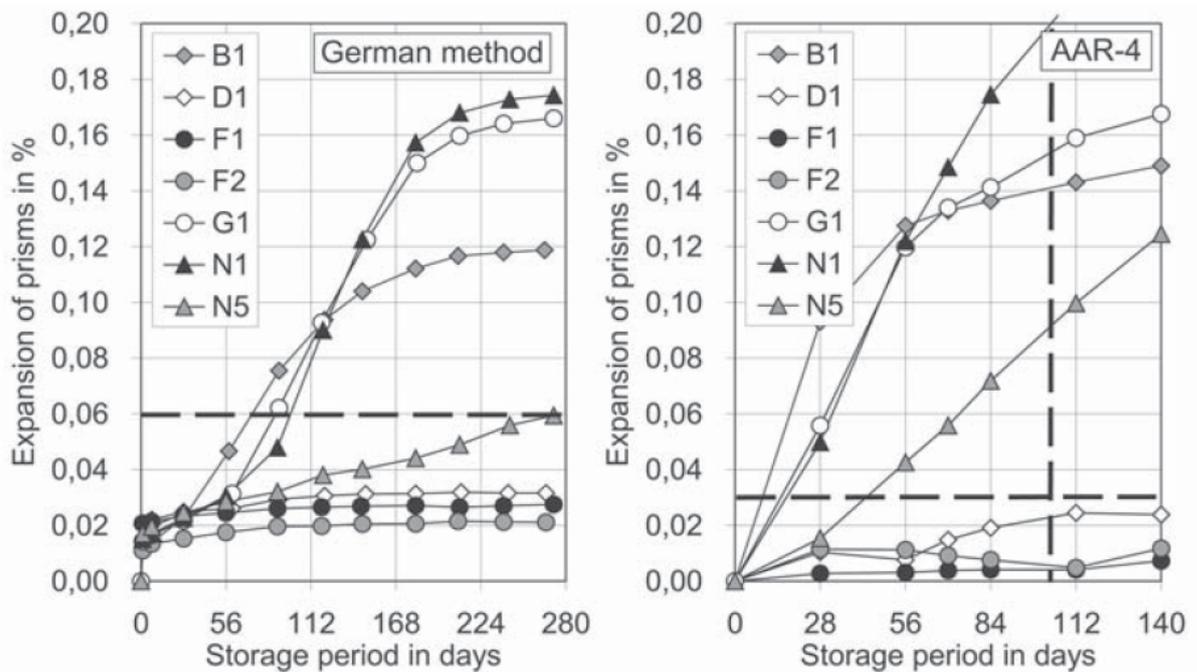
**Bild 2.44:** Korrelation zwischen Mörtelprüfung (Dauer 14 Tage) und Betonprüfung (Dauer 1 Jahr) [Fournier 2000].



**Bild 2.45:** Korrelation zwischen Betonprüfungen bei 38 und 60 °C [Fournier 2004].

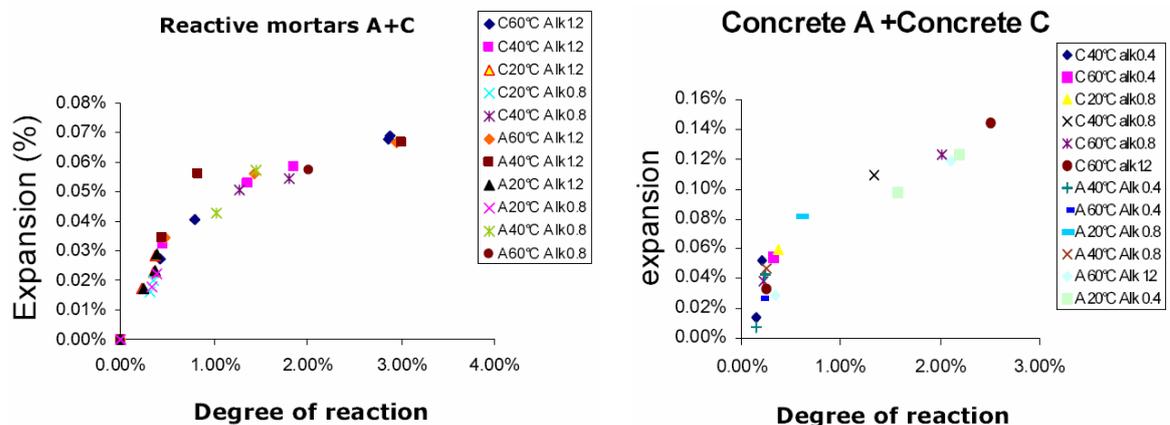


**Bild 2.46:** Vergleich der zeitlichen Entwicklung der Dehnung bei einer Temperatur (38 °C), aber unterschiedlichen Lagerungsbedingungen (relative Luftfeuchtigkeit >95 %, 1 normaler NaOH-Lösung) [Fournier 2000]. Durch die Zugabe von NaOH erhöht sich die Dehnung. Die Kurvenverläufe sind teilweise sehr unterschiedlich (z.B. für die Gesteinskörnungen Rg+ und Al+).



**Bild 2.47:** Korrelation zwischen zwei Betonprüfungen im Rahmen des PARTNER-Projektes. Bei der deutschen Prüfung werden die Proben bei 40 °C in der Nebelkammer gelagert. Bei der Prüfung AAR-4 beträgt die Lagerungstemperatur 60 °C. Diese Prüfung ist daher deutlich rascher [ecra 2006]. Zu beachten sind die unterschiedlichen Grenzwerte und das unterschiedliche Verhalten der Gesteinskörnung N5..

Ben Haha [Ben Haha 2004, 2006] korrelierte die Dehnung von Mörtelprismen (40x40x160 mm<sup>3</sup>) und Betonprismen (70x70x280 mm<sup>3</sup>) mit dem Reaktionsgrad der Gesteinskörnungen. Der Reaktionsgrad wurde mittels Bildanalyse der Rückstreuielektronen im Rasterelektronenmikroskop (REM) ermittelt.



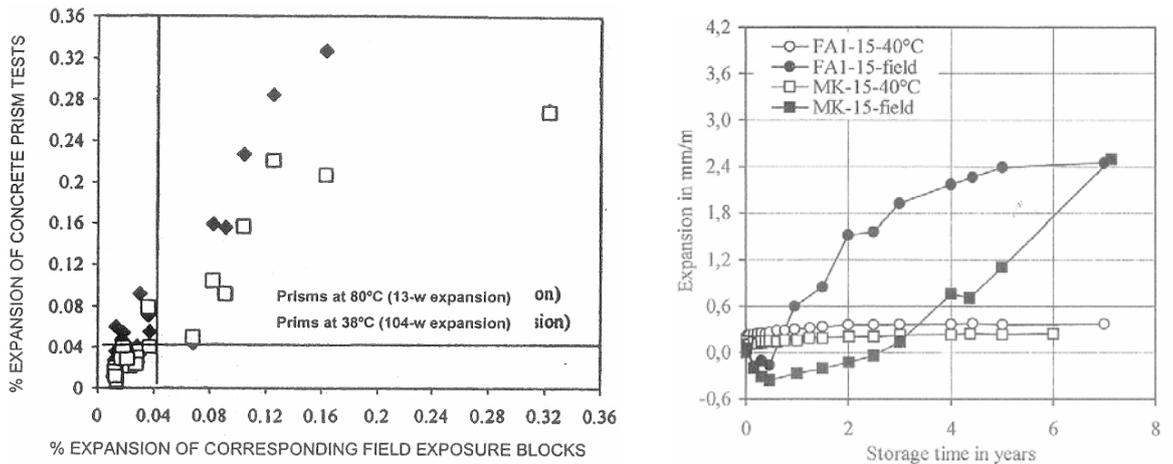
**Bild 2.48:** Korrelation zwischen der Dehnung von Mörtelprismen und Betonprismen und der beobachteten AAR-Reaktivität im REM mit Bildanalyse [Ben Haha 2006].

### 2.6.3 AAR-Beständigkeit von Betonen

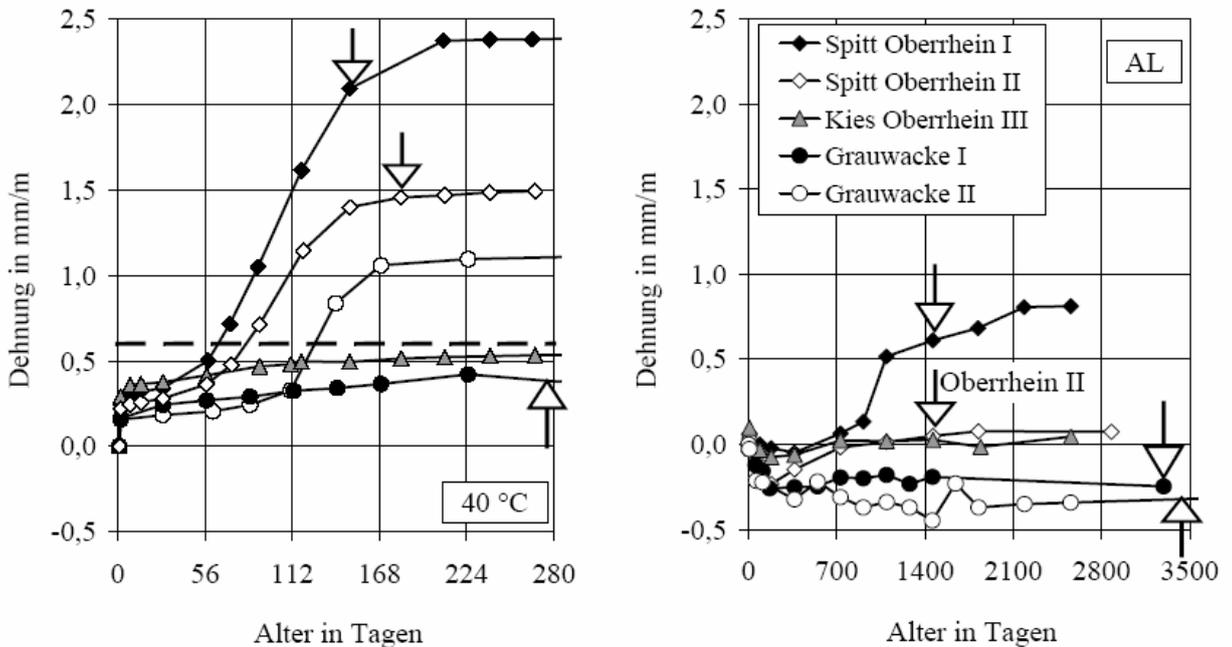
Es gibt verschiedene Prüfungen mit Betonen, bei denen aber meist genaue Vorgaben für die Betonmischung einzuhalten sind. Diese dienen i.d.R für die Prüfung von Gesteinskörnungen, siehe **Kapitel 2.6.2**. Als Laborprüfung mit der effektiv zu verwendenden Betonmischung (mit oder ohne Erhöhung des Alkaligehaltes) gibt es im Wesentlichen nur die so genannte Beton-Performance-Prüfung. Diese ist im **Kapitel 2.6.5.3** genauer beschrieben.

### 2.6.4 Vergleich von Laborprüfungen mit Feldversuchen

In vielen Untersuchungen wurde versucht, die Resultate von beschleunigten Laborprüfungen mit **Feldversuchen** zu verifizieren. Dazu werden bestimmte vorgegebene Betonmischungen (i.d.R. für die Prüfung von Gesteinskörnungen) oder auch reelle Betonmischungen mit und ohne Erhöhung des Alkaligehaltes verwendet. Die in den **Bild 2.49 und 2.50** dargestellten Ergebnisse zeigen teilweise eine recht gute Übereinstimmung. Mit Ausnahmen ist aber immer wieder zu rechnen, wie auch aus **Bild 2.50** hervorgeht. Siebel et al. [Siebel 2006] stellen dazu fest, dass sich die Gesteinskörnungen bis auf eine Ausnahme im Feldversuch gleich verhalten wie im 40 °C-Nebelkammer-Versuch. Bei einer Gesteinskörnung – in diesem Bild nicht dargestellt – wurden am Würfel der Aussenlagerung sehr geringfügige Risse festgestellt, die in der Nebelkammer nicht aufgetreten waren. An Bauwerken, die Betone mit dieser Gesteinskörnung enthielten, sind keinerlei Schäden aufgetreten.



**Bild 2.49:** Vergleich der Resultate von Laborprüfungen mit den Ergebnissen aus Felduntersuchungen. Links Resultate von [Sims 2005]; rechts von [Bokern 2004].



**Bild 2.50:** Dehnung (Grenzwert 0.6 mm/m) und Rissentwicklung  $\geq 0.2$  mm (siehe Pfeile) von Betonen mit verschiedenen Gesteinskörnungen in der 40 °C-Nebelkammer und bei der Aussenlagerung (AL),  $z = 400 \text{ kg/m}^3$ ,  $w/z$ -Wert = 0.45, CEM I 32,5 R mit einem  $\text{Na}_2\text{O}$ -Äquivalent von 1.3 M.% [Siebel 2006].

## 2.6.5 Eingesetzte Prüfverfahren in der Schweiz

### 2.6.5.1 Übersicht

Die heute in der Schweiz üblichen Prüfungen sind in der **Tabelle 2.6** zusammengestellt. Sie wurden in Frankreich entwickelt, gelangen aber zunehmend auch in anderen Ländern zum Einsatz (z.B. Deutschland [Siebel 2006]). Von den in dieser Tabelle aufgeführten Prüfungen sind die Microbar- und die Beton-Performance-Prüfung die wichtigsten. Diese beiden Prüfverfahren sind in den nachfolgenden Kapiteln kurz beschrieben.

Im Gegensatz zur Performance-Prüfung für reale Betone dienen die Mörtel- und Betonprüfungen zur Abklärung der Reaktivität einer Gesteinskörnung. Die Mischverhältnisse und der Alkaligehalt sind dabei von der Norm fest vorgegeben. Die Prüfungen sind vergleichbar mit den amerikanischen Prüfungen ASTM C 227 (Mörtel) und ASTM C 1293 (Beton) sowie den kanadischen Prüfungen CSA.A.23-14A (Beton).

Untersuchung	Norm AFNOR	Material	Prüfung
Microbar-Prüfung (Messgrösse: $\Delta I$ )	XP 18-594 (Prüfung) FD P18-542 (Beurteilung)	Sand, Kies (gemahlen, $\varnothing 0.16 - 0.63$ mm)	1x1x4 cm $\text{Na}_2\text{O}_{\text{Äq}} = 1.5$ M. % alkalisches Milieu, 150 °C (Autoklav) Dauer: 5 Tage $\Delta I \leq 0.11$ %
Mörtel-Prüfung (Messgrösse: $\Delta I$ )	XP 18-594 (Prüfung) FD P18-542 (Beurteilung)	Sand, Kies	4x4x16 cm $\text{Na}_2\text{O}_{\text{Äq}} = 4$ M. % 127 °C (Autoklav, 0.15 MPa) Dauer: 5 Tage $\Delta I \leq 0.15$ %
Langzeit-Prüfung (Messgrösse: $\Delta I$ )	XP 18-594 (Prüfung) FD P 18-542 (Beurteilung)	Sand, Kies oder Gemisch ( $\varnothing 0 - 20$ mm)	7x7x28 cm $\text{Na}_2\text{O}_{\text{Äq}} = 1.25$ M. % 38 °C; 100 % RL Dauer: 8 bis 10 Monate $\Delta I \leq 0.04$ % nach 8 Monaten
Beton-Performance-Prüfung (Messgrösse: $\Delta I$ )	P 18-454 (Prüfung) FD P18-456 (Beurteilung)	Reale Beton-rezeptur	7x7x28 cm $\text{Na}_2\text{O}_{\text{Äq}} = \text{max. realer Gehalt}^1$ 60 °C; 100 % RL Dauer: 5 bis 12 Monate $\Delta I \leq 0.02$ %

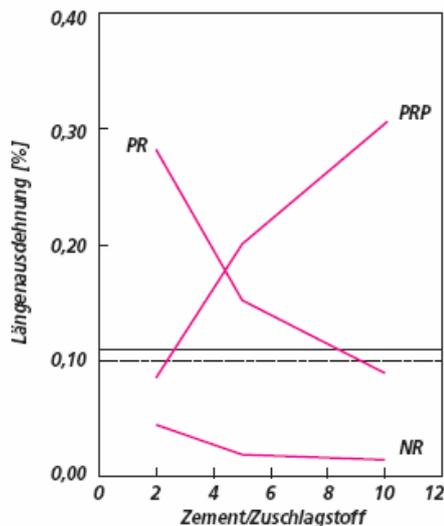
1) Die Zudosierung von Alkalien erfolgt, um die Streuung des Alkaligehalts im Beton, verursacht durch die Streuung des Alkaligehalts des Zements, abzudecken. Sie richtet sich nach statistischen Vorgaben oder nach der Formel:  $0.0025 \cdot \text{Zementgehalt des Betons} \cdot \text{Na}_2\text{O}_{\text{Äq}} \text{ des verwendeten Zements, kg/m}^3$ .

**Tabelle 2.6:** Übersicht über die heute in der Schweiz üblichen Laborprüfungen.

### 2.6.5.2 Microbar-Prüfung (Gesteinskörnung)

Die Microbar-Prüfung (AFNOR XP 18-594) ist eine Schnellprüfung und dauert etwa 5 Tage. Mit ihr wird die Reaktivität von Gesteinskörnungen gegenüber Alkalien ermittelt. Es können einzelne Korngruppen oder Korngemische geprüft werden. Die Prüfung erfolgt pro Korngruppe oder Korngemisch an drei verschiedenen Mischverhältnissen Zement/Gesteinskörnung (Z/GK: 2, 5 und 10) und erlaubt, die geprüften Gesteinskörnungen gemäss der Norm AFNOR FD P 18-542 einer der folgenden Kategorien zuzuordnen (**Bild 2.51**):

- NR nicht reaktiv: alle Werte der geprüften Korngruppen oder Korngemische liegen unter dem Grenzwert von 0.11%
- PR potenziell reaktiv: 1 bis 3 Werte liegen über dem Grenzwert von 0.11%
- PRP potenziell reaktiv mit Pessimum-Wirkung: 1 bis 3 Werte liegen über dem Grenzwert von 0.11% und der Wert beim Verhältnis Z/GK von 5 ist über 10% höher als jener beim Verhältnis Z/GK von 2.



**Bild 2.51:**

Microbar-Prüfung nach AFNOR XP 18-594:

Die Zuordnung der Reaktivität erfolgt gemäss der Norm AFNOR FD P 18-542 auf Grund der Längenausdehnung bei den drei Verhältnissen Zement zu Gesteinskörnung (Zuschlag) von 2, 5 und 10 [CB 2000].

Gilt die Gesteinskörnung gemäss der Microbar-Prüfung als nicht reaktiv, so kann der daraus hergestellte Beton als AAR-beständig betrachtet werden.

Wird die Gesteinskörnung in der Microbar-Prüfung als reaktiv, evtl. auch als reaktiv mit Pessimum-Effekt eingestuft, so ist der daraus hergestellte Beton potenziell reaktiv, d.h. er kann je nach Zusammensetzung (abhängig z.B. von der Art und vom Gehalt des Zements) und Exposition eine AAR entwickeln.

### 2.6.5.3 Beton-Performance-Prüfung

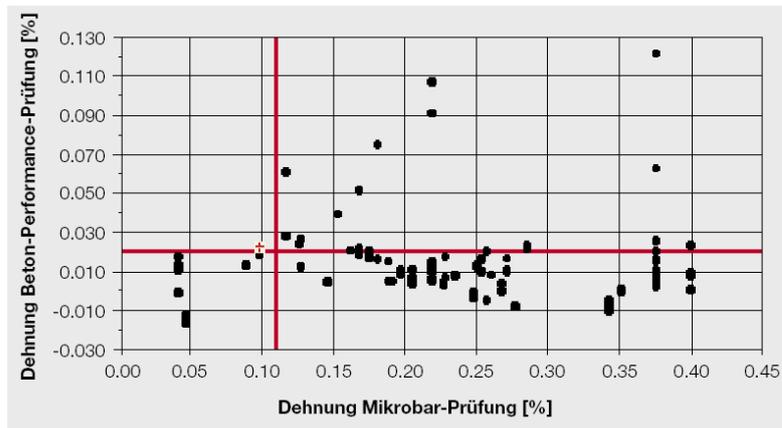
Mit der Beton-Performance-Prüfung AFNOR P 18-454 wird die Ausdehnung an Betonprüfkörpern infolge AAR geprüft. Die dazu nötigen Prüfkörper werden mit der für den Einsatz vorgesehenen Betonmischung hergestellt. Um die üblichen Schwankungen des Alkaligehaltes der Betonausgangsstoffe abzudecken, wird der Alkaligehalt der zu prüfenden Betonmischung künstlich erhöht. Die Versuchsdauer beträgt 5 Monate bei Betonen mit CEM I-Zementen. Bei Betonen mit andern als CEM I-Zementen und Betonen mit Zusatzstoffen muss die Prüfung evtl. auf 12 Monate ausgedehnt werden.

Für die Beurteilung der Resultate der Beton-Performance-Prüfung gelten die Kriterien der Richtlinie AFNOR FD P 18-456 (siehe **Tabelle 4.8**).

### 2.6.5.4 Korrelation zwischen Microbar- und Beton-Performance-Prüfung

Zwischen der Microbar- und der Beton-Performance-Prüfung besteht nach den Ergebnissen der Untersuchungen der cemsuisse keine erkennbare Korrelation (**Bild 2.52**) [cemsuisse 2005a]. Die Microbar-Prüfung gibt demnach lediglich eine Ja/Nein-Antwort hinsichtlich der Reaktivität der Gesteinskörnung. Mit einer Ausnahme erfüllten sämtliche Betone mit nicht reaktiven Gesteinskörnungen die Anforderungen der Beton-Performance-Prüfung.

Eine der Gesteinskörnungen (rotes Kreuz in **Bild 2.52**) gilt gemäss Microbar-Prüfung als nicht reaktiv, der Beton mit dieser Gesteinskörnung weist aber trotzdem eine über dem Grenzwert liegende Dehnung in der Beton-Performance-Prüfung auf. Der Grund hierzu liegt in der nachweislich schlechten Qualität der eingesetzten Flugasche [cemsuisse 2005a].



**Bild 2.52:**

*Dehnung bei der Beton-Performance-Prüfung nach 5 Monaten in Abhängigkeit von der Dehnung der verwendeten Gesteinskörnung in der Mikrobar-Prüfung [cemsuisse 2005a].*

*Es ist zu beachten, dass einige Betone Zusatzstoffe oder Zemente (CEM II, CEM III) enthielten, die die AAR reduzieren.*

## 3 SITUATION IN DER SCHWEIZ

### 3.1 Aktualität der Problemstellung und Überblick über den Stand der Forschung

Wie in den meisten Ländern traten AAR-Schäden zuerst bei Staumauern auf (hohe Feuchtigkeit). Ein erster Bericht dazu erschien 1995 [Regamey 1995]. Seit Mitte der 1990er Jahre nahm aber auch die Zahl der beobachteten Bauwerke im Hoch- und Tiefbau mit Anzeichen von AAR oder eigentlichen AAR-Schäden deutlich zu. Dies hängt mit grosser Wahrscheinlichkeit mit der gestiegenen Anzahl und dem zunehmendem Alter der Betonbauten zusammen.

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. Im Rahmen eines vom ASTRA finanzierten Forschungsprojektes konnte die Situation in der Schweiz genauer untersucht werden. Dabei zeigte es sich, dass AAR-Schäden praktisch in der ganzen Schweiz auftreten [Merz 2006]. Im Alpen- und Voralpenraum scheinen solche Schäden aber häufiger und systematischer in Erscheinung zu treten als z.B. im Mittelland.

Nach neueren Untersuchungen sind die meisten Gesteinskörnungen in der Schweiz potenziell AAR-empfindlich [cemsuisse 2005a,b]. In der Schweiz bestehen die Gesteinskörnungen für Beton meistens aus einem Gemisch verschiedenster Gesteinssorten (z.B. Kalke, Sandsteine, Gneise, Quarzite), so dass gleichzeitig verschiedene mehr oder weniger kristalline Kieselsäureformen im Kiessandgemisch auftreten können. Erfahrungsgemäss zeigen die Schweizer Gesteinskörnungen eher langsam verlaufende Alkalireaktionen.

Abgesehen von Einzelfällen, wie z.B. beim Bau des Staudamms von Hongrin 1966 (Einsatz von Portlandzement + 30 % Flugasche) waren Massnahmen gegen AAR bis vor wenigen Jahren kein Thema.

Mit dem vermehrten Auftreten (und Erkennen) von AAR-Schäden sowie im Zusammenhang mit dem Bau der AlpTransit-Tunnels wurde die AAR thematisiert. 1995 wurde das Risiko der AAR im Rahmen eines Seminars für einen ausgewählten Kreis von Personen, die sich mit der Planung und Ausführung der AlpTransit-Tunnels beschäftigten, angesprochen [Hunkeler 1995]. Die erste öffentliche Veranstaltung zu dieser Fragestellung in der Schweiz, die sich auch an ein breiteres Publikum richtete, wurde im Jahr 2000 von der TFB durchgeführt [CB 2000].

Im Jahre 2004 wurden die Brückeningenieure über die AAR informiert [Merz 2004].

In den letzten Jahren sind in der Schweiz mehrere Forschungsprojekte durchgeführt worden [Wälchli 2005, cemsuisse 2005a, Ben Haha 2006, Merz 2006]. Beim Projekt der cemsuisse standen die Prüfung von Gesteinskörnungen und Betonen sowie die Massnahmen zur Vermeidung der AAR im Vordergrund [cemsuisse 2005a]. Bei dem vom ASTRA finanzierten Projekt der TFB wurden vorab die Art und die geografische Verteilung der betroffenen Bauwerke sowie das Ausmass der Schädigung untersucht [Merz 2006]. Das hauptsächliche Ziel der Arbeit von Wälchli und Brühwiler bestand darin, einen Sachstandsbericht über das Tragverhalten von Kunstbauten, die von der AAR betroffen sind, zu erstellen [Wälchli 2005]. Auch dieses Projekt wurde vom ASTRA finanziert.

Im Rahmen einer vom BWG (heute BFE) finanzierten Dissertation wurden die Dehnung bei Mörtel- und Betonprüfungen und der Reaktionsgrad der Gesteinskörner sowie die Veränderung der mechanischen Eigenschaften untersucht [Ben Haha 2006]. Darauf aufbauend wurde ein mikromechanisches Modell für die Schadenentwicklung vorgeschlagen. Einige Ergebnisse aus dieser Arbeit wurden anlässlich der „Fachtagung Alkali-Aggregat-Reaktion bei Staumauern an der EPFL im Februar 2006“ vorgestellt [EPFL 2006]. Diese Arbeiten werden mit Unterstützung des BFE fortgesetzt.

Erwähnenswert sind weiter auch die Arbeiten, die im Auftrag der AlpTransit durchgeführt worden sind (z.B. [Leemann 1999, 2004, Hammerschlag 2000, Thalman 2004, 2006]).

Um den aktuellen Wissenstand zum Thema AAR und den Forschungs- und Handlungsbedarf in der Schweiz zu ermitteln, veranstaltete die Arbeitsgruppe Brückenforschung (AGB) im November 2005 ein Kolloquium. Dazu liegen der Kolloquiumsbericht und ein Bericht über den Handlungs- und Forschungsbedarf vor [AGB 2006a, 2006b]. Vorgängig zu diesem Kolloquium führte die cemsuisse eine öffentliche Tagung durch [cemsuisse 2005a]. Die grosse Teilnehmerzahl zeigte, dass sich heute viele Ingenieure mit der AAR befassen oder sich darüber zumindest informieren wollen.

Um das Thema auf der Normenebene zu behandeln, hat die Normenkommission SIA 262 „Betonbau“ im Jahre 2006 eine Arbeitsgruppe beauftragt, ein Merkblatt zu erstellen. Die Arbeiten dazu sind noch nicht abgeschlossen.

Im Auftrag privater und kantonaler Stellen laufen Arbeiten im Zusammenhang mit konkreten Fragestellungen beim Neubau und bei der Instandsetzung von bestehenden Bauten (Zustandserfassung und -beurteilung, Instandsetzung, Betonrezepturen etc.). Dabei stellen sich immer wieder die unter **Kapitel 3.4** angesprochenen Fragen.

### 3.2 Ergebnisse von Untersuchungen an bestehenden Bauten

Die nachfolgenden Ausführungen stützen sich im Wesentlichen auf die Resultate des Forschungsauftrages AGB 2001/471 „Schäden durch die AAR an Betonbauten in der Schweiz“ [Merz 2006]. Mit dem Projekt wurden Antworten auf folgende Fragen gesucht:

- Häufigkeit und geografische Verteilung von AAR-geschädigten Betonbauten in der Schweiz
- Bildung von Schaden- und Risikoklassen
- Erkennen von Zusammenhängen und Einflussfaktoren
- Methoden für die Zustandserfassung
- Wo sind Massnahmen bei Neubauten nötig?

Um diese Ziele zu erreichen, wurden folgende Arbeiten durchgeführt:

- Insgesamt wurden 430 Bauwerke mit Anzeichen von AAR-Schäden erfasst. Davon wurden 76 Bauwerke mit Laborprüfungen genauer untersucht.
- Untersuchungen vor Ort: visuell, Rissaufnahmen, Bohrkernentnahmen, zerstörungsfreie Prüfungen (teilweise), Dokumentation
- Laboruntersuchungen: visuelle Beurteilung der Bohrkern, mikroskopische Gefügeanalysen, Festigkeit, Betonzusammensetzung (Alkaligehalt, Porosität, Zementgehalt, w/z-Wert), weitere Prüfungen (teilweise)

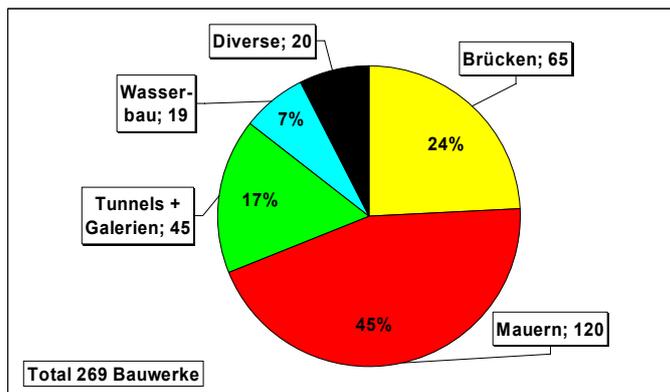
Vor Ort wurden auch verschiedene zerstörungsfreie Prüfungen getestet, wie z.B. Messung der Luftpermeabilität, des elektrischen Betonwiderstandes und der Betonfeuchtigkeit. Im Labor wurden z.B. auch einige Messungen zur Bestimmung des Restquellmasses des Betons durchgeführt. Hierzu gibt es noch keine international anerkannten Verfahren. Das Restquellmass kann evtl. für die Prognose des weiteren Verlaufs der AAR-Schädigung, z.B. der Rissbreitenentwicklung, verwendet werden.

Zu den nachfolgend gezeigten ausgewählten Resultaten ist Folgendes anzumerken:

1. Die Angaben zu den einzelnen Bauwerken waren nicht immer vollständig. Deshalb konnten die Auswertungen jeweils nur mit einem Teil der Datensätze gemacht werden.
2. Bei den gezeigten Resultaten sind einzeln erfasste grosse und kleine Stützmauern entlang derselben Strassenabschnitte nicht einzeln berücksichtigt (z.B. in Seitentälern im Wallis oder im Berner Oberland), um eine einigermaßen gleichmässige Erhebungsdichte zu erhalten.
3. 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 ist. Hinweise darauf, dass die Wirklichkeit anders ist, gibt es keine.

#### 3.2.1 Art der Bauwerke mit AAR

Bei den Bauwerken mit Anzeichen von AAR handelt es sich um Brücken (24%), Mauern (45%), Tunnels und Galerien (17%) sowie Wasserbauten und Diverses (je 7%) (**Bild 3.1, Tabelle 3.1**).



**Bild 3.1:**  
Erfasste Bauwerke mit AAR-Schäden in der Schweiz und ihre anteilmässige Verteilung [Hunkeler 2005, Merz 2006].

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

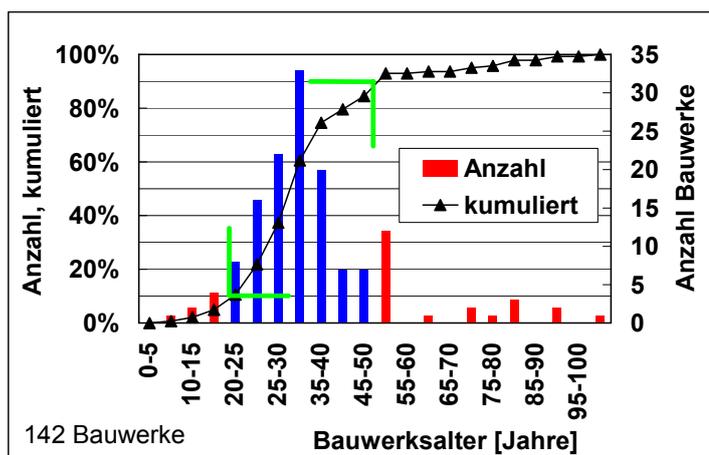
1) Die Einteilung beruht auf der visuellen Beurteilung des Vorhandenseins oder des Fehlens eines sichtbaren, charakteristischen Schadenbildes.

**Tabelle 3.1:** Übersicht über die erfassten Bauwerkstypen und ihre anteilmässige Verteilung [Merz 2006].

### 3.2.2 Alter der Bauwerke mit AAR

Das Bild 3.2 zeigt die Altersverteilung und die kumulierte Anzahl der erfassten Bauwerke. 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 des Nationalstrassennetzes mit Anzeichen von AAR geht in etwa parallel zur erbauten Streckenlänge. Ähnliches gilt für die Kantonsstrassen.

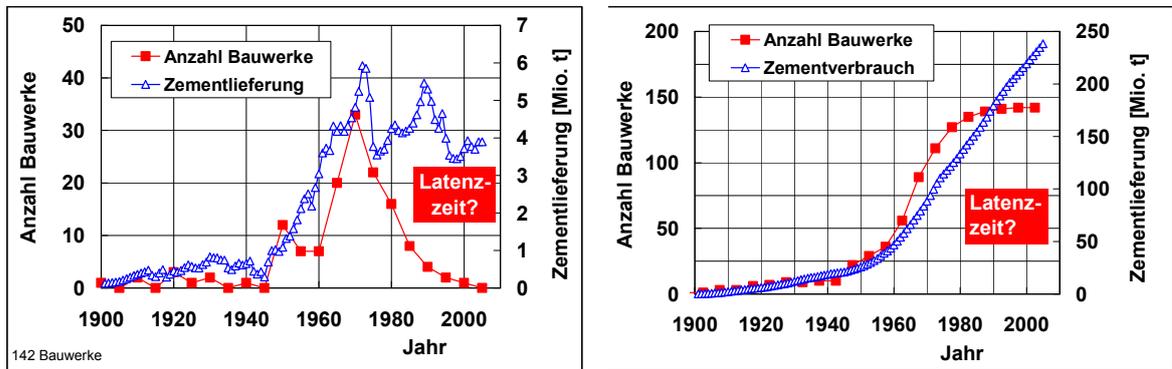


**Bild 3.2:** Altersstruktur der untersuchten Bauwerke mit AAR-Schäden in der Schweiz [Hunkeler 2005, Merz 2006]. 80 % der geschädigten Bauten weisen ein Alter von 20 bis 50 Jahren auf.

### 3.2.3 Zusammenhang zwischen Anzahl der Bauwerke mit AAR und Zementlieferungen

Das Bild 3.3 zeigt die Anzahl der Bauwerke mit AAR in Abhängigkeit vom Erstellungsjahr sowie die jährlichen Zementlieferungen. Die Anzahl der Bauwerke mit AAR verändert sich bis ca. 1975/1980 parallel zu den jährlichen Zementlieferungen. Danach nimmt die Anzahl der Bauwerke stark ab. Die starke Abnahme bei der Anzahl der betroffenen Bauwerke dürfte nur scheinbar sein. Zu beachten ist hier die doch recht lange Latenzzeit von etwa 20 Jahren. Die Latenzzeit ist die Zeit

bis sich sichtbare Risse entwickelt haben. Der weitere Verlauf wird sich in den nächsten Jahren zeigen. Es muss aber nicht mit einer epidemischen Zunahme gerechnet werden, wie dies z.B. bei der chloridinduzierten Korrosion der Fall war. Wichtig wäre natürlich auch hier zu wissen, ob die Anzahl der bekannten bzw. erfassten Bauwerke repräsentativ ist oder nicht. Es darf angenommen werden, dass der Verlauf der Kurve die Tendenz richtig wiedergibt.



**Bild 3.3:** Anzahl AAR-geschädigter Bauwerke in der Schweiz bezogen auf das Baujahr und jährlich Zementlieferung (links) und kumulierte Werte (rechts) [Hunkeler 2005, Merz 2006].

### 3.2.4 Geografische Verteilung der Bauwerke mit AAR

Bauwerke mit Anzeichen von AAR sind über die ganze Schweiz verteilt (**Bild 3.4**). Die in diesem Bild eingezeichneten Punkte stehen teilweise stellvertretend für mehrere Objekte. Von den 400 Objekten mit Anzeichen von AAR entfallen sehr viele auf Mauern (Berner Oberland: ca. 140). Insgesamt betrachtet ist die Anzahl der Bauwerke mit 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.

AAR-Schäden treten eindeutig häufiger im alpinen und voralpinen Raum auf. Es wurden aber auch beachtliche Bauwerksschäden am Jurasüdfuss und im Tessin gefunden. Das Mittelland hingegen scheint im Grossen und Ganzen weniger betroffen zu sein. Es treten zwar auch Schäden auf, weniger entlang der Nationalstrassen als insbesondere bei Flusskraftwerken, privaten Kleinbauten, alten Eisenbahnbauten usw.

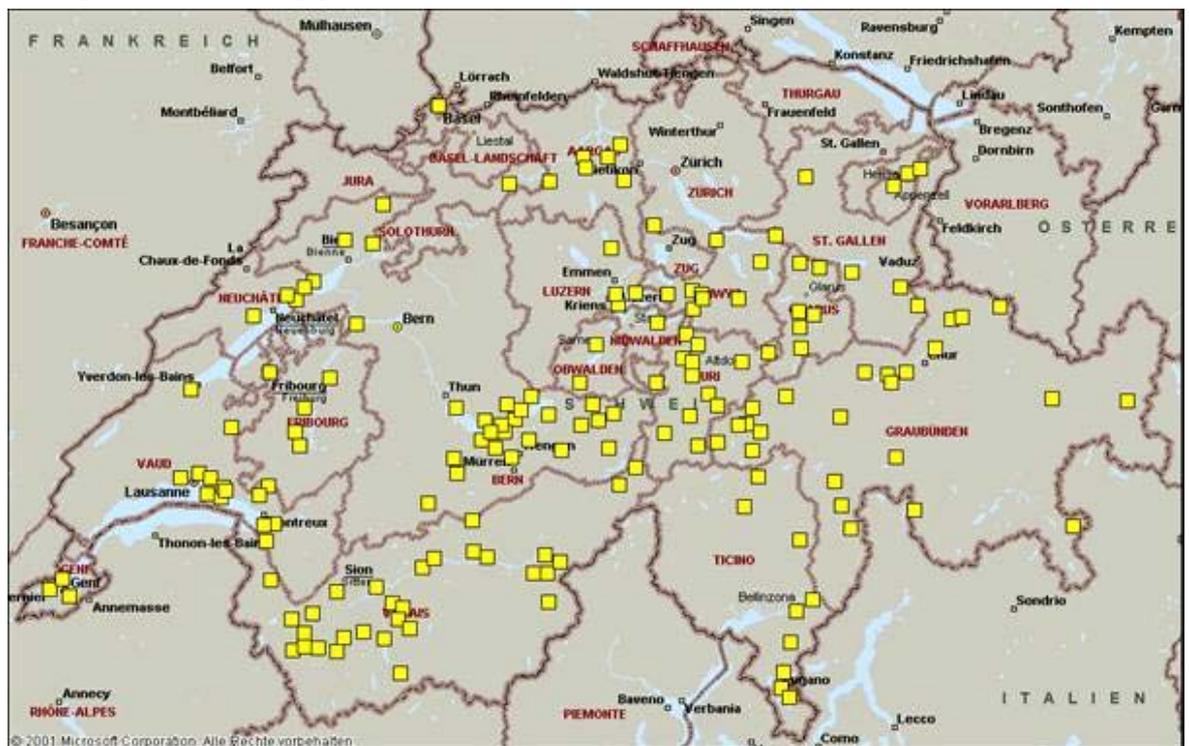
Die „weissen Flecken“ auf der Karte und die geringeren Schäden im Mittelland können auf folgende Gründe zurückgeführt werden:

1. Im Flachland ist die Anzahl gefährdeter Kunstbauten wie Stützmauern, Tunneln, Galerien, Brücken usw. geringer als in den Berggebieten.
2. Es gibt Gebiete ohne Verkehrswege bzw. nicht besiedelter Alpenraum.
3. Bei älteren Strassenzügen ist ein grosser Teil der Kunstbauten aus Naturstein, z.B. bei vielen Passstrassen, im Tessin, im Berner Oberland und in Graubünden. Solche gibt es aber auch im Mittelland.
4. Die mittelländischen Kiessande sind evtl. weniger reaktiv als die alpinen und voralpinen Kiessande.
5. Mildere Klimabedingungen im Mittelland.

Die beobachtete Bauwerksverteilung weist daraufhin, dass in den Berggebieten eine besondere Situation bezüglich Schadenentwicklung herrscht. Die Untersuchungsergebnisse erlaubten aber nicht, die Unterschiede zwischen den Berggebieten und dem Mittelland zu klären. Die erste Vermutung, dass die härteren Klimabedingungen in den Berggebieten die Schadensbildung fördern würden, konnte nicht eindeutig bestätigt werden. Die unterschiedliche Reaktivität der Gesteinskörnungen im Beton könnte eine weitere plausible Ursache sein.

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.

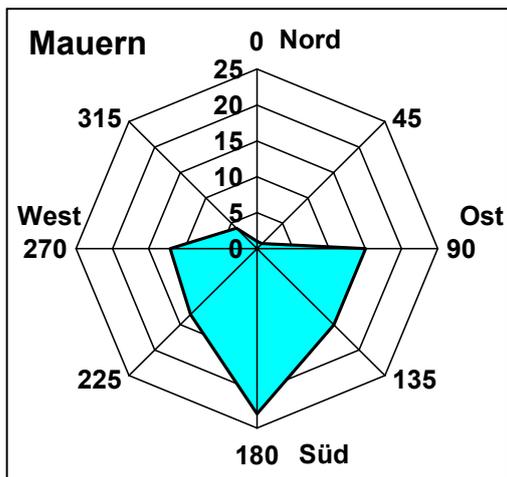
Wegen des „Zuschlagstourismus“ und der Vorfabrikation muss mit einer gewissen Verwischung der regionalen Verteilung gerechnet werden.



**Bild 3.4:** Geografische Verteilung der etwa 400 AAR-geschädigten Bauwerke [Hunkeler 2005, Merz 2006]. Hinweis: Einzelne Punkte stehen teilweise für mehrere Bauwerke.

### 3.2.5 Exposition – geografische Ausrichtung

Die Exposition, vorab der Eintrag von Wasser, hat für die AAR eine sehr grosse Bedeutung. Alle Bauteile bzw. Bauwerke mit Anzeichen von AAR sind hohen Feuchtigkeiten ausgesetzt. Aus den Ergebnissen konnte jedoch nur ein wichtiger Einfluss bei der Exposition herausgeschält werden, nämlich die geographische Ausrichtung (**Bild 3.5**). Die markante Bedeutung der Südorientierung von Mauern ist evtl. auf den Einfluss der erhöhten Temperatur und/oder der intensiveren und häufigeren Temperatur- und Feuchtigkeitszyklen zurückzuführen.

**Bild 3.5:**

*Einfluss der geografischen Ausrichtung auf das Auftreten von AAR-Schäden bei Mauern in der Schweiz [Hunkeler 2005, Merz 2006].*

### 3.2.6 Rissbreite - Bauwerksalter

Stellt man die Rissbreite über das Bauwerksalter dar, so ist kein erkennbarer Trend vorhanden (**Bild 2.11**). Es wurden Rissbreiten bis 20 mm gefunden. Die Mehrheit der Rissbreiten liegt unter 1 mm. Zu beachten sind hier die möglichen Folgeschäden durch Frost, Frosttausalz und Korrosion.

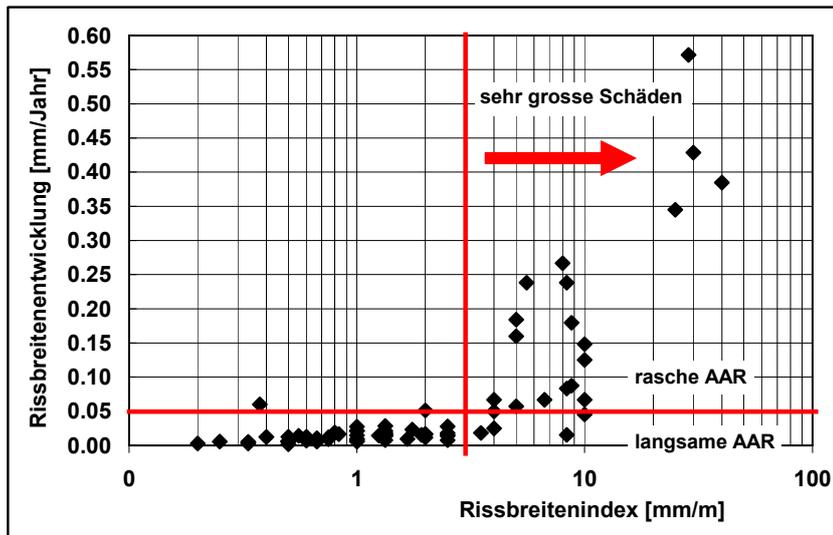
Die kumulierte Rissbreite pro Laufmeter kann für die Beurteilung des Bauwerks herangezogen werden. Hierfür kann z.B. die 1992 publizierte Richtlinie der Englischen "Institution of Structural Engineers" [ISE 1992] zweckmässig sein. Basierend auf dieser Richtlinie wären etwa 20% der untersuchten Bauwerke in der Schadensklasse "hoch" bis "sehr hoch" einzustufen. Berücksichtigt man die Geschwindigkeit der Schadenentwicklung ergibt sich Folgendes:

- ca. 40-45% der Bauwerke zeigen geringfügige Schäden und eine langsame Schadenentwicklung.
- ca. 40-45% der Bauwerke zeigen mittlere bis hohe Schäden und eine langsame Schadenentwicklung.
- ca. 10-20% der Bauwerke zeigen grosse bis sehr grosse Schäden und eine rasche Schadenentwicklung.

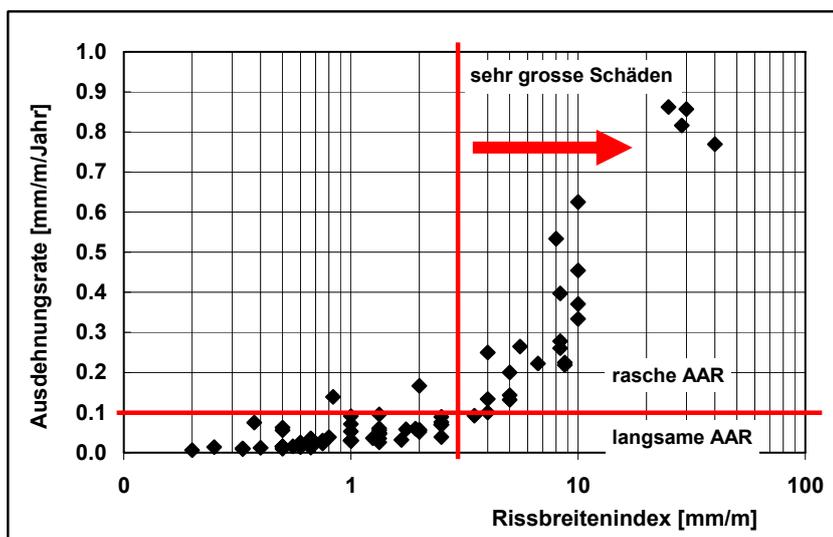
Die mittlere jährliche Rissbreitenänderung (Rissbreite/Alter) zeigt eine grosse Bandbreite von Werten. Sie liegen zwischen 0.002 und 0.6 mm/Jahr. 20% der von uns festgestellten Risse weisen Werte über 0.05 mm/Jahr auf. Der Median bei der Rissbreitenänderung liegt bei etwa 15  $\mu\text{m}/\text{Jahr}$ . Bis sich gut sichtbare Risse (ca. 0.3 mm) entwickelt haben, dauert es damit etwa 20 Jahre.

Leider stehen zurzeit keine Ergebnisse von kontinuierlichen Messungen an schweizerischen Kunstbauten zu Verfügung. Diese wären erforderlich, um die Kinetik der AAR bzw. die Schadenentwicklung genauer zu beschreiben (**Kapitel 2.3.3**) und die möglichen, an Bauwerken auftretenden Ausdehnungsraten zu ermitteln. Dazu müssten die Bauwerke entsprechend instrumentiert sein.

Für eine erste grobe Beurteilung kann als Behelf die mittlere Rissbreitenentwicklung (aktuelle Rissbreite / Alter) und der Rissbreitenindex (kumulierte Rissbreite innerhalb eines Quadratmeters entlang von vier Richtungen) verwendet werden (**Bild 3.6**).

**Bild 3.6a:**

Mittlere Rissbreitenentwicklung bei AAR-geschädigten Bauwerken in der Schweiz (Datenquelle [Merz 2006]).

**Bild 3.6b:**

Ausdehnungsrate berechnet anhand der Rissbreitenindices von Schweizer Bauwerken [Merz 2006].

Die Angaben aus den beiden Bildern können für eine erste grobe Beurteilung von AAR-Schäden herangezogen werden.

### 3.2.7 Risse infolge AAR

Wie bei Untersuchungen in andern Ländern (**Kapitel 2.3.2**) wurde auch in der Schweiz festgestellt, dass sich mit dem Fortschreiten der AAR mehr oder weniger oberflächennahe Schalenrisse bilden können. Diese müssen nicht zwingend auf der Höhe der Bewehrung liegen [Merz 2006]. In **Bild 2.12** sind diese Ergebnisse gezeigt. Die Bedeutung der Schalenrisse ist sehr unterschiedlich (**Kapitel 2.5.4**).

Das **Bild 2.12** zeigt, dass – abgesehen von den Spezialfällen – die Risstiefe mit zunehmender Rissbreite an der Oberfläche generell grösser wird. Grosse Risstiefen bei sehr kleinen Rissbreiten sind auf besondere Umstände zurückzuführen (Spannungsverhältnisse, kombinierte Schadenursachen, Bauteilgeometrie usw.). Zwischen dem Auftreten von Schalenrissen im Querschnitt eines Bauteils und der Risstiefe oder der an der Betonoberfläche sichtbaren Rissbreite gibt es keinen Zusammenhang. Mit zunehmender Rissbreite und –tiefe nimmt die Wahrscheinlichkeit für Schalenrisse aber zu. Mit anderen Worten, das Rissbild an der Betonoberfläche ist kein verlässliches Indiz für die Schalenrissbildung. Mit dem **Bild 2.13** soll die Frage der Risse noch etwas vertieft werden. Es zeigt je zwei Bohrkerne von zwei Mauern. Bei je einem Bohrkern hat es auf der Vorderseite Risse, auf der Hinterseite ist der Beton aber intakt. Daneben gibt es auch das Umgekehrte: Auf der Vorderseite sind kaum Risse vorhanden, jedoch auf der Hinterseite. Im Weiteren sind auch hier Schalenrisse vorhanden.

Die Erfahrung zeigt damit, dass das oberflächlich sichtbare Rissbild keinen direkten Rückschluss auf den Zustand des Betonkerns zulässt.

### 3.2.8 Auswirkung der AAR auf die mechanische Eigenschaften und das Gefüge

Im **Bild 2.39** ist der Einfluss der AAR auf die mechanischen Eigenschaften dargestellt. Basierend auf der mikroskopischen Gefügeanalyse wurden 6 Schadenklassen gebildet. Die dazu verwendeten Kriterien sind:

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

Die Resultate zeigen, dass die Druckfestigkeit deutlich weniger empfindlich reagiert als der E-Modul und die Zugfestigkeit des Betons. Dies überrascht nicht.

### 3.2.9 Folgerungen

#### 3.2.9.1 Bauwerke

Aus den im Rahmen des ASTRA-Projektes durchgeführten Untersuchungen an Bauwerken konnten folgende Schlüsse gezogen werden [Hunkeler 2005, Merz 2006].

- Bauwerke mit AAR-Schäden sind in der ganzen Schweiz festzustellen, klar häufiger aber im alpinen und voralpinen Raum. Es können alle der Witterung ausgesetzten Bauwerke betroffen sein. Im Vergleich zu anderen Bauwerksarten zeigen Mauern aller Art deutlich häufiger Schäden.
- Auf Grund der vorliegenden Untersuchungen ist keine „epidemische“ Zunahme der Anzahl der Bauwerke mit AAR-Schäden zu erwarten. Die Latenzzeit beträgt etwa 20 Jahre.
- Die Entwicklung der AAR-Schäden in der Schweiz erfolgt langsam und über mehrere Jahrzehnte.
- Für das Auftreten von AAR konnten keine Zusammenhänge mit der Betonzusammensetzung oder den Betoneigenschaften gefunden werden.
- Bestimmte Bauteile weisen aufgrund ihrer Exposition ein erhöhtes AAR-Risiko auf.
- Die geografische Ausrichtung der Bauwerke hat einen starken, die Höhenlage der Bauwerke keinen erkennbaren Einfluss auf die AAR. Dies konnte bei Mauern gut nachgewiesen werden.
- Fortgeschrittene AAR-Schäden können von signifikanten Festigkeitsverlusten des Betons begleitet sein.
- Zustandserfassung und -beurteilung von Bauwerken sollten bauwerksübergreifend und regional durchgeführt werden.
- Gebrochene Bewehrungsstäbe wie in Japan wurden in der Schweiz bisher nicht beobachtet.
- Massnahmen bei Neubauten sind sinnvoll und nötig, da Instandsetzungen schwierig und teuer durchzuführen sind.
- Offene Fragen und Forschungsbedarf bestehen auch bei der Zustandserfassung und -beurteilung.

AAR-Schäden an Betonbelägen wurden in den letzten Jahren in verschiedenen Ländern festgestellt und Gegenmassnahmen eingeleitet, z.B. in Deutschland [BMVBW 2005] und den USA [AF-CESA 2007]. In der Schweiz ist dieses Problem bisher nicht thematisiert worden.

#### 3.2.9.2 Gesteinskörnungen

Im Rahmen des AAR-Projektes der cemsuisse [cemsuisse 2005a] wurden die AAR-Empfindlichkeit von schweizerischen Gesteinskörnungen und die Möglichkeiten für Gegenmassnahmen untersucht. Dabei wurden die Gesteinskörnungen von 79 (ca. 26%) der etwa 300 grösseren schweizerischen Abbaugebiete (Abbauvolumen  $>10'000 \text{ m}^3$  pro Jahr) mit der Microbar-Prüfung geprüft. Von den untersuchten Abbaugebieten wurden 85 % der Gesteinskörnungen als potenziell reaktiv beurteilt. Dieses Ergebnis steht im Widerspruch mit der in der Schweiz festgestellten Schadenssituation und bedarf weiterer Abklärungen, um eine Überreaktion zu vermeiden.

### 3.3 Ergebnisse von Untersuchungen zur Vermeidung von Schäden (Betontechnologie)

Über viele Jahrzehnte galt die Verwendung von Portlandzementen mit einem niedrigen Alkali-Gehalt als die einzige mögliche wirksame Massnahme gegen AAR. Solche Zemente sind aber nicht überall verfügbar. Ausgedehnte Forschungsarbeiten wie auch praktische Erfahrungen haben in den letzten 20 Jahren gezeigt, dass andere zweckmässige Massnahmen gegen die AAR ergriffen werden können. Die möglichen „Zementlösungen“ bei der Verwendung von potenziell AAR-empfindlichen Gesteinskörnungen sind in der **Tabelle 3.2** zusammengestellt. Bei der Festlegung des Zementes ist Folgendes zu beachten:

- Art und Menge der AAR-empfindlichen Gesteinskörnungen (siehe dazu **Kapitel 2.4**).
- Spezielle Anforderungen bzgl. Frühfestigkeit, Frost- und Frost-Tausalzbeständigkeit müssen evtl. über Betonzusatzmittel gelöst werden.
- Die Eignung der Zemente für Spezialbetone, wie z.B. SCC (Self Compacting Concrete) oder Spritzbeton, ist zu prüfen.
- Weitere Aspekte, wie z.B. Bauverfahren, Bauablauf (z.B. Ausschallfristen), Betoneigenschaften (z.B. E-Modul, Kriechen, Schwinden), sind evtl. zusätzlich zu berücksichtigen.

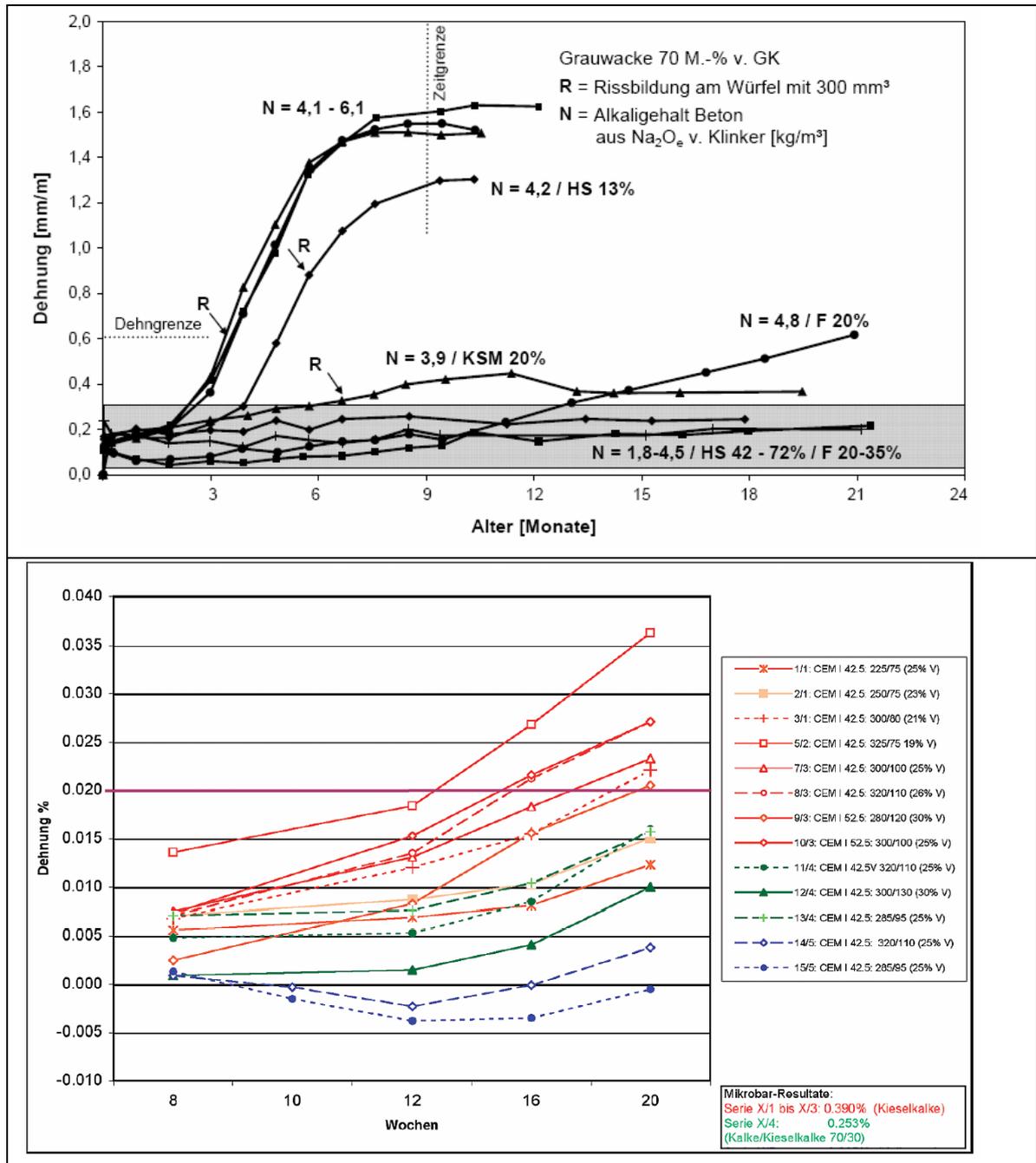
Es gibt neben den in der **Tabelle 3.2** erwähnten noch weitere Zemente, die in Betracht gezogen werden können (z.B. Portlandkompositzement CEM II/B-M).

Zementart	Anwendung für Betone	Zu beachten bzw. festzulegen
Zement mit Silikastaub (CEM II/A-D)	<ul style="list-style-type: none"> <li>ohne weitere Anforderungen</li> <li>mit erhöhten Anforderungen an Dichtigkeit</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Mindest- und Höchstgehalt</li> <li>Maximale, evtl. limitierte Festigkeit</li> </ul>
Zement mit Flugasche (z.B. CEM II/B-V)	<ul style="list-style-type: none"> <li>mit erhöhten Anforderungen an Dichtigkeit</li> <li>mit speziellen Anforderungen bzgl. Hydratationswärme (massige Bauteile) und</li> <li>(mit speziellen Anforderungen bzgl. Sulfatwiderstand) und/oder</li> <li>(mit speziellen Anforderungen bzgl. Auslaugung / Versinterung)</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Mindest- und Höchstgehalt</li> <li>Alkaligehalt und -abgabe an das Betonporenwasser</li> <li>Frost- und Frost-Tausalz-widerstand</li> </ul>
Zement mit Hüttensand (z.B. CEM III/B)	<ul style="list-style-type: none"> <li>mit erhöhten Anforderungen an Dichtigkeit</li> <li>mit speziellen Anforderungen bzgl. Hydratationswärme (massige Bauteile) und</li> <li>mit speziellen Anforderungen bzgl. Sulfatwiderstand und/oder</li> <li>mit speziellen Anforderungen bzgl. Auslaugung / Versinterung</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Mindest- und Höchstgehalt</li> <li>Alkaligehalt und -abgabe ans Betonporenwasser</li> <li>Frost- und Frost-Tausalz-widerstand</li> </ul>

**Tabelle 3.2:** Übersicht über die Zemente für Betone mit potenziell AAR-reaktiven Gesteinskörnungen. Die Zemente müssen die Norm SN EN 197-1 erfüllen.

Neben der Wahl eines geeigneten Zements können ergänzend oder alternativ puzzolanische oder latenthyaualische Zusatzstoffe eingesetzt werden (s. **Kapitel 2.4.2.5**). Die Wirkung verschiedener Zusatzstoffe bzw. von Zementen mit derartigen Zusatzstoffen geht bereits aus den **Bildern 2.18 bis 2.20, 2.24 und 2.25** hervor. Die günstige Wirkung ist von der Art und Menge der zugegebenen Zusatzstoffe abhängig, wie aus **Bild 3.7** hervorgeht. Dieses Bild zeigt die Resultate von Untersuchungen zum Einfluss von Hüttensand, Flugaschen und Kalksteinmehl auf die Dehnung von Betonen mit einer AAR-empfindlichen Gesteinskörnung (Grauwacke). Die Betone (w/z-Wert 0.45 und 0.50, Zementgehalt 400 und 500 kg/m<sup>3</sup>) mit reinem Portlandzement zeigen nach kurzer Zeit einen steilen Anstieg der Dehnung. Der Alkaligehalt (als Na<sub>2</sub>O<sub>Äq</sub>) dieser Mischungen liegt zwischen 4.1 und 6.1 kg/m<sup>3</sup> und hat einen geringen Einfluss auf den Kurvenverlauf. Weiter ist aus diesem Bild erkennbar, dass beim Ersatz des Portlandzementes mit 13% Hüttensand, 20% Flugasche und

20% Kalksteinmehl die Inkubationsphase zwar verlängert wird und geringere Dehnungen auftreten, aber die Kriterien für einen AAR-beständigen Beton nicht erfüllen. Erst erhöhte Gehalte an Hüttensand und Flugasche führen zu einem AAR-beständigen Beton. Ähnliche Folgerungen sind in diversen anderen Arbeiten gezogen worden [Hooper 2004, cemsuisse 2005a,b, Thalmann 2004, 2006]. Der erforderliche Gehalt nimmt mit der AAR-Empfindlichkeit der Gesteinskörnungen zu [BRE 2004].



**Bild 3.7:** *Oben:* Dehnungsverhalten der Betone mit unterschiedlichen Bindemitteln (Betonballen 100/100/500 mm<sup>3</sup>, 40°C-Nebelkammerlagerung) [Schmidt 2006]. HS: Hüttensand, F: Flugasche, KSM: Kalksteinmehl.

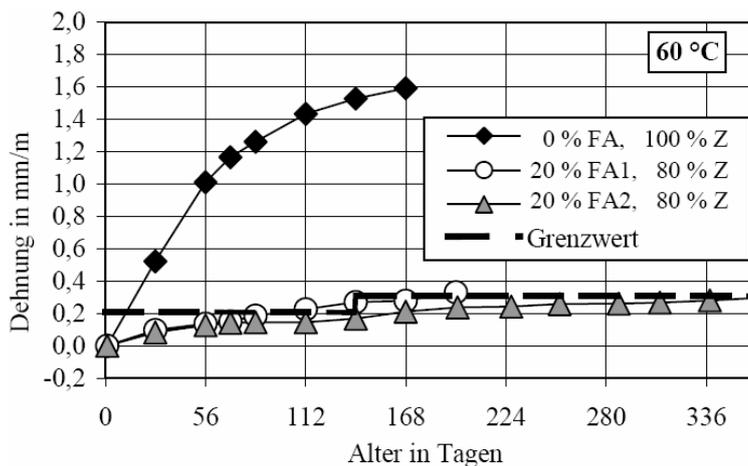
*Unten:* Beton-Performance-Prüfung gemäss AFNOR P18-454 von Mischungen mit CEM I, Flugasche und drei verschiedenen Typen von potentiell reaktiven Gesteinskörnungen (rote, grüne und blaue Kurven; von der „blauen Gesteinskörnung“ fehlt die Angabe des Mikrobar-Wertes). Grenzwert ≤0.02% nach 5 Monaten (Legende: 1/1: Prüfserie, CEM I 42.5: Zementtyp, 225/75: Zement-/Flugaschengehalt kg/m<sup>3</sup> Beton [Thalmann 2006]. V: Flugaschengehalt in % des Bindemittelgehaltes).

In einer kürzlich publizierten Arbeit wurde gezeigt, dass es möglich ist, die Wirkung von Flugaschen auf die AAR über die chemische Zusammensetzung zu charakterisieren (Tabelle 3.3) [Malvar 2006]. Leider wurde die Wirkung des Glühverlustes nicht untersucht. Auch aus Bild 3.8 geht hervor, dass die Wirkung der Flugasche nicht nur vom Gehalt, sondern auch von anderen Faktoren abhängig ist. Neben der chemischen Zusammensetzung spielt z.B. auch die Mahlfeinheit eine Rolle [McCarthy 2006].

Bestandteil der Flugasche		Wirkung auf die AAR	Flugasche gem. SN EN 450-1
Kalziumoxid	CaO	Starke Beschleunigung (ab Gehalten >40%)	<10%
Alkalien	Na <sub>2</sub> O, K <sub>2</sub> O	Keine Korrelation zw. Gehalt und Wirkung	Na <sub>2</sub> O <sub>Äq</sub> <5%
Magnesiumoxid	MgO	Schwache Beschleunigung (Bereich 1-4%)	<4%
Schwefeltrioxid	SO <sub>3</sub>	Starke Beschleunigung (Bereich 2-3%)	<3%
Siliziumdioxid	SiO <sub>2</sub>	Starke Verlangsamung (ab Gehalten >30%)	SiO <sub>2</sub> >25%; und Summe SiO <sub>2</sub> , Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub> und Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub> >70%
Aluminiumtrioxid	Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	Starke Verlangsamung (ab Gehalten >5%)	
Eisenoxid	Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	Schwache Verlangsamung (Bereich 2-5%)	
Glühverlust		Nicht untersucht	Kat A, B und C <sup>1)</sup>

1) Für die Betonherstellung sind in der Schweiz nur Flugaschen der Kategorie A (<5%) erlaubt.

**Tabelle 3.3:** Wirkung von einzelnen Bestandteilen von Flugaschen auf die AAR [Malvar 2006] und Anforderungen der SN EN 450-1.



**Bild 3.8:**

Dehnung von Betonen mit und ohne Flugasche (20 M.%, zwei verschiedene Flugaschen, FA) im 60 °C-Betonversuch mit 70 % Splitt Oberrhein. CEM I 32,5 R mit einem Na<sub>2</sub>O<sub>Äq</sub> von 1.3 M.%, w/(z+FA) = 0.55, z+FA = 500 kg/m<sup>3</sup> [Siebel 2006].

Trotz gleichem Flugaschegehalt ist der zeitliche Verlauf der Dehnung unterschiedlich.

### 3.4 Schlussfolgerungen des AGB - Kolloquiums vom 16. Nov. 2005

Die Schlussfolgerungen des Kolloquiums, d.h. der Handlungs- und Forschungsbedarf aus Sicht der Arbeitsgruppe Brückenforschung (AGB) des ASTRA im Zusammenhang mit der AAR, wurden im Mai 2006 in einem separaten Dokument zusammengefasst und den Teilnehmern abgegeben [AGB 2006b]. Zum generellen Handlungsbedarf ist darin Folgendes festgehalten (Zitat):

- *Die Diskussion im Kolloquium hat gezeigt, dass noch viele Fragen offen sind.*
- *Die Übertragbarkeit der Forschungsergebnisse aus dem Ausland auf unsere Verhältnisse in der Schweiz ist nur bedingt möglich und hilfreich.*
- *Auch im internationalen Umfeld sind Lücken vorhanden. Nur schon der AAR-Prozess selbst ist bis heute noch nicht voll beschreibbar. Die Frage, wann eine AAR-Reaktion zu einem AAR-Schaden führt, ist nur zum Teil geklärt.*
- *Die Umsetzung der Laborwerte auf das Bauwerk, die Schadensentwicklung, die Zustandserfassung, die Risikoanalysen sowie die ingenieurmässige Umsetzung der Analysen auf das Bauwerk werfen ebenfalls noch viele offene Fragen auf.*
- *Andererseits war im Kolloquium die Meinung vorherrschend, dass die Situation bezüglich AAR-Schäden noch nicht alarmierend ist, dass aber grössere bauliche Massnahmen an Kunstbauten in 10 bis 20 Jahren notwendig werden könnten.*
- *Die Forschung auf dem Gebiet von AAR in der Schweiz muss deshalb weitergeführt werden, damit rechtzeitig die richtigen und angemessenen Massnahmen bei AAR-geschädigten Bauwerken ergriffen werden. Zeitlich vorgelagert sollen sinnvolle Präventionsmassnahmen bei neuen Kunstbauten ausgearbeitet werden.*

Zu den Aspekten Prävention (Neubau), Überwachung, Überprüfung (Zustandserfassung, Zustandsbeurteilung, Massnahmenempfehlung) und Ausführung von Massnahmen wurden der Forschungs- und Handlungsbedarf aufgelistet. Für die Details sei auf [AGB 2006b] verwiesen.

Der in der Schweiz festgestellte Forschungs- und Handlungsbedarf deckt sich weitgehend mit den Ergebnissen eines im Juni 2006 durchgeführten Workshops der amerikanischen Federal Highway Administration [FHWA 2006]. An diesem 2½-tägigen Workshop, an dem über 70 Vertreter von staatlichen Stellen und Forschungsinstituten wie auch von der Industrie teilnahmen, wurden die Schwerpunkte für das mit 10 Mio. Dollar dotierte 4-jährige Forschungsprogramm der USA zur Vermeidung und zur Bekämpfung von AAR-Schäden ermittelt.

## 4 EMPFEHLUNGEN FÜR MASSNAHMEN ZUR VERMEIDUNG DER AAR BEI NEUEN KUNSTBAUTEN (deutsch)

Die folgenden Ausführungen basieren im Wesentlichen auf dem „Leitfaden zur Vermeidung der Alkali-Aggregat-Reaktion (AAR) im Beton bei Neubauten“ [SBB 2006a], den die TFB im Auftrag der SBB AG, Infrastruktur Ingenieurbau, erstellt hat. Die Autoren dieser Dokumentation danken der SBB für die Erlaubnis, den Leitfaden auszugsweise hier zu verwenden. Eine nach ähnlichen Prinzipien aufgebaute Richtlinie wurde für den Kanton Wallis als Ergänzung zum bestehenden kantonalen Qualitätssicherungsplan für den Betonbau erarbeitet.

### 4.1 Überblick über die Massnahmen

#### 4.1.1 Allgemeines

Massnahmen gegen die AAR zielen darauf ab,

- die Betonfeuchtigkeit (verursacht z.B. durch eine hohe Umgebungsfeuchtigkeit, durch stehendes, aufsteigendes oder drückendes Wasser oder Spritzwasser) und/oder
- den Alkaligehalt oder pH-Wert im Beton (evtl. Zufuhr von aussen z.B. durch Streusalze oder Bergwasser)

zu reduzieren. Dafür stehen konstruktive und betontechnologische Massnahmen zur Verfügung. Diese können einzeln oder in Kombination angewendet werden. In Sonderfällen ist der Ersatz der Gesteinskörnung in Betracht zu ziehen (**Kapitel 4.1.4**).

Die zu treffenden Massnahmen sind von der Präventionsklasse abhängig (**Kapitel 4.2**).

#### 4.1.2 Konstruktive Massnahmen

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. Für die minimale Feuchtigkeit im Beton, die für die AAR nötig ist, gibt es keinen einzelnen Grenzwert. Ein Wert für die relative Luftfeuchtigkeit im Beton <80% ist anzustreben.

Um den Eintrag von ggf. alkalienhaltigem 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. Die gewählte Massnahme sollte möglichst robust und praktikabel sein.

Abdichtungen und Entwässerungen müssen die Anforderungen der folgenden Normen erfüllen:

- Norm SIA 270, Abdichtungen und Entwässerungen, allgemeine Grundlagen und Schnittstellen
- Norm SIA 272, Abdichtungen und Entwässerungen von Bauten unter Terrain und Untertag
- Norm SIA 274, Fugendichtungen.

Oberflächenschutzsysteme haben die Anforderungen der Norm SN EN 1504-2 zu erfüllen. Es ist zu beachten, dass Oberflächenschutzsysteme periodisch erneuert werden müssen.

Die geometrischen Abmessungen von Bauteilen (vorab deren Dicke) sollten so gering wie möglich gehalten werden, damit der Beton gut austrocknen kann. Dies darf aber nicht zu Lasten der Robustheit gehen.

#### 4.1.3 Betontechnologische Massnahmen

Das Ziel der betontechnologischen Massnahmen ist, 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.

Als Zusatzstoff zum Beton bietet sich Flugasche an. Die Zugabe von Silikastaub ist ebenfalls möglich, wobei die ggf. unerwünschte festigkeitssteigernde Wirkung zu beachten ist. Die Dosierung der

Zusatzstoffe ist der Reaktivität der Gesteinskörnung anzupassen und darf nicht zu niedrig sein. Es ist darauf zu achten, dass die Anforderungen und Vorgaben der SN EN 206-1 zur Eignung und zum Einsatz von Zusatzstoffen eingehalten werden. Bei der Zugabe von Zusatzstoffen zur Betonmischung ist auf eine gute Durchmischung, d.h. auf eine homogene Verteilung zu achten.

Für Flugasche gilt die Norm SN EN 450-1 [CEN 2005].

Für Hüttensand als Zusatzstoff für Beton gilt die Norm SN EN 15167-1 [CEN 2006]. Mit diesem Zusatzstoff liegen in der Schweiz keine Erfahrungen vor.

Mit Lithiumsalzen, wie sie teilweise im Ausland offenbar mit Erfolg eingesetzt werden, gibt es in der Schweiz keine Erfahrungen. Zudem sind diese teuer und ökologisch nicht unbedenklich.

Die verwendeten Zusatzmittel sollten keinen wesentlichen Beitrag zum Gesamtalkaligehalt der Betonmischung liefern. Der Betonhersteller sollte deshalb mit dem Lieferanten hinsichtlich alternativer Produkte Rücksprache nehmen und von ihm Angaben zum Alkaligehalt aller eingesetzten Zusatzmittel verlangen.

Recyclingwasser und/oder Recycling-Granulat (rezirklierte Gesteinskörnungen) können den Gesamtalkaligehalt der Betonmischung erheblich erhöhen. Es wird generell empfohlen, Recyclingwasser und/oder Recycling-Granulat nicht zur Herstellung von AAR-beständigen Betonen zu verwenden, wenn nicht durch entsprechende Nachweise gezeigt werden kann, dass dies unschädlich ist.

Die vorstehend aufgeführten Massnahmen sind **kein Ersatz für die übrigen Massnahmen**, die zu einem dichten und dauerhaften Beton führen, wie z.B. dichter und frostbeständiger Beton (w/z-Wert, Porosität, etc.), fachgerechter Einbau, ausreichende Verdichtung und Nachbehandlung.

#### 4.1.4 Austausch der Gesteinskörnungen

Das Ziel dieser Massnahme besteht darin, die reaktiven Gesteinskörnungen durch nicht oder weniger reaktive Gesteinskörnungen zu ersetzen. Dies kann evtl. auch mit einem anderen Lieferanten der Gesteinskörnungen erreicht werden. Ggf. können nur einzelne Fraktionen ausgetauscht werden.

Der Austausch von Gesteinskörnungen ist aus wirtschaftlichen und ökologischen Gründen nur dann gerechtfertigt, wenn es mit betontechnologischen Massnahmen nicht gelingt, einen AAR-beständigen Beton herzustellen (siehe **Kapitel 4.1.3 und 4.3.2**).

## 4.2 Risikoklassen, Umgebungsklassen und Präventionsklassen

Die **Risikoklassen** gemäss **Tabelle 4.1** berücksichtigen das Ausmass von akzeptierbaren AAR-Schäden und die Konsequenzen bei einem Versagen sowie noch andere Kriterien. Im **Kapitel 4.6** sind Vorschläge für die Zuordnung der Risikoklassen gemacht.

Risiko-klasse	Akzeptanz von AAR-Schäden	Kriterien		
		Folgen bei Schäden <sup>1)</sup>	Nutzungsdauer	Andere, z.B.
R1	Mittlere Schäden annehmbar	Gering, vernachlässigbar	<50 Jahre	Möglichkeiten und Kosten für Überwachung, Ersatz, Instandsetzung
R2	Geringe Schäden annehmbar oder reparierbar	Erheblich	50 bis 100 Jahre	
R3	Keine Schäden annehmbar	Schwerwiegend	50 bis >100 Jahre	

1) Als Folgen sind zu berücksichtigen: Auswirkungen der AAR auf die Sicherheit von Personen und Sachen, Tragsicherheit, Gebrauchstauglichkeit sowie auf die Kosten und die Umwelt.

**Tabelle 4.1:** Definition der Risikoklassen R1 bis R3 (in Anlehnung an [RILEM 2005]). Diese Klassen entsprechen den Klassen CC1 bis CC3, wie sie im Eurocode EN 1990, Anhang B, definiert sind.

Die **Umgebungsklassen** gemäss **Tabelle 4.2** fassen eine Gruppe von Expositionsklassen gemäss Norm SN EN 206-1 zusammen. Für die Gruppenbildung wurden folgende Aspekte berücksichtigt:

- Wassersättigung des Betons (gering, mittel, wechselnd, hoch)
- Beanspruchung des Bauteils durch Temperaturwechsel (gering, mittel, hoch)
- Alkalizufuhr von aussen in Form von Streusalz, Berg- oder Grundwasser (gering, mittel, hoch).

Die Umgebungsklassen werden ohne Berücksichtigung der möglichen Massnahmen festgelegt. Diese werden beim Festlegen der Präventionsklasse berücksichtigt (siehe Fussnoten zur **Tabelle 4.3**).

Umgebungs-klasse	Expositions-klasse nach SN EN 206-1	Beschreibung	Beispiele
<b>U1</b>	XC1	Trockene Umgebung. Geringe Wassersättigung.	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Beton im Bauwerksinnern (tiefe relative Luftfeuchtigkeit)</li> </ul>
	XC3/XF1	Mässige Feuchte und mässige Wassersättigung ohne Taumittel. Vor Durchfeuchtung geschützt.	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Beton im Aussenbereich vor direkter Bewitterung geschützt, mit geringer Frostbelastung</li> </ul>
<b>U2</b>	XC1/XC2	Ständig nass oder nass / selten trocken. Hohe Wassersättigung möglich. Ohne wesentliche Alkalizufuhr von aussen (z.B. Grundwasser)	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Beton im Bauwerksinnern bei hoher Luftfeuchtigkeit (Nassräume)</li> <li>• Massenbeton, im Innenbereich</li> <li>• Beton von Foundationen</li> </ul>
	XC4/XD1/XF2	Wechselnd nass/trocken bzw. mässige Feuchte mit Chloriden bzw. mässige Wassersättigung mit Taumittel. Keine Durchfeuchtung. Ohne wesentliche Alkalizufuhr von aussen (z.B. Streusalze).	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Beton im Aussenbereich, der Witterung ausgesetzt (Sprühnebel, geringe Frost- oder Frosttausalz-Belastung), z.B. Stützen im Sprühnebelbereich, Fahrbahnplatten unter Abdichtung</li> </ul>
<b>U3</b>	XC4/XD3/XF4	Wechselnd nass/trocken mit Chloriden. Hohe Wassersättigung mit Taumitteln. Wesentliche Alkalizufuhr von aussen (Tausalz, Berg- oder Grundwasser) oder erhöhte Temperaturen.	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Beton im Aussenbereich, der Witterung (Kontakt- und Spritzwasser, hohe Frosttausalz-Belastung); z.B. Mauern, Leitmauern, Stützen, Betonbeläge</li> <li>• Bauteile im stark alkalihaltigen Böden, Grund- oder Bergwasser, (evtl. betonaggressiv); z.B. Foundationen</li> </ul>
	XF3	Hohe Wassersättigung ohne Taumittel.	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Stützen im Wasser</li> <li>• Waagrechte Betonoberflächen, z.B. Mauerkronen, Betonbeläge ohne Tausalzbelastung.</li> </ul>
	XD2	Nass/selten trocken mit Chloriden. Hohe Wassersättigung. Wesentliche Alkalizufuhr von aussen (Wasser).	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Behälter, Auffangbecken für stark alkalihaltiges Wasser</li> </ul>

**Tabelle 4.2:** Definition der Umgebungsklassen U1 bis U3.

Aus der Kombination der Risiko- und Umgebungsklassen lassen sich die **Präventionsklassen** ableiten (**Tabelle 4.3**). Im **Kapitel 4.6** sind Vorschläge für die Zuordnung der Präventionsklassen gemacht.

Bei der Präventionsklasse P1 sind keine besonderen betontechnologischen oder konstruktiven Massnahmen erforderlich, die über die Anforderungen der heute gültigen Normen hinausgehen.

Bei der Kombination R1/U3 kann für untergeordnete oder leicht zu ersetzende Bauteile die Präventionsklasse P1 (anstelle von P2) ausreichend sein. Die Änderung ist in der Projektbasis zu begründen.

Bei den Präventionsklassen P2 und P3, die für viele Betonbauten des ASTRA anzuwenden sind, sind besondere Anforderungen an den Beton und/oder konstruktive Massnahmen erforderlich (**Kapitel 4.1.2**).

Risikoklasse	Umgebungsklasse		
	U1	U2	U3
R1	P1	P1	P2 <sup>1)</sup>
R2	P1	P2 <sup>1)</sup>	P3 <sup>1)</sup>
R3	P2	P3 <sup>1)</sup>	P3 <sup>2)</sup>

1) Falls durch konstruktive Massnahmen eine wirksame und dauerhafte AAR-Prävention erreicht werden kann, darf das Bauwerk von der Präventionsklasse P2 auf die Präventionsklasse P1 bzw. von P3 auf P2 (in besonderen Fällen, z.B. bei Fahrbahnplatten mit Abdichtung, auch auf P1) zurückgestuft werden. Die konstruktiven Massnahmen haben die Anforderungen gemäss **Kapitel 4.3.3** zu erfüllen.

2) Eine Reduktion der Präventionsklasse auf P2 ist nicht zulässig. Vielmehr ist zu prüfen, ob neben den betontechnologischen Massnahmen zusätzlich noch weitere Massnahmen erforderlich sind (z.B. konstruktive Massnahmen). Bei sulfathaltigem Grund- oder Bergwasser ist evtl. ein Zement mit hohem Sulfatwiderstand erforderlich.

**Tabelle 4.3:** Definition der Präventionsklassen P1 bis P3.

Risiko-, Umgebungs- und Präventionsklassen sind in der Projektbasis festzulegen. Das **Kapitel 4.6** enthält Vorschläge für neue Kunstbauten der Nationalstrassen.

### 4.3 Anforderungen an die präventiven Massnahmen

#### 4.3.1 Anforderungen an die Gesteinskörnung

In der Schweiz werden die Anforderungen an die Gesteinskörnungen für die Herstellung von Beton nach SN EN 206-1 in der SN EN 12620 geregelt. Darin wird die Bestimmung der Alkali-Kieselsäure-Reaktivität nach den am Verwendungsort geltenden Vorschriften gefordert. Gemäss nationalem Anhang sollte für die Beurteilung der Dauerhaftigkeit die SN 670 115 „Gesteinskörnungen – Quantitative und qualitative Mineralogie und Petrographie“ und die SN 670 116 „Füller – Quantitative und qualitative Mineralogie und Petrographie“ verwendet werden. Die Alkali-Reaktivität wird in diesen zwei Normen nicht abgedeckt.

In der Praxis wird häufig folgendes Verfahren angewendet:

1. Petrographische Analyse mit Bestimmung von Gesteinssorten, die potentiell reaktiv sind. Diese Beurteilung hängt ganz von der einschlägigen Erfahrung des Petrographen ab.

Hinweis: Die Norm SN 670 115 wird zurzeit revidiert. Das Thema AAR soll neu aufgenommen werden. Grundsätzlich gilt die petrographische Analyse zur Identifikation der Gesteinskörnung und zur Beurteilung der Eignung für die Betonherstellung. Von einer abschliessenden Beurteilung der Alkali-Reaktivität von Gesteinskörnungen, die sich ‚nur‘ auf die petrographische Analyse abstützt, wird vorläufig abgeraten.

2. Bestimmung der Alkalireaktivität mit der Microbar-Prüfung (XP 18-594) und Beurteilung der Ergebnisse gemäss FD P 18-542.

Hinweis: In einzelnen Fällen werden auch andere Testverfahren (z.B. ASTM, AFNOR, NBRI) eingesetzt. Dabei werden die jeweils festgelegten Grenzwerte verwendet. Weitere Erläuterungen dazu sind im **Kapitel 2.6** zu finden.

Zurzeit bestehen in der Schweiz keine besonderen Regelanforderungen an die Gesteinskörnungen bzgl. Alkalireaktivität. Diese muss im Rahmen der Zertifizierung der werkseigenen Produktionskontrolle des Herstellers von Gesteinskörnungen bzw. Beton auch nicht angegeben werden. Die Eignung von Gesteinskörnungen zur Herstellung von Beton aufgrund der petrographischen Analyse sagt nichts über die Alkalireaktivität aus.

Auch für die Verwendung von Recycling-Granulat, von glasigen leichten Gesteinskörnungen, von puzzolanzischen Füllern usw. bestehen in der Schweiz zurzeit keine Anforderungen. Theoretisch könnten diese Gesteinskörnungen problematisch sein, da sie entweder den Alkali-Gehalt im Beton erhöhen oder selber alkali-reaktiv sein könnten.

#### 4.3.2 Anforderungen an den Beton

Die Anforderungen an den Beton zur Vermeidung der AAR in Abhängigkeit von der Präventionsklasse sind in der **Tabelle 4.4**, die möglichen betontechnologischen Massnahmen im **Kapitel 4.1.3**, die zugehörigen Nachweise und Prüfungen im **Kapitel 4.4** beschrieben.

Präventionsklasse	Anforderungen an den Beton und an die betontechnologische Massnahmen zur Vermeidung von AAR
<b>P1</b>	Es sind keine speziellen betontechnologischen Massnahmen oder Nachweise erforderlich.
<b>P2</b>	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. Es sind keine Massnahmen nötig, wenn nachgewiesene günstige Langzeiterfahrungen mit ähnlichen Betonen und Bauwerken vorhanden sind (siehe <b>Kapitel 4.4.1</b>). Andernfalls muss gemäss Schritt 2 oder 3 verfahren werden.</li> <li>2. Können die Kriterien gemäss <b>Kapitel 4.4.2</b> erfüllt werden, so gelten die daraus hergestellte Betone als AAR-beständig. Werden diese nicht erfüllt, muss gemäss Schritt 3 verfahren werden.</li> <li>3. Die geplante Betonmischung muss die Kriterien gemäss <b>Kapitel 4.4.3</b> erfüllen. Werden diese nicht eingehalten, muss die Betonzusammensetzung geändert werden und die Prüfung wiederholt werden.</li> </ol>
<b>P3</b>	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. Können die Kriterien gemäss <b>Kapitel 4.4.2</b> erfüllt werden, so gelten die daraus hergestellte Betone als AAR-beständig. Werden diese nicht erfüllt, muss gemäss Schritt 2 verfahren werden.</li> <li>2. Die geplante Betonmischung muss die Kriterien gemäss <b>Kapitel 4.4.3</b> erfüllen. Werden diese nicht eingehalten, muss die Betonzusammensetzung geändert werden und die Prüfung wiederholt werden.</li> </ol>

**Tabelle 4.4:** Anforderungen an den Beton zur Vermeidung der AAR in Abhängigkeit von der Präventionsklasse.

Recyclingwasser oder Recycling-Granulat dürfen grundsätzlich nicht zur Herstellung von AAR-beständigen Betonen verwendet werden. Ausnahmen sind möglich, z.B. wenn mit entsprechenden Prüfungen gezeigt werden kann, dass dies unschädlich ist.

Der Betonhersteller ist zu verpflichten, dem Besteller/Auftraggeber Angaben zur Herkunft und zum Alkaligehalt der eingesetzten Zemente, Zusatzstoffe und Zusatzmittel zu machen sowie diesem all-fällige Änderungen bei den Gesteinskörnungen oder der Betonzusammensetzung, die das AAR-Risiko beeinflussen könnten, mitzuteilen und die erforderlichen Produktdatenblätter und Zertifikate (Konformitätserklärungen und -bescheinigungen) abzugeben.

**Hinweis:** Die Beton-Performance-Prüfung dauert relativ lange. Bei zeitkritischen Projekten ist diese Prüfung rechtzeitig zu veranlassen, wenn damit gerechnet werden muss, dass die Gesteinskörnungen potenziell reaktiv sind (siehe dazu die Ergebnisse in [cemsuisse 2005a]) oder das Bauwerk in einer Gegend in der Schweiz geplant ist, in der AAR-Schäden an Betonbauten nachgewiesen wurden (siehe dazu die Ergebnisse in [Merz 2006]).

### 4.3.3 Anforderungen an die konstruktiven Massnahmen

Das AAR-Risiko kann mit verschiedenen konstruktiven Massnahmen reduziert oder ganz eliminiert werden (siehe **Kapitel 4.1.2**). Damit diese bei der Festlegung der Präventionsklasse berücksichtigt bzw. geltend gemacht werden können, muss sichergestellt sein, dass die geplanten Massnahmen wirksam und dauerhaft sind, d.h. die Reduktion der Anforderungen aus den Expositionsklassen rechtfertigen.

Eine ausreichende Dauerhaftigkeit der konstruktiven Massnahmen ist dann gegeben, wenn diese entweder die gleiche Lebensdauer haben wie das Bauwerk oder mit vernünftigem Aufwand unterhalten, instand gesetzt oder ersetzt werden können. Dies ist beispielsweise bei Brücken der Fall, wo die Abdichtung in der Regel alle ca. 25 Jahre erneuert wird.

Sind bei der Präventionsklasse P3 für die Kombination R3/U3 noch weitere Massnahmen nötig (siehe Fussnote 2 der **Tabelle 4.3**), sind diese evtl. von einer Fachperson für AAR zu beurteilen.

Die geplanten konstruktiven Massnahmen sind in der Projektbasis zu beschreiben und zu begründen. Die Folgen bei einem allfälligen Versagen der konstruktiven Massnahmen sind abzuschätzen.

## 4.4 Nachweise und Prüfungen

### 4.4.1 Nachgewiesene Langzeiterfahrungen

Langzeiterfahrungen gelten als nachgewiesen, wenn in der Region, in der das Bauwerk erstellt werden soll, dokumentiert ist oder durch eine Fachperson für AAR bestätigt werden kann, dass bei ähnlichen mindestens 20- bis 30-jährigen Betonbauten mit ähnlichen Betonen keine oder nur geringfügige AAR-Schäden aufgetreten sind.

Bei der Beurteilung, ob **Bauwerke** für den Nachweis der Langzeiterfahrung berücksichtigt werden können oder nicht, sind die Richtanforderungen gemäss **Tabelle 4.5** zu beachten. Hinweis: Beispielsweise können unbeschichtete Bauteile in der Regel nicht mit beschichteten Bauteilen verglichen werden.

Als vergleichbar oder ähnlich gilt ein **Beton** nur dann, wenn er sämtliche Richtanforderungen gemäss **Tabelle 4.6** erfüllt. Es wird empfohlen, diese Beurteilung durch eine Fachperson für AAR vornehmen zu lassen.

Die Dokumentation oder Bestätigung für nachgewiesene Langzeiterfahrungen bleibt 5 Jahre gültig, sofern keine besonderen Vorkommnisse oder Erkenntnisse eine Überprüfung notwendig machen.

Liegen keine nachgewiesenen günstigen/positiven Langzeiterfahrungen vor oder zeigen die Langzeiterfahrungen, dass mit AAR zu rechnen ist, müssen die Gesteinskörnungen gemäss **Kapitel 4.4.2** und/oder der Beton gemäss **Kapitel 4.4.3** geprüft werden.

Sehr wichtig	Wichtig
<ul style="list-style-type: none"> <li>• vergleichbarer Beton gemäss <b>Tabelle 4.6</b></li> <li>• Alter des Bauwerks: <math>\geq 20/30</math> Jahre</li> <li>• ähnliche Betonfeuchtigkeit bzw. Exposition</li> <li>• ähnliche geographische Orientierung bei Wänden oder ähnlichen Bauteilen</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• ähnliche geometrische Abmessungen</li> <li>• vergleichbare Bewehrung bzw. Vorspannung</li> <li>• ähnliche Nutzungsbedingungen</li> </ul>

**Tabelle 4.5:** Richtanforderungen an Bauwerke für die Vergleichbarkeit bzw. für deren Berücksichtigung zur Dokumentation der Langzeiterfahrungen.

Ausgangsstoffe	Anforderungen
Gesteinskörnung	Die Gesteinskörnung kommt aus dem gleichen Abbaugbiet oder aus einem Abbaugbiet mit nachgewiesenermassen gleicher oder vergleichbarer petrografischer Zusammensetzung im Hinblick auf die Alkalireaktivität. Dieser Nachweis ist von einem mit der AAR-Problematik vertrauten Petrographen zu erbringen. <u>Hinweis:</u> Die Lieferung der Gesteinskörnungen durch den gleichen Lieferanten ist evtl. nicht ausreichend, da das gelieferte Material nicht zwingend vom gleichen Abbaugbiet stammt oder von einem Dritten eingekauft wurde.
Zementart	Der Beton enthält die gleiche Zementart.
Zementgehalt	Der planmässige oder nachgewiesene mittlere Zementgehalt des Betons einer zu beurteilenden Gruppe von vergleichbaren Bauwerken unterscheidet sich nicht um mehr als $\pm 30 \text{ kg/m}^3$ .
Zementherkunft	Der Zement stammt vom gleichen Zementwerk.
Zusatzstoffe	Der Beton enthält keine oder die gleichen Zusatzstoffe. Die Zusatzstoffgehalte des Betons dürfen sich nicht wesentlich unterscheiden; Silikastaubgehalt: max. +2 M.%, Flugaschegehalt: max. +5 M.% bezogen auf den Zementgehalt.

**Tabelle 4.6:** Richtanforderungen für die Vergleichbarkeit von Betonen.

#### 4.4.2 Prüfung der Gesteinskörnungen mit der Microbar-Prüfung

Die Gesteinskörnungen werden mit der Microbar-Prüfung gemäss AFNOR-Norm XP 18-594 geprüft und gemäss FD P 18-542 beurteilt. Dabei ist gemäss **Tabelle 4.7** vorzugehen.

Schritt	Kriterium
1	Es ist zu prüfen, ob bereits Ergebnisse der Microbar-Prüfung vorliegen, die die Anforderungen gemäss <b>Schritt 2</b> erfüllen. Solche Ergebnisse können akzeptiert werden, wenn diese nicht älter als 5 Jahre (bei zertifizierten Herstellern der Gesteinskörnungen gemäss SN EN 12620) bzw. 2 Jahre (bei nicht zertifizierten Herstellern der Gesteinskörnungen) sind und sichergestellt ist, dass in dieser Zeit die Herkunft und die petrografische Zusammensetzung (geprüft nach SN 670 115) nicht geändert haben. Erfüllen die vorhandenen Ergebnisse diese Anforderungen nicht, muss gemäss <b>Schritt 2</b> verfahren werden.
2	Die Microbar-Prüfung muss mit den Korngruppen 0/4 mm und 8/16 mm durchgeführt werden. Ist die Dehnung bei allen Mischverhältnissen der geprüften Korngruppen $< 0.11\%$ , gelten die Gesteinskörnungen als nicht alkalireaktiv und dürfen ohne weitere Massnahmen eingesetzt werden. Sie Ist die Dehnung bei einem der Mischverhältnisse der geprüften Korngruppen $\geq 0.11\%$ , muss gemäss <b>Kapitel 4.4.3</b> vorgegangen werden.

**Tabelle 4.7:** Schritte und Kriterien bei der Prüfung der Gesteinskörnung mit der Microbar-Prüfung.

### 4.4.3 Prüfung des Betons mit der Beton-Performance-Prüfung

Der Beton wird mit der Beton-Performance-Prüfung gemäss AFNOR-Norm P 18-454 geprüft und gemäss FD P 18-456 beurteilt. Dabei ist gemäss **Tabelle 4.8** vorzugehen.

Hinweis: Hinweise zur Festlegung der Rezeptur von AAR-beständigen Betonen können dem **Kapitel 3.3** und der Dokumentation der cemsuisse [cemsuisse 2005a] entnommen werden. Weiterhin ist dazu eine umfangreiche Literatur und in einzelnen Kantonen bereits Erfahrungswerte vorhanden.

Schritt	Kriterium
1	<p>Es ist zu prüfen, ob bereits Ergebnisse der Beton-Performance-Prüfung vorliegen, die die Anforderungen gemäss <b>Schritt 2</b> erfüllen.</p> <p>Solche Ergebnisse können akzeptiert werden, wenn diese nicht älter als 5 Jahre (bei zertifizierten Betonherstellern gemäss SN EN 206-1) bzw. 2 Jahre (bei nicht zertifizierten Betonherstellern) sind und sichergestellt ist, dass zwischen dem früher geprüften und dem neuen Beton keine wesentlichen Unterschiede hinsichtlich der AAR vorhanden sind. Es gelten die Richtanforderungen gemäss <b>Tabelle 4.6</b>. Beim Zementgehalt darf der Unterschied jedoch höchstens <math>-20 \text{ kg/m}^3</math> betragen <sup>1)</sup>. Im Zweifelsfalle ist die Vergleichbarkeit durch eine Fachperson für AAR zu beurteilen.</p> <p>Erfüllen die vorhandenen Ergebnisse diese Anforderungen nicht, muss gemäss <b>Schritt 2</b> verfahren werden.</p>
2	<p>Die Beton-Performance-Prüfung muss mit der für den Einsatz vorgesehenen Betonmischung durchgeführt werden.</p> <p>Betone mit andern als CEM I-Zementen und Betone mit Zusatzstoffen gelten als AAR-beständig, wenn sie bei der Beton-Performance-Prüfung die folgenden Kriterien erfüllen:</p> <p>A Versuchsdauer: 5 Monate, wenn folgende Kriterien erfüllt sind:</p> <p>A1 Die mittlere Längenausdehnung der drei Prismen liegt nach 5 Monaten unter 0.02% (0.2 mm/m) und kein Einzelwert liegt über 0.025% (0.25 mm/m).</p> <p>A2 Die monatliche Entwicklung der mittleren Längenausdehnung der drei Prismen während dem 3., 4. und 5. Monat erfüllt die folgenden Bedingungen:</p> <p>a. zwei der drei Werte liegen unter 0.0025% (0.025 mm/m)</p> <p>b. die Summe der drei Werte liegt unter 0.01% (0.1 mm/m).</p> <p>B Sind die genannten Kriterien nach 5 Monaten Prüfdauer nicht erfüllt, ist die Betonrezeptur nur dann für den Gebrauch geeignet, wenn nach 12 Monaten Prüfdauer die mittlere Längenausdehnung der drei Prismen unter 0.03% (0.3 mm/m) und kein Einzelwert über 0.035% (0.35 mm/m) liegt.</p> <p>Betone mit CEM I-Zementen gelten als AAR-beständig, wenn sie bei der Beton-Performance-Prüfung das Kriterium A1 erfüllen.</p> <p>Erfüllt ein Beton die aufgeführten Kriterien nicht, muss die Zusammensetzung geändert und mit der geänderten Betonmischung eine neue Prüfung durchgeführt werden.</p>

1) Die Einschränkung beim Zementgehalt ist streng. Dabei ist berücksichtigt, dass deutlich unterschiedliche Zementgehalte häufig mit einem anderen w/z-Wert und/oder mit einer anderen Sieblinie verbunden sind (siehe Tabelle NA.3 und NA.4 der SN EN 206-1). Die Einschränkung beim Zementgehalt kann gelockert werden, wenn entsprechende Resultate vorliegen.

**Tabelle 4.8:** Schritte und Kriterien bei der Prüfung des Betons mit der Beton-Performance-Prüfung.

## 4.5 Hinweise für die Ausschreibung, Qualitätssicherung und Überwachung

### 4.5.1 Ausschreibung

In der Projektbasis ist festzulegen, welche Präventionsklasse gemäss **Tabelle 4.3** für das zu erstellende Bauwerk (Bauteil) zur Anwendung kommt.

Für „Beton nach Eigenschaften“ ist die AAR-Beständigkeit des Betons als zusätzliche Anforderung festzulegen. Die eingesetzten Betone müssen die Anforderungen an die festgelegte Präventionsstufe gemäss **Tabelle 4.4** und ggf. die zugehörigen, im **Kapitel 4.4** beschriebenen, Kriterien erfüllen.

Für „Beton nach Zusammensetzung“ ist der Verfasser der Festlegungen, d.h. derjenige, der die Vorgaben für die Zusammensetzung des Betons macht, auch für die AAR-Beständigkeit des Betons verantwortlich.

Darüber hinaus sind folgende Bestimmungen in die Ausschreibungsunterlagen und in die Werkverträge aufzunehmen:

1. Der Betonhersteller ist verpflichtet,
  - aktuelle Angaben zum Alkaligehalt der eingesetzten Zemente, Zusatzstoffe und Zusatzmittel zu machen, d.h. die entsprechenden Produktdatenblätter und Zertifikate (Konformitätserklärungen und -bescheinigungen) dem Auftraggeber abzugeben.
  - kein Recyclingwasser oder Recycling-Granulat (reziklierte Gesteinskörnungen) für die Herstellung von AAR-beständigen Betonen zu verwenden, wenn nicht vorgängig nachgewiesen wurde, dass die AAR-Beständigkeit der Betone, die mit den maximalen Zugaben hergestellt wurden, nicht beeinträchtigt wird.
  - geplante Änderungen bei der Betonzusammensetzung oder bei den von ihm verwendeten Gesteinskörnungen, die das AAR-Risiko beeinflussen könnten, rechtzeitig bekannt zu geben und genehmigen zu lassen. Zur Beurteilung von Änderungen kann nach dem in der **Tabelle 4.8** unter Schritt 1 beschriebenen Vorgehen vorgegangen werden.
2. Die Laborprüfungen gemäss **Kapitel 4.4** dürfen nur von dafür akkreditierten Labors ausgeführt werden.

#### 4.5.2 Qualitätssicherung

Für die Qualitätssicherung von Beton sind die Angaben in der **Tabelle 4.9** zu berücksichtigen. Die Ergebnisse der Qualitätsprüfungen sind in einer Dokumentation zusammenzufassen. Sie dient als Basis für die spätere Beurteilung der Massnahmen und zur Kontrolle der heutigen Vorgaben.

Aspekt		Anforderungen / Vorgehen
Prüfverfahren		Gemäss <b>Kapitel 4.4</b> Nachweise und Prüfungen
Erstprüfungen	Anforderungen	Gemäss <b>Kapitel 4.5.1</b>
	Toleranzen	Gemäss <b>Kapitel 4.4</b> (Nachweise und Prüfungen)
Kontrollen während der Ausführung	Frequenzen / Anzahl Prüfungen / Probenahmen	Sicherstellen, dass bei der Betonzusammensetzung keine wesentlichen Änderungen vorgenommen werden.
	Kontrollen an Würfeln: Toleranzen	Keine Prüfungen.
	Kontrollen an Bohrkernen aus Bauwerk: Toleranzen	
	Massnahmen bei Nichtkonformitäten; Prüfungen an Bauwerksproben	Beurteilung der AAR-Beständigkeit bzw. der Nichtkonformität in Funktion der Betonqualität, Exposition, Bauwerkstyp und Nutzungsdauer durch eine Fachperson für AAR: <b>genügend, ungenügend und schlecht</b> . Objektspezifisches Vorgehen ist festzulegen, z.B.: <ul style="list-style-type: none"> <li>• Bestimmung des Restquellmasses</li> <li>• zusätzliche Schutzmassnahmen</li> <li>• Minderwert</li> <li>• Nutzungsvereinbarung (Überwachungsplan, Erhaltungsplanung) anpassen</li> </ul>

**Tabelle 4.9:** Nachweise für die AAR-Beständigkeit des Betons.

#### 4.5.3 Überwachung

Um das Langzeitverhalten von Betonbauten hinsichtlich AAR besser charakterisieren zu können und um weitere Langzeiterfahrungen zu gewinnen, wird Folgendes sehr empfohlen:

- Bei besonders wichtigen Bauteilen oder Bauwerken sind Referenzflächen festzulegen und an diesen eine Nullmessung durchzuführen (siehe **Kapitel 5.2 und 5.3**). Die Ergebnisse sind zu dokumentieren.
- Im Rahmen der Hauptinspektion sind kritische und/oder stark der Witterung ausgesetzte Bauteile besonders genau auf Anzeichen der AAR zu beobachten und ggf. zu dokumentieren. Dies gilt insbesondere für den voralpinen und alpinen Bereich.
- Zeigen sich bei solchen Bauteilen Rissmuster, die auf eine AAR hinweisen könnten, ist eine Fachperson für AAR zuzuziehen, um das weitere Vorgehen festzulegen.
- Die Erfahrungen sollten an einer geeigneten Stelle zusammengefasst und aufbereitet werden.

#### 4.6 Hinweise für die Umsetzung der Empfehlungen bei neuen Kunstbauten der Nationalstrassen

Für die Projektierung und Ausführung von Kunstbauten der Nationalstrassen gilt die Richtlinie des ASTRA „Projektierung und Ausführung von Kunstbauten der Nationalstrassen“ [ASTRA 2005a]. Sie fasst die Anforderungen zusammen und hat zum Ziel die Projektierung und Ausführung von kostengünstigen und dauerhaften Kunstbauten sicherzustellen. Die folgenden Ausführungen sind eine Ergänzung zu dieser Richtlinie.

Zur Vermeidung von AAR-Schäden bei neuen Kunstbauten ist in der Projektbasis (s. **Ziffer 3.5** „Entwurf“) die AAR als zusätzliches Gefährdungsbild zu untersuchen und die erforderlichen Massnahmen festzulegen. Dabei ist die geplante Nutzungsdauer von besonderer Bedeutung. Gemäss **Ziffer 3.1** „Allgemeine Zielsetzung“ wird zwischen temporären Bauwerken (bis 10 Jahre) und Bauwerken mit einer langen Nutzungsdauer (bis 100 Jahre) unterschieden. Ergänzend dazu ist unter der **Ziffer 5.1** „Allgemeines“ zur konstruktiven Ausbildung Folgendes festgehalten:

„In Bezug auf die Gewährleistung der Dauerhaftigkeit einer Kunstbaute während der geplanten Nutzungsdauer wird unterschieden zwischen den Bauteilen, welche keine Unterhaltsarbeiten benötigen und jenen welche in regelmässigen Intervallen unterhalten oder ersetzt werden. Für die letzteren ist die vorgesehene Nutzungsdauer in der Projektbasis einzeln zu nennen. Die vorgesehene Nutzungsdauer beeinflusst die Wahl der konstruktiven Details, der Materialien und der Abmessungen. Das Auswechseln oder Instandsetzen von Verschleissteilen und Elementen mit beschränkter Lebensdauer muss schon bei der Projektierung geplant werden mit dem Ziel, den Aufwand und die Verkehrsbehinderung auf ein Minimum zu beschränken.“

Damit dieses Ziel erreicht wird, ist bei der Aufzählung unter **Ziffer 5.2** „Besondere Bestimmungen“ Folgendes (als Punkt 15) zu ergänzen: „Die Dauerhaftigkeit des Betons gegenüber der AAR muss in Funktion der geforderten Nutzungsdauer gewährleistet sein“.

Der **Anhang 6** „Anforderungen an die Bauwerksteile aus Beton“ der genannten Richtlinie enthält Anforderungen an die Permeabilitätsklasse, Betonüberdeckung und zusätzliche Massnahmen. Die in diesem Anhang enthaltenden Schemas wurden mit den Umgebungsklassen, die das AAR-Risiko bestimmen, und den möglichen Präventionsklassen ergänzt (**Bilder 4.1 und 4.2**). Dabei wurde von den folgenden Annahmen ausgegangen:

- Auf Grund der bisherigen Erfahrungen in der Schweiz wurde davon ausgegangen, dass mehrheitlich keine schnell reagierenden Gesteinskörnungen zum Einsatz gelangen (vgl. **Kapitel 3.2.6**).
- Für Bauteile mit einer Nutzungsdauer bis 100 Jahre gilt, abgesehen von den Fundamenten, grundsätzlich die Risikoklasse R2, da geringe Schäden akzeptiert und diese ggf. instand gesetzt werden können. Je nach Umgebungsklasse und den möglichen Schutzmassnahmen ergeben sich daraus verschiedene Präventionsklassen.
- Für Fundamente gilt die Risikoklasse R3, da der Aufwand für deren Kontrolle und Instandsetzung sehr gross ist und der Nachweis der Langzeiterfahrung schwierig zu erbringen ist. Zusammen mit der Umgebungsklasse U2 ergibt sich daraus die Präventionsklasse P3.  
Hinweis: Für Fundamente von untergeordneten Bauwerken oder für Fundamente im wenig feuchten Untergrund kann die Präventionsklasse P1 (anstelle von P2) ausreichend sein.

- Für Fahrbahnplatten mit einer intakten Abdichtung gilt die Präventionsklasse P1, da der Beton austrocknen kann und die Abdichtung regelmässig erneuert wird.
- Für die Leitmauern und Konsolköpfe mit einer Nutzungsdauer <50 Jahre gilt die Präventionsklasse P1, da diese Bauteile als Verschleissteile betrachtet und regelmässig ersetzt werden.

In der **Tabelle 4.10** sind diese Festlegungen zusammengestellt.

Bauteil	Risikoklasse	Präventionsklasse
Bauteile mit einer Nutzungsdauer bis 100 Jahre (ohne Fundamente)	R2	
Fundamente	R3	
Fahrbahnplatten mit einer intakten Abdichtung		P1
Leitmauern und Konsolköpfe		P1

**Tabelle 4.10:** *Generelle Festlegungen der Risiko- und Präventionsklassen für Brückenbauteile.*

In der **Tabelle 4.11** sind für verschiedene Bauteile von Brücken, Galerien und Stützmauern die Umgebungs-, Risiko- und Präventionsklassen zusammengestellt. Die möglichen Schutzmassnahmen wurden bei der Zuordnung der Präventionsklassen berücksichtigt.

Bei der Festlegung der Massnahmen wird Folgendes vorgeschlagen:

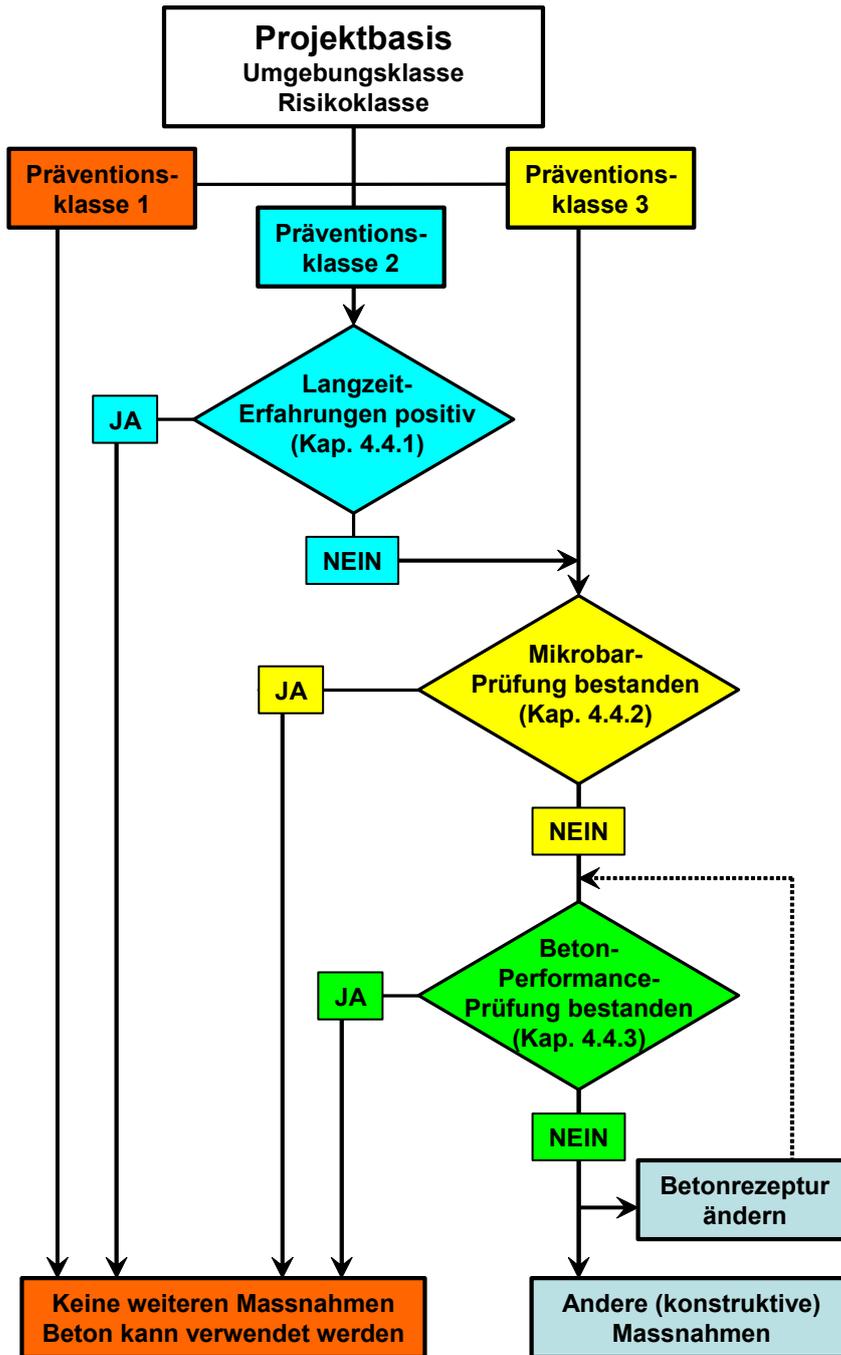
- Es ist zu untersuchen, ob bzw. welche konstruktive Massnahmen zweckmässig sind. Dabei muss sichergestellt werden können, dass die geplanten Massnahmen wirksam und dauerhaft sind (d.h. die Reduktion der Anforderungen aus den Expositionsklassen rechtfertigen). Sie müssen entweder die gleiche Lebensdauer haben wie das Bauwerk oder sie müssen mit vernünftigem Aufwand unterhalten und instand gesetzt werden können.
- Wenn geklärt ist, welche Präventionsklasse für ein Bauteil gilt, kann gemäss **Tabelle 4.4** verfahren werden. **Bild 4.3** zeigt schematisch das generelle Vorgehen.
- Treten bei einem Bauteil mehrere Präventionsklassen auf (z.B. Oberseite/Unterseite, Vorderseite/Rückseite, Innenseite/Aussenseite), sind die Anforderungen der höheren Klasse umzusetzen.
- Treten bei einem einzelnen Bauwerk mehrere Präventionsklassen auf, so ist anzustreben, die Anzahl der Präventionsklassen auf ein sinnvolles Minimum reduziert werden (Vereinfachung bei der Ausschreibung und Ausführung, wenige Betonsorten etc.).



Bauteil	Umgebungs-klasse	Risiko-klasse	Schutzmassnahmen <sup>1,2)</sup>	Präventionsklasse
<b>Brücken</b>				
Konsolkopf oder Leitmauer	U3	R1	Mit Oberflächenschutz	P1 <sup>3)</sup>
	U3	R1	Ohne Oberflächenschutz	P1 <sup>3)</sup>
Fahrbahnplatte	U3	R2	Mit Abdichtung	P1 <sup>4)</sup>
	U3	R2	Ohne Abdichtung <sup>4)</sup>	P3
Träger, Kasten	U1	R2	Mit oder ohne Oberflächenschutz	P1
Widerlager, Flügelmauern	Siehe Galerien: Rückwand			
Stütze im Sprühnebelbereich	U2	R2	Mit Oberflächenschutz	P1
			Ohne Oberflächenschutz	P2
Stütze im Spritzwasserbereich	U3	R2	Mit Oberflächenschutz	P2
	U3	R2	Ohne Oberflächenschutz	P3
Stütze im Erdreich ohne wesentliche Alkalizufuhr von aussen	U2	R2	Keine	P2 <sup>5)</sup>
Fundament ohne wesentliche Alkalizufuhr von aussen	U2	R3 <sup>6)</sup>	Keine	P3 <sup>5)</sup>
<b>Galerien</b>				
Dach	U2	R2	Mit Abdichtung	P1
	U2	R2	Ohne Abdichtung <sup>7)</sup>	P2
Dachabschluss (nicht tragend)	U3	R2 <sup>8)</sup>	Mit Abdichtung auf der Innenseite und mit Oberflächenschutz auf der Aussenseite	P2 <sup>8)</sup>
	U3	R2 <sup>8)</sup>	Ohne Abdichtung	P3 <sup>8)</sup>
Rückwand, oberer Teil	U2	R2	keine <sup>7)</sup>	P2
Rückwand, unterer Teil oder Portalbereich	U3	R2		P3
Rückwand, oberer Teil	U2	R2	Abdichtung auf der Rückseite und Oberflächenschutz auf der Vorderseite	P1
Rückwand, unterer Teil oder Portalzone	U3	R2		P2
Stütze	Siehe Brücken: Stütze			
Fundation	Siehe Brücken: Fundament			
<b>Stützmauern</b>				
Stützmauer	Siehe Galerien: Rückwand			
Fundation	Siehe Brücken: Fundament			

- 1) Voraussetzung der Berücksichtigung der Massnahme: regelmässiger Unterhalt und, falls nötig, Erneuerung oder Ersatz.
- 2) Oberflächenschutz: Hydrophobierung oder Beschichtung.
- 3) Annahme: Nutzungsdauer <50 Jahre. Verschleissstil. Es gilt die Präventionsklasse 1.
- 4) Neue Nationalstrassen-Brücken müssen eine Abdichtung haben. Dabei gilt die Präventionsklasse 1. Ältere Brücken haben evtl. noch keine Abdichtung.
- 5) Ist mit einem chemischen Angriff auf den Beton zu rechnen (Expositions-kategorie XA), sind ggf. weitere Massnahmen nötig (z.B. Einsatz eines Zements mit hohem Sulfatwiderstand).
- 6) Wegen des hohen Aufwandes für die Kontrolle und die allfällige Instandsetzung gilt die Risikoklasse 3.
- 7) Falls die Bauteile gut entwässert werden können oder ein geringer Wasseranfall zu erwarten ist (keine Durchfeuchtung des Betons), können Umgebungs- und Präventionsklasse um je eine Stufe zurückgesetzt werden.
- 8) Bei tragenden Dachabschlüssen gilt die Risikoklasse 3. Die Präventionsklasse erhöht sich daher um 1 Stufe.

**Tabelle 4.11:** Zusammenstellung der Umgebungs-, Risiko- und Präventionsklassen für verschiedene Bauteile von Brücken, Galerien und Stützmauern. Die Zuordnung ist im Einzelfall kritisch zu prüfen.



**Bild 4.3:**

In der Projektbasis werden die Umgebungs- und Risikoklasse festgelegt. Damit ergibt sich die Präventionsklasse (Tabelle 4.3).

Basierend auf der Präventionsklasse ergeben sich die Anforderungen an den Beton (Tabelle 4.4). Die dafür erforderlichen Nachweise und Prüfungen sind im Kapitel 4.4 beschrieben.

## 4 RECOMMANDATION DES MESURES DE PRÉVENTION DE LA RAG DANS DES NOUVEAUX OUVRAGES D'ART (français)

L'exposé qui suit se base principalement sur le guide intitulé « Leitfaden zur Vermeidung der Alkali-Aggregat-Reaktion (AAR) im Beton bei Neubauten » [SBB 2006a], que le TFB a réalisé sous mandat des CFF SA, Infrastructure et génie civil. Les auteurs de la présente documentation remercient les CFF pour l'autorisation d'utilisation d'éléments de ce guide. Une directive structurée similairement a été établie pour le canton de Valais comme complément à leur plan d'assurance qualité pour la construction en béton.

### 4.1 Aperçu des mesures

#### 4.1.1 Généralités

Des mesures contre la RAG ont comme objectif de réduire

- l'humidité dans le béton (causée p.ex. par une humidité environnementale élevée, par de l'eau stagnante, montante, en pression ou giclée) et / ou
- la teneur en alcalins ou la valeur pH dans le béton (éventuellement apport extérieur par des sels de déverglaçage ou des eaux minéralisées).

Pour atteindre cela, des mesures constructives et en matière de technologie du béton peuvent être utilisées. Celles-ci peuvent être appliquées seules ou en combinaison. Dans quelques cas spéciaux on peut considérer de substituer les granulats (**chapitre 4.1.4**).

Les mesures à appliquer dépendent de la classe de prévention (**chapitre 4.2**).

#### 4.1.2 Mesures constructives

Les mesures constructives ont pour but de réduire au maximum l'apport d'alcalins externes (p.ex. sels de déverglaçage, eaux minéralisées) et/ou de réduire et tenir le plus faible possible l'humidité dans le béton. Il n'y a pas de limite inférieure clairement établie de l'humidité du béton nécessaire pour que la RAG puisse se produire. Pour éviter la RAG, une humidité d'air relative dans le béton de < 80% est à viser.

Des mesures diverses (seules ou combinées) sont à disposition pour éviter ou réduire des infiltrations d'eau (éventuellement alcaline) dans le béton, p.ex. une bonne évacuation des eaux superficielles, une pente suffisante, la limitation des ouvertures des fissures, un bon drainage des murs, empêchement des écoulements d'eau sur des éléments voisins près des barbacanes et gargouilles et au niveau des joints, mise en place d'étanchéités ou d'un système de protection de la surface du béton. La mesure choisie doit être robuste et réalisable.

Les étanchéités et systèmes d'évacuation des eaux doivent satisfaire aux exigences des normes suivantes :

- Norme SIA 270 « Etanchéités et drainages / Bases générales et délimitations »
- Norme SIA 272 « Etanchéité et drainage d'ouvrages enterrés et souterrains »
- Norme SIA 274 « Etanchéité des joints dans la construction »

Les systèmes de protection de surface doivent satisfaire aux exigences de la norme SN EN 1504-2. Il faut noter que les systèmes de protection de surface doivent être renouvelées périodiquement.

De plus, les dimensions géométriques des éléments (notamment l'épaisseur) doivent être tenues aussi petites que possible, pour que le béton puisse sécher. Cette exigence ne doit évidemment pas compromettre la robustesse de l'ouvrage.

#### 4.1.3 Mesures en matière de technologie du béton

Ce type de mesures vise à modifier la composition de la solution des pores du béton de manière à ce que les granulats soient moins fortement attaqués. La plupart des mesures conduit à une réduction de la teneur en alcalins du béton et/ou de la valeur pH de la solution des pores du béton.

Pour atteindre ce but, des changements de la formulation du béton sont nécessaires (autres types de ciment, utilisation d'additions). Au lieu des types de ciment usuellement employés (ciment port-

land CEM I ou ciment portland au calcaire CEM II/A-LL), des ciments contenant des cendres volantes, de la fumée de silice ou du laitier de haut fourneau peuvent être utilisés.

Les cendres volantes se prêtent bien comme addition du béton. L'emploi de la fumée de silice est également possible, mais il faut tenir compte de l'effet éventuellement non désiré d'accroissement des résistances mécaniques. Le dosage des additions doit être adapté à la réactivité du granulats et ne doit pas être trop faible. Il faut respecter les exigences de la norme SN EN 206-1 concernant l'aptitude à l'utilisation et à l'emploi des additions. En cas d'utilisation d'additions, il est important d'obtenir une bonne homogénéisation du mélange.

La norme SN EN 450-1 [CEN 2005] spécifie les exigences relatives aux cendres volantes.

La norme SN EN 15167-1 [CEN 2006] spécifie les exigences relatives au laitier de haut fourneau. Des expériences avec ce type d'addition manquent en Suisse.

En Suisse, aucune expérience n'existe actuellement par rapport à l'emploi de sels de lithium, contrairement aux expériences en partie encourageantes à l'étranger. Les sels de lithium ont le désavantage d'être chers et peu écologiques.

Les adjuvants ne devraient pas contribuer de façon significative à la teneur en alcalins du béton. Le producteur du béton devra s'informer auprès de son fournisseur quant à des produits alternatifs et lui demander les teneurs en alcalins de tous les produits employés.

L'eau de recyclage et le granulats recyclés peuvent augmenter notablement la teneur en alcalins du béton. De manière générale on recommande de ne pas employer de l'eau ou des granulats recyclés pour des bétons résistants à la RAG, à moins que l'on puisse prouver par des essais que cela n'aura pas des effets néfastes.

Les mesures décrites précédemment **ne remplacent pas les autres mesures** servant à obtenir un béton dense et durable, tel qu'un béton résistant au gel ou étanche à l'eau (facteur e/c, porosités etc.), une mise en place et un compactage corrects et une cure adéquate.

#### 4.1.4 Substitution des granulats

Le but de cette mesure est de remplacer les granulats réactifs par des granulats moins ou non réactifs. Cela peut parfois se réaliser en faisant appel à un autre fournisseur de granulats. Quelques fois il suffit de substituer une seule classe granulaire.

Pour des raisons économiques et écologiques, cette mesure ne se justifie que pour des cas exceptionnels lorsque les mesures en matière de technologie du béton ne suffisent pas pour produire un béton résistant à la RAG (voir **chapitres 4.1.3 et 4.3.2**).

## 4.2 Classes de risque, classes d'environnement et classes de prévention

Les **classes de risque** selon **tab. 4.1** se basent sur l'étendue des dégâts RAG acceptables et sur les conséquences en cas de défaillance due aux effets de la RAG ainsi que sur d'autres critères. Des propositions d'attribution des classes de risque sont données dans le **chapitre 4.6**.

Classe de risque	Acceptation des dégâts dus à la RAG	Critères		
		Conséquences en cas de dégâts <sup>1)</sup>	Durée de vie	Autres, p.ex.
R1	Dégâts moyens acceptables	Conséquences négligeables	<50 ans	Possibilités et coûts de la surveillance, du remplacement, de la remise en état
R2	Dégâts mineurs acceptables ou réparables	Conséquences majeures	50 à 100 ans	
R3	Aucun dégât acceptable	Conséquences graves	50 à >100 ans	

1) Les conséquences englobent les influences de la RAG sur la sécurité des personnes et des objets, la sécurité structurale, l'aptitude au service ainsi que les coûts et l'environnement.

**Tableau 4.1:** Définition des classes de risque R1 à R3 (en référence à [RILEM 2005]). Ces classes correspondent aux classes CC1 à CC3, définies dans l'Eurocode EN 1990, annexe B.

Les **classes d'environnement** selon le **tab. 4.2** regroupent des classes d'exposition de la norme SN EN 206-1. Les aspects suivants ont été considérés lors de la formation des groupes :

- Saturation en eau du béton (faible, modérée, alternante, forte)

- Sollicitation de l'élément de structure par des variations de température (faible, modérée, forte)
- Apport externe d'alcalins provenant des sels de déverglaçage et des eaux souterraines (faible, modéré, fort)

Les classes d'environnement ont été définies sans tenir compte des mesures de préventions possibles. Celles-ci sont prises en considération lors de la définition des classes de prévention (voir notes relatives au **tab. 4.3**).

Classe d'environnement	Classes d'exposition selon SN EN 206-1	Description	Exemples
<b>U1</b>	XC1	Environnement sec, faible saturation en eau	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Béton protégé à l'intérieur des bâtiments (faible humidité relative de l'air)</li> </ul>
	XC3 / XF1	Humidité modérée et saturation modérée en eau sans agents de déverglaçage. Protégé d'une imbibition.	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Béton à l'extérieur, protégé des intempéries et faiblement sollicité par le gel</li> </ul>
<b>U2</b>	XC1 / XC2	Environnement humide de manière permanente ou quasi-permanente. Forte saturation en eau possible. Sans apport significatif d'alcalins externes (p.ex. eau souterraine)	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Béton protégé à l'intérieur des bâtiments avec une forte humidité d'air (p.ex. piscines)</li> <li>• Béton de masse à l'intérieur</li> <li>• Béton des fondations</li> </ul>
	XC4 / XD1 / XF2	Alternance d'humidité et de séchage, humidité modérée avec chlorures ou saturation modérée en eau avec agents de déverglaçage. Sans imbibition et sans apport significatif d'alcalins externes (p.ex. sels de déverglaçage)	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Béton à l'extérieur, exposé aux intempéries (brouillard salin, faible sollicitation par le gel ou le gel avec sels) ; p.ex. piles dans la zone du brouillard salin, dalles de roulement avec étanchéité</li> </ul>
<b>U3</b>	XC4 / XD3 / XF4	Alternance d'humidité et de séchage avec chlorures. Forte saturation en eau avec agents de déverglaçage. Apport significatif d'alcalins externes (p.ex. sels de déverglaçage, eaux souterraines) ou températures élevées	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Béton à l'extérieur, exposé aux intempéries (brouillard et éclaboussures salins, forte sollicitation par le gel avec sels) ; p.ex. murs, parapets de sécurité, piles, revêtements en béton</li> <li>• Eléments structuraux dans des sols ou des eaux souterraines fortement chargés en alcalins (évt. agressifs pour le béton) ; p.ex. fondations</li> </ul>
	XF3	Forte saturation en eau sans agents de déverglaçage	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Piles dans l'eau</li> <li>• Surfaces horizontales de béton ; p.ex. couronnements de mur, revêtements en béton non exposés aux sels de déverglaçage</li> </ul>
	XD2	Humide, rarement sec avec chlorures. Forte saturation en eau. Apport significatif d'alcalins externes (eau).	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Récipients, bassins de rétention pour des eaux fortement chargées en alcalins</li> </ul>

**Tableau 4.2:** Définition des classes d'environnement U1 à U3.

La combinaison des classes de risque de l'ouvrage avec la classe d'environnement des éléments d'ouvrage donne les **classes de prévention** correspondantes (**tableau 4.3**). Des propositions d'attribution des classes de prévention sont données dans le **chapitre 4.6**.

Pour la classe de prévention P1 aucune mesure constructive ou en matière de technologie du béton particulière et dépassant les exigences des normes actuellement en vigueur n'est requise.

Pour la combinaison R1/U3 la classe de prévention P1 (au lieu de P2) peut suffire pour des éléments secondaires ou facilement remplaçables. La modification est à justifier dans la base du projet.

Pour les classes de prévention P2 et P3, qui concernent une grande partie des ouvrages de l'OFROU, des exigences particulières relatives au béton et/ou des mesures constructives sont nécessaires (**chapitre 4.1.2**).

Classe de risque	Classe d'environnement		
	U1	U2	U3
R1	P1	P1	P2 <sup>1)</sup>
R2	P1	P2 <sup>1)</sup>	P3 <sup>1)</sup>
R3	P2	P3 <sup>1)</sup>	P3 <sup>2)</sup>

<sup>1)</sup> Si, par des mesures constructives, une prévention RAG efficace et durable peut être obtenue, l'élément d'ouvrage peut être déclassé de la classe de prévention P2 à la classe P1, respectivement de la classe P3 à la classe P2 (ou dans des cas particuliers, tels que dalle de roulement avec étanchéité, même à la classe P1). Les mesures constructives doivent satisfaire aux exigences du **chapitre 4.3.3**.

<sup>2)</sup> Un déclassement à la classe de prévention P2 n'est pas autorisé. Il convient plutôt de vérifier si outre des mesures en matière de technologie du béton d'autres mesures sont nécessaires (p.ex. mesures constructives). En présence d'eaux souterraines sulfatées il est éventuellement nécessaire de recourir à un ciment à résistance élevée aux sulfates.

**Tableau 4.3:** Définition des classes de prévention P1 à P3.

Les classes de risque, d'environnement et de prévention sont à spécifier dans la base du projet. Le **chapitre 4.6** contient des propositions pour des nouvelles constructions d'ouvrages d'art des routes nationales.

## 4.3 Exigences par rapport aux mesures de prévention

### 4.3.1 Exigences relatives aux granulats

En Suisse les exigences relatives aux granulats pour béton selon SN EN 206-1 sont définies dans la norme SN EN 12620. Cette norme exige la détermination de la réactivité alcali-silice selon les prescriptions en vigueur au lieu d'utilisation. D'après l'annexe nationale ce sont les normes SN 670 115 « Granulats minéraux – Minéralogie et pétrographie qualitative et quantitative des granulats » et SN 670 116 « Fillers – Minéralogie et pétrographie qualitative et quantitative des filler ». Cependant, ces deux normes ne couvrent pas la réactivité aux alcalis.

La procédure suivante est souvent utilisée dans la pratique :

1. Analyse pétrographique avec détermination des types de granulats qui sont potentiellement réactifs. La pertinence de cette évaluation dépend fortement de l'expérience en la matière du pétrographe en charge.

Rem.: La norme SN 670 115 est actuellement en révision. La thématique de la RAG est censée être intégrée. De manière générale, l'analyse pétrographique sert à l'identification des granulats et à l'évaluation de l'aptitude à l'emploi pour confectionner des bétons. A l'heure actuelle, il est déconseillé d'évaluer la réactivité aux alcalis uniquement sur la base d'une analyse pétrographique.

2. Détermination de la réactivité aux alcalis au moyen de l'essai Microbar (XP 18-594) et évaluation des résultats selon FD P 18-542.

Rem.: Dans certains cas, d'autres méthodes d'essai sont utilisées (p.ex. ASTM, AFNOR, NBRI). Les valeurs limites propres à chaque méthode sont alors utilisées. Le **chapitre 2.6** donne davantage d'information à ce sujet.

En Suisse, il n'existe actuellement pas d'exigences normatives particulières relatives aux granulats, respectivement à leur réactivité. Celle-ci ne doit pas être communiquée non plus dans le cadre de la certification du contrôle de production du producteur des granulats, resp. du béton. L'aptitude des granulats à être utilisés pour la fabrication du béton ne dit rien sur leur réactivité aux alcalis.

Aussi l'utilisation des granulats recyclés, des granulats légers vitreux, des fillers pouzzolanes n'est pour l'instant pas règlementée en Suisse. Ces granulats peuvent théoriquement être problématiques puisqu'ils peuvent soit augmenter la teneur en alcalins du béton, soit être eux-mêmes réactifs.

### 4.3.2 Exigences relatives au béton

Les exigences relatives au béton en fonction de la classe de prévention pour éviter la RAG sont décrites dans le **tableau 4.4**, les mesures en matière de technologie du béton dans le **chapitre 4.1.3** et les vérifications et essais y relatifs dans le **chapitre 4.4**.

Classe de prévention	Exigences pour le béton et les mesures en matière de technologie du béton pour éviter la RAG
<b>P1</b>	Aucune mesure particulière en matière de technologie du béton ni justification sont nécessaires
<b>P2</b>	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. Aucune mesure n'est nécessaire si des expériences à long terme sur des ouvrages et des bétons similaires confirment le comportement favorable (voir <b>chapitre 4.4.1</b>). Sinon procéder selon point 2 ou 3.</li> <li>2. Lorsque les critères selon le <b>chapitre 4.4.2</b> sont satisfaits, les bétons ainsi fabriqués peuvent être considérés comme résistants à la RAG. Sinon procéder selon point 3.</li> <li>3. La composition prévue du béton doit satisfaire aux critères selon le <b>chapitre 4.4.3</b>. Sinon, elle doit être modifiée et l'essai répété.</li> </ol>
<b>P3</b>	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. Lorsque les critères selon le <b>chapitre 4.4.2</b> sont satisfaits, les bétons ainsi fabriqués peuvent être considérés comme résistants à la RAG. Sinon procéder selon point 2.</li> <li>2. La formule prévue du béton doit satisfaire aux critères selon le <b>chapitre 4.4.3</b>. Sinon, elle doit être modifiée et l'essai répété.</li> </ol>

**Tableau 4.4:** Exigences pour le béton en fonction de la classe de prévention pour éviter la RAG.

Da manière générale on recommande de ne pas employer de l'eau ou des granulats recyclés pour des bétons résistants à la RAG, à moins qu'on puisse prouver par des essais que cela n'aura pas d'effet néfaste.

Sur demande, la centrale à béton doit fournir au prescripteur les informations concernant l'origine et la teneur en alcalins des ciments, des additions et des adjuvants, ainsi que tous les changements éventuels des granulats ou de la composition du béton qui pourraient influencer la résistance à la RAG. Les fiches techniques et certificats (certificats et déclarations de conformité) sont à mettre à disposition du prescripteur.

Rem.: L'essai de performance du béton dure relativement longtemps. Pour des projets à délai critique, cet essai est à démarrer suffisamment tôt si les granulats sont potentiellement réactifs (à ce sujet, voir les résultats dans [cem-suisse 2005a]) ou si l'ouvrage concerné se situe dans une région réputée pour ses ouvrages présentant des dégâts dus à la RAG (voir résultats dans [Merz 2006]).

### 4.3.3 Exigences relatives aux mesures constructives

Des mesures constructives diverses sont à disposition pour réduire ou éliminer le risque de RAG (voir **chapitre 4.1.2**). Afin que ces mesures puissent être considérées, respectivement faites valoir lors de la définition de la classe de prévention, il convient d'assurer que les mesures prévues sont efficaces et durables, c'est-à-dire qu'elles justifient une réduction des exigences issues des classes d'exposition.

Une durabilité suffisante de la mesure constructive est donnée lorsque celle-ci, soit présente la même durée de vie que l'ouvrage, soit peut être entretenue, remise en état ou remplacée avec un effort raisonnable. Cela est par exemple le cas pour des ponts où l'étanchéité est en général rénovée tous les 25 ans environ.

Si des mesures supplémentaires sont nécessaires pour la classe de prévention P3 (combinaison R3 / E3) (voir note 2 du **tableau 4.3**), il convient de les faire évaluer par un spécialiste en RAG.

Les mesures constructives prévues sont à décrire et à justifier dans la base du projet. Les conséquences possibles en cas de défaillance des mesures sont à estimer.

## 4.4 Justifications et essais

### 4.4.1 Expériences à long terme sur ouvrage

Les expériences à long terme sont considérées comme étant vérifiées lorsqu'un spécialiste en RAG peut confirmer qu'il existe dans la région où l'ouvrage concerné sera construit des ouvrages de type et de béton similaires âgés de 20 à 30 ans au moins qui ne présentent aucun ou que très peu de dégâts dus à la RAG.

Pour évaluer si des ouvrages peuvent être considérés (ou non) pour la justification des expériences à long terme on tiendra compte des exigences indicatives du **tableau 4.5**. Remarque : Des éléments d'ouvrage revêtus ne peuvent par exemple pas être comparés avec des éléments sans revêtement.

Un béton n'est seulement similaire ou comparable quand il satisfait à toutes les exigences indicatives du **tableau 4.6**. Il convient de laisser le soin à un spécialiste en RAG pour faire cette évaluation.

La documentation ou confirmation attestant la vérification réussie des expériences reste valable pendant 5 ans, à condition qu'aucun événement extraordinaire ou de nouvelles connaissances n'exigent une nouvelle vérification.

En absence d'expériences favorables documentées correctement ou si l'expérience montre qu'il faut compter avec le développement d'une RAG, il faut procéder à des essais en laboratoire des granulats (selon **chapitre 4.4.2**) et/ou du béton (selon **chapitre 4.4.3**).

Très important	Important
<ul style="list-style-type: none"> <li>• béton comparable selon <b>tableau 4.6</b></li> <li>• âge de l'ouvrage: &gt;20 à 30 ans</li> <li>• humidité du béton et exposition similaires</li> <li>• orientation géographique similaire pour des murs ou des éléments d'ouvrage similaires</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• dimensions géométriques des éléments d'ouvrage comparables</li> <li>• armature, resp. précontrainte comparables</li> <li>• conditions de service identiques</li> </ul>

**Tableau 4.5:** Exigences indicatives relatives aux ouvrages pour la comparabilité, resp. pour être prises en considération dans le cadre de la documentation des expériences à long terme.

Composants	Exigences
Granulats	Les granulats doivent provenir du même site d'exploitation ou d'un autre site d'exploitation, mais avec une composition pétrographique identique ou comparable du point de vue de la réactivité aux alcalis. La comparabilité pétrographique doit être établie par un pétrographe expérimenté dans le domaine de la RAG. <u>Remarque</u> : Le fait que les granulats sont livrés par le même fournisseur ne suffit pas car le matériau ne provient pas forcément de la même gravière ou a été acheté d'un fournisseur tiers.
Type de ciment	Le béton contient le même type de ciment.
Teneur en ciment	Le dosage moyen en ciment d'un béton spécifié sur les plans ou déterminé analytiquement ne doit pas différer de plus de $\pm 30 \text{ kg/m}^3$ .
Origine du ciment	Le ciment doit provenir de la même usine de ciment.
Addition	Le béton ne contient pas d'addition ou contient le même type d'addition. Les teneurs dans le béton ne doivent pas être sensiblement différentes: fumée de silice : max. +2%-masse ; cendres volantes : max. +5%-masse par rapport à la teneur en ciment.

**Tableau 4.6:** Exigences indicatives relatives à la comparabilité des bétons.

#### 4.4.2 Essai sur granulats au moyen de l'essai Microbar

Les granulats sont testés au moyen de l'essai Microbar selon la norme AFNOR XP 18-594 et évalués selon FD P 18-542. La démarche est décrite dans le **tableau 4.7**.

Etape	Critère
1	<p>Tout d'abord il convient de vérifier si des résultats de l'essai Microbar sont déjà disponibles et s'ils satisfont aux exigences indiquées à l'<b>étape 2</b>.</p> <p>Les résultats de l'essai Microbar sont recevables, s'ils ne sont pas âgés de plus de 5 ans (pour des granulats issus d'une production certifiée selon SN EN 12620), resp. 2 ans (pour des granulats issus d'une production non certifiée) et si depuis, aucun changement de la provenance ni de la composition pétrographique des granulats (analysée selon SN 670 115) n'est intervenu.</p> <p>Lorsque les résultats disponibles ne satisfont pas ces exigences, il faut procéder selon l'<b>étape 2</b>.</p>
2	<p>L'essai Microbar doit être réalisé sur les fractions 0/4 mm et 8/16 mm.</p> <p>Si l'expansion des fractions est <math>&lt; 0.11\%</math> pour tous les rapports ciment/granulat mesurés, le granulat est considéré comme non réactif et peut être employé sans autres mesures de prévention.</p> <p>Si l'expansion dans une ou les deux fractions est <math>\geq 0.11\%</math> pour un ou plusieurs rapports ciment/granulat mesurés, le granulat est considéré comme potentiellement réactif et on procédera comme décrit dans le <b>chapitre 4.4.3</b>.</p>

**Tableau 4.7:** Démarche et critères d'évaluation pour l'essai Microbar sur granulats.

### 4.4.3 Essai sur béton au moyen de l'essai de performance du béton

Le béton est testé au moyen de l'essai de performance selon la norme AFNOR P 18-454 et évalués selon FD P 18-456. La démarche est décrite dans le **tableau 4.8**.

Rem.: Le **chapitre 3.3** et la documentation de cemsuisse [cemsuisse 2005a] fournissent des indications sur la manière de spécifier la formule d'un béton résistant à la RAG. A ce sujet il existe une vaste littérature et certains cantons disposent des expériences dans ce domaine.

Etape	Critère
1	<p>Tout d'abord il convient de vérifier si des résultats de l'essai de performance sont déjà disponibles et s'ils satisfont aux exigences indiquées à l'<b>étape 2</b>.</p> <p>Ces résultats sont acceptables, s'ils ne sont pas âgés de plus de 5 ans (pour des bétons issus d'une production certifiée selon SN EN 206-1), resp. 2 ans (pour une production non certifiée) et s'il n'y a pas de différence significative relative à la RAG entre le béton testé et le béton prévu. Les exigences indicatives selon <b>tableau 4.6</b> font foi. La teneur en ciment ne doit pas dévier de plus de <math>-20 \text{ kg/m}^3</math><sup>1)</sup>. En cas de doute la comparabilité des bétons est à évaluer par un spécialiste en RAG.</p> <p>Lorsque les résultats disponibles ne satisfont pas ces exigences il faut procéder selon l'<b>étape 2</b>.</p>
2	<p>L'essai de performance doit être réalisé avec la formule de béton prévue pour l'utilisation.</p> <p>Les bétons avec d'autres types de ciment que CEM I et les bétons incorporant des additions sont résistants à la RAG s'ils remplissent les critères suivants :</p> <p>A A l'échéance de 5 mois de durée d'essai:</p> <p>A1 La déformation longitudinale moyenne des 3 éprouvettes est inférieure à 0.02% (0.2 mm/m) et aucune valeur individuelle ne dépasse 0.025% (0.25 mm/m).</p> <p>A2 L'évolution mensuelle de la déformation longitudinale moyenne mesurée sur les 3 éprouvettes au cours des 3<sup>ème</sup>, 4<sup>ème</sup> et 5<sup>ème</sup> mois satisfait les conditions suivantes:</p> <p>a. 2 des 3 valeurs sont inférieures à 0.0025% (0.025 mm/m)</p> <p>b. la somme des 3 valeurs est inférieure à 0.01% (0.1 mm/m).</p> <p>B Une formulation de béton qui ne respecte pas les critères ci-dessus à l'échéance de 5 mois est néanmoins apte à l'emploi si la déformation longitudinale moyenne des 3 éprouvettes est inférieure à 0.03% (0.3 mm/m) à l'échéance de 12 mois d'essai et si aucune valeur individuelle ne dépasse 0.035% (0.35 mm/m).</p> <p>Des bétons utilisant des CEM I uniquement sont résistants à la RAG s'ils remplissent le critère A1.</p> <p>Si les critères ne sont pas satisfaits, la formule du béton doit être modifiée et contrôlée par un nouvel essai de performance.</p>

1) La restriction au niveau de la teneur en ciment est sévère. On en tient compte du fait que des teneurs en ciment nettement différentes sont souvent lié à un rapport e/c et/ou une granularité différents (voir tab. NA.3 et NA.4 de SN EN 206-1). La restriction peut être assouplie si des résultats correspondants existent.

**Tableau 4.8:** Démarche et critères d'évaluation pour l'essai de performance sur béton.

## 4.5 Indications pour la mise en soumission, l'assurance qualité et la surveillance

### 4.5.1 Mise en soumission

On spécifiera dans la base du projet quelle classe de prévention selon **tableau 4.3** sera appliquée pour l'(élément d')ouvrage en question.

Pour des bétons à « propriétés spécifiées » la résistance à la RAG est à spécifier comme une exigence complémentaire. Les bétons employés doivent satisfaire aux exigences relatives au degré de prévention défini (voir **tableau 4.4**) et le cas échéant aux critères correspondants (voir **chapitre 4.4**).

Pour des bétons à « composition prescrite » c'est le prescripteur des spécifications, c'est-à-dire celui qui définit la composition du béton, qui est responsable pour la résistance à la RAG.

En outre, il convient d'intégrer les spécifications suivantes dans les documents de soumission et dans les contrats d'entreprise :

1. Le producteur s'engage :

- à fournir toutes les informations actuelles concernant la teneur en alcalins des ciments, des additions et des adjuvants employés, c'est-à-dire les fiches techniques et certificats (certificats et déclarations de conformité) sont à mettre à disposition au prescripteur ;
  - à ne pas utiliser des eaux ou des granulats recyclés pour la fabrication des bétons résistants à la RAG sans avoir montré préalablement que la résistance à la RAG des bétons fabriqués avec un ajout maximal de substances recyclées n'est pas compromise
  - à communiquer suffisamment à l'avance tout changement prévu dans la composition des bétons ou des granulats qu'il utilise, qui pourrait influencer la résistance à la RAG. L'évaluation d'un changement peut être effectuée selon la procédure décrite dans le **tableau 4.8**, étape 1.
2. Les essais de laboratoire décrits dans le **chapitre 4.4** ne peuvent être exécutés que par des laboratoires qui ont accrédité ces essais.

#### 4.5.2 Assurance qualité

Il convient de se tenir aux indications du **tableau 4.9** pour l'assurance qualité du béton. Les résultats de l'assurance qualité sont à récapituler dans un rapport. Celui-ci servira comme document de base pour l'évaluation ultérieure des mesures et pour le contrôle des directives actuelles.

Aspect		Exigences / démarche
Méthode d'essai		Selon <b>chapitre 4.4</b> (Vérifications et essais)
Essais initiaux	Exigences	Selon <b>chapitre 4.5.1</b>
	Tolérances	Selon <b>chapitre 4.4</b> (Vérifications et essais)
Contrôles lors de l'exécution	Fréquences / nombre d'essais / prélèvements	Assurer que la composition du béton n'a pas subi des modifications conséquentes.
	Essais sur cubes : tolérances	Pas d'essais.
	Essais sur carottes prélevées dans la structure : tolérances	
	Mesures en cas de non conformités ; essais sur échantillons prélevés sur l'ouvrage	Evaluation par un spécialiste en RAG de la résistance à la RAG, respectivement de la non-conformité en fonction de la qualité du béton, de l'exposition, du type d'ouvrage et de la durée de vie : <b>suffisante, insuffisante et mauvaise</b> . Une démarche orientée objet est à spécifier, p.ex. : <ul style="list-style-type: none"> <li>• Détermination du gonflement résiduel</li> <li>• Mesures de protection supplémentaires</li> <li>• Moins-value</li> <li>• Adapter la convention d'utilisation (plan de surveillance, plan de maintenance)</li> </ul>

**Tableau 4.9:** Vérifications pour la résistance à la RAG du béton.

### 4.5.3 Surveillance

Afin de pouvoir mieux caractériser le comportement à long terme des ouvrages en béton menacés par la RAG et d'acquiescer davantage d'expérience de longue durée, il est fortement recommandé de tenir compte des points suivants :

- Pour des ouvrages, resp. des éléments d'ouvrage d'une importance particulière il convient d'implanter des surfaces de référence et d'y réaliser une mesure de référence (voir **chap. 5.2 et 5.3**). Les résultats sont à documenter.
- Dans le cadre de l'inspection principale il convient de faire particulièrement attention à la présence de signes éventuels de RAG sur les éléments d'ouvrage critiques et / ou très exposés aux intempéries et de les documenter le cas échéant. Ceci est notamment important dans les régions préalpine et alpine.
- En cas de présence de signes de fissuration caractéristique d'une RAG, il convient de faire appel à un spécialiste en RAG pour évaluer la suite des opérations.
- Les données issues des expériences récoltées sont à compiler et à traiter par un organe adéquat.

## 4.6 Indications pour l'application des recommandations pour des nouvelles constructions d'ouvrages d'art des routes nationales

L'élaboration des projets et la construction des ouvrages d'art des routes nationales est réglée dans la directive OFROU « Elaboration des projets et construction des ouvrages d'art des routes nationales » [ASTRA 2005a]. Elle résume les exigences et a comme objectif d'assurer l'élaboration de projets et la construction d'ouvrages d'art économiques et durables. Les explications qui suivent forment un complément à cette directive.

Pour éviter des dégâts futurs dus à la RAG sur des nouvelles constructions il est important de tenir compte de la RAG dans la base du projet (voir **paragraphe 3.5** « Conception ») comme situation de risque supplémentaire et de définir les mesures nécessaires. La durée d'utilisation planifiée y joue alors un facteur essentiel. Selon le **paragraphe 3.1** « Objectif général » on distingue les ouvrages temporaires (moins de 10 ans) des ouvrages avec une longue durée d'utilisation (jusqu'à 100 ans). Le **paragraphe 5.1** « Généralités » des dispositions constructives est complété par la remarque suivante :

« En ce qui concerne l'assurance de durabilité d'un ouvrage d'art pendant la durée d'utilisation planifiée, on distingue les éléments d'ouvrage qui ne devraient pas nécessiter d'entretien et ceux qu'il est prévu d'entretenir ou de remplacer à intervalles réguliers. Pour ces derniers, il faut préciser la durée d'utilisation prévue dans la base du projet. La durée d'utilisation prévue influence le choix des détails constructifs, des matériaux et des dimensions. Le remplacement ou la remise en état des pièces d'usure et des éléments à durée d'utilisation limitée doivent être planifiés lors de l'étude, avec pour objectif de minimiser l'ampleur des interventions et les perturbations du trafic. »

Afin d'atteindre cet objectif, il faut compléter l'énumération sous **paragraphe 5.2** « Dispositions particulières » par le point (15) suivant : « La durabilité du béton par rapport à la RAG doit être assurée en fonction de la durée d'utilisation exigée ».

L'**annexe 6** « Exigences pour les éléments en béton » de la directive OFROU comprend des exigences par rapport à la classe de perméabilité, à l'enrobage de l'armature et aux mesures supplémentaires. Les schémas de cette annexe ont été complétés par les classes d'environnement, qui définissent le risque de RAG, et par les classes de prévention possibles (**fig. 4.1 et 4.2**). Ce classement s'appuie sur les hypothèses suivantes :

- En se basant sur les expériences actuelles en Suisse, on peut supposer que la majorité des granulats employés en Suisse ne présentant pas une réactivité rapide (voir **chapitre 3.2.6**)
- Pour des éléments d'ouvrage avec une durée d'utilisation jusqu'à 100 ans, à l'exception des fondations, c'est généralement la classe de risque R2 qui s'applique, car des légers dégâts sont acceptables et peuvent être réparés le cas échéant. Il en résulte différentes classes de prévention suivant la classe d'environnement et les mesures de protection possibles.
- Pour des fondations s'applique la classe de risque R3 puisque leur contrôle et leur remise en état demande un très grand effort et l'expérience à long terme est difficilement justifiable. En combinaison avec la classe d'environnement E2 c'est la classe de prévention P3 qui en résulte.

**Rem.:** Pour des fondations des ouvrages d'importance secondaire ou pour des fondations dans un terrain peu humide la classe de prévention P1 (au lieu de P2) peut suffire.

- Pour des dalles de roulement avec une étanchéité intacte s'applique la classe de prévention P1 puisque le béton peut sécher et l'étanchéité peut être renouvelée régulièrement.
- Pour des parapets de sécurité et des bordures avec une durée d'utilisation de <50 ans c'est la classe de prévention P1 qui s'applique, car ces éléments d'ouvrage sont considérés comme des pièces d'usure qui sont remplacés régulièrement.

Ces spécifications sont récapitulées dans le **tableau 4.10**.

Élément d'ouvrage	Classe de risque	Classe de prévention
Éléments d'ouvrage avec une durée d'utilisation jusqu'à 100 ans (sauf fondations)	R2	
Fondations	R3	
Dalles de roulement avec une étanchéité intacte		P1
Parapets de sécurité et bordures		P1

**Tableau 4.10:** Spécifications générales des classes de risque et de prévention pour des éléments de pont.

Le **tableau 4.11** résume les classes d'environnement, de risque et de prévention pour différents éléments d'ouvrage de ponts, de galeries et de murs de soutènement. Les mesures de protection possibles ont été considérées lors de l'attribution des classes de prévention.

La démarche suivante est conseillée lors de la spécification des mesures :

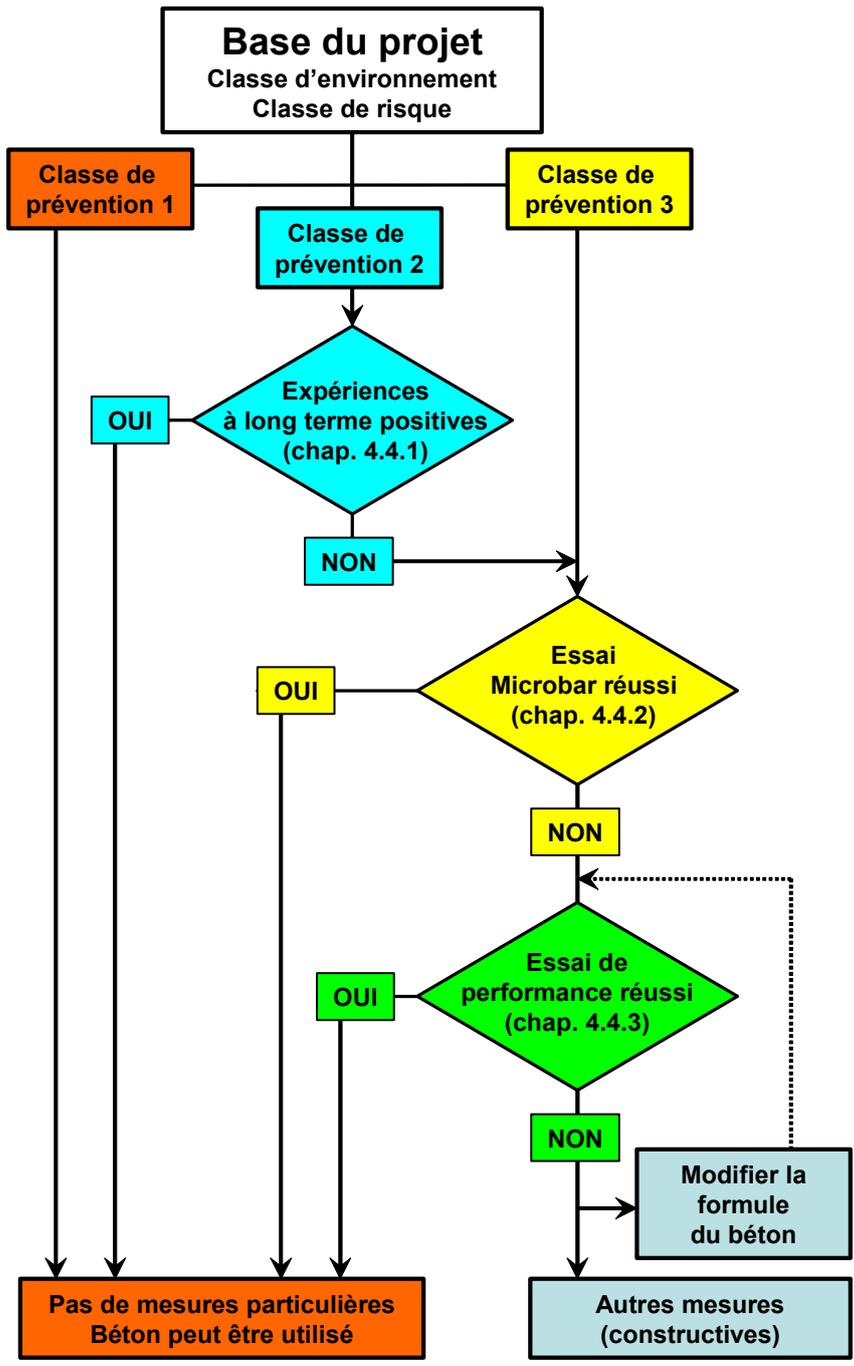
- Evaluer si, et le cas échéant, quels types de mesures constructives sont à prendre. Il faut pouvoir assurer l'efficacité et la durabilité des mesures prévues (afin de justifier la réduction des exigences issues des classes d'exposition). Les mesures ont soit la même durée de vie que l'ouvrage, soit elles peuvent être entretenues, remises et état ou remplacées avec un effort raisonnable.
- Après avoir établi quelle classe de prévention s'applique pour un élément d'ouvrage, on peut procéder selon **tableau 4.4**. La **Figure 4.3** illustre schématiquement la démarche générale.
- Lorsque pour un élément d'ouvrage plusieurs classes de prévention sont indiquées (p.ex. faces supérieure / inférieure, avant / arrière, intérieure / extérieure), ce sont les exigences de la classe la plus élevée qui s'appliquent.
- Lorsque pour un seul ouvrage plusieurs classes de prévention sont indiquées, il convient de limiter leur nombre à un minimum raisonnable (simplification de la mise en soumission et de l'exécution, moins de types de béton, etc.).



Élément d'ouvrage	Classe d'environnement	Classe de risque	Mesure de protection <sup>1,2)</sup>	Classe de prévention
<b>Ponts</b>				
Bordure ou parapet de sécurité	U3	R1	Avec protection de surface	P1 <sup>3)</sup>
	U3	R1	Sans protection de surface	P1 <sup>3)</sup>
Dalle de roulement	U3	R2	Avec étanchéité	P1 <sup>4)</sup>
	U3	R2	Sans étanchéité <sup>4)</sup>	P3
Poutre, caisson	U1	R2	Avec ou sans protection de surface	P1
Culées, murs d'aile	Voir galeries : paroi amont			
Pile exposée au brouillard salin	U2	R2	Avec protection de surface	P1
			Sans protection de surface	P2
Pile exposée aux éclaboussures	U3	R2	Avec protection de surface	P2
	U3	R2	Sans protection de surface	P3
Pile (partie enterrée) sans apport considérable d'alcalins externes	U2	R2	Aucune	P2 <sup>5)</sup>
Fondation sans apport considérable d'alcalins externes	U2	R3 <sup>6)</sup>	Aucune	P3 <sup>5)</sup>
<b>Galeries</b>				
Dalle de couverture	U2	R2	Avec étanchéité	P1
	U2	R2	Sans étanchéité <sup>7)</sup>	P2
Bord de dalle de couverture (non porteur)	U3	R2 <sup>8)</sup>	Avec étanchéité sur la face amont et imprégnation hydrofuge sur la face aval	P2 <sup>8)</sup>
	U3	R2 <sup>8)</sup>	Sans étanchéité	P3 <sup>8)</sup>
Paroi amont (partie sup.)	U2	R2	Aucune <sup>7)</sup>	P2
Paroi amont (partie inf.) ou zone de portail	U3	R2		P3
Paroi amont (partie sup.)	U2	R2	Etanchéité sur la face arrière et protection de surface sur la face avant	P1
Paroi amont (partie inf.) ou zone de portail	U3	R2		P2
Pilier	Voir ponts : pile			
Fondation	Voir ponts : fondation			
<b>Murs de soutènement</b>				
Mur de soutènement	Voir galeries : paroi amont			
Fondation	Voir ponts : fondation			

- 1) sous réserve du respect de la mesure : Entretien régulier et, si nécessaire, renouvellement ou remplacement.
- 2) Protection de surface : Imprégnation hydrofuge ou revêtement.
- 3) Hypothèse : Durée d'utilisation <50 ans. Pièce d'usure. Classe de prévention P1.
- 4) Des nouveaux ponts autoroutiers doivent avoir une étanchéité. Classe de prévention P1. Des ponts plus anciens n'ont éventuellement pas encore d'étanchéité.
- 5) S'il faut compter avec une attaque chimique du béton (classe d'exposition XA), d'autres mesures sont indiquées le cas échéant (p.ex. utilisation d'un ciment résistant aux sulfates).
- 6) Classe de risque R3 en raison de l'effort élevé pour le contrôle et la remise en état éventuelle.
- 7) Lorsque les éléments d'ouvrage peuvent être drainés correctement ou lorsqu'un petit apport d'eau est prévu (pas d'imbibition du béton), on peut déclasser d'un niveau les classes d'environnement et de prévention.
- 8) Pour des bords de dalle de couverture avec fonction porteuse, il faut utiliser la classe de risque R3 impliquant une majoration de la classe de prévention d'un niveau.

**Tableau 4.11:** Récapitulation des classes d'environnement, de risque et de prévention pour différents éléments de ponts, de galeries et de murs de soutènement. L'attribution est à vérifier avec un œil critique dans chaque cas.



**Fig. 4.3:**  
 Les classes d'environnement et de risque sont définies dans la base du projet. Il en résulte la classe de prévention. (tableau 4.3).  
 Les exigences au béton résultent de la classe de prévention (tableau 4.4). Les vérifications et essais nécessaires sont décrits dans le chapitre 4.4.

## 5 HINWEISE FÜR MASSNAHMEN BEI BESTEHENDEN KUNSTBAUTEN MIT AAR-SCHÄDEN (deutsch)

Die Überprüfung bestehender Kunstbauten der Nationalstrassen bezüglich AAR erfolgt im üblichen Rahmen der Erhaltung der Bauwerke gemäss der Richtlinie des ASTRA "Überwachung und Unterhalt der Kunstbauten der Nationalstrassen" [ASTRA 2005b].

Das vorliegende Kapitel soll die für die Überprüfung bestehender Kunstbauten verantwortlichen Bauherrenvertreter und Ingenieure für die Schadenart "AAR" sensibilisieren und sie bei der Vorgehensweise, Zustandserfassung, Zustandsbeurteilung und Prognose bezüglich der AAR-spezifischen Aspekte unterstützen.

Die Ausführungen in diesem Kapitel basieren im Wesentlichen auf dem „Leitfaden zum Umgang mit AAR-geschädigten Bauwerken“ [SBB 2006b], den die TFB im Auftrag der SBB AG, Infrastruktur Ingenieurbau, erstellt hat. Die Autoren dieser Dokumentation danken der SBB für die Erlaubnis, den Leitfaden auszugsweise hier zu verwenden.

Hinweis: Im Gegensatz zur Schweiz haben einige Länder bereits Regelungen zum Umgang mit AAR-geschädigten Bauwerken, z.B.:

- **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].

### 5.1 Grundsätzliches Vorgehen beim Umgang mit AAR-geschädigten Bauwerken

Das Vorgehen orientiert sich grundsätzlich an den Vorgaben den Normen SIA 269 und SIA 269/2 (zurzeit erst als Entwürfe verfügbar):

- Überprüfung (materialtechnischer und statischer Art)
- Massnahmenplanung
- Ausführung der Massnahmen und Qualitätssicherung.

Das Vorgehen ist grundsätzlich gleich wie bei anderen, nicht AAR-geschädigten Bauwerken. Im Folgenden werden nur die AAR-spezifischen Aspekte behandelt. Andere Themen, wie z.B. die Überprüfung der Bewehrungskorrosion, werden hier nicht behandelt. Generell wird das Niveau der Überprüfungen und der Massnahmen der Bedeutung des Bauwerks angepasst (siehe dazu z.B. Tabelle 26 der Norm SIA 261).

### 5.2 Generelle Überprüfung

#### 5.2.1 Bauwerksunterlagen

Im Falle einer AAR ist die Einsicht in die Bauwerksdokumentation besonders wichtig. Die Informationen aus einer vollständigen Dokumentation sind eine wichtige Ergänzung zu den Untersuchungen am Bauwerk und erleichtern bzw. verbessern die Abschätzung der Geschwindigkeit, des Stadiums und des Ausmasses der bisherigen Schadenentwicklung. Auch die Auswirkungen allfälliger bisheriger Massnahmen auf die AAR-Entwicklung können bei der erneuten Massnahmenplanung einfließen.

Auf Grund der Bauwerksdokumentation wird eine erste grobe Tragwerksanalyse durchgeführt. Diese soll die für das Tragverhalten relevanten und allenfalls kritischen Bereiche aufzeigen.

#### 5.2.2 Untersuchungen vor Ort und erste orientierende Laboruntersuchung

Bei den Untersuchungen vor Ort steht die Bestimmung des oberflächlichen Schadenausmasses im Vordergrund, d.h. die Verteilung und die Intensität des AAR-Schadens (siehe dazu die Checkliste der TFB: <http://www.tfb.ch/scripts/index.aspx?idd=94>). Dazu sind die Rissituation (Breite, Tiefe und Häufigkeit von Rissen) und die Rissbreitenindices zu ermitteln (Details dazu siehe [Merz 2006] und **Anhang II**). Bei der Bestimmung der Rissbreitenindices sind unterschiedlich gerissene Bereiche zu definieren und auszumessen. Dabei sollten die Messstrecken wenn möglich senkrecht zu den Hauptrissen auf den Bauteiloberflächen angeordnet werden. Es ist zu beachten, dass vorhan-

dene Risse sowohl durch statische und nicht statische Belastungen des Bauwerks als auch durch die Ausdehnung infolge AAR bedingt sein können. Um die Ausdehnung infolge AAR richtig einschätzen zu können, sollten deshalb Rissbreiten an Stellen gemessen werden, wo andere Rissursachen so weit wie möglich ausgeschlossen werden können.

Zusätzlich zu den Rissen sind bei der visuellen Untersuchung auch andere Parameter und Schadenmechanismen zu erfassen, die den Zustand des Bauwerks/Bauteils charakterisieren (Oberflächenbeschaffenheit, Risse, Verwitterungserscheinungen, Bewehrungskorrosion, Feuchtigkeit, Ausblühungen, Abplatzungen, etc.).

Die Anwendung von zerstörungsfreien Prüfungen sind für die Untersuchung eines AAR-Schadens im Moment noch unbefriedigend, so dass hierfür keine Empfehlungen gegeben werden können.

Die visuelle Schadenbildaufnahme gibt Hinweise auf das mögliche Vorhandensein einer AAR. Der Befund muss aber durch eine mikroskopische Untersuchung im Labor bestätigt werden, da ähnliche Rissbilder auch durch andere Schadenmechanismen verursacht werden können. Die orientierende Laboruntersuchung beinhaltet deswegen mindestens:

- Profilaufnahmen der Bohrkerne
- mikroskopische Analysen zur sicheren Ursachenbestimmung.

### 5.2.3 Generelle Beurteilung der AAR

Die generelle Beurteilung der AAR basiert auf den Ergebnissen der Untersuchungen gemäss **Kapitel 5.2.1 und 5.2.2**. Die Ergebnisse der Zustandserfassung (Bauwerksdokumentation und Rissaufnahme) und der orientierenden Laboruntersuchungen (Rissursache) bilden die Grundlage für eine Einschätzung der bisherigen Schadenentwicklung und des Schadenausmasses. Die Einstufung erfolgt gemäss **Tabelle 5.1**. Da meistens nur Werte vom Zeitpunkt der Überprüfung vorliegen (d.h. keine Werte aus Langzeitmessungen), kann die zeitliche Entwicklung der verschiedenen Kenngrössen nur in Ausnahmefällen anhand von Messwerten beurteilt werden. Die bisherige Rissbreitenentwicklung und Ausdehnungsrate werden deshalb direkt aus den aktuellen Rissbreiten und Rissbreiten-Indices berechnet.

Parameter: Berechnung	Einheit	Einstufung	
<b>Rissbreiten-Index (Anhang II):</b> kumulierte Rissbreiten / gesamte Messstrecke	[mm/m]	< 1	geringer Schaden
		≥ 1	mittlerer Schaden
		≥ 3	grosser Schaden
<b>Rissbreitenentwicklung (Anhang II):</b> mittlere Rissbreite / Alter Bauwerk	[mm/Jahr]	< 0.05	langsame AAR
		≥ 0.1	rasche AAR
<b>Ausdehnungsrate:</b> Distanzmessung, bzw. kumulierte Rissbreiten / Messstrecke / Alter	[mm/m/Jahr]	< 0.1	langsame AAR
		≥ 0.2	rasche AAR

**Tabelle 5.1:** Beurteilungskriterien für die bisherige Schadenentwicklung.

Einzelne, isolierte, grobe Risse (>0.5mm Rissbreite) können gesondert beurteilt werden, wobei die Rissbreitenentwicklung wie in **Tabelle 5.1** eingestuft wird. Bei solchen Rissen empfiehlt es sich aber die Rissursachen genau abzuklären. Für die vergleichende Beurteilung der Schadenentwicklung und des Schadenausmasses können die Werte mit jenen in **Bild 3.6** verglichen werden.

Bei der generellen Beurteilung werden vier Fälle unterschieden. Die Zuordnung basiert auf der Verbreitung/Grösse der AAR-Schäden und der Geschwindigkeit der bisherigen Schadenentwicklung (**Tabelle 5.2**). Die generelle Beurteilung der AAR nach den Fällen 1 bis 4 entspricht etwa der Zustandbewertung 1 bis 4 gemäss Ziffer 4.3 der ASTRA-Richtlinie [ASTRA 2005b].

IST-Zustand, bisherige Entwicklung		Generelle Beurteilung der AAR	Generelle Beurteilung
Rissbreiten- index (RI) [mm/m]	Ausdehnungs- rate [mm/m Jahr] <sup>1)</sup>		
<1	<0.1	Wenig geschädigtes Bauteil mit langsamer Schadenentwicklung. Die Prognose ist günstig.	<b>Fall 1</b>
<1	>0.2	Das Bauwerk ist nur wenig geschädigt, die AAR ist aber aktiv.	<b>Fall 2</b>
≥1	<0.1	Starke Schädigung aber langsame Entwicklung, evtl. sogar stabil. Die Prognose ist ziemlich günstig.	<b>Fall 3</b>
≥1	>0.2	Das Bauwerk ist stark geschädigt und die AAR ist aktiv.	<b>Fall 4</b>

1) Anstelle der Ausdehnungsrate kann auch die Rissbreitenentwicklung (Tab. 4) verwendet werden.

**Tabelle 5.2:** Beurteilungskriterien für die Einstufung der AAR-Schäden als Grundlage für das weitere Vorgehen bei der detaillierten Überprüfung.

Das Schadenausmass bzw. das AAR-Risiko wird für jedes Bauteil einzeln beurteilt, wobei zwischen Bauteilen mit oder ohne statische Relevanz zu unterscheiden ist. Abhängig von dieser Beurteilung sind Art und Umfang der weiteren Untersuchungen im Rahmen der detaillierten Überprüfung festzulegen (**Kapitel 5.3**). In den Fällen 2 bis 4 ist in der Regel eine detaillierte Überprüfung notwendig.

In den Fällen 3 und 4 kann eine statische Überprüfung der für die Tragsicherheit relevanten Bauteile mit aktualisierten Ausgangswerten notwendig sein. Dabei steht die Überprüfung des Tragwiderstands mit aktualisierten Baustoffeigenschaften (Beton, Betonstahl) und aktualisierten geometrischen Grössen im Vordergrund. Die statische Überprüfung erfolgt in der Regel in Phasen (punktuelle Kontrollen, detaillierte Berechnungen) im Rahmen der generellen bzw. detaillierten Überprüfung.

## 5.3 Detaillierte Überprüfung

### 5.3.1 Konzept für das weitere Vorgehen

Das Vorgehen bei der detaillierten Überprüfung hängt von der Einstufung des AAR-Schadens aufgrund der generellen Beurteilung ab (**Tabelle 5.2**). Der Umfang der Überprüfung sollte immer auch der Wichtigkeit des gesamten Bauwerks und der geforderten Restnutzungsdauer angepasst werden.

**Fall 1:** Bauwerk mit geringen Schäden und einer bisher langsamen Entwicklung der AAR.

Es sind keine speziellen Massnahmen erforderlich. Das Bauwerk wird weiterhin im gewohnten Rahmen überwacht. Allenfalls muss der Überwachungsplan geringfügig angepasst werden (Inspektionsperioden, Angaben für gezielte Rissaufnahmen und zur Bestimmung des Rissbreitenindex etc.). Weitere Massnahmen oder eine höhere Überwachungsfrequenz sind bei signifikanten Veränderungen des Bauwerkszustandes einzuführen.

**Fall 2:** Bauwerk mit geringen Schäden, aber die bisherige Entwicklung der AAR-Schäden ist schnell.

Die detaillierte Überprüfung zielt vor allem darauf ab, das zukünftige Schadenrisiko abschätzen zu können. Um Massnahmen planen zu können, muss neben der gegenwärtigen Rissbreitenentwicklung auch das verbleibende Ausdehnungspotenzial des Betons bestimmt werden. Die detaillierte Überprüfung beinhaltet deshalb eine erste Überwachungsperiode mit einer erhöhten Inspektionsfrequenz und die Bestimmung des Restquellmasses des Betons.

**Fälle 3 und 4: Bauwerk mit grossen AAR-Schäden**

Solange das Tragverhalten nicht kritisch ist, steht in diesen Fällen die Dauerhaftigkeit des Bauwerks während der Restnutzungsdauer im Vordergrund. Um Massnahmen planen zu können, müssen neben der gegenwärtigen auch die zukünftige Rissbreitenentwicklung ermittelt und unter Berücksichtigung der Bedeutung des gesamten Bauwerkes beurteilt werden. Die detaillierte Überprüfung beinhaltet deshalb, je nach bisheriger Entwicklungsgeschwindigkeit, eine erste Überwachungsperiode mit einer erhöhten Inspektionsfrequenz und die Bestimmung des Restquellmasses des Betons. Für allfällige Instandsetzungen sind entsprechende Untersuchungen vorzusehen (**Kapitel 5.3.2**).

**Statisch relevante Bauteile:** Falls statisch relevante Bauteile betroffen sind und/oder das Schadenrisiko bei solchen Bauteilen gross ist, ist eine angemessene Tragwerksanalyse durchzuführen. Die dafür notwendigen charakteristischen Materialkennwerte sind den Bemessungsgrundlagen zu entnehmen, abzuschätzen oder am Bauwerk zu ermitteln.

Sind eine umfassende Untersuchung der Schäden im Labor und eine Überwachung vor Ort (Risse, Verschiebungen etc.) angezeigt, muss die Auswahl der durchzuführenden Prüfungen je nach Zustand und Exposition des Bauteils, sowie spezifischen Fragestellungen vom Ingenieur gemeinsam mit einer Fachperson für AAR (ggf. unter Beizug eines spezialisierten Labors) bestimmt werden, z.B.:

- Sondierbohrungen zur Abklärung der Häufigkeit und Lage von Schalenrissen
- Ermittlung der Risstiefe an Bohrkernen
- Bestimmung des Chloridgehaltes und des Chloridwiderstandes in Hinsicht auf das Korrosionsrisiko der Bewehrungsseisen
- Festigkeitsverluste im Rand- und Kernbeton für eine Tragwerksanalyse mit aktualisierten Werten
- Feuchtigkeitsverteilung im Bauwerk für eine Risikoanalyse.

**5.3.2 Durchführung der materialtechnologischen Untersuchungen**

Um die möglichen Auswirkungen des Schadens richtig beurteilen zu können, soll sich die Probenahme auf statisch relevante, unterschiedlich geschädigte Bauteile konzentrieren. Weitere Kriterien für die Gestaltung des Probenahmeplans können sein:

- unterschiedliche Expositionen
- unterschiedliche Betonqualitäten
- unterschiedlicher Oberflächenschutz

Ziel der Laborprüfungen sind repräsentative Aussagen bezüglich:

- Schadenursachen (Ist die AAR die Hauptursache oder eine sekundäre Erscheinung?)
- Schadenausmass: Schädigungsgrad und Schadenverbreitung sowohl in der Fläche als auch in der Tiefe (Gefügeschäden, mechanische Eigenschaften, Dauerhaftigkeit)
- Abschätzung der inneren Schädigung auf Grund des an der Betonoberfläche sichtbaren Schadenausmasses
- noch verbleibendem Schadenpotenzial
- vorhandenen mechanischen Kennwerten.

Damit eine Beurteilung der Auswirkungen der AAR auf das Tragwerksverhalten möglich ist, müssen die entsprechenden Bohrkern so entnommen werden, dass die Kennwerte in den relevanten Richtungen bestimmt werden können. Der Ingenieur muss deshalb die für seine Tragwerksanalyse benötigten Kennwerte genau definieren sowie Angaben zur Lage der Probenahmestellen und zu den erforderlichen Laborprüfungen machen.

Das Restquellmass gibt Hinweise über das noch verbleibende Ausdehnungspotenzial des Betons infolge AAR, bzw. auf das gegenwärtige Stadium der AAR. Es wird an Bauwerksproben ermittelt, die bei erhöhter Temperatur (z.B. 38°C) und im wassergesättigtem Zustand (100% RF) während mehreren Monaten ausgelagert werden.

### 5.3.3 Materialtechnologische Beurteilung

Ausmass und Intensität des Schadens ergeben den Schädigungsgrad des Betons. Die dazugehörigen Beurteilungskriterien sind in **Tabelle 5.3** zusammengestellt.

Kriterium	Parameter
<b>Flächenmässige Ausdehnung</b> des Schadens	flächendeckend oder ganzes Bauwerk
	bereichsweise oder einzelnes Bauteil
	sporadisch, vereinzelt oder Teile eines Bauteils
<b>Intensität und Tiefe</b> des Schadens	Risslängen, -tiefen und -breiten, Rissabstand, Lage der Schalenrisse
	Auf eine bestimmte Messlänge kumulierte Rissbreiten
	Gefügeschädigungen
	Schäden infolge der Ausdehnung wie Durchbiegungen, Fugenverschlüsse, Bauteilversätze usw.
	Beeinträchtigung der mechanischen Eigenschaften
	Beeinträchtigung weiterer Betoneigenschaften (z.B. Frostbeständigkeit oder Chloridwiderstand) und entsprechende Begleitschäden
Verminderung des Korrosionsschutzes der Bewehrung	

**Tabelle 5.3:** Hauptkriterien zur Beurteilung des Schädigungsgrades.

Der Schädigungsgrad des Betons steht meistens in engem Zusammenhang mit der Situation des jeweiligen Bauteils:

- Exposition, Feuchtigkeitsverhältnisse, andere Schadeneinflüsse
- Bewehrung, Spannungsverhältnisse
- Betonqualität und -zusammensetzung

In der Regel muss deshalb der Schädigungsgrad der verschiedenen Bauteile eines Bauwerkes einzeln beurteilt werden. Die Beurteilung der Beeinträchtigung der Betoneigenschaften und insbesondere der mechanischen Eigenschaften basiert in der Regel auf folgenden Vergleichen:

- Vergleich der gegenwärtigen Werte aus ungeschädigten und geschädigten Bereichen (visuelle Beurteilung des Ausmasses der AAR-Schäden ist unsicher bzw. kaum möglich; i.A. ist der Nachweis mittels mikroskopischer Untersuchungen nötig)
- Vergleich der aktualisierten Werte mit den Bemessungswerten
- Vergleich der aktualisierten Werte mit den 28-Tage-Werten und mit den daraus auf das Bauwerkalter extrapolierten Werten.

Die Plausibilität der extrapolierten Werte sollte anhand der in den Bauwerksproben vorgefundenen Betonrezeptur (w/z-Wert, Zementgehalt, Siebkurve, Grobporengehalt usw.) überprüft werden.

Der Vergleich der gegenwärtigen Festigkeiten aus geschädigten Bereichen mit Werten von Proben aus mikroskopisch nachgewiesenen unbeschädigten Bereichen (= Referenzwert) hat den Vorteil, dass keine Extrapolationen über die zeitliche Entwicklung der verschiedenen Festigkeitsparameter gemacht werden müssen.

Die Abweichungen von den üblichen Beziehungen zwischen den einzelnen Messgrössen (z.B. E-Modul – Druckfestigkeit) geben ebenfalls Aufschluss über den Schädigungsgrad des Betons. Um die Schadenintensität anhand von Materialkennwerten zu messen und zu quantifizieren, stehen verschiedene Schadenindices zur Verfügung (z.B. Quantifizierung der Gefügeschäden, vgl. [Merz 2006]).

Wenn von einem Bauteil genügend Untersuchungsergebnisse vorhanden sind, ermöglichen Korrelationen zwischen Gefügeschäden, Festigkeiten und anderen Betoneigenschaften die Abschätzung verschiedener Eigenschaften von weiteren Bauteilen, bei denen z.B. nur Gefügeuntersuchungen durchgeführt worden sind.

### 5.3.4 Prognose der weiteren Zustandsentwicklung

Die Bestimmung der zeitlichen Entwicklung des Schadens beruht auf folgenden Untersuchungen:

- die Einschätzung der bisherigen Schadenentwicklung anhand der Rissbreiten und des Rissindices in unterschiedlich exponierten Bauteilen, des Bauwerksalters und der bisherigen Expositionsverhältnisse.
- eine erste Überwachungsperiode während mindestens einem Jahr, in dem mit Hilfe einer hohen Messfrequenz der Rissbreiten auch saisonale Schwankungen erfasst werden, um die eigentliche gegenwärtige Ausdehnung infolge AAR besser ermitteln zu können. Bei langsamer Schadenentwicklung ist es sinnvoll, die erste Überwachungsperiode auf eine längere Zeitspanne auszudehnen (3-5 Jahre). Je nach Bauwerk können auch die Ausdehnungen von ganzen Bauteilen überwacht werden. Danach erfolgt eine Auswertung der gegenwärtigen Ausdehnungsraten und der Entwicklung des Rissindices.
- Während der ersten Überwachungsperiode wird anhand von Bauwerksproben das Restquellmass des Betons bestimmt. Das Restquellmass gibt das verbleibende Ausdehnungspotenzial des Betons unter für die AAR möglichst günstigen Bedingungen an und kann somit für eine Abschätzung der zukünftigen Schadenentwicklung herangezogen werden. Der Vergleich der Ergebnisse der Restquellmassbestimmungen mit den Ergebnissen der Zustandserfassung (Rissindex und Rissbreitenüberwachung während der ersten Überwachungsperiode) erlaubt die Plausibilität der Messwerte im Labor und der Beurteilung der bisherigen Schadenentwicklung aufgrund der einfachen Hochrechnung Rissindex/Alter zu überprüfen.

Die Prognose der weiteren Zustandsentwicklung beruht auf der bisherigen Schadenentwicklung, der laufenden Bauwerksüberwachung und den Ergebnissen der Restquellmassbestimmungen. Die Beurteilung der durch das verbleibende Ausdehnungspotenzial zu erwartenden Beeinträchtigung der Betoneigenschaften und der Dauerhaftigkeit des Bauwerks muss kritisch hinterfragt werden.

### 5.3.5 Ingenieurmässige Beurteilung

Die durch die AAR verursachte Rissbildung hat zur Folge, dass die an Bohrkernen bestimmten mechanischen Festigkeiten sowie der Elastizitätsmodul des Betons herabgesetzt werden und der Verbund Stahl – Beton beeinträchtigt wird.

Im Stahl- oder Spannbeton wird die Rissbildung durch die Bewehrung, abhängig von deren Ausbildung, mehr oder weniger behindert. Beschränkt wird sie auch im Inneren von massigen Bauteilen und in Druckzonen infolge ständiger Lasten. Die Ausdehnung des Betons erfolgt in diesen Fällen in Richtung des geringsten Widerstands und entsprechend resultiert eine inhomogene Ausbildung der Risse. Meist ist sie im Überdeckungsбетon ausgeprägter als im Inneren des Querschnitts und es können sich oberflächenparallele Risse, nicht zuletzt in der Ebene der Bewehrung, bilden (Schalenrisse).

Zum heutigen Zeitpunkt gibt es keine Hinweise, dass die üblichen Tragwerks- und Widerstandsmodelle bei AAR-geschädigten Bauwerken nicht mehr verwendet werden könnten [Wälchli 2005]. Die Bestimmung des Tragwiderstands und die Beurteilung des Verformungsverhaltens können somit unter Verwendung der üblichen Modelle erfolgen. Die Nachweise sind entsprechend den Angaben in den Normen SIA 269 und SIA 269/2 zu führen.

Folgenden Aspekten ist bei der ingenieurmässigen Beurteilung AAR-geschädigter Bauwerke spezielle Aufmerksamkeit zu widmen:

- Bei der Definition statisch kritischer Bereiche im Rahmen der Tragwerksanalyse ist die allenfalls sehr inhomogene Ausbildung der Risse zu beachten (betroffene Bauteile, Verteilung über die Bauteile, Verteilung im Querschnitt, Orientierung der Risse etc.).
- Die Ausdehnung und entsprechend die Rissausbildung infolge der AAR wird im Kern von gut mit Bewehrung umschnürten Bauteilen relativ stark unterdrückt. Bei nur 2-dimensionaler Bewehrung konzentriert sich die Ausdehnung infolge der AAR in der 3. Dimension.
- Für eine erste vorsichtige Schätzung der mechanischen Materialkennwerte im Rahmen einer generellen Überprüfung werden die Angaben in den Bauwerksunterlagen herangezogen. Für genauere Analysen kritischer Bauteile im Rahmen einer detaillierten Überprüfung sind die Werte an Bauwerksproben zu bestimmen. Dabei ist auf eine repräsentative Erfassung der relevanten Grössen zu achten (SIA 269/2; SN EN 13791).
- **Oberflächenparallele Schalenrisse sowie die zum Teil damit verbundene Reduktion des Verbunds Stahl – Beton** sind im Hinblick auf das Tragverhalten als sehr heikel einzustufen (Verankerungslängen in kritischen Zonen).

- Bei statisch relevanten Bauteilen ist eine Aussage über die Zuverlässigkeit der vorgenommenen Beurteilung zu machen. Es muss eine Sensitivitätsanalyse des Tragverhaltens durchgeführt werden: Bestimmung der Auswirkung minimaler bzw. maximaler Ausdehnungen bis zum Nutzungsende auf die relevanten Materialkennwerte und schliesslich auf das Tragverhalten des Bauwerks.

## 5.4 Instandsetzungs- und Schutzmassnahmen

Wie bei der detaillierten Überprüfung müssen auch Instandsetzungs- und Schutzmassnahmen der Wichtigkeit des gesamten Bauwerks und der geforderten Restnutzungsdauer angepasst werden. Die Instandsetzung AAR-geschädigter Bauteile kann grundsätzlich mit den Prinzipien 1 bis 4 gemäss prEN 1504-9 erfolgen.

In den meisten Fällen können die Massnahmen nur bei der Bauteilfeuchtigkeit ansetzen (**Kapitel 2.4.3.1**); das heisst, es sind die Instandsetzungsprinzipien 1 (Schutz gegen das Eindringen von Stoffen) und 2 (Regulierung des Wasserhaushalts des Betons; evtl. in Kombination mit dem Instandsetzungsprinzip 3 „Betonersatz“, wenn bereits gravierende Schäden vorhanden sind) gemäss der prEN 1504-9 anzuwenden. Die bisherigen Erfahrungen zeigen, dass infolge einer Absenkung der Bauteilfeuchtigkeit eine Verlangsamung der weiteren Schadenentwicklung möglich ist. Es gibt aber keine Möglichkeit, die AAR endgültig und vollständig zu verhindern. Bei einer erneuten Durchfeuchtung setzt die AAR wieder ein.

Die Erfahrung mit der Instandsetzung von AAR-geschädigten Bauwerken ist insgesamt noch nicht sehr umfangreich. In diesem Bereich ist Forschungsbedarf vorhanden. Insbesondere wäre die Anwendung verschiedener Massnahmen im Rahmen von gut überwachten Pilotprojekten sehr sinnvoll.

Die Wahl von einzelnen Massnahmen und Produkten basiert auf verschiedenen Überlegungen. In der Regel haben die Instandsetzungs- und Schutzmassnahmen die Gewährleistung der Dauerhaftigkeit während der Restnutzung zum Ziel und der Zeitpunkt für die Instandsetzung kann in beschränktem Rahmen gewählt und optimiert werden. Grundsätzlich sind die Normen SIA 269 und SIA 269/2 und die SN EN 1504 anzuwenden.

### *Überlegungen zur Wahl der Massnahmen:*

1. Wenn nur geringe Schäden vorhanden und keine anderen Schädigungsmechanismen festgestellt worden sind (Frost, Korrosion etc.), stehen in der Regel die Verlangsamung der AAR und die Verhinderung von sekundären Schädigungsmechanismen im Vordergrund.
2. Wurden kombinierte Schädigungsmechanismen festgestellt, muss in der Regel zunächst der Überdeckungsbeton instand gesetzt werden (Betonersatz). Meist wird in diesen Fällen eine Kombination des Prinzips 3 mit den Prinzipien 1 und/oder 2 zur Anwendung gelangen.
3. In speziellen Fällen ist eine Verstärkung nötig.

### *Überlegungen zu den wechselseitigen Auswirkungen:*

- Die Auswirkungen der allenfalls weiteren, voraussichtlich aber verlangsamten AAR nach der Instandsetzung sind bei der Wahl der Verfahren und Produkte zu berücksichtigen (Festlegen der Anforderungen an Rissüberbrückung von Oberflächenschutzsystemen etc.).
- Die Auswirkung der geplanten Verstärkungs-, Instandsetzungs- oder Schutzmassnahmen auf die AAR ist abzuschätzen. Veränderungen der Feuchtigkeits- und Spannungsverhältnisse im Bauteil können z.B. eine Umlagerung der Ausdehnungsrichtungen oder im ungünstigsten Fall auch eine Verstärkung der AAR zur Folge haben (z.B. rückwärtige Durchfeuchtung bei Stützmauern mit einem wasserdampfdichten Oberflächenschutz auf der Luftseite).

### *Überlegungen zur Erfolgskontrolle und Überwachung:*

- Als Beurteilungsgrundlage für die Überwachung und für spätere Inspektionen sollen Kriterien/Grenzwerte bzgl. Rissbreiten, Ausdehnungen und Ausdehnungsraten, tolerierbaren und nicht tolerierbaren Sekundärschäden definiert werden.

## 5.5 Restnutzung und Überwachung

Das Vorgehen für die zukünftigen Inspektionen im Rahmen der Restnutzung ist im Überwachungsplan festzulegen. Der Überwachungsplan ist den objektspezifischen Gegebenheiten und den Zielsetzungen der getroffenen Massnahmen anzupassen. Bei AAR-geschädigten Bauteilen ist für die Dauer der Restnutzung eine AAR-spezifische Überwachung vorzusehen. Diese kann folgende Ziele beinhalten:

*Veränderungen des Zustands feststellen und dokumentieren, z.B.:*

- Verschiebungen einzelner ganzer Bauteile, Verschluss von Fugen, Schäden an Betriebsinstallationen (Leitungen, elektrische Einrichtungen usw.).
- Wasseraustritte über Fugen, Risse, zunehmende Versinterungen von Drainageeinrichtungen.
- weitere oder sprunghaft zunehmende Ausdehnungen einzelner Bauteile, Rissbreitenveränderungen anhand von Referenzflächen, die überwacht werden.
- Auftreten von Sekundärschäden infolge der zunehmenden Rissbildungen (Frostschäden, Korrosionsschäden, Abplatzungen usw.).

*Wirkung und Wirksamkeit der getroffenen Schutzmassnahmen, z.B.:*

- Die Wirkung von Massnahmen gegen Feuchtigkeitseintrag von aussen ist mit Hilfe von Feuchtigkeitsmessungen im Bauteil zu dokumentieren.
- Die Wirkung der getroffenen Massnahmen auf die Ausdehnungsrate oder Rissbreitenentwicklung ist zu dokumentieren. Allfällige Änderungen in der Hauptausdehnungsrichtung sind ebenfalls zu überwachen.

*Dauerhaftigkeit der getroffenen Schutz- und Instandsetzungsmassnahmen:*

- Überwachung des einwandfreien Funktionierens von Drainagen und Entwässerungen.
- Beschichtungen sind auf ihre Haftung und Fähigkeit Risse zu überbrücken zu kontrollieren. Hohl liegende oder gerissene Beschichtungen sind instand zusetzen.
- Bei Hydrophobierungen ist die Wasser abweisende Wirkung regelmässig zu überprüfen, um den geeigneten Zeitpunkt der Erneuerung zu bestimmen.
- Auftreten erneuter Risse im instand gesetzten Überdeckungsbeton.

Der Überwachungsplan enthält auch Grenzwerte und Kriterien für tolerierbare Schäden, Ausdehnungsraten, Rissbreitenveränderungen etc., die eine neue Beurteilung des Bauwerks im Rahmen einer detaillierten Überprüfung erfordern.

## 5 INDICATION DE MESURES À PRENDRE POUR DES OUVRAGES D'ART EXISTANT PRÉSENTANT DES DÉGÂTS DE RAG (français)

Le contrôle de la présence de RAG dans les ouvrages d'art des routes nationales s'effectue dans le cadre usuel de l'entretien des ouvrages selon la directive de l'OFROU « Surveillance et entretien des ouvrages d'art des routes nationales » [ASTRA 2005b].

Le présent chapitre a pour but de sensibiliser les représentants des maîtres d'ouvrage et les ingénieurs responsables de l'inspection des ouvrages d'art aux dégâts causés par la RAG et de les appuyer lors du déroulement de l'inspection, de l'évaluation et du pronostic concernant les aspects spécifiques de la RAG.

Les explications dans ce chapitre sont basées principalement sur le « Leitfaden zum Umgang mit AAR-geschädigten Bauwerken » [SBB 2006b, uniquement en allemand] rédigé par le TFB sur mandat des CFF, division des infrastructures. Les auteurs de cette documentation remercient les CFF pour l'autorisation d'utiliser des éléments de cette directive..

**Remarque:** contrairement à la Suisse, quelques pays ont déjà des règlements concernant les ouvrages présentant des dégâts de RAG, p.ex.:

- Angleterre: Structural effects of alkali-silica reaction, Technical guidance on the appraisal of existing structures [ISE 1992]
- France: Aide à la gestion des ouvrages atteints de réactions de gonflement interne [LCPC 2003]
- Allemagne: Empfehlung für die Schadensdiagnose und die Instandsetzung von Betonbauwerken, die infolge einer Alkali-Kieselsäure-Reaktion geschädigt sind [DAfStb 2003]
- Pays-Bas: Recommandation CUR hollandaise du Rijkswaterstaat pour l'inspection et l'évaluation des ouvrages (version finale 2004) [Kaptijn 2004].

### 5.1 Procédure en présence d'ouvrages présentant des dégâts de RAG

Cette procédure est basée principalement sur les indications des normes SIA 269 et SIA 269/2 (actuellement uniquement disponible en édition provisoire) :

- Contrôle (matériaux et statique)
- Planification des mesures à prendre
- Mise en œuvre des mesures et assurance qualité

La procédure est fondamentalement identique à celle appliquée pour les ouvrages sans dégâts de RAG. Dans ce qui suit, seuls les aspects spécifiques de la RAG seront traités. D'autres thèmes comme p.ex. le contrôle de la corrosion de l'armature ne sont pas traités ici. En général on adaptera le contrôle et les mesures à prendre à l'importance de l'ouvrage (voir p.ex. tableau 26 de la norme SIA 261).

### 5.2 Contrôle général

#### 5.2.1 Documents concernant l'ouvrage

Dans le cas de la RAG, la consultation de la documentation de l'ouvrage est très importante. Les informations que l'on peut tirer d'une documentation complète constituent un complément important aux investigations sur l'ouvrage et facilitent respectivement améliorent l'évaluation de la vitesse de développement, du stade actuel et de l'étendue des dégradations.. L'effet d'éventuelles mesures déjà réalisées sur le développement de la RAG peut influencer la planification de nouvelles mesures.

Sur la base de la documentation de l'ouvrage on procède à une première analyse grossière de la structure. Celle-ci permet la mise en évidence les parties critiques pour le bon comportement de la structure.

#### 5.2.2 Investigations in situ et investigations préliminaires au laboratoire

Les investigations in situ se concentrent sur l'étendue des dégradations de surface, c'est-à-dire la répartition et l'intensité des dégâts causés par la RAG (voir check-list du TFB: <http://www.tfb.ch/scripts/index.aspx?idd=94>). Pour cela il faut déterminer l'état des fissures (ouverture, profondeur et fréquence des fissures) et l'indice d'e fissuration (pour les détails, voir [Merz

2006] et **annexe II**). Lors de la détermination de l'indice de fissuration, on choisit des zones fissurées à différents degrés que l'on mesurera. L'orientation des lignes de mesure devrait si possible être perpendiculaire aux fissures principales apparentes à la surface de l'élément d'ouvrage. On note que les fissures présentes peuvent avoir pour cause des sollicitations d'origine statique ou non statique ou alors le gonflement produit par la RAG. Pour obtenir la déformation produite par la RAG, il est nécessaire de mesurer l'ouverture des fissures à des endroits où l'on peut exclure le plus possible des fissures causées par d'autres facteurs.

Lors de l'inspection visuelle, en plus des fissures, il est nécessaire de relever également d'autres paramètres et mécanismes de dégradation qui caractérisent l'état de l'ouvrage ou de ses éléments (état de la surface, fissures, détériorations dues aux intempéries, corrosion de l'armature, traces d'humidité, efflorescences, éclatements, etc.).

L'utilisation de méthodes d'investigation non destructives n'est pour le moment pas satisfaisante pour le repérage des dégâts causés par la RAG et il n'est encore pas possible de donner des recommandations à ce sujet.

Le relevé des dégâts effectué lors de l'inspection visuelle fournit des indices de la présence d'une RAG. Le résultat doit être confirmé par un examen microscopique au laboratoire, car des états de fissuration similaires peuvent avoir été causés par d'autres mécanismes de détérioration. Les investigations préliminaires de laboratoire doivent comporter au minimum :

- Relevé des carottes
- Analyse microscopique pour déterminer de manière sûre la cause des dégâts.

### 5.2.3 Appréciation générale de la RAG

L'appréciation générale de la RAG est basée sur les résultats des investigations selon les **chapters 5.2.1 et 5.2.2**. Les résultats du relevé d'état (documentation de l'ouvrage, état de fissuration) ainsi que des investigations préliminaires de laboratoire (cause de la fissuration) sont la base pour une estimation du développement antérieur et de l'ampleur des dégâts. Le classement des dégâts s'effectue selon le **tableau 5.1**. Vu que l'on ne dispose en général que de valeurs obtenues lors de l'inspection (pas de valeurs de mesures à long terme), l'évolution dans le temps des divers paramètres caractéristiques ne peut être évaluée sur la base des mesures effectuées que dans des cas exceptionnels. Pour ces raisons, le développement antérieur de l'ouverture des fissures et le taux d'expansion seront directement calculés sur la base de l'ouverture des fissures et de l'indice de fissuration actuels.

Paramètre: calcul	Unité	Evaluation	
<b>Indice de fissuration (annexe II):</b> Somme des ouvertures des fissures interceptées/ longueur de la ligne de mesure	[mm/m]	< 1	faibles dégâts
		≥ 1	dégâts moyens
		≥ 3	forts dégâts
<b>Développement de l'ouverture des fissures (annexe II):</b> ouverture moyenne / âge d'ouvrage	[mm/an]	< 0.05	RAG lente
		≥ 0.1	RAG rapide
<b>Taux d'expansion:</b> expansion, resp. indice de fissuration / âge	[mm/m/an]	< 0.1	RAG lente
		≥ 0.2	RAG rapide

**Tableau 5.1 :** Critères d'évaluation du développement antérieur des dégâts.

Des fissures isolées importantes (ouverture >0,5 mm) peuvent être évaluées séparément, cependant le développement de l'ouverture de la fissure doit être classé selon le **tableau 5.1**. En présence de ce type de fissure, il est conseillé d'en déterminer la cause de façon précise. Pour l'évaluation comparative de l'évolution et de l'ampleur des dégâts, on peut comparer les valeurs obtenues à celles de la **figure 3.6**.

Pour l'évaluation générale on différencie quatre cas de figure. L'attribution se base sur le rapport étendue/ampleur des dégâts de RAG et de la vitesse de développement des dégâts (**Tableau 5.2**). L'évaluation générale de la RAG selon les cas 1 à 4 équivaut approximativement à l'évaluation de l'état 1 à 4 selon chiffre 4.3 de la directive de l'OFROU [ASTRA 2005b].

Etat actuel, développement antérieur		Evaluation générale de la RAG	Evaluation générale
Indice de fissuration (IF) [mm/m]	Taux de d'expansion [mm/m Jahr] <sup>1)</sup>		
<1	<0.1	Elément d'ouvrage peu endommagé avec évolution lente des dégâts. Le pronostic est favorable.	<b>cas 1</b>
<1	>0.2	Elément d'ouvrage peu endommagé, mais RAG active.	<b>cas 2</b>
≥1	<0.1	Forts dégâts mais évolution lente, éventuellement même stabilisée. Le pronostic est relativement favorable.	<b>cas 3</b>
≥1	>0.2	Elément d'ouvrage fortement endommagé et RAG active.	<b>cas 4</b>

1) Au lieu du taux d'expansion on peut utiliser également le développement de l'ouverture des fissures (tab. 4).

**Tableau 5.2 :** Critères d'évaluation pour le classement des dégâts de RAG servant de base pour la procédure à suivre lors de l'examen détaillé.

L'ampleur des dégâts respectivement le risque RAG doit être déterminé séparément pour chaque élément, tout en différenciant entre éléments avec ou sans importance statique. De cette évaluation dépend la détermination du type et de l'importance des investigations ultérieures dans le cadre de l'examen détaillé (**chapitre 5.3**). Pour les cas 2 à 4, en règle générale, un examen détaillé est nécessaire.

Pour les cas 3 et 4 une vérification statique avec les valeurs caractéristiques actualisées peut être nécessaire pour vérifier la sécurité structurale des éléments importants. Dans ce cas le contrôle de la capacité portante basée sur les caractéristiques actualisées des matériaux (béton, acier) et des grandeurs géométriques est prioritaire. La vérification statique est généralement effectuée par phases (contrôles ponctuels, calculs détaillés) dans le cadre du contrôle général respectivement détaillé.

## 5.3 Examen détaillé

### 5.3.1 Concept pour la procédure à suivre

La procédure d'examen détaillé dépend du classement des dégâts de la RAG basé sur l'appréciation générale (**tableau 5.2**). L'ampleur des contrôles devrait toujours être adaptée à l'importance de l'ouvrage et à la durée d'utilisation restante requise.

#### **Cas 1 :** Ouvrage peu endommagé et évolution antérieure lente de la RAG

Aucune mesure particulière n'est nécessaire. On continuera la surveillance de l'ouvrage dans le cadre habituel. A la rigueur le plan de surveillance sera adapté (périodicité des inspections, indications pour des relevés de fissures ciblés et pour la détermination de l'indice de fissuration, etc.). Dans le cas d'altérations significatives de l'état de l'ouvrage, on introduira des mesures supplémentaires ou on augmentera la fréquence des contrôles.

#### **Cas 2 :** Ouvrage peu endommagé, mais évolution antérieure rapide de la RAG.

L'examen détaillé a pour but principal d'évaluer le risque de dégradation future. Pour planifier des mesures, il est nécessaire de pouvoir déterminer également, en plus du développement actuel de l'ouverture des fissures, le potentiel d'expansion restant du béton. Pour ces raisons l'examen détaillé prévoit une première période de surveillance avec une fréquence d'inspection augmentée et la détermination du gonflement résiduel du béton.

**Cas 3 et 4 : Ouvrage avec des gros dommages de RAG**

Dans ces cas, tant que sa sécurité structurale n'est pas critique, la durabilité de l'ouvrage pendant sa durée d'utilisation restante est primordiale. Afin de pouvoir planifier des mesures, il faut évaluer l'évolution actuelle et future de l'ouverture des fissures en tenant compte de l'importance de l'ouvrage. De ce fait, l'examen détaillé comprend, selon la vitesse de développement antérieure, une première période de surveillance avec une fréquence d'inspection plus élevée ainsi que la détermination du gonflement résiduel du béton. Si l'on doit effectuer des travaux de réparation, on prévoit des investigations appropriées (**chapitre 5.3.2**).

**Éléments d'ouvrage importants du point de vue statique** : Si des éléments d'ouvrage importants du point de vue statique sont concernés et / ou le risque de dégradation de ces éléments est important, on effectuera une analyse structurale adéquate. Les paramètres caractéristiques des matériaux nécessaires seront tirés de la note de calcul, estimées ou déterminées sur l'ouvrage.

Si un examen détaillé des dégâts en laboratoire et une surveillance in situ sont nécessaires (fissures, déplacements, etc.), les essais à exécuter seront définis en fonction de l'état et de l'exposition de l'élément et des questions spécifiques par l'ingénieur et un spécialiste en RAG (év. avec la participation d'un laboratoire spécialisé), p.ex. :

- Carottages pour déterminer la fréquence et la position des fissures parallèles à la surface
- Détermination de la profondeur des fissures sur carottes
- Détermination de la teneur en chlorures et de la résistance à la pénétration des chlorures du point de vue du risque de corrosion des armatures
- Diminution des résistances mécaniques du béton de surface et de cœur pour l'analyse de la structure avec les paramètres actualisés
- Profil d'humidité dans l'ouvrage pour une analyse de risques.

**5.3.2 Réalisation des essais des matériaux**

Afin de pouvoir évaluer correctement les conséquences des dommages, on effectuera les prélèvements d'éprouvettes sur les éléments d'ouvrage importants du point de vue statique et présentant des dégâts à divers degrés. Les autres critères pour la détermination du plan d'échantillonnage peuvent être :

- Expositions différentes
- Qualités différentes de béton
- Protection de la surface différente

Le but des examens en laboratoire est d'obtenir des résultats représentatifs relatifs à :

- la cause des dommages (la RAG est la cause principale ou secondaire ?)
- l'ampleur des dégâts: niveau et étendue des dégâts autant par rapport à la surface qu'en profondeur (dégradations microstructurales, propriétés mécaniques, durabilité)
- l'estimation des dégradations internes sur la base de l'ampleur des dégâts visibles en surface
- le potentiel résiduel de détérioration
- les paramètres mécaniques

Pour pouvoir évaluer les effets de la RAG sur le comportement structural, les échantillons doivent être prélevés de façon à ce que les paramètres puissent être déterminés dans les directions pertinentes. En conséquence, l'ingénieur doit définir de façon précise les paramètres nécessaires pour l'analyse structurale ainsi que les endroits des prélèvements et les essais de laboratoire nécessaires.

Le gonflement résiduel donne des indications sur le potentiel d'expansion restant du béton produit par la RAG, respectivement sur le stade actuel de la RAG. Il est déterminé sur des carottes prélevées sur l'ouvrage et exposées pendant plusieurs mois à une température élevée (p.ex. 38°C) et une atmosphère saturée en humidité (100%HR).

### 5.3.3 Evaluation des matériaux

L'étendue et l'intensité du dégât donnent le degré de détérioration du béton. Les critères d'évaluation correspondants sont reportés dans le **tableau 5.3**.

Critère	Paramètre
Etendue du dégât	toute la surface ou ouvrage complet
	par zone ou élément d'ouvrage séparé
	sporadiquement ou partie d'un élément d'ouvrage
Intensité et profondeur du dégât	Longueurs, profondeurs et ouvertures de fissure, espacement des fissures, position des fissures parallèles à la surface
	Somme des ouvertures des fissures interceptées sur une certaine distance de mesure
	Dégradations microstructurales
	Dégâts suite aux dilatations, tels que flèches, fermetures des joints, déplacements relatifs des éléments d'ouvrage, etc.
	Diminution des propriétés mécaniques
	Diminution d'autres propriétés du béton (p.ex. résistance au gel/dégel et résistance à la pénétration des chlorures) y compris dégâts collatéraux
	Réduction de la protection contre la corrosion de l'armature

**Tableau 5.3:** Principaux critères d'évaluation du degré de détérioration.

Le degré de détérioration du béton est en général en étroite corrélation avec la situation des éléments respectifs :

- Exposition, humidité relative, autres influences de dégradation
- Armature, états des contraintes
- Qualité et composition du béton

Pour cette raison, en règle générale, il faut évaluer séparément le degré de dégradation des différents éléments de l'ouvrage. L'évaluation de l'effet préjudiciable sur les propriétés du béton et en particulier sur ses propriétés mécaniques se base, en règle générale, sur les comparaisons suivantes:

- Comparaison des valeurs actuelles des parties endommagées et non endommagées (l'évaluation visuelle de l'étendu des dégâts RAG est peu incertaine, voire impossible, la preuve par l'analyse microscopique sera préférée)
- Comparaison des valeurs actuelles avec celles utilisées pour le dimensionnement
- Comparaison des valeurs actuelles avec celles obtenues à 28 jours, ainsi que les valeurs extrapolées qui tiennent compte de l'âge de l'ouvrage.

La plausibilité des valeurs extrapolées devrait être contrôlée sur la base de la composition du béton trouvée lors des essais sur les échantillon prélevés sur l'ouvrage (rapport e/c, teneur en ciment, granularité, teneur en pores grossiers, etc.).

La comparaison entre les valeurs actuelles de résistance des parties d'ouvrage endommagées avec celles d'échantillons garantis non endommagées sur la base du contrôle microscopique (= valeur de référence) a l'avantage d'éviter l'extrapolation des différents paramètres de résistance en fonction de l'âge de l'ouvrage.

Les écarts des relations habituelles entre les paramètres mesurés (p.ex. module d'élasticité – résistance à la compression) fournissent également des indications quant au degré de dégradation du béton. Pour mesurer et quantifier l'intensité de la dégradation d'après les paramètres caractéristiques des matériaux, divers indices de dégradation sont utilisables (p.ex. quantification des désordres de la matrice du béton, voir [Merz 2006]).

Lorsqu'un nombre suffisant de résultats d'examen d'un élément sont disponibles, des corrélations entre dégradations microstructurales, résistances et d'autres propriétés du béton permettent d'éva-

luer différentes propriétés d'autres éléments d'ouvrage pour lesquelles on n'a analysé que, p.ex., l'état microstructural.

### 5.3.4 Prévision de l'évolution de l'état de l'ouvrage

La détermination de l'évolution des dégâts dans le temps est basée sur les investigations suivantes:

- L'estimation du développement antérieur des dégâts sur la base de l'ouverture des fissures et de l'indice de fissuration sur des éléments d'exposition différente, de l'âge de l'ouvrage et des situations d'exposition antérieures.
- Une première période de surveillance d'au moins une année durant laquelle on mesurera fréquemment l'ouverture des fissures pour enregistrer les variations saisonnières, ceci pour déterminer au mieux l'expansion actuelle propre à la RAG. Si l'évolution des dégâts est lente, il est judicieux de prolonger la première période de surveillance (3 à 5 ans). Selon l'ouvrage, on peut aussi surveiller les expansions d'éléments entiers. Il s'en suit une évaluation du taux de déformation actuel et de l'évolution de l'indice de fissuration.
- Durant la première phase de surveillance on déterminera le gonflement résiduel du béton sur la base des essais effectués sur des échantillons de l'ouvrage. Le gonflement résiduel indique le potentiel restant de déformation du béton sous les conditions les plus favorables possibles pour la RAG et pourra par conséquent être utilisé pour l'évaluation de l'évolution future des dégâts. La comparaison des résultats de la détermination du gonflement résiduel et du relevé de l'état de l'ouvrage (indice de fissuration et suivi de l'ouverture des fissures durant la première période de surveillance) permet de vérifier la plausibilité des mesures de laboratoire et de l'évaluation du développement antérieur des dégâts sur la base d'une simple estimation basée sur l'index de fissuration / âge de l'ouvrage.

La prévision de l'évolution future de l'état s'appuie sur l'évolution antérieure des dégâts, la surveillance en cours de l'ouvrage et les résultats de la détermination du gonflement résiduel. L'évaluation de l'altération estimée des propriétés du béton et de la durabilité de l'ouvrage causée par le potentiel de expansion résiduelle sera remise en question de façon très critique.

### 5.3.5 Evaluation par l'ingénieur

La fissuration engendrée par la RAG a pour conséquence que les résistances mécaniques et le module d'élasticité déterminés sur les carottes sont diminués et l'adhérence acier – béton en est affectée.

Dans le béton armé ou précontraint la fissuration est plus ou moins entravée par l'armature selon sa disposition. Elle est également réduite au cœur de structures massives et dans les zones comprimées à cause des charges permanentes. Dans ces cas, l'expansion du béton se produit dans la direction de moindre résistance et il en résulte une formation des fissures hétérogène. Elle est en général plus prononcée dans la zone de l'enrobage des armatures qu'à l'intérieur de la section et des fissures peuvent se former parallèlement à la surface, notamment au niveau des armatures.

Actuellement, il n'y a aucune indication pour que les modèles habituels de structure et de résistance ne puissent plus être utilisés pour les ouvrages endommagés par la RAG [Wälchli 2005]. La détermination de la résistance structurale et l'évaluation du comportement de déformation peuvent être faites selon les modèles usuels. Les vérifications seront exécutées conformément aux indications des normes SIA 269 et SIA 269/2.

Lors de l'évaluation par l'ingénieur d'un ouvrage endommagé par la RAG, on prêtera une attention particulière aux aspects suivants:

- Lors de la définition des parties statiquement critiques dans le cadre de l'analyse structurale, on tiendra compte de la fissuration éventuellement très hétérogène (parties d'ouvrages touchées, répartition sur les différents éléments, répartition dans les sections, orientation des fissures, etc.).
- La déformation ainsi que la fissuration associée produites par la RAG sont fortement réduites au cœur des éléments fortement armés et ceinturés. En présence d'armature bidimensionnelle la déformation produite par la RAG se concentrera dans la 3<sup>ème</sup> dimension.
- Pour effectuer une première estimation prudente des paramètres mécaniques dans le cadre d'une vérification générale, on utilisera les données disponibles dans la documentation de l'ouvrage. Pour une analyse plus précise d'éléments critiques dans le cadre d'une vérification détaillée, on déterminera les valeurs sur les carottes prélevées sur l'ouvrage. Dans ce cas, on veillera à obtenir un ensemble de résultats des paramètres importants suffisamment représentatif (SIA 269/2; SN EN 13791).

- Les **fissures parallèles à la surface ainsi que la réduction partielle de l'adhérence acier / béton résultante** seront considérées comme très délicates par rapport au comportement structural (longueurs d'ancrage dans des zones critiques).
- Pour les éléments statiquement importants, une déclaration de fiabilité de l'analyse effectuée est indispensable. Une analyse de sensibilité du comportement structural sera effectuée : détermination de l'effet des déformations minimales respectivement maximales jusqu'à la fin de l'utilisation sur les paramètres de matériau caractéristiques et finalement sur le comportement structural de l'ouvrage.

## 5.4 Mesures de réfection et de protection

De la même manière que pour l'examen détaillé, on adaptera également les mesures de réfection et de protection à l'importance de l'ouvrage et à la durée d'utilisation restante exigée. La réfection d'éléments endommagés par la RAG peut être effectuée selon les principes 1 à 4 de la prEN 1504-9.

Dans la plupart des cas, les mesures concernent l'état d'humidité des éléments (**chapitre 2.4.3.1**) : cela signifie que l'on utilise les principes de réfection 1 (protection contre la pénétration de substances) et 2 (régulation de l'état d'humidité dans le béton; éventuellement en combinaison avec le principe de réfection 3 "remplacement du béton", ceci en présence de dégâts importants) selon les indications de la prEN 1504-9. Les expériences faites montrent que, après un abaissement de l'humidité des éléments, on peut constater un ralentissement du développement ultérieur des dégâts. Il n'y a aucun moyen d'empêcher complètement et définitivement le développement de la RAG. Lors d'une nouvelle humidification, la RAG reprend.

Les expériences de réfection d'ouvrages endommagés par la RAG sont encore peu importantes. Il y a un besoin de recherche dans ce domaine. En particulier, l'application de différentes mesures dans le cadre de projets pilotes bien surveillés serait judicieuse.

Le choix des mesures et des produits est basé sur différentes considérations. En règle générale, les mesures de réfection et de protection ont pour but d'assurer la durabilité durant la période d'utilisation restante et le moment de la réfection peut être choisi et optimisé dans certaines limites. On appliquera principalement les normes SIA 269, SIA 269/2 et SN EN 1504.

### *Considérations concernant le choix des mesures :*

1. Si l'on ne constate que de petits dégâts et qu'aucun autre mécanisme de dégradation n'a été constaté (gel, corrosion), on optera pour le ralentissement de la RAG et l'évitement des mécanismes de dégradation secondaires.
2. Si l'on a constaté l'action combinée de plusieurs mécanismes de dégradation, en règle générale on doit d'abord remettre en état le béton d'enrobage (remplacement du béton). Souvent, dans ces cas, une combinaison du principe 3 avec les principes 1 et / ou 2 est mise en œuvre.
3. Dans les cas spéciaux, un renforcement est nécessaire.

### *Considérations concernant les effets réciproques :*

- On tiendra compte des éventuels effets ultérieurs mais probablement ralentis de la RAG après la réfection dans le choix du système et des produits (définir les exigences relatives au pontage des fissures et aux systèmes de protection de surface, etc.).
- On évaluera l'effet des mesures de renforcement, de réfection ou de protection planifiées sur la RAG. Des changements des états d'humidité et de contrainte dans l'élément d'ouvrage peuvent avoir pour conséquence un changement de direction des déformations, voire même, dans le cas plus défavorable, un renforcement de la RAG (p.ex. humidification des murs de soutènement depuis l'amont en présence d'une protection de surface imperméable à la vapeur d'eau).

### *Considérations concernant le contrôle de l'efficacité et surveillance :*

- Dans le document de base pour l'évaluation de la surveillance et des inspections futures sont à définir des critères / valeurs limites concernant l'ouverture des fissures, les expansions et taux d'expansion et les dégâts secondaires acceptables et non acceptables.

## 5.5 Durée d'utilisation restante

La procédure pour les inspections futures dans le cadre de l'utilisation restante doit être définie dans le plan de surveillance. Celui-ci sera adapté à la situation spécifique de l'ouvrage ainsi qu'aux objectifs des mesures réalisées. Pour les éléments endommagés par la RAG, on établira une surveillance spécifique à la RAG pour la durée d'utilisation restante de l'ouvrage. Celle-ci peut comprendre les buts suivants:

*Etablir et documenter les variations de l'état, p.ex.:*

- Déplacements d'éléments complets de la structure, fermeture de joints de dilatation, dégâts aux installations de services (conduites, équipements électriques, etc.).
- Couloirs d'eau par les joints, fissures, augmentation des concrétions dans les dispositifs de drainage.
- Augmentation supplémentaire ou brusque des expansions d'éléments de la structure, variation de l'ouverture des fissures sur une surface de référence sous surveillance.
- Apparition de dégâts secondaires suite à l'augmentation de la fissuration (dégâts de gel, corrosion, éclatements, etc.).

*Impact/effet et efficacité des mesures prises, p.ex.:*

- L'impact des mesures contre la pénétration d'humidité sera documenté à l'aide des mesures d'humidité.
- L'impact des mesures prises sur les taux d'expansion ou de l'ouverture des fissures sera documenté. Les éventuels changements de la direction principale des expansions seront également surveillés.

*Durabilité des mesures prises pour la protection et la réparation.*

- Surveillance du bon fonctionnement des drainages et des évacuations d'eau.
- Contrôle de l'adhérence des revêtements et de leur aptitude au pontage des fissures. Les revêtements décollés ou fissurés seront remis en état.
- Contrôle régulier de l'effet hydrofuge des surfaces traitées avec une imprégnation hydrofuge, afin de déterminer à quel moment l'application est à renouveler.
- Apparition de nouvelles fissures dans le béton d'enrobage remplacé.

Le plan de surveillance contient également des valeurs limites et des critères de tolérance des dégâts, du taux d'expansion, de l'ouverture des fissures etc., qui exigent une nouvelle appréciation de l'état de l'ouvrage dans le cadre d'un examen détaillé.

## 6 REFERENZEN

- AFCESA 2007 Engineering Technical Letter (ETL) 06-2: Alkali-aggregate reaction in Portland cement concrete (PCC) airfield pavements, Department of the Air Force, Headquarters Air Force Civil Engineer Support Agency (HQ AFCESA), February 2006.
- AFNOR P 18-454 Norme AFNOR P 18-454, Béton – Réactivité d'une formule de béton vis-à-vis de l'alcali réaction – Essai de performance, Normalisation française, 2004.
- AFNOR FD P 18-456 Norme AFNOR P 18-456, Béton – Réactivité d'une formule de béton vis-à-vis de l'alcali réaction – Critères d'interprétation des résultats de l'essai de performance, Normalisation française, 2004.
- AFNOR XP P 18-594 Norme AFNOR XP P 18-594, Granulats – Méthodes d'essai de réactivité aux alcalis, Février 2004.
- AFNOR FD P 18-542 Norme AFNOR FD P18-542, Granulats – Critères de qualification des granulats naturels pour béton hydraulique vis-à-vis de l'alcali-réaction, Février 2004.
- AGB 2006a „Alkali-Aggregatreaktion in Beton – wie weiter? Handlungs- und Forschungsbedarf“, Bericht über das Kolloquium der Arbeitsgruppe Brückenforschung AGB des ASTRA, 16. November 2005, 5. März 2006. Verfasser: Paul Wüst.
- AGB 2006b „Alkali-Aggregatreaktion in Beton – wie weiter? Handlungs- und Forschungsbedarf“, Kolloquium der Arbeitsgruppe Brückenforschung AGB des ASTRA, 16. November 2005, Schlussfolgerungen: Handlungs- und Forschungsbedarf aus der Sicht der AGB, Bericht vom 31. Mai 2006. Verfasser: Paul Wüst.
- ASTRA 2005a Richtlinie „Projektierung und Ausführung von Kunstbauten der Nationalstrassen“, Bundesamt für Strassen ASTRA, Abteilung Strassennetze, Standards, Forschung, Sicherheit, Bern, 2005.
- ASTRA 2005b Richtlinie „Überwachung und Unterhalt der Kunstbauten der Nationalstrassen“, Bundesamt für Strassen ASTRA, Abteilung Strassennetze, Standards, Forschung, Sicherheit, Bern, 2005.
- Ben Haha 2004 M. Ben Haha, E. Gallucci, K. Scrivener, Quantification of alkali-silica reactivity in mortar using SEM-IA, Proc. 12<sup>th</sup> International Conference on Alkali-Aggregate Reaction, Beijing, China, October 15-19, 2004, p. 331-337.
- Ben Haha 2006 M. Ben Haha, Mechanical effects of alkali silica reaction in concrete studied by SEM-Image analysis, Thèse N° 3516, EPFL, 2006.
- Bérubé 2000 M.-A. Bérubé, J.F. Dorion and M. Rivest, Distribution of alkalis in concrete structures affected by ASR and contribution by aggregates, Proc. 11<sup>th</sup> International Conference on Alkali-Aggregate Reaction in Concrete, June 2000, Québec City, Canada, Centre de Recherche Interuniversitaire sur le Béton (CRIB), p. 139-148.
- Bérubé 2002 M.-A. Bérubé, J. Duchesne and J.F. Dorion, 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), 2002, p. 1215-1227.
- Bérubé 2004 M.-A. Bérubé and B. Fournier, Alkalis releasable by aggregates in concrete – significance and test methods, Proc. 12<sup>th</sup> International Conference on Alkali-Aggregate Reaction in Concrete, October 15-19, 2004, Beijing, China, International Academic Publishers, World Publishing Corporation, p. 17-30.
- Blight 1989 G. E. Blight, M.G. Alexander, T.K. Ralph and B.A. Lewis, Effect of alkali-aggregate reaction on the performance of reinforced concrete structure over a six-year period, Magazine of Concrete Research, Vol. 41, No 147, June, 1989, p. 69-77.

- Blight 1991 G. E. Blight, The moisture condition in an exposed structure damaged by alkali-silica-reaction, Magazine of Concrete Research, Vol. 43, No 157, Dec., 1991, p. 249-255.
- BMVBW 2005 Allgemeines Rundschreiben Nr. 15/2005 „Vermeidung von Schäden an Fahrbahndecken auf Beton in Folge von Alkali-Kieselsäure-Reaktion (AKS), Bundesministerium für Verkehr, Bau- und Wohnungswesen. Rundschreiben wurde auch in der Zeitschrift beton, Heft 7+8, 2005, S. 370, publiziert.
- Bödeker 2003 W. Bödecker, Alkalireaktion im Bauwerksbeton – Ein Erfahrungsbericht, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb), Heft 539, 2003.
- Böhm 2006 M. Böhm, E. Schäfer, S. Baetzner, Einfluss der Alkalität der Porenlösung auf die Auslösung einer schädigenden AKR, 16. ibausil, Weimar, 20. bis 23. September 2006, S. 2-0435 – 2-0442.
- Bokern 2004 J. Bokern and E. Siebel, Alkali-Silica Reaction in Germany – Transfer from laboratory results to practice, Proc. 12<sup>th</sup> International Conference on Alkali-Aggregate Reaction in Concrete, October 15-19, 2004, Beijing, China, International Academic Publishers, World Publishing Corporation, p. 490-498.
- Bonnet 1989 P. Bonnet, 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, 1989, pp. 54.
- BRE 2004 Digest 330, Alkali-silica reaction in concrete, , BRE Centre for Concrete Construction, Building Research Establishment, Watford/UK, Edition 2004:  
Part 1: Background to the guidance notes.  
Part 2: Detailed guidance for new construction.  
Part 3: Worked examples.  
Part 4: Simplified guidance for new construction using normal reactivity aggregates.
- CB 2000 Alkali-Aggregat-Reaktionen, Teil 1: Cementbulletin, Mai 2000; Teil 2: Sept. 2000, TFB. Der Inhalt der Cementbulletins basiert vor allem auf den Referaten, die anlässlich der TFB-Fachveranstaltung „AAR – eine Gefahr für die Dauerhaftigkeit unserer Betonbauten?“ am 5. April 2000 in Wildegg gehalten wurden.
- ccanz 2003 S.A. Freitag, R. Goguel and N.B. Mileston, Alkali silica reaction – Minimising the risk of damage to concrete – Guidance notes and recommended practice (second edition), Technical Report TR 3, Cement & Concrete Association of New Zealand (ccanz), 2003.
- cemsuisse 2005a Alkali-Aggregat-Reaktion (AAR) in der Schweiz, cemsuisse (Verband der Schweizerischen Zementindustrie, 2005.
- cemsuisse 2005b Alkali-Aggregat-Reaktion, Fachtagung cemsuisse, 16. November 2005, Bern. Die Vorträge sind unter der folgenden Webadresse verfügbar: [http://www.cemsuisse.ch/index.html?&page\\_id=487&node=396&level=2&l=2](http://www.cemsuisse.ch/index.html?&page_id=487&node=396&level=2&l=2).
- CEN 1995 CR Report 1901:1995, Regional Specifications and Recommendations for the avoidance of damaging alkali silica reactions in concrete, CEN, 1995.
- CEN 2005 SN EN 450-1:2005 – Flugasche für Beton – Teil 1: Definition, Anforderungen und Konformitätskriterien.  
SN EN 450-2:2005 – Flugasche für Beton – Teil 2: Konformitätsbewertung.
- CEN 2006 SN EN 15167-1:2006 – Hüttensand zur Verwendung in Beton, Mörtel und Einpressmörtel – Teil 1: Definition, Anforderungen und Konformitätskriterien.  
SN EN 15167-2:2006 – Hüttensand zur Verwendung in Beton, Mörtel und Einpressmörtel – Teil 2: Konformitätsbewertung.
- Chak 2005 Y.H. Chak and Y.C. Chan, The 2004 review on prevention of alkali silica reaction in concrete, Geo Report No. 167, The Government of the Hong Kong Special Administrative Region, June 2005.

- DAfStb 2003 Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb), Betonbauwerke, die infolge einer Alkali-Kieselsäure-Reaktion geschädigt sind: Empfehlungen für die Schandendiagnose und die Instandsetzung, beton, 9/2003, S. 438-443.
- den Uijl 2000 J.A. den Uijl, N. Kaptijn and J.C. Walraven, Shear resistance of flat slab bridges affected by ASR, Proc. 11<sup>th</sup> International Conference on Alkali-Aggregate Reaction in Concrete, June 2000, Québec City, Canada, Centre de Recherche Interuniversitaire sur le Béton (CRIB), p. 1129-1138.
- Diamond 1981 S. Diamond, R.S. Barneyback and L.J. Struble, On the physics and chemistry of alkali – silica reactions. Proceedings of the 5th Conference on alkali-aggregate reaction in concrete, Cape Town, South Africa, 1981, S252/22, p. 1-11.
- Du-you 2004 L. Du-you, B. Fournier and P.E. Grattan-Bellew, A Comparative Study on Accelerated Test Methods for Determining Alkali-Silica Reactivity of Concrete Aggregates, Proc. 12<sup>th</sup> International Conference on Alkali-Aggregate Reaction in Concrete, October 15-19, 2004, Beijing, China, International Academic Publishers, World Publishing Corporation, p. 377-385.
- ecra 2006 European Cement Research Academy (ecra), ASR prevention – common concepts and testing methods, Newsletter 3/2006, p. 2-3.
- EPFL 2006 Colloque sur la réaction alcali-granulats dans les barrages en béton / Fachtagung Alkali-Aggregat-Reaktion bei Staumauern, Bundesamt für Energie und EPFL, 9.2.2006, Lausanne.
- FHWA 2006 ASR Benchmarking Workshop (6-8 June 2006), U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, Authors: L.A. Cooley and J.W. Brumfield, Final Report, August 2006.
- Fournier 2000 B. Fournier, M.-A. Bérubé and J. Frenette, Laboratory investigations for evaluating potential alkali-reactivity of aggregates and selecting preventive measures against alkali-aggregate reaction (AAR) – What do they really mean?, Proc. 11<sup>th</sup> International Conference on Alkali-Aggregate Reaction in Concrete, June 2000, Québec City, Canada, Centre de Recherche Interuniversitaire sur le Béton (CRIB), p. 287-296.
- Fournier 2004 B. Fournier, R. Chevrier, M. de Grosbois, R. Lisella, K. Folliard, J. Ideker, M. Shehatad, M. Thomas and St. Baxter, The accelerated concrete prism test (60°C): Variability of the test method and proposed expansion limits, Proc. 12<sup>th</sup> International Conference on Alkali-Aggregate Reaction in Concrete, October 15-19, 2004, Beijing, China, International Academic Publishers, World Publishing Corporation, p. 314-323.
- Garcia 2005 T. Garcia and M.S. Mirza, Effect of reinforcement on AAR expansion in concrete, Application of Codes, Design and Regulations, Eds.: R.K. Dhir, M.D. Newlands and A. Whyte, Thomas Telford Ltd, London, 2005, p. 271-279.
- Gillott 1973 J.E. Gillott, M.A.G Duncan, E.G. Swenson, Alkali-aggregate reaction in Nova Scotia IV. Character of reaction, Cement and Concrete Research, Vol. 3, No. 5, 1973, p. 521-535.
- Goguel 2007 Goguel and N.B. Milestone, Alkali release from aggregates: the answer to unexplained cracking due to ASR, Paper presented at the Technical Session on Durability and Service Life for the International Conference, Concrete Platform 2007, Belfast, April 19-20, 2007.
- Grattan-Bellew 1992 P.E. Grattan-Bellew and A. Danay, Comparison of laboratory and field evaluation of alkali-silica reaction in large dams. International conference on concrete alkali-aggregate-reaction in hydroelectric plants and dams, 1. Proceedings Fredericton CEA, 1992, p.1-23.
- Grosbois 2000 M de Grosbois and E. Fontaine, Performance of the 60 °C-accelerated concrete prism test for the evaluation of potential alkali-reactivity of concrete aggregate, Proc. 11<sup>th</sup> International Conference on Alkali-Aggregate Reaction in Concrete, Québec City, Canada, June 2000, Centre de Recherche Interuniversitaire sur le Béton (CRIB), p. 277-286.

- Gudmundsson 1999 G. Gudmundsson and H. Olafson, Alkali-silica reaction and silica fume – 20 years of experience in Iceland, Cement and Concrete Research, Vol. 29, 1999, p. 1289–1297.
- Hammerschlag 1998 J.-G. Hammerschlag et S. Cuchet, Caractérisation des réactions alcalis-granulats dans des bétons de barrages suisses incorporant des granulats de roches métamorphiques alpines. Rapport de recherche Nr. EPA 217.596 / Rubr. BWW 804.3180.002 pour le Bundesamt für Wasserwirtschaft, Suisse, 1998.
- Hammerschlag 2000 J.-G. Hammerschlag und P. Zraggen, Beurteilung der Alkali-Zuschlag-Reaktion der Zuschläge und einzelner Betonrezepturen für die Alptransit Tunnelprojekte Gotthard und Lötschberg, TFB-Bericht, Projekt 998055, 2000.
- Higgins 2005 D.D. Higgins, Ten year study into the effectiveness of ggbs at preventing AAR, Application of Codes, Design and Regulations, Eds.: R.K. Dhir, M.D. Newlands and A. Whyte, Thomas Telford Ltd, London, 2005, p. 281-290.
- Hooper 2004 R. L. Hooper, J. D. Matthews, Ph.J. Nixon and M.D.A. Thomas, The Introduction of BS EN 450 Fly Ash and Mitigating the Risk of ASR in the UK, Proc. 12<sup>th</sup> International Conference on Alkali-Aggregate Reaction in Concrete, October 15-19, 2004, Beijing, China, International Academic Publishers, World Publishing Corporation, p. 544-553.
- Hünger 2004 K.-J. Hünger, S. Hill and H. Weidmüller, The Self-Inhibition Mechanism of Certain Greywackes, Proc. 12<sup>th</sup> International Conference on Alkali-Aggregate Reaction in Concrete, October 15-19, 2004, Beijing, China, International Academic Publishers, World Publishing Corporation, p. 125-134.
- Hunkeler 1995 F. Hunkeler und E. Honegger, Anforderungen an Beton und Spritzbeton, Aspekte der Dauerhaftigkeit von Tunnelbauten, AlpTransit-Seminar, 30. März 1995, ETH Zürich.
- Hunkeler 2005 F. Hunkeler, Ch. Merz und A. Griesser, Langzeiterfahrung in der Schweiz, Fachtagung Alkali-Aggregat-Reaktion, cemsuisse, 16. November 2005, Bern.
- ICAAR 2000 Proc. 11<sup>th</sup> International Conference on Alkali-Aggregate Reaction in Concrete, June 2000, Québec City, Canada, Centre de Recherche Interuniversitaire sur le Béton (CRIB), 2000.
- ICAAR 2004 Proc. 12<sup>th</sup> International Conference on Alkali-Aggregate Reaction, October 15-19, 2004, Beijing, China, Academic Publishers, World Publishing Corporation, Beijing, 2004.
- ISE 1992 The Institution of Structural Engineers, Structural effects of alkali-silica reaction. Technical guidance on the appraisal of existing structures, SETO Ltd., London, 1992, pp.45.
- Jensen 2001 V. Jensen and T. Sibbick, RILEM Petrographic method: practical use and comparison with other petrographic methods, Proc. 8<sup>th</sup> Euroseminar on Microscopy applied to building materials, Athens, Greece, 2001, p. 579-587.
- Jensen 2004 V. Jensen, Measurement of cracks, relativ humidity and effects of surface treatment on concrete structures damaged by alkali silica reactions, Proc. 12<sup>th</sup> International Conference on Alkali-Aggregate Reaction in Concrete, October 15-19, 2004, Beijing, China, International Academic Publishers, World Publishing Corporation, p. 1245-1253.
- Kaptijn 2004 N. Kaptijn, J. Bakker, C.A. van der Steen, Dutch Guidelines for the Inspection and Structural Evaluation of ASR, Proc. 12<sup>th</sup> International Conference on Alkali-Aggregate Reaction in Concrete, October 15-19, 2004, Beijing, China, International Academic Publishers, World Publishing Corporation, p. 912-920.
- Katayama 2004a T. Katayama, M. Tagami, Y. Sarai, S. Izumi, T. Hira, Alkali-aggregate reaction under the influence of deicing salts in the Hokuriku district, Japan, Materials Characterisation, Vol. 53, 2004, p. 105-122.
- Katayama 2004b T. Katayama, How to Identify Carbonate Rock Reactions in Concrete”, Materials Characterization, Vol.53, 2004, pp.85-104.

- Kawamura 2000 M. Kawamura, N. Arano and K. Katafuta, ASR gel composition, secondary ettringite formation and expansion of mortars immersed in NaCl solution, Proc. 11<sup>th</sup> International Conference on Alkali-Aggregate Reaction in Concrete, June 2000, Québec City, Canada, Centre de Recherche Interuniversitaire sur le Béton (CRIB), p. 199-208.
- Kawamura 2004 M. Kawamura, K. Iwahori, Some theoretical considerations on expansive pressure of ASR gel, Proc. 12<sup>th</sup> International Conference on Alkali-Aggregate Reaction in Concrete, October 15-19, 2004, Beijing, China, International Academic Publishers, World Publishing Corporation, p. 135-142.
- Larive 1998 C. Larive, Apports combinés 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, 1998, pp. 400.
- LCPC 2003 Aide à la gestion des ouvrages atteints de réactions de gonflement interne - Guide technique, LCPC, 2003, pp. 66.
- Leemann 1999 A. Leemann, C. Thalmann und M. Kruse, Gebrochene Zuschlagstoffe - Ergänzende Prüfungen zu den bestehenden Beton-Normen – Erfahrungen bei Alp-Transit Gotthard, Schweizer Ingenieur und Architekt, Nr. 24, 1999, S. 4–8.
- Leemann 2004 A. Leemann, C. Thalmann und W. Studer, AAR in underground structures of Switzerland – a survey, Proc. 12<sup>th</sup> International Conference on Alkali-Aggregate Reaction in Concrete, October 15-19, 2004, Beijing, China, International Academic Publishers, World Publishing Corporation, p. 1071–1077.
- Lorenzi 2001 G. Lorenzi, S. Guédon-Dubied and D. Antenucci, The status of the reactive silica in the limestones susceptible to the Alkali-silica reaction (ASR): contribution of petrographic and SEM techniques, Proc. 8<sup>th</sup> Euroseminar on microscopy applied to the building material, 2001, p. 205-212.
- Malvar 2006 L.J. Malvar and L.R. Lenke, Efficiency of fly ash in mitigation alkali-silica-reaction based on chemical composition, ACI Materials Journal, Sept.-Oct. 2006, p. 319-326.
- Mansfeld 2006 Th. Mansfeld, Untersuchungen zu den Quelltheorien und des Mechanismus der Alkali-Kieselsäure-Reaktion, 16. ibausil, Weimar, 20. bis 23. September 2006, 2/0477-2/0484.
- McCarthy 2006 M.J. McCarthy, R.K. Dhir, J.E. Halliday and A. Wibowo, Role of PFA quality and conditioning in minimising alkali-silica reaction in concrete, Magazine of Concrete Research, Vol. 58, No. 1, 2006, February, p. 49-61.
- McColm 1990 E.J. McColm and P.C. Huynh, Alkali-aggregate reactivity and drying shrinkage tests - Mortar bars and concrete prisms – Summary on long-term measurements, Ontario Hydro Research Division, Report No. 90-120-K, 1990.
- Merz 2004 Ch. Merz, Schäden infolge Alkali-Aggregat-Reaktion des Betons (AAR), Brückeningenieurtagung, 2./3. Sept. 2004, St. Gallen.
- Merz 2006 Ch. Merz, F. Hunkeler und A. Griesser, Schäden durch Alkali-Aggregat-Reaktion an Betonbauten in der Schweiz, Forschungsauftrag AGB2001/471, Bericht VSS Nr. 599, Juli 2006.
- Miyagawa 2006 T. Miyagawa, K. Seto, K. Sasaki, Y. Mikata, K. Kuzume and T. Minami, Fracture of reinforcing steels in concrete structures damaged by ASR, 7th CAN-MET/ACI, International Conference on Durability of Concrete, May 2006, Montreal, Canada.
- Mohammed 2003 T.U. Mohammed, H. Hamada and T. Yamaji, Alkali-silica reaction-induced strains over concrete surface and steel bars in concrete, ACI Materials Journal, March-April, 2003, p. 133-142.
- Monteiro 2001 P.J.M. Monteiro, K. Shomglin, H.R. Wenk and N.P. Hasparyk, Effect of Aggregate Deformation on Alkali-Silica Reaction. ACI Materials Journal, Vol. 98, No. 2, 2001, p. 179-183.

- NB 2004 Norwegian Concrete Association NB, Durable Concrete containing alkali reactive aggregates, NB Publication No 21, 2004 (in Norwegisch), p. 22 + 12 mit Anhängen.
- Nishibayashi 1992 S. Nishibayashi, K. Okada, M. Kawamura, K. Kobayashi, T. Kojinia, T. Miyagawa, K. Nakano and K. Ono, Alkali-silica reaction – Japanese experience, The Alkali-Silica Reaction in Concrete, Ed.: R. N. Swamy, Spon Press (UK), 1992, p. 270-306.
- Oberholster 1986 R.E. Oberholster, and G. Davies, An accelerated method for testing the potential alkali reactivity of siliceous aggregates, Cement and Concrete Research, 16(2), 1986, p.181-189..
- Ólafsson 1992 H. Ólafsson, Alkali-silica reaction – Icelandic experience, The Alkali-Silica Reaction in Concrete, Ed.: R. N. Swamy, Spon Press (UK), 1992, p. 208-222.
- Otto 2006 B. Otto, Betonquellen und dessen Auswirkungen auf das Verhalten dreier schweizerischen Staumauern/ Le gonflement du béton et ses conséquences sur le comportement de trois barrages suisses, Colloque sur la réaction alcali-granulats dans les barrages en béton / Fachtagung Alkali-Aggregat-Reaktion bei Staumauern, Bundesamt für Energie und EPFL, 9.2.2006, Lausanne.
- Partner 2002 “PARTNER”-Project „European standard tests to prevent alkali reactions in aggregates“, EU-Project: GRD1-CT-2001-40103, <http://partner.ramboll.dk/protected/index.htm>.
- Partner 2007 G. Lorenzi, J. Jensen and B. Wigum, Petrographic atlas of the potentially alkali-reactive rocks in Europe, Version 010706, PARTNER-project-GRD1-CT-2001-40103, 2007.
- Poulsen 2000 E. Poulsen, T.S. Hansen and H.E. Sorensen, Release of alkalis from feldspars in concrete and mortar. Proc. CANMET/ACI. Int. Conf. on durability of concrete, Barcelona, Spain, 2000, p. 807-824.
- Regamey 1995 J.M. Regamey and J.-G. Hammerschlag, Barrage d’Illsee – assainissement, Research and development in the field of dams, Proceedings, Crans-Montana, Switzerland, 1995.
- RILEM 2000 Ph. Nixon and I. Sims, Universally accepted testing procedures for AAR – The progress of RILEM Technical Committee 106, Proc. 11<sup>th</sup> International Conference on Alkali-Aggregate Reaction in Concrete, June 2000, Québec City, Canada, Centre de Recherche Interuniversitaire sur le Béton (CRIB), p. 435-444.
- RILEM 2002 RILEM TC 191-ARP, Petrographic Method, 1. Final Draft, September 2002, pp.45.
- RILEM 2003 RILEM TC 191-ARP, RILEM Recommended test method AAR-0 “Detection of potential alkali-reactivity in concrete”, Outline guide to the use of RILEM methods in assessments of alkali-reactivity potential, Materials and Structures, Vol. 36 (7), 2003, p. 472-479.
- RILEM 2004a RILEM TC 191-ARP, Guide to diagnosis and prognosis of AAR damage to concrete in structures, 2004, pp. 66.
- RILEM 2004b Ph. Nixon, F. Hawthorn and I. Sims, Developing an international specification to combat AAR – Proposals of RILEM TC 191-ARP, Proc. 12<sup>th</sup> International Conference on Alkali-Aggregate Reaction in Concrete, October 15-19, 2004, Beijing, China, International Academic Publishers, World Publishing Corporation, p. 8-16.
- RILEM 2005 RILEM TC 191-ARP, International Specification to Minimise Damage from Alkali Reactions in Concrete: Part 1: Alkali-Silica Reaction, 2005, pp. 9.
- Rogers 2000 C.A. Rogers, B. Lane and D. Hooton, Outdoor exposure for validating the effectiveness of preventive measures for alkali-silica reaction, Proc. 11<sup>th</sup> International Conference on Alkali-Aggregate Reaction in Concrete, June 2000, Québec City, Canada, Centre de Recherche Interuniversitaire sur le Béton (CRIB), p. 743-752.

- SBB 2006a Leitfaden zur Vermeidung der Alkali-Aggregat-Reaktion (AAR) im Beton bei Neubauten, TFB im Auftrag der SBB AG, Infrastruktur Ingenieurbau, 2006.
- SBB 2006b Leitfaden zum Umgang mit AAR-geschädigten Bauwerken, TFB im Auftrag der SBB AG, Infrastruktur Ingenieurbau, 2006.
- Schmidt 2006 K. Schmidt, H. Hilbig und D. Heinz, AKR in Betonen mit Zusatzstoffen - Einfluss der Porenlösungszusammensetzung auf die Schädigung, 16. ibausil, Weimar, 20. bis 23. September 2006, S. 2/0443-2/0452.
- Scrivener 2006 K. Scrivener, Mécanisme, diagnostic et conséquences de la RAG / Mechanism, diagnosis and consequences of AAR, Colloque sur la réaction alcali-granulats dans les barrages en béton / Fachtagung Alkali-Aggregat-Reaktion bei Staumauern, Bundesamt für Energie und EPFL, 9.2.2006, Lausanne.
- Sergi 1991 G. Sergi, C. L. Page and D.M. Thompson, Electrochemical induction of alkali-silica reaction in concrete, Materials and Structures, Volume 24 (5), 1991, p. 359-361.
- Sideris 1979 K. Sideris, Über das Temperatur-Expansionsmaximum bei der Alkali-Kieselsäure-Reaktion. Zement-Kalk-Gips, 32 (10), 1979, S. 508-509.
- Siebel 2006 E. Siebel, M. Böhm, I. Borchers, J. Bokern, Ch. Müller und E. Schäfer, AKR-Prüfverfahren – Vergleichbarkeit und Praxis-Relevanz, 16. ibausil, Weimar, 20. bis 23. September 2006.  
E. Siebel, M. Böhm, I. Borchers, Ch. Müller, J. Bokern und E. Schäfer, AKR-Prüfverfahren – Vergleichbarkeit und Praxis-Relevanz, Teil 1, beton, 12/2006, S. 599-603.  
Teil 2, beton, 1+2/2007, S. 63-67.
- Sims 2005 I. Sims, A. Poole and H. Sommer, Defeating alkali-aggregate reaction worldwide, Repair and Renovation of Concrete Structures, Eds.: R.K. Dhir, M. Roderick and L. Zheng, Thomas Telford Ltd, London, 2005, p. 113-130.
- Smaoui 2004 N. Smaoui, M.-A. Bérubé, B. Fournier and B. Bissonnette, Stresses induced by ASR in reinforced concrete incorporating various aggregates, Proc. 12<sup>th</sup> International Conference on Alkali-Aggregate Reaction in Concrete, October 15-19, 2004, Beijing, China, International Academic Publishers, World Publishing Corporation, p. 1191-1201.
- Sprung 1998 S. Sprung, und H.-M Sylla, Ablauf der Alkali/Kieselsäure-Reaktion im Beton bei unterschiedlichen Zuschlaggesteinen, Zement-Kalk-Gips, 51, 1998, S. 334-345.
- Stanton 1940 T.E. Stanton, The expansion of concrete through reaction between cement and aggregate, Proc. Americ. Soc. Civ. Eng., 66, 1940, p. 1781-1811.
- Stark 2006 J. Stark, E. Freyburg, K. Seyfarth und C. Giebson, AKR-Prüfverfahren zur Beurteilung von Gesteinskörnungen und projektspezifischen Betonen, beton, 12/2006, S. 574-581.
- Swami 1992 The alkali-silica reaction in concrete, Ed.: R. N. Swami, Spon Press (UK), 1992.
- Thalmann 2001 C. Thalmann, J. Zingg, G. Rytz, K. Strahm und Ch. Wyss (2001) Verhinderung von Betonschäden infolge Alkali-Aggregat-Reaktion, Schweizer Ingenieur- und Architekten, tec 21, 15, 2001, p. 2–8.
- Thalmann 2004 C. Thalmann, J. Pralong, J. Burdin, H. Schmid and R. Weiss, AAR-prevention for the world's longest tunnels - Alptransit Gotthard and Lötschberg in Switzerland, Proc. 12<sup>th</sup> International Conference on Alkali-Aggregate Reaction in Concrete, October 15-19, 2004, Beijing, China, International Academic Publishers, World Publishing Corporation, p. 651–658.
- Thalmann 2006 C. Thalmann, J. Pralong und J. Burdin, Erfahrungen mit Massnahmen zur Verhinderung einer betonschädigenden Alkali-Aggregat-Reaktion, Betonbau in der Schweiz, fib-ch Betontag 2006, 18.8.2006, Zürich, S. 116-127.

- Tomosawa 1989 F. Tomosawa, K. Tamura and M. Abe, Influence of water content of concrete on alkali-aggregate reaction, Proc. 8<sup>th</sup> International Conference on Alkali-Aggregate Reaction, 1998, Kyoto, Japan, Elsevier Applied Science, London, 1998, p. 881-885.
- Ueda 2005 T. Ueda, Y. Yoshida, K. Yamaguchi and A. Nanasawa, Influence of electrochemical treatment condition on electrophoresis of Lithium ion and ASR expansion of Concrete, Cement Science and Concrete Technology, No. 59, 2005, p. 483-489.
- Veilleux 2006 M. Veilleux, L'expérience d'Hydro-Québec avec les barrages atteints par la RAG / Hydro-Québec's experience with dams affected by AAR, Colloque sur la réaction alcali-granulats dans les barrages en béton / Fachtagung Alkali-Aggregat-Reaktion bei Staumauern, Bundesamt für Energie und EPFL, 9.2.2006, Lausanne.
- VSS 2002 SN EN 12620:2002/AC:2004, Gesteinskörnungen für Beton, Schweizerischer Verband der Strassen- und Verkehrsfachleute, Zürich. Dazu gehören die Norm SN EN 670 102a und SN EN 670 102a-NA (Nationales Vorwort und Nationaler Anhang).
- VSS 2005a Norm SN 670 115, Gesteinskörnungen – Qualitative und quantitative Mineralogie und Petrographie / Granulats minéraux – Minéralogie et pétrographie qualitative et quantitative, Schweizerischer Verband der Strassen- und Verkehrsfachleute, Zürich, 2005.
- VSS 2005b Norm SN 670 116, Füller – Qualitative und quantitative Mineralogie und Petrographie / Fillers – Minéralogie et pétrographie qualitative et quantitative, Schweizerischer Verband der Strassen- und Verkehrsfachleute, Zürich, 2005.
- Wächli 2005 Th. Wächli und E. Brühwiler, Tragverhalten von Kunstbauten mit Alkali-Aggregat-Reaktion (AAR), Forschungsauftrag AGB 2002/030, Bericht VSS Nr. 584, März 2005.
- Wang 1989 H. Wang and J.E. Gillott, The effect of superplasticizers on alkali-silica reactivity. Proceedings of the 8th ICAAR, Kyoto, Japan, 1989, p. 187–192.
- Wieker 1999 W. Wieker, C. Hübert, R. Ebert und D. Heidemann, 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.
- Wood 1986 J.G.M. Wood, The structural effects of alkali-aggregate reaction on reinforced concrete, Proc. of the 7th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction, Ottawa Canada, 1986, p. 157-162.
- Wood 2004 J.G.M. Wood, When does AAR stop: In the laboratory and in the field?, Proc. 12<sup>th</sup> International Conference on Alkali-Aggregate Reaction in Concrete, October 15-19, 2004, Beijing, China, International Academic Publishers, World Publishing Corporation, p. 1016-1024.

# ANHÄNGE

<b>I</b>	<b>AAR: Historischer Rückblick .....</b>	<b>112</b>
I.1	Meilensteine .....	112
I.2	Situation in Europa 1995 .....	114
<b>II</b>	<b>Bestimmung des Rissbreitenindices .....</b>	<b>115</b>
<b>III</b>	<b>Fotodokumentation (Schäden in der Schweiz) .....</b>	<b>116</b>
III.1	Tunnels, Galerien und Unterführungen.....	116
III.2	Brücken .....	120
III.3	Stützmauern .....	123
III.4	Diverse Bauwerke und Bauteile .....	129

# I AAR: HISTORISCHER RÜCKBLICK

## I.1 Meilensteine

Zeitraum		Meilensteine
1930	Mitte	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Erste Schäden in den USA (Kalifornien).</li> </ul>
	1940	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Erste Publikation über Alkali-Kieselsäure-Reaktion (Stanton, USA).</li> </ul>
1940	1941	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Erste Vorgaben bzgl. Alkaligehalt im Zement in den USA. Low Alkali Cement (LAC): <math>\text{Na}_2\text{O}_{\text{Äq}} \leq 0.6 \%</math>; <math>\text{Na}_2\text{O}_{\text{Äq}} = \text{Na}_2\text{O} + 0.658 \text{K}_2\text{O}</math>.</li> </ul>
	1950	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Erste Schäden in Kanada.</li> </ul>
	Anfangs	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Erste Schäden in Dänemark.</li> </ul>
	Mitte	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Erste Untersuchungen zur Wirkung von Flugasche und Hüttensand (USA).</li> </ul>
1950	1957	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Erste Publikation über Alkali-Karbonat-Reaktion (Swenson, CA).</li> </ul>
	1960	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Erste Schäden in Deutschland.</li> </ul>
	1966	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Beim Staudamm von Hongrin wurden in der Schweiz erstmals Massnahme gegen die AAR ergriffen (Portlandzement + 30 % Flugasche).</li> </ul>
	1970	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Definition der Alkali-Silikat-Reaktion (Gillot).</li> </ul>
1970	1973	<ul style="list-style-type: none"> <li>• 1. Internationale Konferenz über AAR, Koge, Dänemark, Delegationen aus 4 Ländern.</li> </ul>
	Mitte	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Untersuchungen zur Wirkung von Silikastaub (Island).</li> </ul>
	Mitte	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Erste Schäden in Grossbritannien.</li> </ul>
	1979	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Einsatz von Portlandsilikastaubzement in Island (1983: 5 → 7.5%, <math>\text{Na}_2\text{O}_{\text{Äq}} \approx 1.65 \%</math>; Na : K = 3 : 1).</li> </ul>
	1980	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Untersuchungen zur Wirkung von ternären Systeme:                             <ul style="list-style-type: none"> <li>- Portlandzement + Flugasche + Silikastaub</li> <li>- Portlandzement + Hüttensand + Silikastaub.</li> </ul> </li> </ul>
1980	1988	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Erster Schaden in der Schweiz (Staudamm).</li> </ul>
	1988	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Bildung des RILEM TC 106-AAR „Alkali Aggregate Reaction“.</li> </ul>
	1990	<ul style="list-style-type: none"> <li>• AlpTransit-Seminar (30.3.2005): Hinweis auf potenzielle Gefährdung durch AAR (Temperatur, Tunnelausbruchmaterial, Bergwässer) [Hunkeler 1995].</li> </ul>
1990	1995	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Erste Publikation zu einem AAR-Schaden in der Schweiz (Staudamm) [Regamey 1995].</li> </ul>
	1995	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Erste öffentliche Veranstaltung in der Schweiz zum Thema AAR: „Alkali-Aggregatreaktion in Beton“, Fachveranstaltung Nr. 955321, TFB, Wildegg, 20.6.1996, ca. 40 Teilnehmer.</li> </ul>
	1996	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Erste öffentliche Veranstaltung in der Schweiz zum Thema AAR: „Alkali-Aggregatreaktion in Beton“, Fachveranstaltung Nr. 955321, TFB, Wildegg, 20.6.1996, ca. 40 Teilnehmer.</li> </ul>
	1998	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Erster Bericht zur Charakterisierung der AAR-Schäden an schweizerischen Staumauern [Hammerschlag 1998].</li> </ul>
	1999	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Das Thema AAR wird im Zusammenhang mit den AlpTransit-Tunnels erstmals in einer schweizerischen Fachzeitschrift angesprochen [Leemann 1999].</li> </ul>
	1999	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Diskussion über die AAR bei Spritzbeton anlässlich des 7. Spritzbetonkolloquiums am 24.9.1999 in Wildegg, Laich SA.</li> </ul>

Zeitraum		Meilensteine
2000	2000	<ul style="list-style-type: none"> <li>• 11. Internationale Konferenz über AAR, Quebec, Kanada [ICAAR 2000]. Delegationen aus 24 Ländern.</li> </ul>
	2000	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Zweite öffentliche Veranstaltung in der Schweiz zum Thema AAR: „AAR – eine Gefahr für die Dauerhaftigkeit unserer Betonbauten?“, Fachveranstaltung Nr. 994370, TFB, Wildegg, 5.4.2000. Daraus entstanden zwei Cementbulletins: Teil 1 in Nr. 5 (Mai) und Teil 2 in Nr. 9 (September) 2000 [CB 2000], ca. 100 Teilnehmer.</li> </ul>
	2000	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Erster Bericht über die AAR-Untersuchungen im Rahmen der AlpTransit-Tunnels [Hammerschlag 2000].</li> </ul>
	2000	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Bildung des RILEM TC 191-ARP „Alkali-Reactivity and Prevention“ (Nachfolge vom RILEM TC 106-AAR).</li> </ul>
	2001	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Erste Publikation zum Thema AAR in einer schweizerischen Fachzeitschrift [Thalmann 2001].</li> </ul>
	2002	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Start des europäischen „Partner“-Projektes [Partner 2002].</li> </ul>
	2004	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Brückeningenieurtagung am 2./3. Sept. 2004 in St. Gallen. Vortrag zum Thema AAR [Merz 2004].</li> </ul>
	2004	<ul style="list-style-type: none"> <li>• 12. Internationale Konferenz über AAR, Peking, China [ICAAR 2004]. Delegationen aus 29 Ländern.</li> </ul>
	2005	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Fachtagung der cemsuisse (16.11.2005) in Bern mit ca. 260 Teilnehmern [cemsuisse 2005b], Publikation des Berichts [cemsuisse 2005a].</li> <li>• Kolloquium der AGB (16.11.2005) [AGB 2006a, 2006b].</li> </ul>
	2006	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Fachtagung Alkali-Aggregat-Reaktion bei Staumauern (9.2.2006), EPFL, Lausanne [EPFL 2006]; ca. 120 Teilnehmer.</li> </ul>
	2006	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Abschluss des Projekts AGB 2001/471 [Merz 2006].</li> </ul>
	2006	<ul style="list-style-type: none"> <li>• NK 262 „Betonbau“ bildet Arbeitsgruppe AAR (→ Merkblatt)</li> </ul>
	2007	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Abschluss des Partner-Projektes mit der Publikation des Berichts [Partner 2007].</li> </ul>
	2007	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Bildung des RILEM TC ACS „Alkali Aggregate Reaction in Concrete Structures: Performance Testing and Appraisal“ (Nachfolge des RILEM TC 191-ARP). Startsitung am 12.3.2007 in Paris.</li> </ul>

## I.2 Situation in Europa 1995

Quelle: CEN-Report CR Report 1901:1995 „Regional Specifications and Recommendations for the avoidance of damaging alkali silica reactions in concrete“.

CEN-Land	Schäden			Empfehlung, Richtlinie, Normen	
	Anzahl	Art der Bauwerke	Jahr	Jahr	Zementarten / Besonderes
Österreich	keine			keine	
Belgien	wenige	Beläge, Brücken	k.A.	1993 (?)	LAC, CEM III/A, III/B, III/C
Dänemark	viele	diverse	50er	1988 (?)	Schäden trotz LAC (0.6 Na <sub>2</sub> O <sub>Äq</sub> wegen NaCl !)
Finnland	keine			keine	
Frankreich	wenige/einige	Staudämme, Brücken	Ende 70er	1985, 1990	LAC, CEM III/B, III/C, Betonzusatzstoffe
Deutschland	wenige/einige	Brücken	Mitte 60er	1974, 1985	LAC, CEM III/A, III/B
Griechenland	keine Angaben				
Island	viele	diverse	1976	1979	Silikastaubzement (1983: 5→7.5 M.%)
Irland	keine			1991	LAC
Italien	wenige/einige	Beläge, Industrie- und Hochbauten	anfangs 80er	(keine)	CEM III und IV, Flugasche, Silikastaub
Luxemburg	keine Angaben				
Niederlande	10 (wenige)	k.A.	k.A.	1994	CEM III/A, III/B, CEM II/B-V
Norwegen	wenige	Staudämme, Wasserkraftanlagen, Brücken	Ende 80er	1986	LAC, Flugasche, Silikastaub (10 M.%)
Portugal	wenige	Staudämme, Belag, Brücke	k.A.	keine	
Spanien	wenige	Beläge, Tunnels, vorgefertigte Elemente	k.A.	keine	
Schweden	wenige/einige	Diverse	ca. 1990	1988, 1991	LAC
Schweiz	wenige	Staudämme	k.A.	keine	
Grossbritannien	einige (100-200)	Staudämme, Brücken, elektr. Unterstationen, Stützwände, Parkgaragen	1971	1987, 1988, 1990	LAC, CEM III/A, Flugasche, Hüttensand (Silikastaub)

LAC: Low Alkali Cement

## II BESTIMMUNG DES RISSBREITENINDICES

Das LCPC hat eine Messmethode für die Messung des Rissindex publiziert [LCPC 1997]: Die kumulierte Rissbreite wird innerhalb eines Quadratmeters entlang von vier 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) (Bild AII.1). Anschliessend werden die Anzahl Risse, die von einer Linie geschnitten werden, deren kumulierte Rissbreite, die mittlere Rissbreite, sowie die über die vier Linien gemittelte kumulierte Rissbreite bezogen auf einen Meter Länge bestimmt (Rissbreitenindex RI). Ein Beispiel ist unten angegeben. Bei stark orientierten Rissen ist nicht der Mittelwert aller Messachsen sondern nur der maximale Wert senkrecht zu den Rissöffnungen zu verwenden. Diese Methode dient als einfaches Überwachungsinstrument, welches je nach Schadenausmass in unterschiedlichen Zeitabständen wiederholt werden kann.

Richtung	Gemessene Rissbreiten, [mm]	Länge Messstrecke [m]	Anzahl Risse	Mittlere Rissbreite [mm]	Kumulierte Rissbreite pro m [mm/m]	Rissbreitenindex RI [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 AII.1: Messung des Rissbreitenindices gemäss [LCPC 1997].

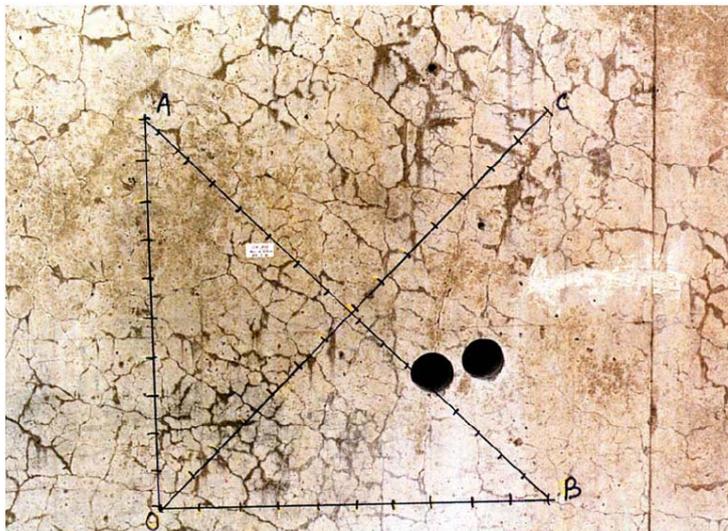


Bild AII.1:

Beispiel für eine Musterfläche mit vertikalen, horizontalen und diagonalen Messstrecken zur Bestimmung des Rissbreitenindices RI.

### III FOTODOKUMENTATION (SCHÄDEN IN DER SCHWEIZ)

#### III.1 Tunnels, Galerien und Unterführungen



Jura-Südfuss: AAR-Schäden in Flügelmauer



Voralpen, Berner Oberland: Galeriewand mit AAR-Schäden



Voralpen, Berner Oberland: Tagbautunnel mit AAR-Schäden in der Tunnelschale



Voralpen Zentralschweiz: Tagbautunnel mit AAR-Schäden im Portalbereich



Voralpen Südostschweiz: Unterführung mit AAR-Schäden in den Flügelmauern



Alpen Südostschweiz: Tagbautunnel mit AAR-Schäden im Portalbereich



Alpen Südstschweiz: Tagbautunnel mit AAR-Schäden auf Seitenwänden und Pfeilern



Alpen Südstschweiz: AAR-Schäden im Portalbereich eines Tunnels



Alpen Südstschweiz: AAR-Schäden im Portalbereich eines Tunnels



Alpen, Zentralschweiz: Tagbautunnel mit AAR-Schäden in der Tunnelschale und Portalscheibe



Alpen Zentralschweiz: Tunnel mit AAR-Schäden in der Tunnelschale und Portalscheibe



Alpen Zentralschweiz: Tunnel mit AAR-Schäden im Portalbereich

### III.2 Brücken



Jura Südfuss: Autobahn-Viadukt mit AAR-Schäden an den Bordüren



Jura: AAR-Schäden an Brüstungselementen



Jura-Südfuss: AAR-Schäden an Bordüren





**Alpen, Wallis: AAR-Schäden in Spannsegeln und Ankernischen**



**Alpen, Wallis: AAR-Schäden an den Seitenwänden des Brückenkastens**



Alpen, Wallis: AAR-Schäden am Widerlager



Alpen, Wallis: AAR-Schäden an den Konsolköpfen



Voralpen Westschweiz: AAR-Schäden am Widerlager





Mittelland Westschweiz: AAR-Schäden an Brückenpfeilern



Zentralschweiz, Alpen: AAR-Schäden an Endquerrahmen



Zentralschweiz, Voralpen: AAR-Schäden an Brückenpfeilern



Zentralschweiz, Voralpen: AAR-Schäden an Brückenfeilern



Voralpen Zentralschweiz: Unterführung mit AAR-Schäden im Widerlagerbereich



Voralpen, Ostschweiz: AAR-Schäden an Brückenfeilern



Südostschweiz, Alpen: AAR-Schäden an Brückenplatte



Tessin: Überführung mit AAR-Schäden in den Flügelmauern



### III.3 Stützmauern



Alpen, Wallis: Stützmauer mit grobem AAR-Rissnetz



Alpen, Wallis: Stützmauer mit AAR-Schäden im Mauerkronenbereich



Alpen, Wallis: AAR-Schäden bei einer verankerten Stützmauer



Voralpen Westschweiz: AAR-Schäden bei einer verankerten Stützmauer



Voralpen Westschweiz: AAR-Schäden bei einer verankerten Stützmauer, im Fugenbereich



Voralpen Westschweiz: starke AAR-Schäden bei einer Stützmauer



**Jura-Südfuss: AAR-Schäden bei einer verankerten Stützmauer**



**Jura-Südfuss: AAR-Schäden bei einer verankerten Stützmauer**

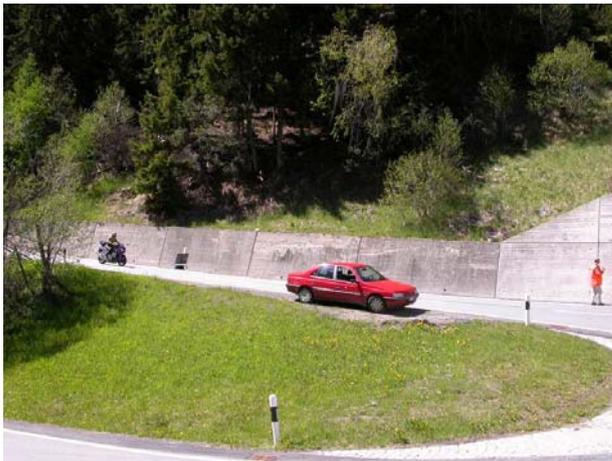


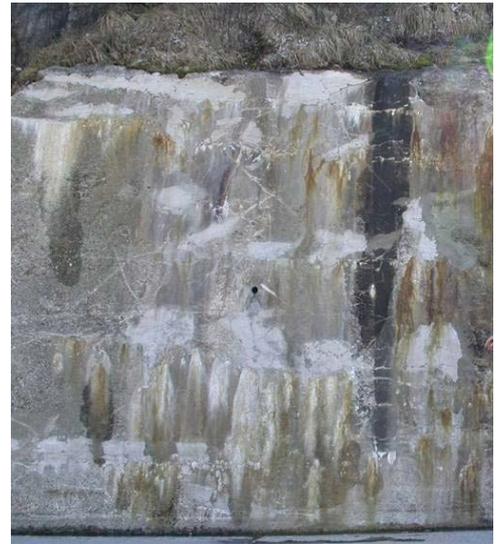
**Voralpen, Berner Oberland: AAR-Schäden bei einer Stützmauer, Waschbeton**



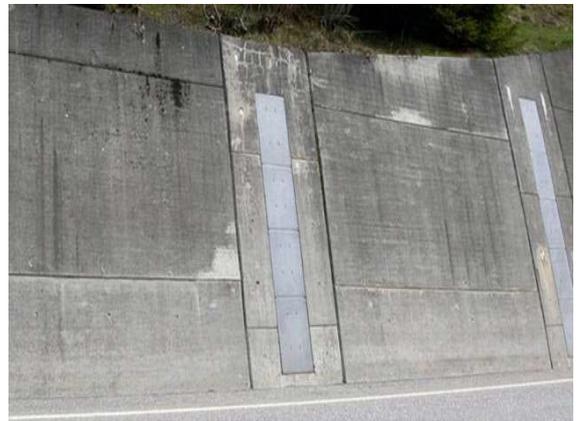
**Voralpen, Berner Oberland: AAR-Schäden bei einer Stützmauer**



**Zentralalpen: typische, unregelmässige Verteilung von AAR-Schäden****Tessin: ausgeprägte AAR-Schäden bei einer Stützmauer****Voralpen Südostschweiz: AAR-Schäden bei einer Stützmauer****Alpen Südostschweiz: AAR-Schäden bei einer Stützmauer**



Zentralalpen: kombinierte AAR- und Frostschäden mit ausgeprägten Ausblühungen



Alpen, Südostschweiz: AAR-Schäden in Ankersnischen



Nordostschweiz: AAR-Schäden bei einer Stützmauer



**Nordostschweiz: AAR-Schäden bei einer Stützmauer**



**Voralpen Ostschweiz: AAR-Schäden bei einer Stützmauer**

### III.4 Diverse Bauwerke und Bauteile



**Jura-Südfuss:**  
Boden und Wände einer Unterführung mit AAR-Schäden



**Alpen, Wallis:**  
Ankerkopf mit Aar-Schäden



**Mittelland:** Flusskraftwerk mit AAR-Schäden



**Voralpen, Südostschweiz:** Bachverbauung mit AAR-Schäden





**Berner Oberland: Bachverbauung, vor und nach der Instandsetzung**



**Alpen, Wallis: Auffangbecken für die Bewässerung mit AAR-Schäden**



**Alpen, Wallis: Bachüberführung mit AAR-Schäden an den Stützen**



**Alpen, Wallis: Schäden an einem Sockel eines Hochspannungsleitungsmastes**



**Mittelland: Strassenbelag mit AAR-Schäden**

# Auflistung der Änderungen

Ausgabe	Version	Datum	Änderungen
2007	V1.00	09.07.2007	Publikation



