

**Schweizerisches Talsperrenkomitee**  
**Comité suisse des barrages**  
**Comitato svizzero delle dighe**  
**Swiss Committee on Dams**



## **Betonquellen bei Staumauern in der Schweiz**

08.05.2017

Bericht des Schweizerischen Talsperrenkomitees STK über den Stand  
der Expansionsproblematik an Schweizer Talsperren

**Arbeitsgruppe AAR**

**Februar 2018**



## **Inhalt**

## **Seite**

<b>1.</b>	<b>Einführung und Ziele der Studie</b> .....	<b>4</b>
1.1.	Einführung .....	4
1.2.	Ziele .....	4
<b>2.</b>	<b>Folgen von Betonexpansion an Talsperren</b> .....	<b>6</b>
2.1.	Einleitung.....	6
2.2.	Voraussetzungen für die Alkali-Aggregat-Reaktion .....	6
2.3.	Schadensmechanismus der Alkali-Aggregat-Reaktion.....	8
2.4.	Feststellung von Alkali-Aggregat-Reaktion im Bestand.....	11
2.5.	Kontrollen und Messungen am Bauwerk.....	11
2.6.	Typische Schadensbilder bei Talsperren und ihren Nebenbauwerken.....	15
2.7.	Beeinträchtigung der Sicherheit.....	17
2.8.	Prognose der Entwicklung der Alkali-Aggregat-Reaktion .....	19
2.9.	Vermeidung der Alkali-Aggregat-Reaktion bei Neubauten .....	20
<b>4.</b>	<b>Stand der AAR an Schweizer Talsperren</b> .....	<b>22</b>
4.1.	Aufbau der Datengrundlage.....	22
4.2.	Bewertungsmethodik .....	26
4.3.	Resultate der Datenauswertung .....	32
4.4.	Schlussbemerkungen .....	37
<b>5.</b>	<b>Untersuchungsschwerpunkte und Strategie</b> .....	<b>38</b>
5.1.	Untersuchungen Erkenntnisse bis heute.....	38
5.2.	Einflussparameter von Alkali-Aggregat-Reaktion .....	40
5.3.	Parameter relative Betonfeuchtigkeit .....	40
5.4.	Parameter Alkaligehalt der Zementes.....	40
5.5.	Parameter Reaktivität der Zuschlagsstoffe .....	41
5.6.	Parameter Temperatur .....	42
5.7.	Parameter Betonspannungen .....	43
5.8.	Verteilung des AAR Quellens und Geometrie der Staumauer .....	45
5.9.	Zentrale Erkenntnisse.....	45
5.10.	Untersuchungsschwerpunkt morgen.....	46
<b>6.</b>	<b>Beispiele von Bauwerksdiagnosen</b> .....	<b>48</b>
6.1.	Staumauer Châtelot.....	48
6.2.	Staumauer Turtmann.....	50
6.3.	Zentrale der Pumpspeichieranlage Veytaux .....	55
6.4.	Folgerungen aufgrund der Diagnosen .....	57
<b>7.</b>	<b>Beispiele von Massnahmen</b> .....	<b>58</b>
7.1.	Einleitung.....	58
7.2.	Staumauer Sera .....	58
7.3.	Staumauer Salanfe.....	64
<b>8.</b>	<b>Entwicklungsprognose für die Schweiz</b> .....	<b>73</b>
8.1.	Generelles .....	73
8.2.	Zukünftiger Ansatz für das Problem.....	75
8.3.	Notwendigkeit für weitere Forschung und Entwicklung .....	76
<b>9.</b>	<b>Schlussfolgerungen</b> .....	<b>78</b>
<b>10.</b>	<b>Literatur</b> .....	<b>79</b>



Im Jahre 2013 wurde vom Schweizerischen Talsperrenkomitees (STK) die Gründung der Arbeitsgruppe „Alkali-Aggregat-Reaktion“ beschlossen mit der Zielsetzung die aktuelle Situation der Schweizer Talsperren in Bezug auf dieses Phänomen zu untersuchen.

Der vorliegende Bericht wurde durch die Arbeitsgruppe AAR erarbeitet und am 15.11.2017 durch die Technische Kommission (TEKO) des Schweizerischen Talsperrenkomitees genehmigt.

Mitglieder der Unterarbeitsgruppe AAR waren:

Hr. Francesco Amberg	Lombardi AG, Minusio
Hr. Patrice Droz	Stucky SA, Renens
Hr. Raphael Leroy	Alpiq SA, Lausanne
Hr. Johannes Maier	Bundesamt für Energie, Ittigen
Hr. Bastian Otto	Axpo Power AG, Baden
Hr. Roger Bremen	Lombardi AG (Präsident der Arbeitsgruppe)

Titelbild: Rissbild an der Oberfläche einer AAR-beschädigten Struktur.

## 1. Einführung und Ziele der Studie

### 1.1. Einführung

Die Alkali-Aggregat-Reaktion (AAR), welche zahlreiche Infrastrukturbauwerke angreift, bildet zweifellos eine der grossen Herausforderungen für die heutigen Ingenieure. Die Problematik ist besonders komplex bei Staumauern, speziell wegen deren im Allgemeinen beachtlichen Grössen und den nicht nur wirtschaftlichen Auswirkungen als Folge eines grösseren Eingriffes.

Um das Ausmass der Problematik in der Schweiz besser zu verstehen, hat das Schweizerische Talsperrenkomitee (STK) im Jahre 2014 eine Arbeitsgruppe (AG) beauftragt, eine Studie mit entsprechender Bestandesaufnahme für die schweizerischen Talsperren auszuarbeiten. Die Studie gibt einige Hinweise auf Massnahmen, die bei einer von Quellen des Betons betroffenen Anlage zu ergreifen sind (Volumenvergrösserung des Betons, verursacht insbesondere durch eine Alkali-Aggregat-Reaktion AAR oder eine Sulfatreaktion ISA).

Der vorliegende Bericht fasst die wichtigsten Ergebnisse dieser Studie, die einen ziemlich umfassenden Rahmen für die Schweiz lieferte, zusammen. Das STK dankt den Mitgliedern der Arbeitsgruppe für die zur Erstellung dieser Studie aufgewendete Zeit. Ebenfalls gilt der Dank den Eigentümern und Betreibern von Wasserkraftanlagen für ihre Zusammenarbeit und Zurverfügungstellung von Angaben über das Bauwerksverhalten ihrer Anlagen.

### 1.2. Ziele

Das Quellen von Beton, insbesondere verbunden mit Alkali-Aggregat-Reaktionen, bildet zweifellos das Hauptproblem bei Betonstaumauern weltweit. War die internationale Gemeinschaft noch vor 30 Jahren davon überzeugt, dass das Problem lediglich auf bestimmte Regionen des Planeten beschränkt sei, so ist es heute akzeptiert, dass das Phänomen alle Kontinente betrifft und dass sein Ausmass allzu lange unterschätzt worden war.

Unzählige Studien, um die verschiedenen Aspekte des Problems besser verstehen zu können, wurden durchgeführt oder sind derzeit in Arbeit. Von der chemischen Analyse des Phänomens bis zur numerischen Simulation seines Einflusses auf die Spannungsverteilung in der Talsperre liefern die verschiedenen Studien jeweils zusätzliche Elemente, um die Komplexität des Phänomens besser zu verstehen. Es kann daher von der AG nicht erwartet werden, das Thema mit seinen unzähligen Einflussfaktoren abschliessend zu behandeln.

Das übergeordnete Ziel der Studie besteht daher darin, in einem Gesamtrahmen die Situation des Phänomens in der Schweiz darzustellen und den Betreibern einige Hinweise auf zu ergreifende Massnahmen zu geben, wenn sie mit einem Bauwerk konfrontiert sind, das von einem Betonquellen betroffen zu sein scheint. Es ist in der Tat wichtig, dass die umgesetzten Massnahmen in Bezug auf Umfang und zeitlichen Rahmen angemessen sind. Ungeeignete Massnahmen können zu unnötigen Kosten oder zu einer Verschlechterung der Betriebsbedingungen und/oder der Sicherheit der Talsperre führen. Der Zeitpunkt einer baulichen Massnahme ist wesentlich, um die strukturelle Integrität des Bauwerkes bestmöglich zu erhalten. Mit anderen Worten, dieser Bericht zielt darauf ab, die Betreiber zu unterstützen bei der Beantwortung der Frage "WANN ist WAS zu tun?".



Die Studie schliesst mit Prognosen über den Einfluss dieses Phänomens auf den schweizerischen Talsperrenpark für die nächsten Jahrzehnte. Abgesehen von einer allgemeinen Einführung in das Thema geht diese Studie weder auf die Ursachen noch auf die vielfältigen Folgen einer AAR für den Beton und für Talsperren als Ganzes ein. Obwohl die Analyse der verschiedenen Faktoren, welche die AAR auslösen und aufrechterhalten, und ihr Einfluss auf den Verlauf des Quellens die Grundlage für den Verlauf des Phänomens bilden, würde nur schon ihre Beschreibung den Rahmen dieses Berichtes sprengen. Die Arbeitsgruppe verzichtete auch auf die Berücksichtigung des normativen Rahmens und seiner Grenzen, insbesondere im Bereich der Laboruntersuchungen. Auch dieses Thema verdiente es, behandelt zu werden, um in Zukunft Fehler der Vergangenheit zu vermeiden.

Schliesslich hat es die Arbeitsgruppe vorgezogen, die Namen der behandelten Talsperren in dieser Publikation grundsätzlich nicht zu nennen. Daher wird der spezifische Inhalt der für diese Studie entwickelten Datenbank nicht veröffentlicht. Es ist geplant, den kennzeichnenden Inhalt alle 10 Jahre zu aktualisieren, um der mittelfristigen Entwicklung des Problems folgen zu können.

Der Inhalt dieses Berichtes war Gegenstand eines Workshops, der am 13. Mai 2015 in Bern stattfand. Die Präsentationen zu diesem Workshop sind zu finden unter der Adresse: [www.swissdams.ch/index.php/en/publications/workshops-2/workshop-2015](http://www.swissdams.ch/index.php/en/publications/workshops-2/workshop-2015).

## 2. Folgen von Betonexpansion an Talsperren

### 2.1. Einleitung

Der Schadensmechanismus der Alkali-Aggregat-Reaktion (AAR) wurde zum ersten Mal 1940 von T. Stanton bei Betonfahrbahnen, Brückenträgern und Stützmauern in Kalifornien festgestellt [1]. Er berichtete von Schäden infolge einer chemischen Reaktion im Betoninneren. Später folgten ähnliche Schadensmeldungen aus anderen Teilen der USA, aus Dänemark, den Niederlanden, Deutschland, England, Island, Südafrika, Frankreich und aus Japan. In der Schweiz wurde ein AAR-Schaden erstmals im Jahr 1988 beschrieben; dabei handelte es sich um eine Staumauer.

Bei der AAR kommt es zu einer chemischen Reaktion zwischen den Gesteinskörnern und den Alkalien des Zementes. Dabei entstehen AAR-Produkte (kristalline Produkte in den Zuschlägen und AAR-Gele in den Poren), welche durch Wasseraufnahme eine Volumenzunahme erfahren und so zu einem Aufquellen des Betons führen. Dieses Betonquellen kann eine Rissbildung verursachen. Infolge AAR verschlechtern sich ausserdem die mechanischen Eigenschaften des Betons [2]; in der Praxis ist dies bei Staumauern normalerweise nicht problematisch.

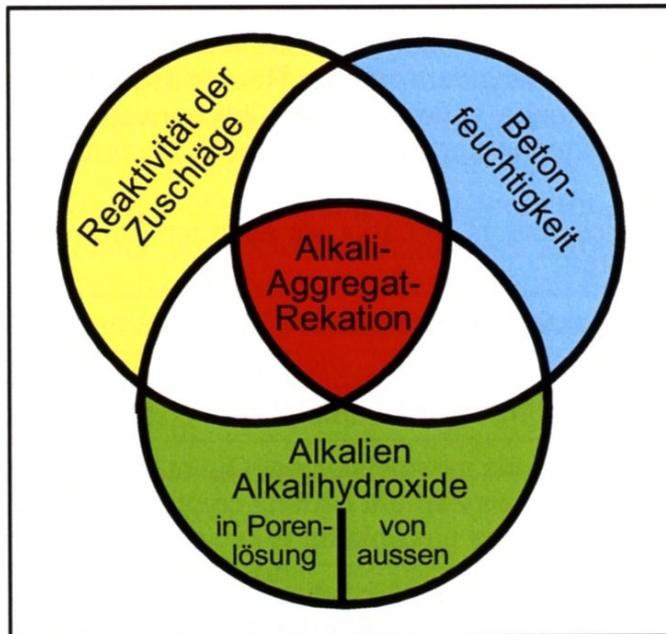


**Abbildung 1:** Alte, durch AAR geschädigte Staumauer Sera im Zwischbergental bei Gondo (VS).

### 2.2. Voraussetzungen für die Alkali-Aggregat-Reaktion

Damit im Beton AAR auftreten kann, müssen – wie in der **Abbildung 2** auf der nächsten Seite gezeigt wird – drei Voraussetzungen gleichzeitig erfüllt sein:

- Der Beton enthält reaktive Zuschlagskörner.
- Im Beton ist genügend Feuchtigkeit vorhanden.
- Es stehen Alkalien zur Verfügung.



**Abbildung 2:** Voraussetzungen für AAR im Beton [3].

Bei den Alkalien handelt es sich in erster Linie um  $\text{OH}^-$ ,  $\text{Na}^+$ ,  $\text{K}^+$  und  $\text{Ca}^{2+}$  Ionen. Falls der Feuchtigkeitsgehalt des Betons unter 80% liegt, kommt es nicht zu AAR. Bei Staumauerbeton liegt der Feuchtigkeitsgehalt aber immer höher, zumeist nahe bei 100%. AAR wird durch Feuchtigkeitswechsel begünstigt, da dann der Transport der Alkalien erhöht wird. Dies trifft bei Staumauern oft für die Luftseite, die Krone und den obersten Teil der Wasserseite zu.

Eine erhöhte Temperatur beschleunigt die AAR. Die Temperaturerhöhung von  $10^\circ$  auf  $40^\circ\text{C}$  ergibt eine ca. 10-fach höhere Geschwindigkeit der AAR. Deshalb reagieren sonnenbeschienene, oberflächennahe Staumauerbereiche viel schneller als diejenigen in den Schattenbereichen oder im Mauerinneren. Dies ist auch ein Grund für die manchmal sehr starke AAR-Schädigung bei Staumauern in tropischen Gebieten. Die Beschleunigung der AAR-Reaktion durch eine erhöhte Temperatur wird ausserdem im Labor genutzt, um Versuche schneller durchführen zu können.

Falls die Zuschlagskörner zu den folgenden, reaktiven Gesteinsarten gehören, kann es zu AAR kommen [4]:

Gesteinsfamilie	Gesteine, in denen reaktive Mineralphasen auftreten können	Reaktive Mineralphase
Kristalline Gesteine	Granite, Granodiorite, Diorite usw.	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Poröser, mikrofaseriger Quarz</li> </ul>
Vulkanische Gesteine	Rhyolite, Dacite, Andesite, Basalte, Obsidiane, Tuffe	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Instabile Hochtemperaturformen von Quarz: Trydimit, Cristobalit</li> <li>• Kryptokristalline Kieselsäure: Chalzedon</li> <li>• Amorphe, hydratisierte Kieselsäure: Opal</li> </ul>

Metamorphe Gesteine	Gneise, Schiefer, Mylonite, Quarzite, Hornfelse	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Deformierter, gerissener Quarz</li> <li>• Deformierte, poröse, verwitterte Feldspäte</li> <li>• Feinkristalline Glimmer</li> <li>• Krypto- und mikrokristalliner Quarz</li> </ul>
Sedimentgesteine	Sandsteine, Grauwacken, Siltite, Feuersteine, kieselige Kalke	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Deformierte, poröse, verwitterte Feldspäte</li> <li>• Feinkristalline Tone, Glimmer</li> <li>• Krypto- und mikrokristalliner Quarz</li> <li>• Kryptokristalline Kieselsäure: Chalzedon</li> <li>• Amorphe, hydratisierte Kieselsäure: Opal</li> </ul>

Eine Untersuchung der Gesteinskörnungen aus 79 für die Betonherstellung genutzten Abbaugebieten (ca. 25 % aller Produktionsstandorte) hat gezeigt, dass in der Schweiz ca. 85 % aller Gesteinskörnungen als reaktiv zu klassieren sind (siehe **Abbildung 3**). Die Klassierung wurde mit Hilfe des Microbar-Versuches [11] durchgeführt. Dabei wurde das Gestein als potentiell reaktiv beurteilt, wenn sich ein Microbar-Wert über 0.11 (d. h. Dehnung über 0.11 %) ergab.

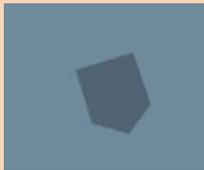
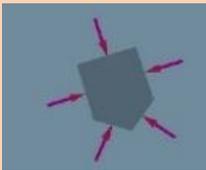
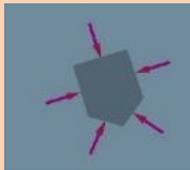
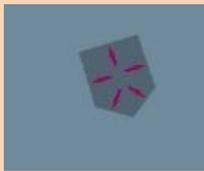
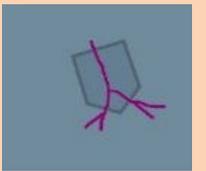
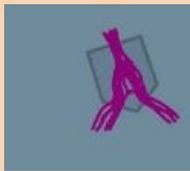


**Abbildung 3:** Beurteilung der Reaktivität von schweizerischen Gesteinskörnungen mit Hilfe des Microbar-Wertes (Microbar-Wert über 0.11 → Gesteinskörnung ist reaktiv) [5].

### 2.3. Schadensmechanismus der Alkali-Aggregat-Reaktion

Am Beispiel der Alkali-Kieselsäure-Reaktion lässt sich der AAR-Schadensmechanismus in sechs Schritten detailliert beschreiben [4]:



<p>1</p> 	<p>2</p> 	<p>3</p> 
<p>Zuschlagkorn mit alkaliempfindlicher Kieselsäure <math>\text{SiO}_2</math></p>	<p>Oberflächenreaktion mit Alkali- und Calciumionen des Zements zu nicht quellendem Alkalicalciumsilikathydrat</p>	<p>Diffusion von Alkaliionen und Wasser ins Innere des Zuschlagkorns und Reaktion mit alkaliempfindlicher Kieselsäure zu Alkalikieselgel</p>
<p>4</p> 	<p>5</p> 	<p>6</p> 
<p>Innendruck erhöht sich durch Fortschreiten der Reaktion und Aufnahme von Wasser</p>	<p>Rissbildung bei Überschreiten der Zugfestigkeit des Zuschlagkorns: geringe Gelbbildung</p>	<p>Auflösung des Zuschlagkorns von innen heraus: starke Gelbbildung</p>

Die makroskopische Wirkung von AAR äussert sich bei Betonbauwerken wie folgt: Die Dehnung des Betons nimmt pro Jahr um 20 bis 150  $\mu\text{m}/\text{m}$  zu (der höhere Wert gilt für Bauwerke in den Tropen):

- Eine 100 m hohe Staumauer wächst pro Jahr um 2 bis 15 mm.
- Eine 250 m lange Staumauerkrone verlängert sich pro Jahr um 5 bis 40 mm.
- Falls die Dehnung behindert ist, entstehen Zwängungskräfte oder Zwängungsrisse.

Die Betonoberfläche verändert sich:

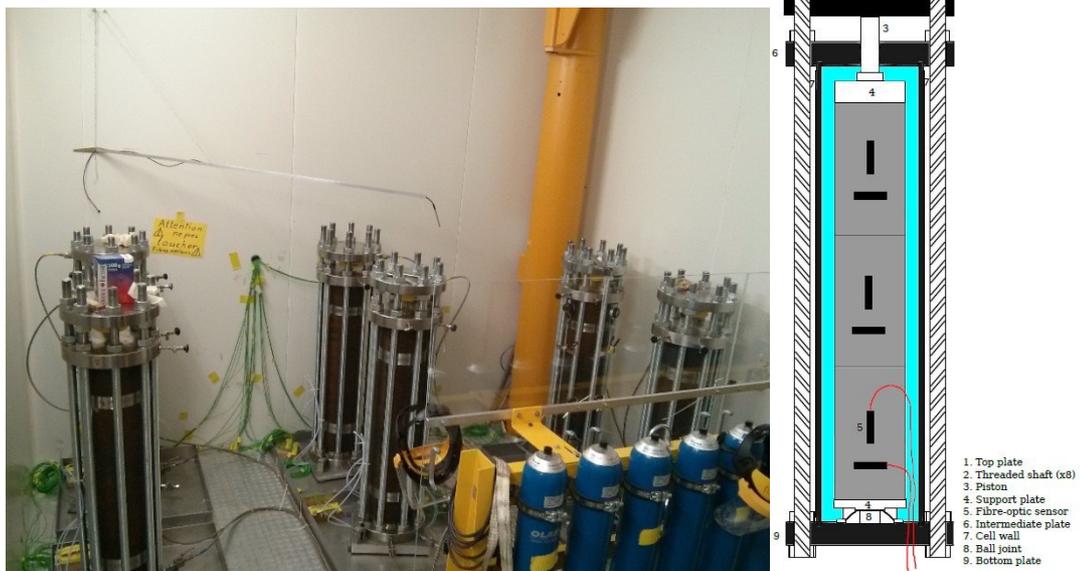
- Es entstehen netz- oder strahlenförmige Risse (engl. map cracking). Bei hoher Druckbelastung ist der Rissverlauf parallel zu den Drucktrajektorien.
- Es bilden sich Geltropfen, die anfänglich glasklar oder dunkel gefärbt sind. Unter der Einwirkung der Kohlensäure der Luft werden sie milchig und nach Austrocknung weiss.
- Es kommt zur Abplatzung von oberflächennahen Zuschlagskörnern (engl. pop outs).

Infolge der Rissbildung reduzieren sich die mechanischen Materialkennwerte des Betons. Für eine weit fortgeschrittene AAR ergeben sich aus Laboruntersuchungen die folgenden Abminderungen:

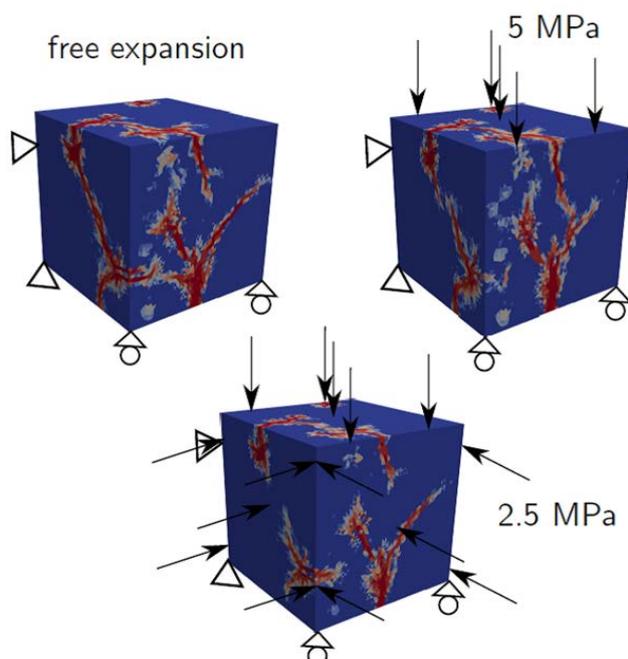
- Die Druckfestigkeit reduziert sich um 25 bis 60 %.
- Die Zugfestigkeit nimmt um 50 bis 70 % ab.
- Der Elastizitätsmodul vermindert sich um 60 bis 70 %.

Bei allen in der Schweiz von AAR betroffenen Staumauern ist die Reaktion heute noch in der Anfangsphase. Diese Reduktionen spielen deshalb nur eine untergeordnete Rolle und dürfen zurzeit vernachlässigt werden.

Seit dem Jahr 2001 hat das Bundesamt für Energie BFE, teilweise zusammen mit Swiss Electric Research, mehrere Forschungsarbeiten zum AAR-Schadensmechanismus bei Betonstaumauern gefördert. An der École Polytechnique Fédérale de Lausanne EPFL wurden Arbeiten bei den Professoren Karen Scrivener [6, 7, 8] und Jean-François Molinari [9] unterstützt. Im Rahmen von Untersuchungen zur Kinetik wurde der Einfluss der Parameter Temperatur, Alkalität und Grösse der Zuschlagkörner auf die chemische Reaktion und auf die daraus resultierenden makroskopischen Effekte beim Beton (insbesondere das Quellmass und die mechanischen Eigenschaften) studiert. Daneben wurden Untersuchungen zur Auswirkung der äusseren Randbedingungen (insbesondere Kriechen und Deformationsbehinderung) auf das Betonverhalten untersucht. Die **Abbildung 4** zeigt den Prüfstand für AAR-Quellversuche an Betonzylindern mit 3d-Druckbelastung sowie das Schema der 3d-Belastungszelle mit faseroptischer Dehnungsmessung. Der **Abbildung 5** können für drei verschiedene Belastungsfälle die mit numerischer 3d-Computersimulation bestimmten AAR-Bereiche entnommen werden.



**Abbildung 4:** Prüfstand für AAR-Quellversuche an Betonzylindern mit 3d-Druckbelastung (links) und Schema der 3d-Belastungszelle mit faseroptischer Dehnungsmessung (rechts) [8].



**Abbildung 5:** Einfluss der Belastung auf die AAR-Bereiche (rot und grau) aufgrund numerischer 3d-Computersimulation (links oben ohne äussere Belastung, rechts oben bei einachsiger Druckbelastung und unten bei dreiachsiger Druckbelastung) [9].

## 2.4. Feststellung von Alkali-Aggregat-Reaktion im Bestand

Mit einem Forschungsauftrag des BFE wurde von der EMPA Dübendorf ein Sachstandsbericht zur Diagnose von AAR bei Staumauern erstellt [10]. Der Bericht behandelt die visuelle Inspektion am Bauwerk und an Betonproben, den Einsatz des Licht- und Elektronen-Mikroskops sowie der Spektroskopie bei der AAR-Identifikation.

## 2.5. Kontrollen und Messungen am Bauwerk

Die Feststellung von AAR bei bestehenden Staumauern stützt sich in erster Linie auf die Kontrollen und Messungen der Überwachung vor Ort ab:

Visuelle Kontrolle:

- Feststellung von Rissen, die eventuell Gelablagerungen oder Feuchtigkeitssäume aufweisen.
- Öffnen/Schliessen der vertikalen Blockfugen auf der Luft-/Wasserseite.

Funktionskontrolle der beweglichen Verschlüsse der Ablassorgane:

- Ist beim hydraulischen System ein höherer Öldruck als bei früheren Kontrollen erforderlich?
- Braucht die Schützenbewegung mehr Zeit als bei früheren Kontrollen?

Geodätische Messungen:

- Ergibt die Triangulation eine mit der Zeit zunehmende Verschiebung (zumeist in Richtung See)?
- Zeigen die Nivellements der Krone und der Kontrollgänge mit der Zeit ansteigende Hebungen?

Lotmessungen im Mauerbeton:

- Ergeben sich mit der Zeit anwachsende Verschiebungen (zumeist in Richtung See)?

Extensometer-Messungen im Mauerbeton:

- Werden mit der Zeit zunehmende Verlängerungen festgestellt?

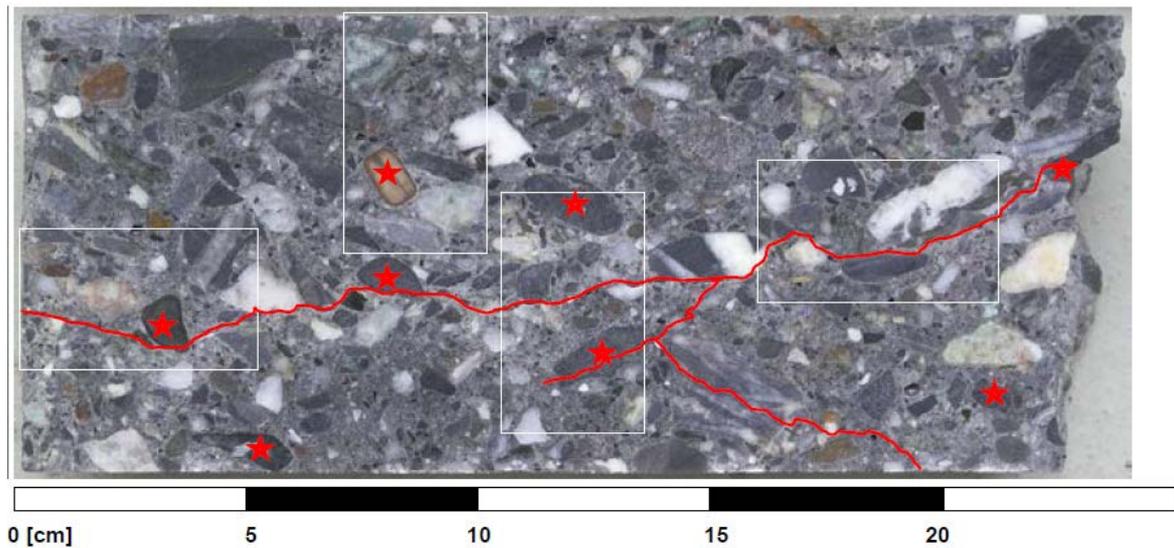
Nebenbauwerke (Wärterhaus, Stützmauern usw.) bestehen oft aus Beton mit höherem Zementgehalt aber gleichem Zuschlag. Sie sind meistens durch geringere Lasten beansprucht. AAR-Schäden können deshalb bei Nebenbauwerken oft früher als bei der Staumauer festgestellt werden.

## 2.6. Visuelle Kontrolle von Betonproben

Für Laboruntersuchungen können mit einer Kernbohranlage zylindrische Probekörper aus dem Bauwerk entnommen werden. An den Proben lässt sich die AAR-Schädigung oft bereits von blossen Auge gut erkennen (siehe **Abbildung 6** links und **Abbildung 7**). Für Untersuchungen unter dem Mikroskop müssen aus dem Probenzylinder kleinere Prüfkörper herausgeschnitten und zu Dünnschliffen aufbereitet werden (siehe **Abbildung 6** rechts).



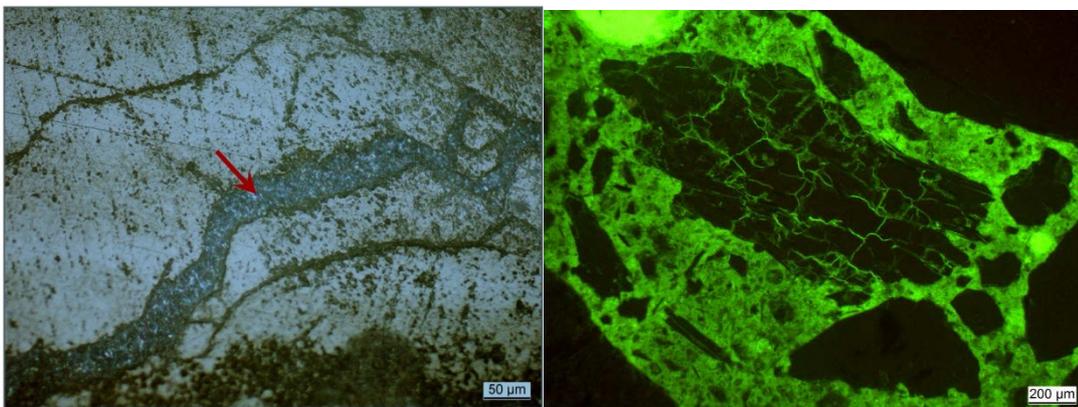
**Abbildung 6:** Oberfläche eines Bohrkerns  $d = 100$  mm mit Riss infolge AAR (links) und Betonprobe  $50 \times 90$  mm mit imprägniertem Dünnschliff für Untersuchungen unter dem Lichtmikroskop (rechts) [10].



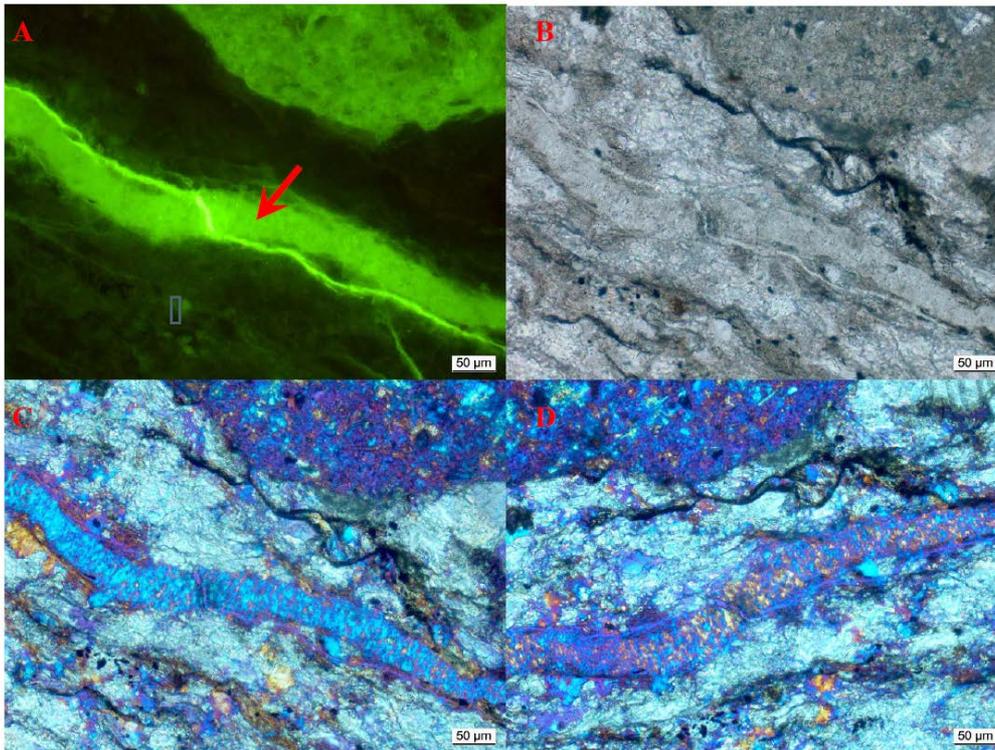
**Abbildung 7:** Längs aufgeschnittener Bohrkern mit sichtbaren Rissen (rote Linien) und für Dünnschliffe ausgewählte Bereiche (weisse Rechtecke) [10].

### 2.6.1. Lichtmikroskopische Untersuchungen

Unter dem Lichtmikroskop können AAR-Mikrorisse und die dazugehörigen Gelausscheidungen gut erkannt werden. Durch Fluoreszenzlicht oder mit Hilfe von Polarisationsfiltern lässt sich die Sichtbarkeit weiter verbessern (siehe **Abbildung 8** und **Abbildung 9**).



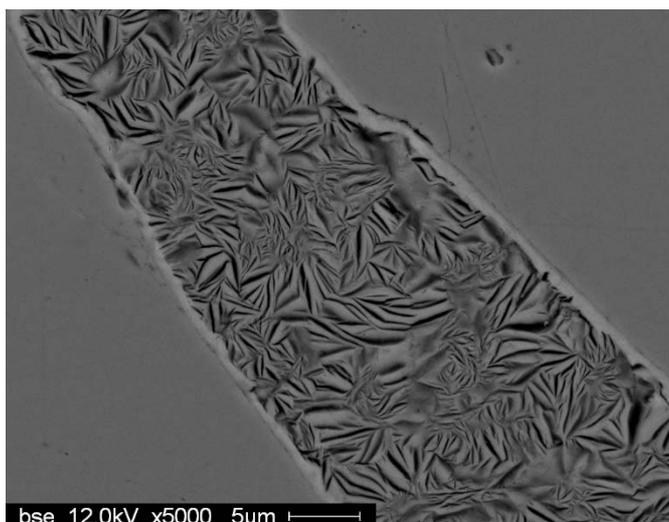
**Abbildung 8:** Mikroriss gefüllt mit AAR-Produkten in einem Zuschlagskorn (links, Mikroskopbild einer frisch geschliffenen, noch nassen Betonoberfläche vor der Imprägnierung) und Zuschlagskorn mit vielen Mikrorissen im Inneren (rechts, Mikroskopbild mit Fluoreszenzlicht) [10].



**Abbildung 9:** Dünnschliffbild eines vollständig mit AAR-Produkten gefüllten Risses (roter Pfeil) in einem Zuschlagkorn bei vier verschiedenen Lichtbedingungen (A = Fluoreszenzlicht, B = polarisiertes Licht, C = gekreuzte Polarisationsfilter und Gipsplatte, D = wie C aber um 45° gedreht) [10].

### 2.6.2. Elektronenmikroskopische und spektroskopische Untersuchungen

Das Elektronenmikroskop erlaubt eine weitere Steigerung der Vergrößerung. Dies ermöglicht eine genauere Analyse der AAR-Produkte in einem Riss (siehe **Abbildung 10**). Mit Hilfe der energiedispersiven Röntgenspektroskopie (EDX) kann sogar eine quantitative Materialanalyse dieser AAR-Produkte durchgeführt werden (siehe **Abbildung 11**).



**Abbildung 10:** Rasterelektronenmikroskopisches (REM//SEM) Bild eines mit AAR-Produkten gefüllten Mikrorisses im Gneis-Zuschlagskorn eines Staumauerbetons [10].

Element	O	Na	Mg	Al	[Mol-%]					Ca/Si	(Na+K)/Si [-]
					Si	S	K	Ca	Fe		
BL11-2	40.5	1.9	0.3	0.9	36.5	0.3	8.4	10.4	0.7	0.28	0.28
BL16-2	40.5	1.5	0.4	2.5	36.0	0.3	8.2	9.7	0.7	0.27	0.27
BL23-6	43.3	2.0	0.3	0.8	34.9	0.4	7.6	9.7	0.6	0.28	0.28

**Abbildung 11:** Ergebnis von drei quantitativen Materialanalysen der AAR-Produkte mit energiedispersiver Röntgenspektroskopie (EDX) [10].

## 2.7. Typische Schadensbilder bei Talsperren und ihren Nebenbauwerken

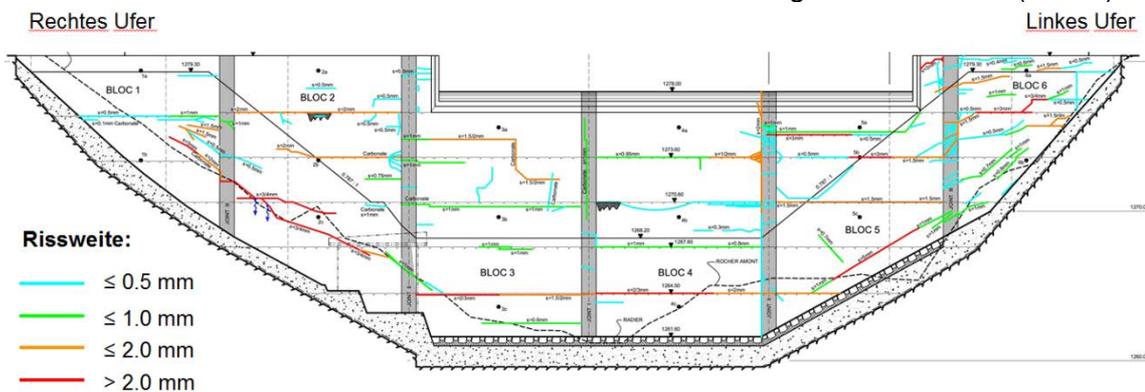
Die nachfolgenden **Abbildung 12** bis **Abbildung 16** zeigen AAR-Schäden bei verschiedenen schweizerischen Talsperren und ihren Nebenbauwerken.



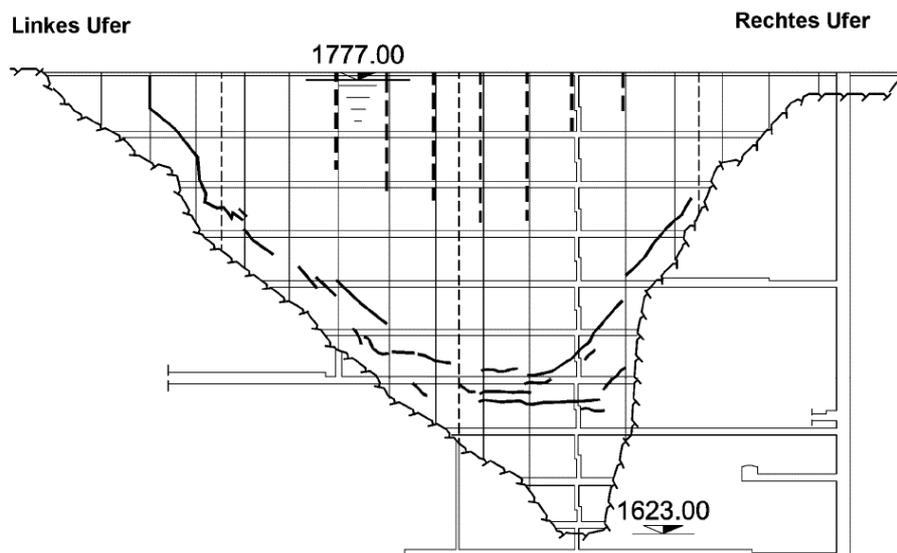
**Abbildung 12:** Netzförmige AAR-Risse beim Auslauf einer Hochwasserentlastung (links) und Risse am Einlauf einer Hochwasserentlastung mit bevorzugter Rissrichtung aufgrund der vorhandenen Kräfte (rechts).



**Abbildung 13:** AAR-Risse mit starken Ausblühungen auf der Luftseite einer Abgetreppete Gewichtsstaumauer (links) und Uferschutz im Unterwasserbereich eines Wehres mit netzförmigen AAR-Rissen (rechts).



**Abbildung 14:** Das durch Betonexpansion bei der alten Staumauer Sera hervorgerufene Rissbild (strukturelle Risse) ist mit demjenigen bei der Bogenmauer Zeuzier sehr ähnlich (der Talkontur folgende Risse auf der Luftseite).



**Abbildung 15:** Durch eine Talverengung hervorgerufenen Rissbild bei der Bogenmauer Zeuzier.



**Abbildung 16:** Stütze eines Bedienungssteiges mit AAR-Rissen in Richtung der vertikalen Hauptbeanspruchung (links) und Stützmauer einer Hochwasserentlastung mit klaffendem Riss (rechts).

## 2.8. Beeinträchtigung der Sicherheit

Wie die nachstehenden **Abbildung 17** bis **Abbildung 19** zeigen kann die Sicherheit einer Talsperre infolge AAR auf verschiedene Arten beeinträchtigt werden (siehe auch [13]). So kommt es vor, dass sich die Schützen nicht mehr bewegen lassen, eine geodätische Visur unterbrochen wird oder sogar die Tragsicherheit nicht mehr ausreichend ist.



**Abbildung 17:** Schützen lassen sich infolge AAR-Quellens nicht mehr bewegen (links) und geodätische Visuren können infolge AAR-Hebung des Geländers auf der Staumauerkrone unterbrochen werden (rechts).



**Abbildung 18:** Bestimmung der Tiefe eines strukturellen Risses auf der Luftseite einer AAR betroffenen Bogenmauer mit Hilfe einer Bohrkernentnahme (links) und Riss mit Versatz auf der Wasserseite einer Bogenmauer.

Infolge der Rissbildung im AAR-geschädigten Staumauerbeton müssen die folgenden Fragen gestellt werden:

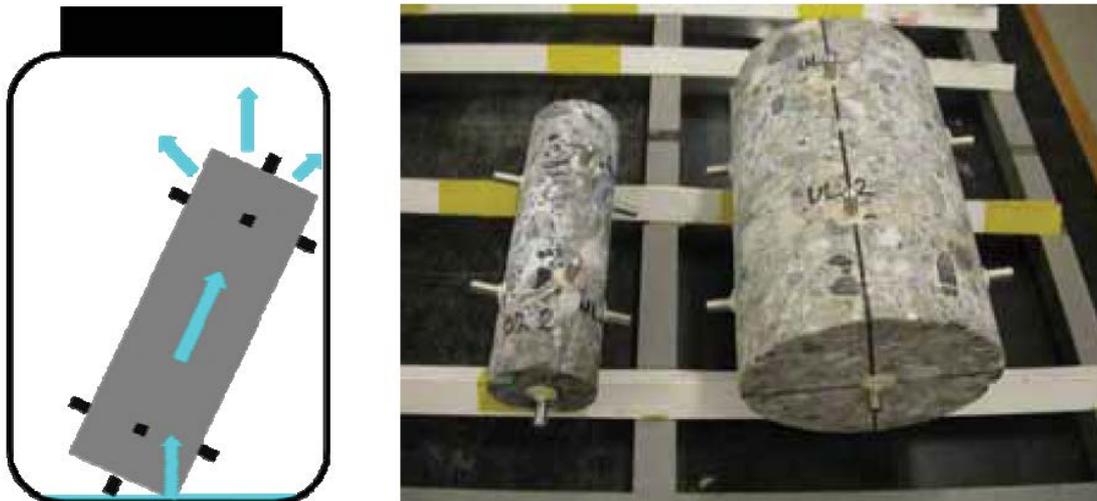
- Wieviel Querschnitt steht für die Lastabtragung noch zur Verfügung?
- Können die Schubkräfte noch aufgenommen werden?
- Ist bei Bogenmauern eine Umlagerung der Beanspruchung von der vertikalen Konsolwirkung auf die horizontale Bogenwirkung noch möglich?



**Abbildung 19:** Provisorische Sicherung einer AAR-geschädigten Staumauerkrone mit vertikalen Vorspannankern und seitlichen Stahllaschen für den Hochwasser- und Erdbebenfall.

## 2.9. Prognose der Entwicklung der Alkali-Aggregat-Reaktion

Zur Beurteilung der zukünftigen Entwicklung von AAR-geschädigtem Beton wird das Restquellmass, d. h. das verbleibende Ausdehnungspotential, an aus dem Bauwerk entnommenen Bohrkernen bestimmt. Die Bohrkern sind dazu mit Messmarken für die Dehnungsmessung in Längs- und Querrichtung versehen und anschliessend in einem dampfdichten Behälter mit Wasser bis zum oberen Bohrkernrand unter kontrollierter Temperatur gelagert (siehe **Abbildung 20**).

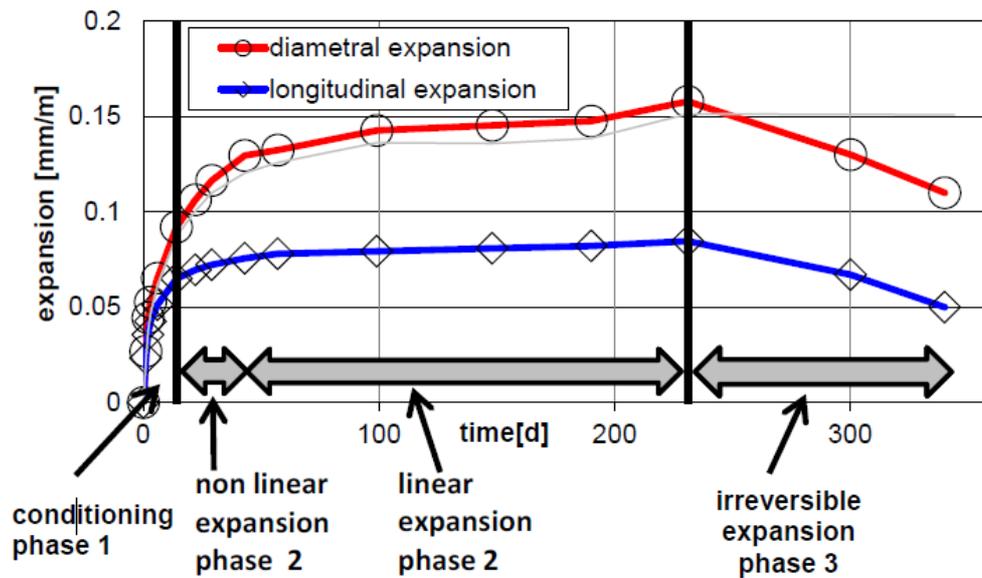


**Abbildung 20:** Bohrkern für die Bestimmung des AAR-Restquellmasses [5].

Die Resultate der wiederholt durchgeführten Dehnungs- und Massemessungen werden in einem Diagramm aufgezeichnet. Wie der **Abbildung 21** entnommen werden kann, müssen dabei drei Phasen unterschieden werden:

- Konditionierungsphase, während welcher die Probe Feuchtigkeits- und Temperaturdehnung erfährt.
- Phase der zuerst nichtlinearen, dann linearen AAR-Quelldehnung bei konstanter Temperatur und Feuchtigkeit.
- Trocknungsphase mit Schwinden der Probe.

Die Dauer dieser AAR-Restquellmassversuche beträgt oft mehr als ein Jahr!



**Abbildung 21:** Quellmass in diametraler (= rote Kurve) und longitudinaler Richtung (= blaue Kurve) [10].

## 2.10. Vermeidung der Alkali-Aggregat-Reaktion bei Neubauten

Beim Neubau von Staumauern können basierend auf der **Abbildung 2** zukünftige Schäden infolge AAR vermieden werden,

- wenn keine reaktiven Zuschläge bei der Betonherstellung verwendet werden,
- falls es gelingt, Wasser vom Beton fernzuhalten und
- wenn der Alkaligehalt des Zementsteins möglichst tief gehalten wird.

Der Alkaligehalt des Zementsteins wird in erster Linie durch die Wahl der Zementsorte bestimmt. Er lässt sich zusätzlich reduzieren, falls Silicastaub, Flugasche oder Hochofenschlacke als Teilersatz des Zementes verwendet wird.

Zum Fernhalten von Wasser können theoretisch Abdichtungen und Drainagen helfen. Bei einer Staumauer gelingt es aber in der Regel nicht, den Wassergehalt unter die für AAR kritischen 80 % zu bringen.

Bezüglich der Zuschläge sollten vor einem Neubau umfassende, teilweise sehr langdauernde Materialversuche durchgeführt werden:

- Petrografische Untersuchung des Zuschlags: Dazu sind Dünnschliffe unter dem Mikroskop zu prüfen.
- Bestimmung der Reaktivität des Zuschlags mit Hilfe des Microbar-Versuchs: Dazu wird die Gesteinskörnung zuerst gebrochen und fein gemahlen. Danach werden mit der ausgesiebten Korngruppe 0.16–0.63 mm, Natriumhydroxid und Zement CEM I 42.5 in drei Mischungsverhältnissen Prismen 10×10×40 mm hergestellt. Anschliessend, nach 4 Stunden Lagerung im Wasserdampf und 6 Stunden Lagerung in Kaliumlösung bei 150 °C, erfolgt die Messung der Längenzunahme. Falls die Zunahme bei allen drei Mischungsverhältnissen unter 0.11 % liegt, darf die Gesteinskörnung als nicht reaktiv bezeichnet werden. Der Microbar-Versuch kann für die Reaktivitätsprüfung von Zuschlagstoff-

fen aus vorwiegend metamorphem oder kristallinem Gestein nicht verwendet werden.

- Durchführung der Beton-Performance-Prüfung: Aus der für den Neubau geplanten Betonmischung werden unter Zugabe von Natriumhydroxid Prüfkörper hergestellt. Die Prüfkörper sind während der ganzen Versuchsdauer unter kontrollierten Bedingungen zu lagern. Monatlich werden an den Prüfkörpern Dehnungs- und Massenbestimmungen vorgenommen. Um aussagekräftige Resultate über das AAR-Verhalten zu gewinnen, erfordert die Beton-Performance-Prüfung eine lange Prüfdauer, vielfach ist dazu ein Jahr oder mehr erforderlich.

Wertvolle Hinweise für die obenstehenden Materialversuche und für die Vorbeugung von AAR-Schäden bei neuen Betonbauten können dem im Jahr 2012 herausgegebenen Merkblatt SIA 2042 [11] oder den zu diesem Thema spezifischen Publikationen der RILEM [12] entnommen werden.

Beim Neubau der Staumauer Sera, der zwischen September 2009 und Dezember 2010 erfolgte, wurde der nicht reaktive Zuschlag für den Beton von einem Kieswerk in der Nähe von Brig VS mit Lastwagen über den Simplonpass zur Baustelle im Zwischbergental bei Gondo VS transportiert.



**Abbildung 22:** Mit zugeführtem, nicht reaktivem Zuschlag neu erstellte Staumauer Sera im Zwischbergental bei Gondo (VS) [17].

## 4. Stand der AAR an Schweizer Talsperren

### 4.1. Aufbau der Datengrundlage

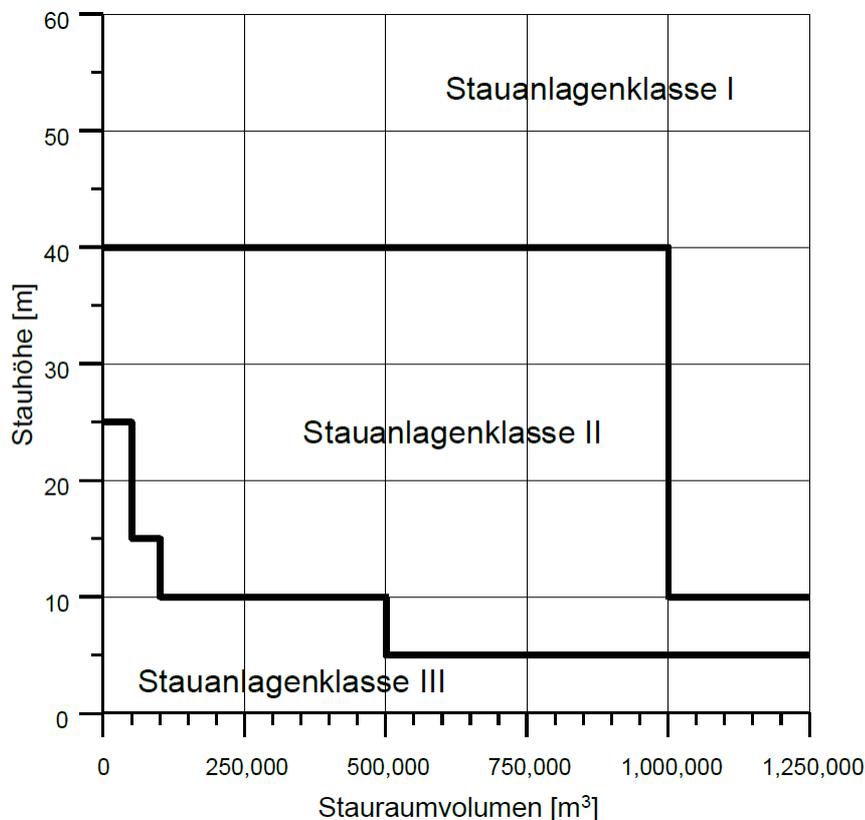
#### 4.1.1. Schweizer Talsperren

Das Bundesamt für Energie (BFE), Sektion Aufsicht Talsperren, das für die Sicherheit der Talsperren in der Schweiz verantwortlich ist, hat die Datenbank über die Schweizer Talsperren zur Verfügung gestellt. Die Datenbank enthält den Namen, die Höhe, das Stauvolumen, die Klasse, den Typ sowie das Baujahr jeder Talsperre. In der Schweiz sind 154 Betonmauern und 85 Dämme unter eidgenössischer Aufsicht. Kleine Talsperren, generell weniger als 10 m hoch und mit einem Stauvolumen kleiner als 500'000 m<sup>3</sup>, liegen unter kantonaler Aufsicht.

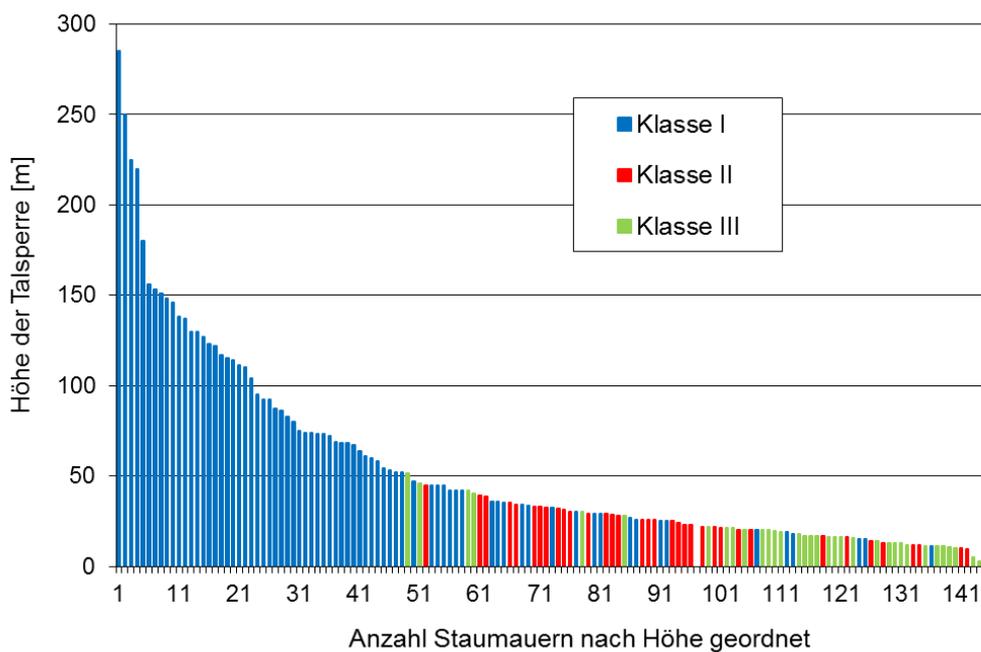
In diesem Bericht werden nur die 154 Betontalsperren welche unter der eidgenössischen Aufsicht liegen, betrachtet. Diese werden in Abhängigkeit von Höhe H und Stauvolumen V nach 3 Klassen gemäss **Abbildung 23** unterteilt:

- Klasse I: 74 Talsperren (50%),
- Klasse II: 34 Talsperren (25%),
- Klassen III: 35 Talsperren (25%).

In der Datenbank sind 11 Talsperren und Wehre nicht klassifiziert.



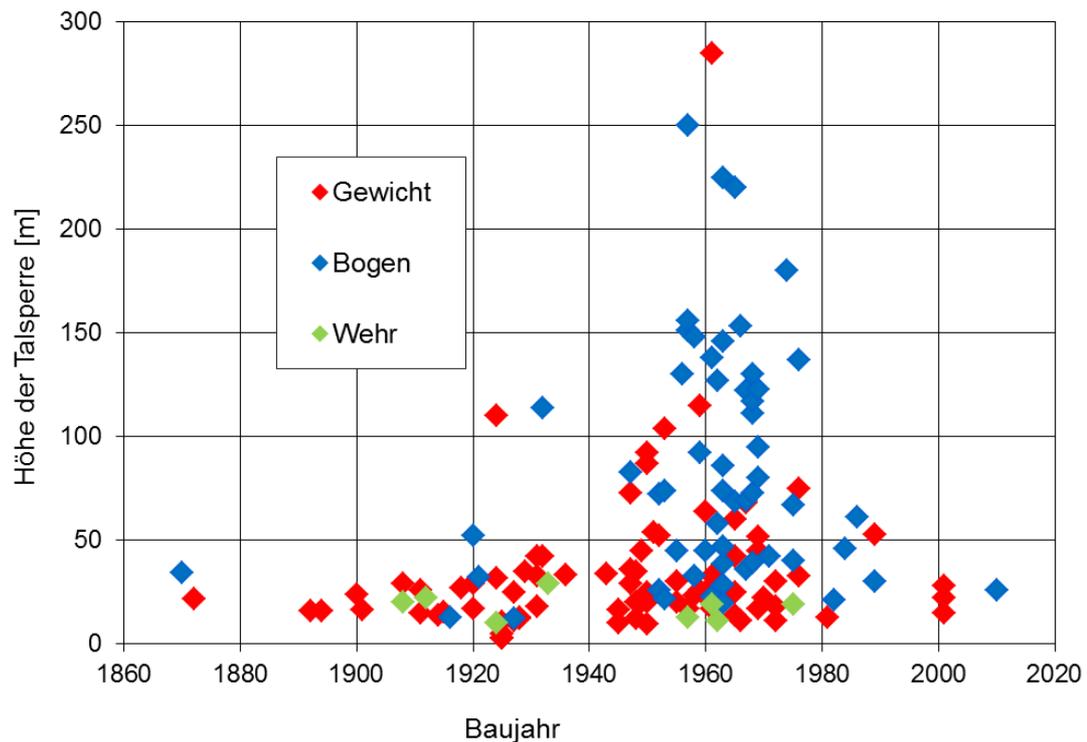
**Abbildung 23:** Definition der drei verschiedenen Stauanlagenklassen.



**Abbildung 24:** Stauanlagenklasse eingeordnet nach der Mauerhöhe.

**Abbildung 25** stellt die Art und die Höhe der Talsperren in Abhängigkeit des Baujahrs dar. Die Betonmauern unterteilen sich in folgenden Gruppen:

- 50% Gewichtsmauern (77 Talsperren)
- 35% Bogenstaumauern (53 Talsperren)
- 12% Wehre (18 Talsperren)
- 3% andere (2 Pfeilermauern, 2 Bogenreihenmauern und 2 Bogengewichtstaumauern)



**Abbildung 25:** Art und Höhe der Talsperre in Abhängigkeit des Baujahrs.

#### 4.1.2. Überwachungssysteme

Talsperren sind überwachte Konstruktionen. Dies ist eine wesentliche Eigenschaft, welche das frühzeitige Erkennen von anomalen Verhalten erlaubt, noch bevor das Betonquellen sichtbar wird und sich ein Problem für die Sicherheit der Talsperre einstellt. Für das Beurteilen des Verhaltens sind die Informationen über die vorhandenen Überwachungssysteme von grosser Bedeutung. Sie konnten von den Mitgliedern der Arbeitsgruppe zur Verfügung gestellt werden. Es wurden insgesamt 4 Kategorien bei der Instrumentierung berücksichtigt, zwei für die horizontalen und zwei für die vertikalen Verschiebungen:

Horizontale Verschiebungen:

- Lote: Sind die am häufigsten benutzten Überwachungssysteme und gleichzeitig sehr genau. Ihre Messhäufigkeit erlaubt jahreszeitliche Schwankungen zu erfassen.
- Andere Instrumente, normalerweise geodätische Messungen: geodätische Netze sind weitverbreitet, dennoch ist die Messhäufigkeit meistens nicht ausreichend um jahreszeitliche Schwankungen zu erfassen. Bei den meisten Talsperren beträgt das Messintervall 5 Jahre.

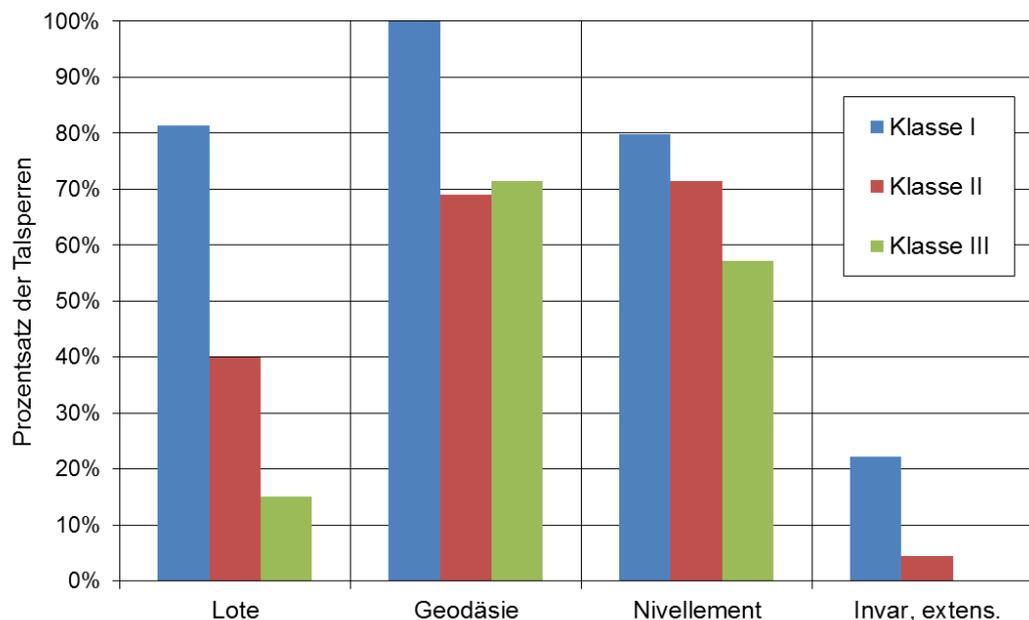
Vertikale Verschiebungen:

- Nivellement: Das Nivellement ist gemeinsam mit den geodätischen Messungen eines der am häufigsten angewendeten Systeme zur Überwachung der vertikalen Verschiebungen. Das Messintervall ist meistens nicht ausreichend um saisonale Schwankungen zu identifizieren.
- Invardrähte, Extensometer und andere Geräte: manchmal werden auch ande-

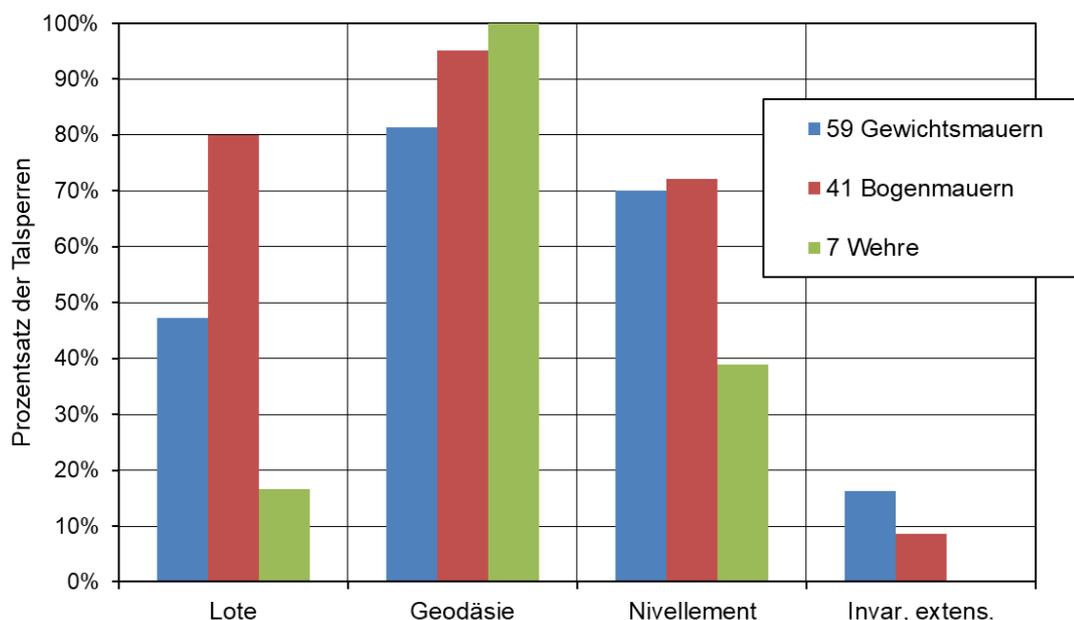


re Geräte angewendet um die vertikalen Verschiebungen in den Talsperren zu überwachen. Diese Arten von Instrumenten sind selten von Anfang des Betriebs an vorhanden, besonders bei alten Talsperren. Aus diesem Grund fehlt oft die Überwachung des Verhaltens während der ganzen Betriebsdauer des Bauwerkes.

Die vorhandenen Überwachungssysteme werden in Abhängigkeit der Klasse der Talsperre in **Abbildung 26** und in Abhängigkeit des Mauertyps in **Abbildung 27** dargestellt.



**Abbildung 26:** Zur Verfügung stehende Überwachungseinrichtungen in Betonmauern (Unterteilung nach Klassen)



**Abbildung 27:** Zur Verfügung stehende Überwachungseinrichtungen in Betonmauern (Unterteilung nach Mauertyp)

Basierend auf **Abbildung 26** kann man folgende Schlussfolgerungen ziehen:

- Talsperren der Klasse I sind relativ gut überwacht. 80% der Konstruktionen verfügen über Lote und bei allen werden geodätische Messungen durchgeführt.
- Die Überwachung nimmt bei kleineren Konstruktionen progressiv ab. Ungefähr 70% der Talsperren der Klassen II und III verfügen über eine geodätische Überwachung mit zusätzlichem Nivellement. Lote sind hingegen weniger verbreitet: sie sind in nur 15% der Talsperren der Klasse III installiert.
- Invar-Drähte oder Extensometer, vertikal in die Talsperre eingebaut, kommen in der Schweiz wenig vor.

Die in **Abbildung 26** dargestellten Resultate umfassen nicht alle 154 Talsperren der Schweiz. Zum Zeitpunkt der Ausgabe dieses Berichtes, ist die Datenbank nur für ca. 100 Talsperren vollständig (65-70% der Konstruktionen). Dieser Prozentsatz der Vollständigkeit ist für alle Klassen von Talsperren vergleichbar.

**Abbildung 27** zeigt auch, dass Wehre im Allgemeinen geringer als Gewichts- und Bogenstaumauern überwacht werden.

#### 4.2. Bewertungsmethodik

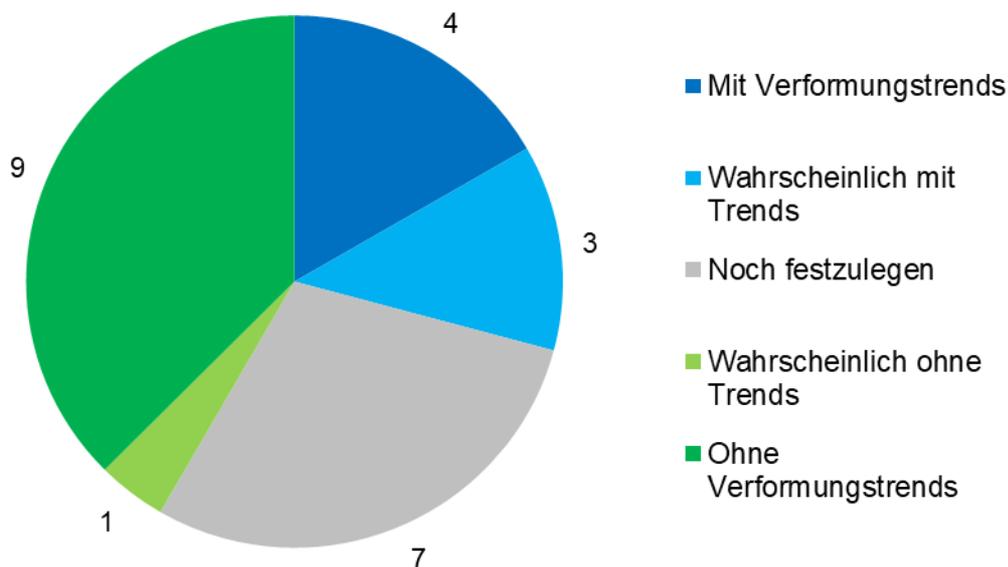
Eines der Hauptziele der Arbeitsgruppe ist die Identifizierung von irreversiblen Verschiebungen in Schweizer Talsperren aus Beton, die auf das Betonquellen zurückgeführt werden können. Bei Bogenstaumauern wird eine Verschiebung flussaufwärts und eine Anhebung der Krone erwartet, wohingegen bei Gewichtsstaumauern die horizontale Verschiebung auch flussabwärts möglich ist.

Deshalb wurde als erster Schritt der Studie das Vorhandensein von Verformungstrends identifiziert. Zur Frage, ob die oben erwähnte Art von Verschiebungen festgestellt werden kann, sind folgende 5 Antworten möglich:

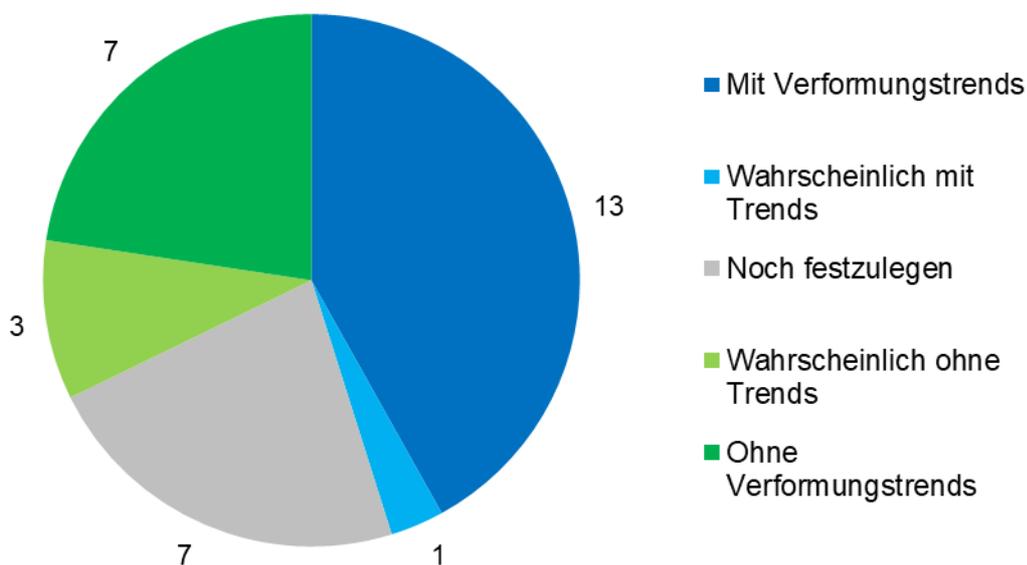
- Ja, die Talsperre weist zunehmende irreversible Verschiebungen in vertikaler oder horizontaler Richtung auf, welche sich langfristig und sehr regelmässig entwickeln (selbst wenn diese nicht mit dem Betonquellen verbunden sind). Die Grösse der irreversiblen Verschiebung selbst ist nicht massgebend, aber der irreversible Anteil ist vom reversiblen gut zu unterscheiden (eventuell erst nach Verarbeitung der Messresultate mit geeigneten Interpretationsmodellen um den reversiblen Anteil abzutrennen).
- Wahrscheinlich Ja, die Messungen sind aber unzureichend oder die Verschiebungen zu klein, um das Phänomen zu bestätigen.
- Unbekannte Situation, grundsätzlich wegen mangelhafter messtechnischer Überwachung.
- Wahrscheinlich nicht, die Überwachung ist aber unzureichend um diese Schlussfolgerung definitiv zu ziehen.
- Nein, die Talsperre zeigt ein vollkommen reversibles Verhalten, ohne Verformungstrends. Sollte eine permanente Verschiebung aufgrund von Kriechen schon im jungen Alter festgestellt worden sein, wurde dies bei dieser Studie nicht berücksichtigt.



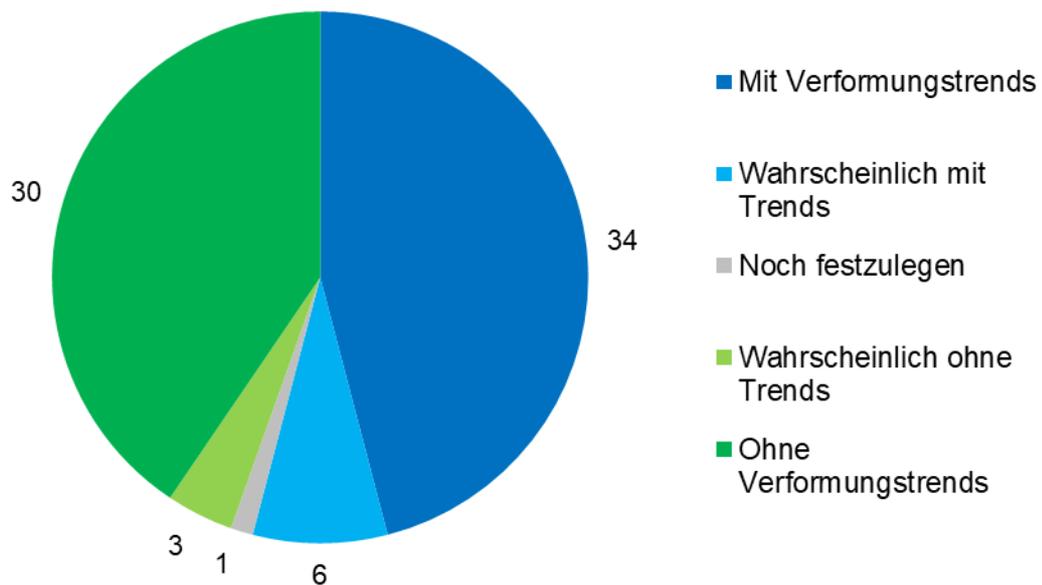
Die Situation für die Betonmauern der Klassen III, II und I ist aus **Abbildung 28**, **Abbildung 29** und **Abbildung 30** zu entnehmen.



**Abbildung 28:** Vorhandensein von Verformungstrends in Betonmauern der Klasse III (Die Werte am Rand des Kreisdiagramms zeigen die Anzahl Talsperren; das Diagramm berücksichtigt 24 Staumauern, d.h. 69% der Bauwerken).



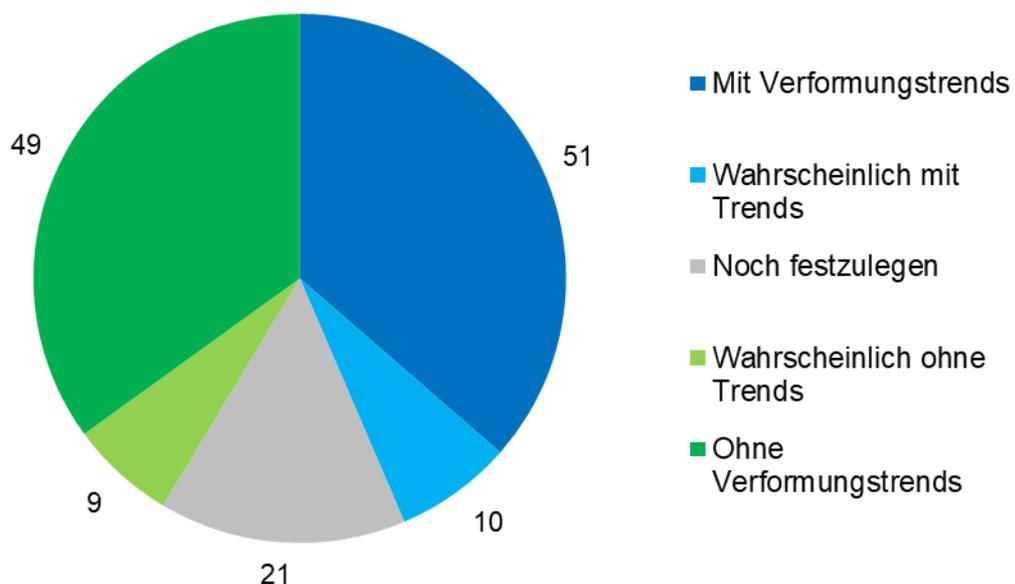
**Abbildung 29:** Vorhandensein von Verformungstrends in Betonmauern der Klasse II (Die Werte am Rand des Kreisdiagramms zeigen die Anzahl Talsperren; das Diagramm berücksichtigt 31 Staumauern, d.h. 89% der Bauwerken).



**Abbildung 30:** Vorhandensein von Verformungstrends in Betonmauern der Klasse I (Die Werte am Rand des Kreisdiagramms zeigen die Anzahl Talsperren; das Diagramm berücksichtigt alle 74 Staumauern der Klasse I).

Wie aus **Abbildung 30** ersichtlich ist, sind die Kenntnisse über das Verhalten der schweizerischen Talsperren ausreichend. Nur eine Talsperre der Klasse I konnte nicht bewertet werden, und die Anzahl Talsperren mit Ungewissheiten ist beschränkt. Es scheint eine grosse Anzahl an Talsperren zu geben, die langfristige Verformungstrends aufweisen, 34 Talsperren haben nämlich einen bestätigten Trend und 6 einen möglichen.

**Abbildung 31** zeigt eine Zusammenfassung für alle Betonmauern der Schweiz einschliesslich Talsperren der Klasse II und III.

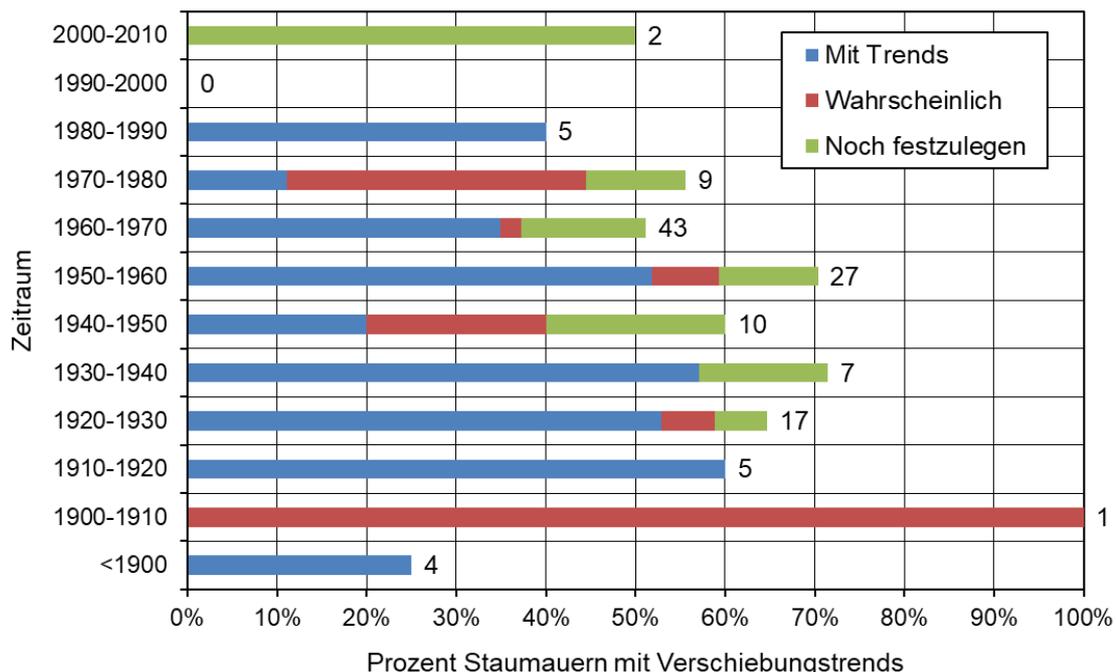


**Abbildung 31:** Vorhandensein von Verformungstrends in Schweizer Talsperren (Die Werte am Rand des Kreisdiagramms zeigen die Anzahl Talsperren; das Diagramm berücksichtigt 140 Staumauern, d.h. 90% der Bauwerke).



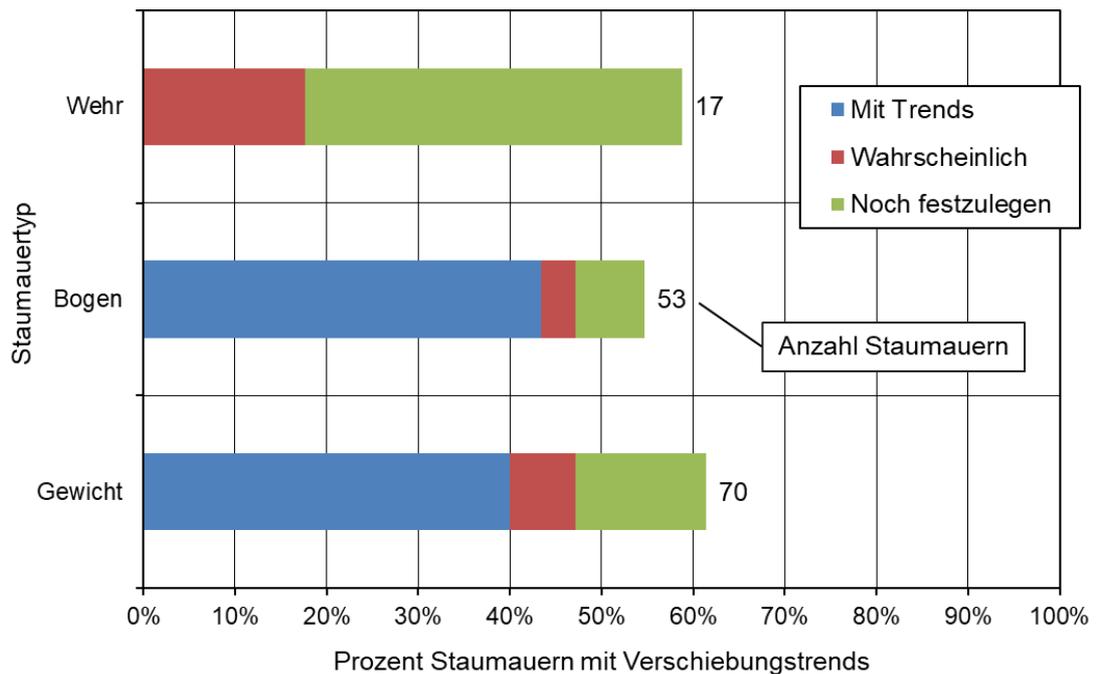
Im Vergleich zur **Abbildung 30** steigt in **Abbildung 31** die Anzahl mit unbekanntem Verhalten. Es ist noch darauf hinzuweisen, dass **Abbildung 31** nur 90% aller Betonmauern berücksichtigt, da die Datenbank noch nicht vollständig ist. Die Zunahme von Talsperren mit unbekanntem Verhalten ist übrigens auf die unzureichende messtechnische Überwachung von kleineren Bauwerken zurückzuführen. Insgesamt, sind bis zu 60 Talsperren von diesen Quellphänomenen betroffen.

Die Arbeitsgruppe hat auch den möglichen Zusammenhang mit der Bauzeit untersucht. **Abbildung 32** zeigt, dass die Anzahl Talsperren mit Trends zwischen 40% und 60% praktisch unabhängig vom Baujahr ist.



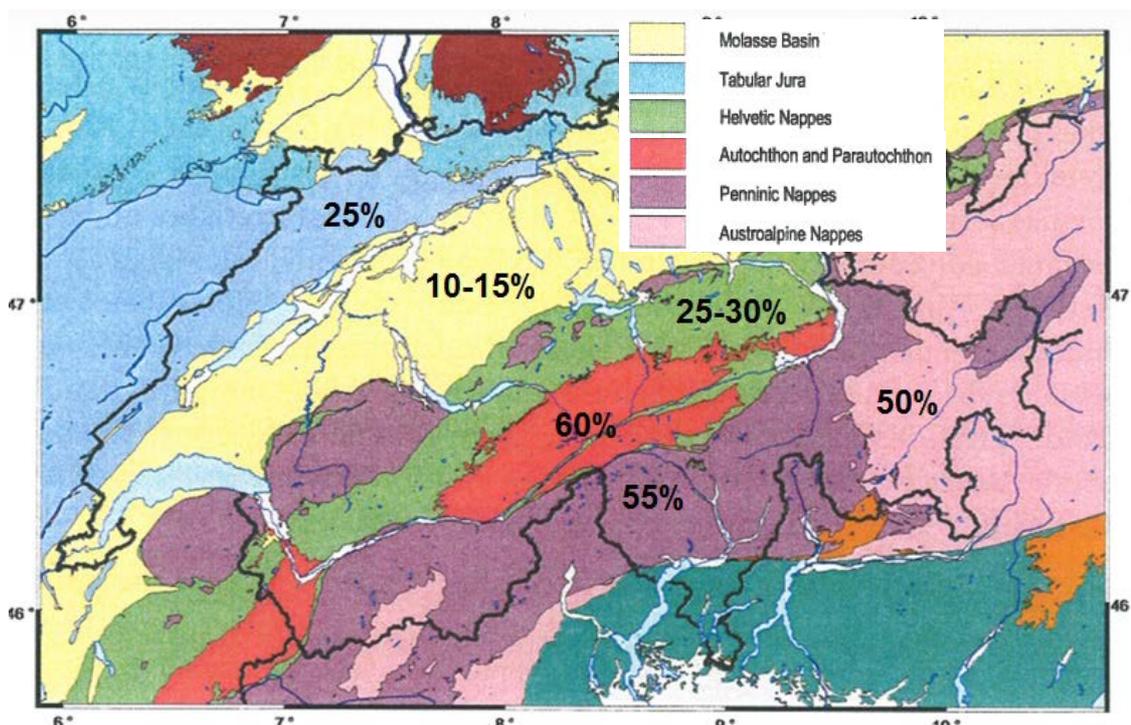
**Abbildung 32:** Prozent der von Verformungstrends betroffenen Staumauern in Abhängigkeit von der Bauzeit.

Ein weiteres statistisches Ergebnis ist in **Abbildung 33** zu finden, es wird dort das Vorhandensein von Trends in Abhängigkeit der Art von Talsperren dargestellt. Gewichts- und Bogenstaumauern sind gleichermassen von irreversiblen Phänomenen betroffen, wohingegen bei Wehren die Situation nicht mit Sicherheit beurteilt werden kann, da das Verhalten grössere Unsicherheiten aufweist. Das ist auf die Komplexität dieser Art von Talsperren und die geringe Überwachung der Wehre zurückzuführen. Es bedeutet aber nicht, dass Wehre weniger kontrolliert werden als andere Talsperren. Wehre sind nämlich generell komplexe Bauwerke, mit vielen Stollen und Durchgängen, bei welchen visuelle Inspektionen bei der Beurteilung des Verhaltens eine wichtige Rolle spielen können. Das Vorhandensein grosser Schützen kann auch wichtige Angaben für die Bewertung des strukturellen Zustandes liefern. Für die Arbeitsgruppe war diese Art von Informationen aber schwer zugänglich, insbesondere im Vergleich mit dem einfachen Zugang zu Daten bei den anderen Typen von Talsperren.



**Abbildung 33:** Prozent der von Verformungstrends betroffenen Staumauern in Abhängigkeit vom Typ der Staumauer.

Die Verteilung von Talsperren, welche Verformungstrends aufweisen, zusammen mit der Geologie der Schweiz ist in **Abbildung 34** gezeigt. Die höhere Reaktivität in den Alpen (Ostalpine Decken, Penninische Decken und Autochton) ist meistens mit deformiertem und gerissenem Quarz verbunden, wohingegen die Talsperren aus dem Helvetikum, dem Jura und der Molasse mehr Sand- und Kalksteine enthalten.

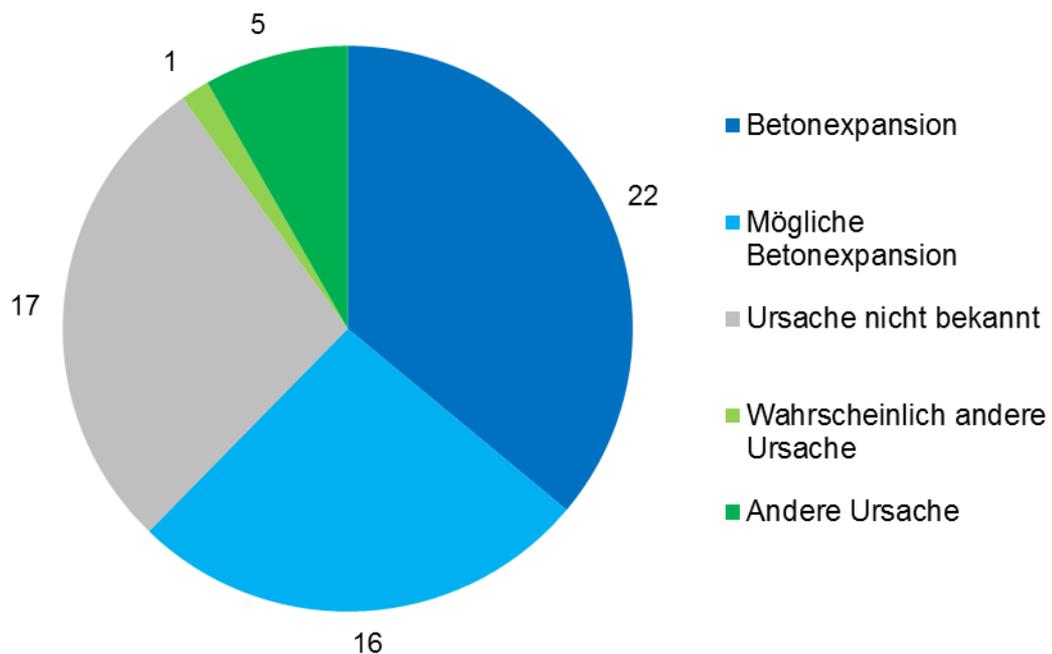


**Abbildung 34:** Prozentsatz der Talsperren mit Verformungstrends in Abhängigkeit von den geologischen Einheiten der Schweiz.

Ein letzter interessanter Teil der Studie analysiert die Ursachen der erkannten Verformungstrends. Die Arbeitsgruppe betrachtete folgende 5 Möglichkeiten:

- Betonquellen infolge chemischer Reaktionen schon bestätigt, eventuell auch durch Laboruntersuchungen.
- Mögliches Betonquellen, d.h. nicht durch Laboruntersuchungen bestätigt. Das Verhalten ist aber kompatibel mit Betonquellen (Anhebung der Krone, horizontale Verschiebung, Risse).
- Unbekannte oder zu bestimmende Ursachen.
- Vermutlich andere Ursache: der erkannte Verformungstrend ist wenig mit Betonquellen kompatibel, die Ursachen sind aber noch nicht klar.
- Andere Ursachen: der Grund des festgestellten Trends ist bekannt und ist nicht mit Betonquellen verbunden.

**Abbildung 35** zeigt die Situation der 61 Talsperren mit Verformungstrends (bestätigt oder wahrscheinlich, aus **Abbildung 31**). Abgesehen von wenigen bekannten Fällen ist die grosse Mehrheit der Talsperren, die irreversible Verschiebungen aufweisen, möglicherweise von Betonquellen betroffen. Bei ungefähr 1/3 der Talsperren ist die Ursache deutlich mit diesem chemischen Phänomen verbunden.



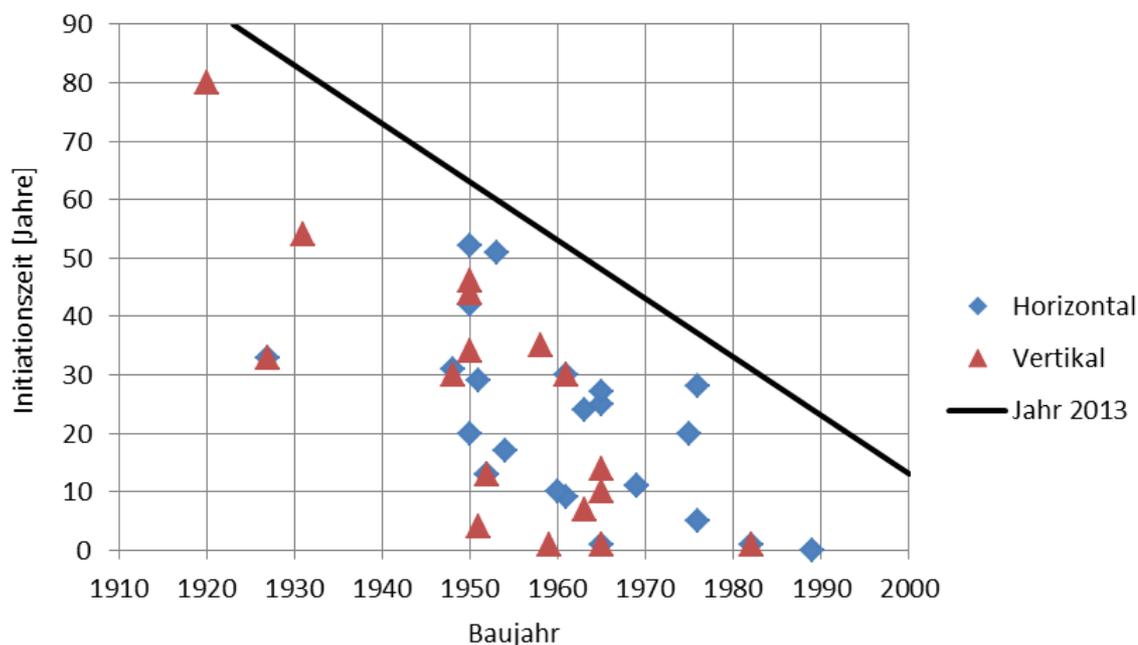
**Abbildung 35:** Ursachen für die Verformungstrends bei den betroffenen Talsperren.

### 4.3. Resultate der Datenauswertung

#### 4.3.1. Zeit bis das Betonquellen ausgelöst wird

In diesem Abschnitt wird das Verhalten einer bestimmten Anzahl von schweizerischen Talsperren beschrieben, welche von Betonquellen betroffen sind. Talsperren die Betonquellen aufweisen, haben in einer ersten Phase ein normales Verhalten, es folgt danach einer Phase in welcher horizontale Verschiebungen und Hebungen der Krone beobachtet werden können. Die erste Phase des normalen Verhaltens wird als Initiierungsphase definiert und ist in **Abbildung 36** dargestellt.

Die geneigte Linie entspricht dem Alter der Talsperre (Stichjahr 2013). Es ist also nicht möglich, dass sich Punkte oberhalb dieser Linie befinden. Es kann aber nicht ausgeschlossen werden, dass Talsperren welche heutzutage keine Ausdehnung aufweisen, weiter ein normales Verhalten zeigen werden. Aus der Abbildung ist deutlich zu sehen, dass in manchen Fällen, die Initiierungsphase sehr lang sein kann und sogar bis 50 bzw. 80 Jahre dauern kann. Diese Beobachtung ist nicht einmalig, da ähnliche Ergebnisse schon publiziert wurden [15]. Dennoch begann in anderen Fällen die Ausdehnung unmittelbar nach dem Bau. Die erstaunlich lange Initiationszeit von 80 Jahren könnte eventuell mit Injektionsarbeiten in der betroffenen Mauer verbunden sein, d.h. dass erst nach diesen Injektionen das Betonquellen begonnen hat.

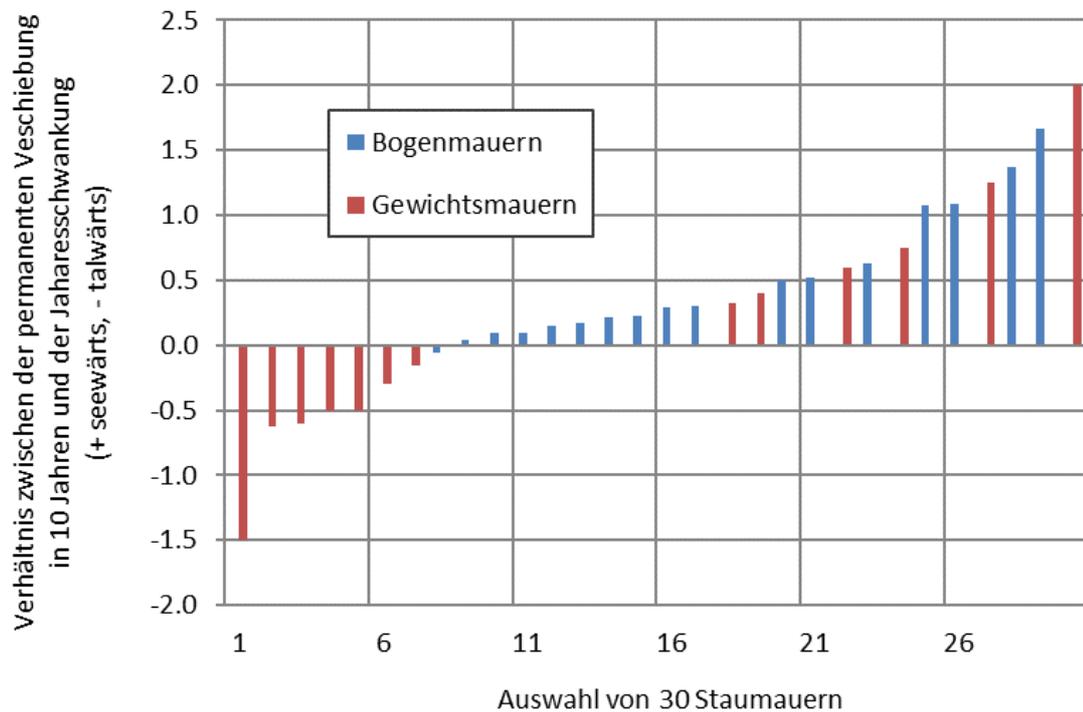


**Abbildung 36:** Dauer der Initiationszeit des Betonquellens in verschiedenen Talsperren in Abhängigkeit des Baujahrs und der Richtung des Verformungstrends (horizontal/vertikal).

Es ist weiter zu bemerken, dass die Dauer der Initiierungsphase für die vertikalen Verschiebungen kürzer ist als für die horizontalen Verschiebungen. Anders ausgedrückt, die Ausdehnung in vertikaler Richtung scheint etwas vor der in horizontaler Richtung einzutreten. Die mittlere Dauer der Initiierungsphase wurde für 11 Talsperren, welche Verschiebungen in beiden Richtungen aufweisen, ausgerechnet. Diese beträgt ca. 20 Jahre in vertikaler und 26 Jahre in horizontaler Richtung.

#### 4.3.2. Verformungstrend in horizontaler Richtung

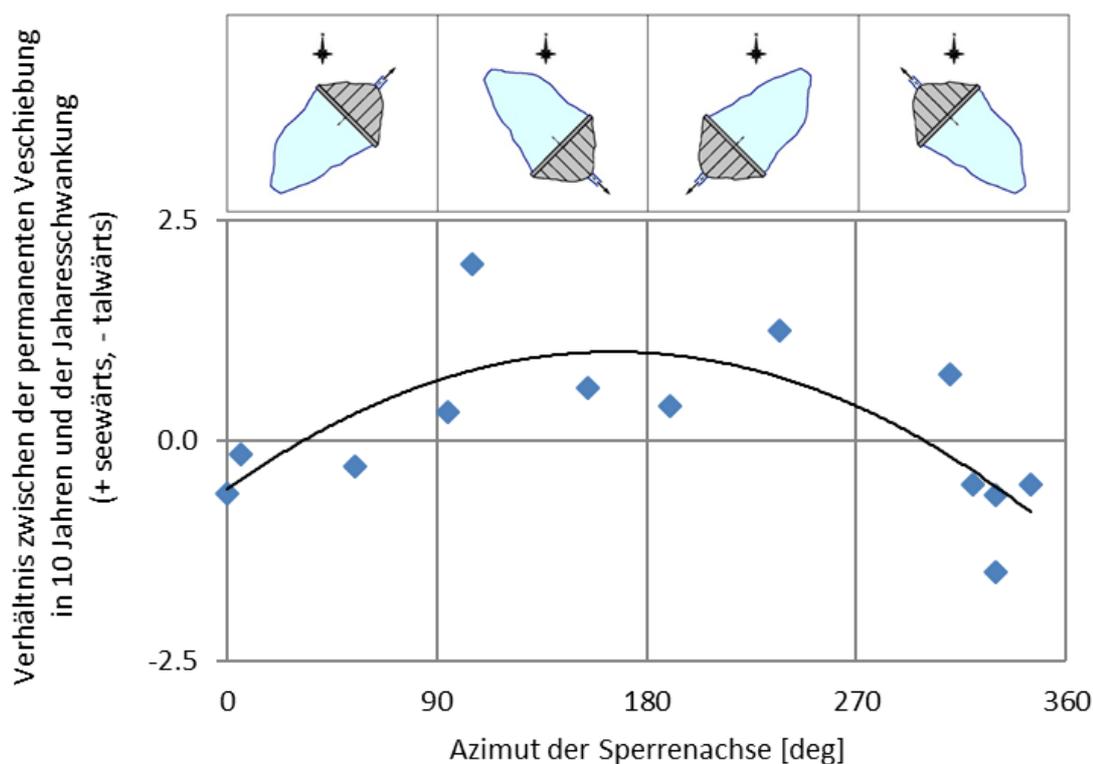
Ein bestimmter horizontaler Verformungstrend und eine permanente Verschiebung sind nicht von gleicher struktureller Bedeutung für eine kleine steife Gewichtsstau-mauer wie für eine grosse und flexibel Bogenstau-mauer. Um das in verschiedenen Bauwerken beobachtete Verhalten zu vergleichen, ist es daher erforderlich andere Parameter zu finden. Am besten, sollte man die durchschnittliche Ausdehnung bestimmen. Basiert auf den gemessenen Verschiebungen in horizontaler Richtung ist dieses aber nicht eindeutig und dafür wäre eine strukturelle Analyse erforderlich. Aus diesem Grund, wurde beschlossen die permanente Verschiebung mit der jährlichen Schwankung unter regulären Betriebszuständen (Wasserstand und jahreszeitliche Schwankungen der Temperatur) zu vergleichen. Damit kann das beobachtete Verhalten für jede Grösse der Talsperre verglichen werden. Die permanente Verschiebung in einem Punkt wird also durch die typische jährliche Schwankung der Verschiebung geteilt. Der erhaltene Parameter ist in **Abbildung 37** dargestellt, Bogen- und Gewichtsstau-mauern werden getrennt betrachtet. Ein Wert gleich 1.0 bedeutet die permanente Verschiebung über 10 Jahre und entspricht der jährlichen Schwankung.



**Abbildung 37:** Verhältnis des horizontalen Verformungstrends zu der jahreszeitlichen elastischen Schwankung (30 Talsperren, bei welchen die erforderlichen Daten zuverlässig gesammelt und geprüft werden konnten).

Negative Werte bedeuten, dass der horizontale Trend talwärts gerichtet ist. Obwohl das bei einer Talsperre, die Betonquellen aufweist, ungewöhnlich erscheinen könnte, sind in **Abbildung 38** mehrere Gewichtsstaumauern dargestellt welche einen Trend in Talrichtung aufweisen. Der Einfluss der Temperatur auf die Entwicklung der Ausdehnung wurde schon kommentiert und beschrieben [13, 14].

Es wurde nämlich gezeigt, dass bei Gewichtsstaumauern der horizontale Trend hauptsächlich durch differentielle Ausdehnung zwischen Luft- und Wasserseite bedingt ist. In den Alpen ist die Temperaturverteilung meistens von Sonnenschein beeinflusst und deshalb von der geografischen Ausrichtung der Talsperre.



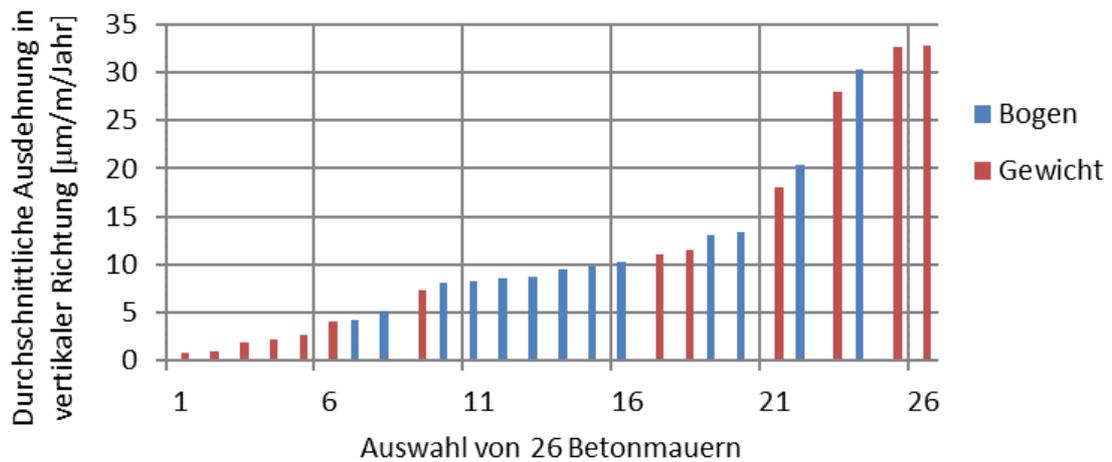
**Abbildung 38:** Horizontaler Verformungstrend von Gewichtsstaumauern in Abhängigkeit von der Ausrichtung der Mauerachse (Mauerachse senkrecht zur Mauer-oberfläche und Richtung Luftseite).

Die in **Abbildung 38** dargestellten Ergebnisse scheinen den Einfluss der Sonneneinstrahlung zu bestätigen: Gewichtsstaumauern mit nach Süden ausgerichteter Wasserseite (Azimut der Mauerachse zwischen  $-45^\circ$ , bzw.  $315^\circ$  und  $+45^\circ$ ) weisen eine permanente Verschiebung talwärts auf, während bei Gewichtsstaumauern mit der Luftseite nach Süden (Azimut der Mauerachse zwischen  $90^\circ$  und  $270^\circ$ ) ausschliesslich eine permanente Verschiebung seeseits beobachtet wird.

Bis Ende 2013, überschritt in manchen Fällen die totale permanente Verschiebung sogar 8-mal die übliche jahreszeitliche Schwankung. Instandsetzungsarbeiten wurden bei manchen Staumauern durchgeführt, als die permanente Verschiebung 5 mal die jahreszeitliche Schwankung überschritten hatte. Für kleinere Verschiebungen wurden bis jetzt keine diesbezüglichen Arbeiten durchgeführt.

#### 4.3.3. Vertikale Verschiebungen

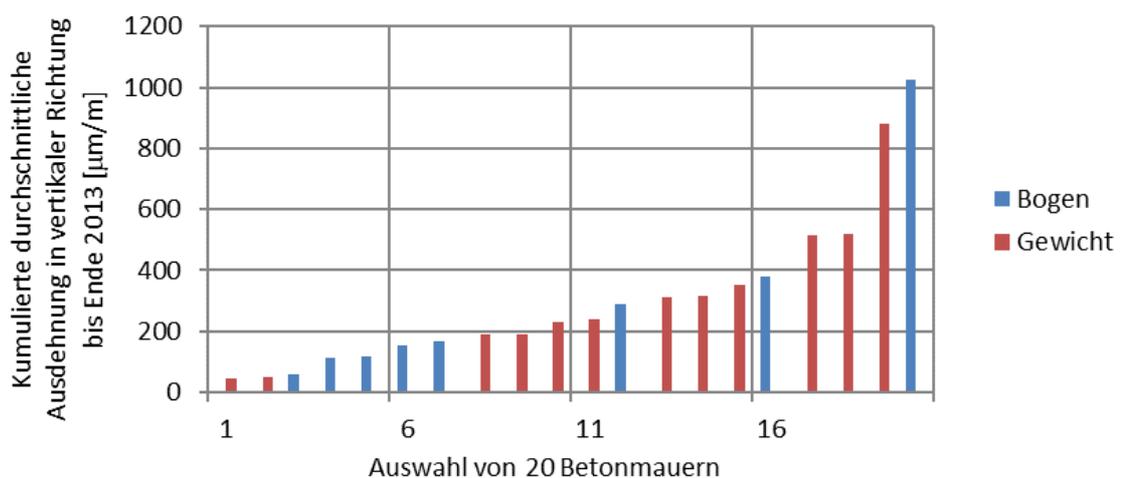
Um die vertikalen Verschiebungen zu bestimmen, werden generell die Nivellementmessungen auf Höhe der Krone berücksichtigt. Der irreversible Anteil der Verschiebung wird dann durch die Höhe der Mauer dividiert, um die durchschnittliche Ausdehnung in vertikaler Richtung zu bestimmen. Die berechneten Werte dieses Parameters sind in **Abbildung 39** für einige ausgewählten Bogen- und Gewichtsstaumauern dargestellt.



**Abbildung 39:** Durchschnittlicher vertikaler Ausdehnungsgrad entlang der ganzen Mauerhöhe (26 Talsperren, bei welchen die erforderlichen Daten zuverlässig zusammengetragen und geprüft werden konnten). Die Ausdehnungsgeschwindigkeit bezieht sich auf die letzten 10 Jahre.

Der Ausdehnungsgrad beträgt maximal 30 bis 35  $\mu\text{m}/\text{m}$  pro Jahr, was noch als mässig betrachtet werden kann. In Mactaquac wurde einen Ausdehnungsgrad bis 140  $\mu\text{m}/\text{m}$  pro Jahr geschätzt [16]. Die in **Abbildung 39** dargestellten Werte sind mit denen einer aktuellen Studie von Electricité de France vergleichbar [18].

Schliesslich zeigt die **Abbildung 40** die totale kumulierte Ausdehnung in vertikaler Richtung bis Ende 2013. Diese entspricht auch, wie oben, der durchschnittlichen Ausdehnung, welche bei Division der permanenten Hebung der Krone durch die Mauerhöhe gerechnet wird. Die beiden Talsperren die Werte höher als 800  $\mu\text{m}/\text{m}$  aufweisen, wurden instandgesetzt.



**Abbildung 40:** Durchschnittliche vertikale Ausdehnung über die ganze Mauerhöhe (20 Talsperren, bei welchen die erforderlichen Daten zuverlässig zusammengetragen und geprüft werden konnten).



#### 4.4. Schlussbemerkungen

Die Arbeitsgruppe AAR hat das Verhalten von 154 schweizerischen Talsperren analysiert, mit dem Ziel, die Auswirkungen des Betonquellens aufgrund chemischer Reaktionen auf diese Bauwerke zu identifizieren. Nicht alle Betontalsperren konnten zuverlässig analysiert werden, da bei manchen Bauwerken die erforderlichen Daten nicht vorhanden waren oder von der Arbeitsgruppe nicht genügend geprüft werden konnten. Schliesslich konnten 119 Talsperren bewertet werden.

Die Ergebnisse zeigen, dass ungefähr 50% dieser Talsperren Verformungstrends und permanente Verschiebungen aufweisen (61 Talsperren). Von diesen:

- sind bei 38 Talsperren diese Trends mit einem Betonquellen kompatibel (in 22 Fällen wurde die Betonexpansion auch mit Laboruntersuchungen bestätigt).
- liegen bei 6 eher andere Phänomene vor.
- ist die Situation bei weiteren 17 Bauwerken noch etwas unscharf (die Arbeitsgruppe konnte auch diese Daten nicht genügend prüfen).

Aus dieser Analyse kann zusammenfassend festgestellt werden, dass die Betonexpansion zwischen 35% und 45% der schweizerischen Betontalsperren betrifft. Das Phänomen hat somit eine hohe Relevanz.

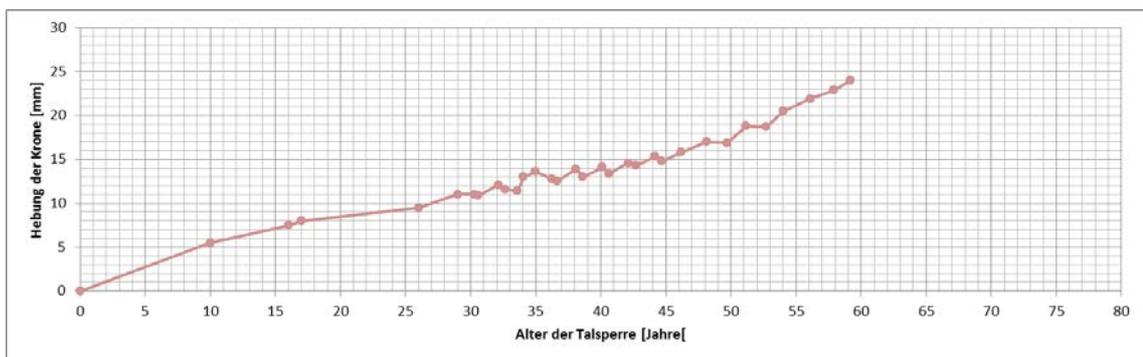
Talsperren, die ein Quellen aufweisen, sind durch eine erste Betriebsphase gekennzeichnet, in welcher das Verhalten regulär und reversibel ist. Diese Initiierungsphase kann zwischen 0 und vielen Jahren schwanken und sogar 50 bis 80 Jahre erreichen. Nach dieser ersten Phase werden die Auswirkungen des Betonquellens, wie Hebung der Krone und horizontale Verformungstrends, ersichtlich. Diese Trends wachsen fast linear mit der Zeit an. Der durchschnittliche Ausdehnungsgrad in vertikaler Richtung schwankt zwischen 1 und 30  $\mu\text{m}/\text{m}$  per Jahr. In horizontaler Richtung, bewegen sich die Bogenstaumauern stromaufwärts, wohingegen Gewichtsstaumauern sich auch stromabwärts bewegen können, je nach Ausrichtung der Talsperre. In der Tat, weisen Gewichtsstaumauern generell einen Verformungstrend Richtung Norden auf, wahrscheinlich aufgrund der grösseren Ausdehnung der gegen Süden, d.h. der Sonne ausgesetzten Mauerflächen.

Instandsetzungsarbeiten wurden in einigen Fällen durchgeführt, unter anderem bei den Staumauern Illsee, Sera und Salanfe. Bei diesen Talsperren hatte die totale Ausdehnung infolge Betonquellen 500 bis 1000  $\mu\text{m}/\text{m}$  erreicht. Zukünftig sind Instandsetzungsarbeiten bei weiteren Talsperren zu erwarten.

## 5. Untersuchungsschwerpunkte und Strategie

### 5.1. Untersuchungen Erkenntnisse bis heute

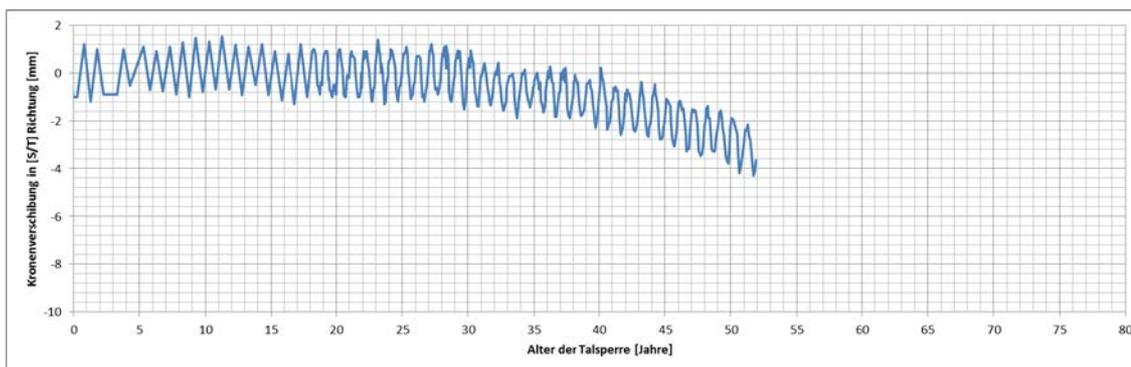
Die ersten Untersuchungen zum Thema Quellen von Betonsperren waren die Auswertungen von Langzeitreihen von Verformungsmessungen bei Staumauern. Mit wenigen Ausnahmen, welche sehr frühe Anzeichen eines ungewöhnlichen Verhaltens zeigten, manifestierten sich 10 bis 20 Jahre nach dem Bau der Anlagen Verformungstrends, welche mit einer Ausdehnung des Betons gedeutet wurden (siehe **Abbildung 41** bis **Abbildung 43**). Nivellementsmessungen zeigten dabei Hebungen der Mauerquerschnitte und tachymetrische Messungen sowie Lotmessungen horizontale Verschiebungen. Bei Bogen- und Bogengewichtsmauern sind diese horizontalen Verschiebungen in Richtung See gerichtet, bei Gewichtsmauern können die Verformungen sowohl in Richtung See wie auch in Richtung Tal gerichtet sein (siehe **Abbildung 37** im Kapitel 3). Erste Erklärungen dieser Volumenzunahme wurde den, in den 1990er Jahren gemessenen Beton- und Umgebungstemperaturerhöhungen zugesprochen. Erst mit grösseren Verformungsbeträgen rückte AAR, und in wenigen Fällen Sulfatquellen, als Grund für die Langzeitverformungstrends ins Zentrum der Untersuchungen. Das relativ späte Erkennen des Quellens ist auch dem Umstand geschuldet, dass das Kriechen der Staumauern unter der ständigen Wasserlast den Effekt des Quellens überschattet, resp. kompensiert hat (siehe **Abbildung 43**).



**Abbildung 41:** Langzeitverhalten der Kronenhebung einer Talsperre.

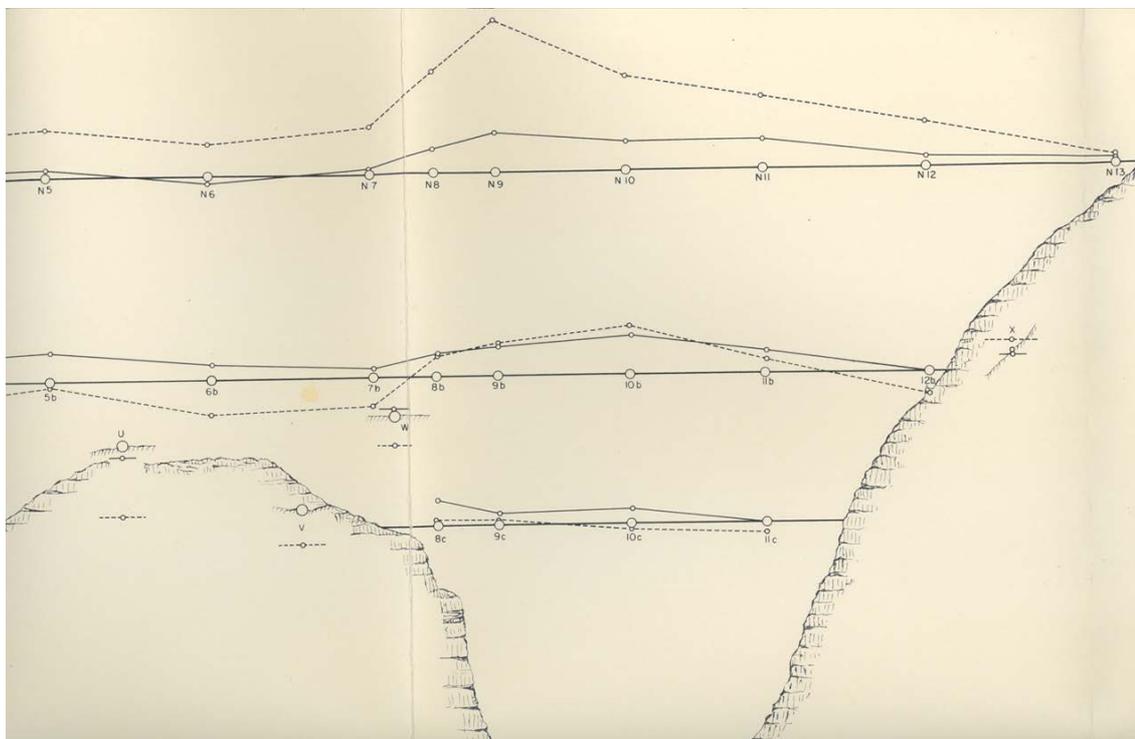


**Abbildung 42:** Langzeitverhalten der Hebung einer Talsperre auf drei verschiedenen Koten.



**Abbildung 43:** Langzeitverhalten der horizontalen Kronenverschiebungen in See/Talrichtung.

Von zentralem Interesse bei der Analyse des Quellverhaltens einer Betonsperre ist die Kenntnis der örtlichen Verteilung des Quellens in der gesamten Mauer, also im Querschnitt und in Mauerlängsachse. Die dafür notwendigen Verformungs- resp. Dehnungsmessungen sind aber nur bedingt vorhanden. Bei kleinen Staumauern, meist ohne Kontrollgang, existieren oft nur Kronennivellemente oder einfache tachymetrische Winkelmessungen. Dies ist für die Überwachung der Stauanlage sicherlich ausreichend, eine Analyse der örtlichen Verteilung des Quellens des Betons ist aber nicht möglich. Bei grösseren Staumauern existieren Kontrollgänge in denen die Verformung der Mauer gemessen wird, oder es gibt mehrere geodätische Vermessungspunkte auf dem luftseitigen Parament (siehe **Abbildung 44**). Dies ermöglicht eine etwas detailliertere Analyse der Verformungen, resp. Dehnungen auf verschiedenen Koten der Mauer.



**Abbildung 44:** Tachymetrisch bestimmte Hebungen einer Staumauer auf drei verschiedenen Koten und für zwei Zeitpunkte.

Diese Möglichkeit, die Verformungen von Mauern über ihre Höhe zu analysieren, hat bis heute deutlich gezeigt, dass vor allem die höheren Bereiche der Staumauern quellen. In den letzten Jahren wurden diverse Mauern betreffend Messungen der örtlichen Verteilung der Betondehnungen weiter instrumentiert. So kommen Mehrfachextensometer oder Gleitmikrometer zum Einsatz und die Lotmessungen werden vermehrt mit einer Vertikalmessung ausgerüstet. Alle diese Instrumente dienen dazu, das Quellen örtlich detaillierter zu bestimmen.

## 5.2. Einflussparameter von Alkali-Aggregat-Reaktion

Die Parameter, welche das AAR Quellen mehr oder weniger beeinflussen, und damit auch für die örtliche Verteilung des Quellens im Querschnitt der Mauer verantwortlich sind, sind (siehe auch Kapitel 2)

- Die Mauertemperatur und deren jahreszeitliche Änderung
- Die Petrographie der Zuschlagsstoffe, vor allem das Vorhandensein von amorphem Silizium (amorpher Quarz)
- Die relative Betonfeuchtigkeit
- Der Alkaligehalt der Betons und damit die Zementdosierung und der Alkaligehalt des verwendeten Zementes
- Spannungszustand im Beton

## 5.3. Parameter relative Betonfeuchtigkeit

In den Anfängen der AAR Untersuchungen wurde noch dem Thema relative Betonfeuchtigkeit eine hohe Wichtigkeit beigemessen. So sind zum Teil Feuchtigkeitssensoren in den Beton eingebaut worden und es sind wasserseitige Membranen an die Mauer appliziert worden, einerseits um die Durchsickerung des Mauerbetons per se zu minimieren aber auch in der Absicht, damit das Quellen zu verhindern oder wenigstens dieses signifikant zu verlangsamen. Die Messung der relativen Betonfeuchtigkeit hat sich als relativ Anspruchsvoll herausgestellt und die Erfahrungen mit Membranen haben gezeigt, dass das Sickerwasser stark reduziert werden kann, dass aber die AAR Reaktion ungehindert weiter geht. Heute herrscht die allgemeine Auffassung, dass der Massenbeton der Staumauer und die grossen Dimensionen sowie die feuchten Witterungsbedingungen in der Schweiz, einen immer feuchten Mauerbeton ergeben. Die Bestimmung der Feuchtigkeitsverteilung in einer Mauer hat daher wenig bis keine Relevanz bei der Analyse eines AAR Quellens bei Staumauern in der Schweiz. Der Beton ist immer feucht genug – relative Feuchtigkeit >80% - damit eine AAR ungehindert ablaufen kann.

## 5.4. Parameter Alkaligehalt der Zementes

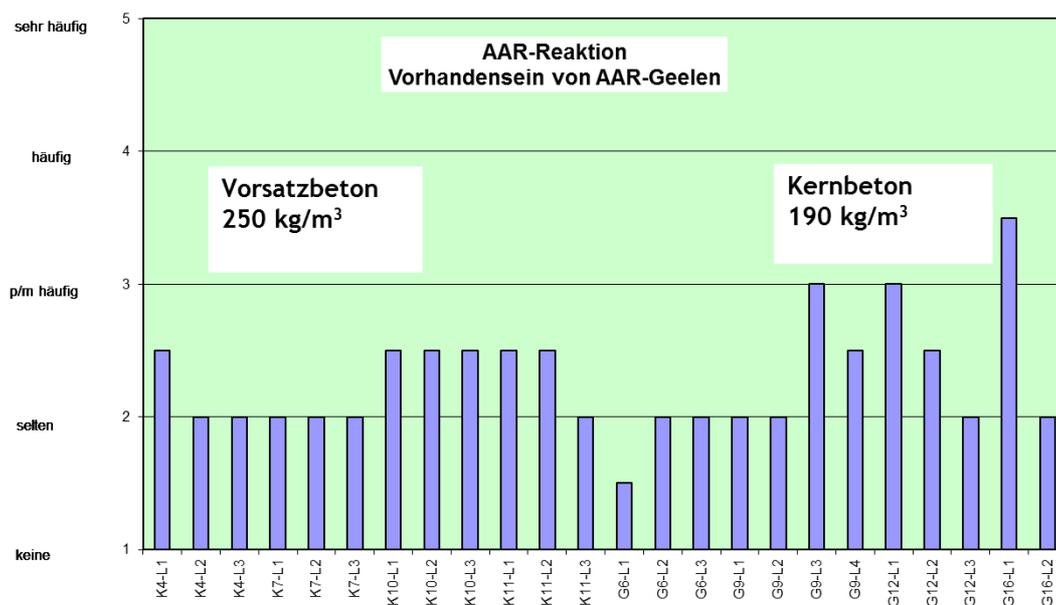
Der Alkaligehalt des verwendeten Zementes wurde ebenfalls in der Vergangenheit untersucht. Bei dem relativ hohen Alter vieler Talsperren und den zum Teil rudimentären geschichtlichen Angaben über die Zusammensetzung des Zementes ist es schwierig, Anhand dieses Parameters eine örtliche Verteilung von AAR abzuleiten. Generell kann festgehalten werden, dass die für den schweizerischen Staumauerbau verwendeten Zemente genügend Alkalien aufweisen, dass eine AAR möglich ist.

Auch Versuche an Betonproben mit verschiedener Zementdosierung haben keine sehr deutliche Variation in Bezug auf vorhandene Gele in Dünnschliffen oder auf das Quellpotential in Langzeitquellversuchen gezeigt. In der **Abbildung 45** sind qualitati-



ve Dünnschliffanalysen betreffend dem Vorhandensein von Gelen in 24 Betonproben dargestellt. Der Unterschied zwischen einem Vorsatzbeton mit  $250 \text{ kg/m}^3$  Zement und dem Kernbeton mit  $190 \text{ kg/m}^3$  ist nicht signifikant

Es ist deshalb in der Regel nicht zielführend, sich bei der Analyse des AAR Verhaltens einer Talsperre auf die Zementeigenschaften und die Zementdosierung zu fokussieren. Ausnahmefälle sind selbstverständlich nicht auszuschliessen (siehe Beispiel in Kapitel 5.1).



**Abbildung 45:** Beschreibung des Auftretens von AAR- Gelen für 2 Zementdosierung in derselben Staumauer.

Damit verbleiben als massgebende und zentrale Treiber beim AAR Quellen von bestehenden Staumauern in der Schweiz, die petrografische Zusammensetzung der Zuschlagstoffe, die Betontemperatur und der Spannungszustand im Beton.

## 5.5. Parameter Reaktivität der Zuschlagstoffe

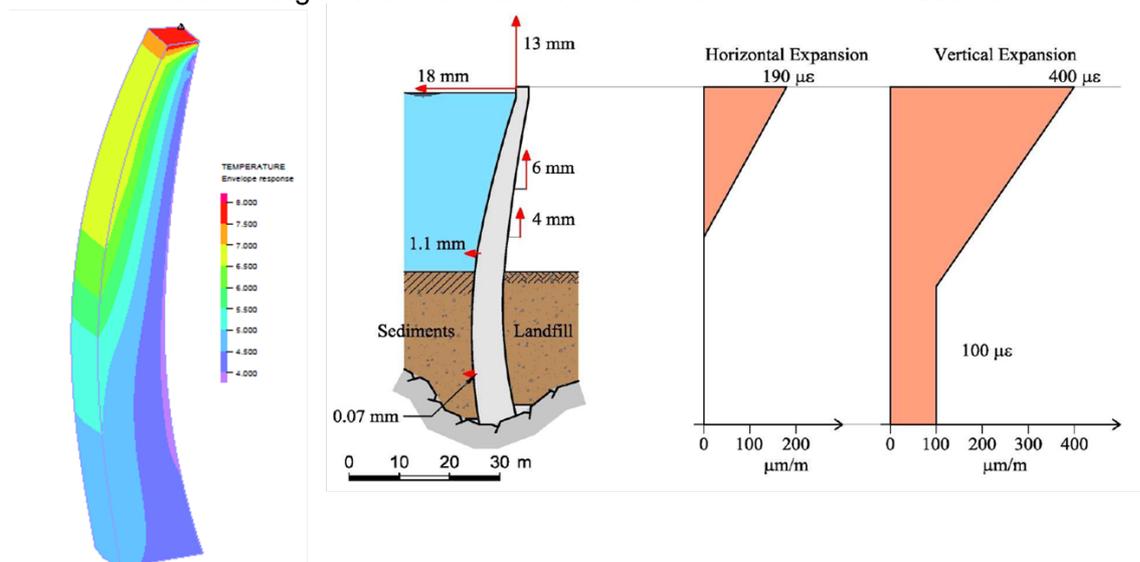
Der Gehalt an Silizium in den Zuschlagstoffen und dessen Reaktivität bestimmt das Mass des gesamten Quellpotentials und auch die Reaktionsgeschwindigkeit. Die Temperatur steuert vor allem die Reaktionsgeschwindigkeit. Da AAR ein chemischer Prozess ist, ist die Quellrate stark von der Betontemperatur abhängig (siehe auch Bemerkungen in Kapitel 2).

Die Zusammensetzung in den Zuschlagstoffen, resp. die Herkunft der Gesteine ist bei den Staumauern in der Regel bekannt. Die Arten der Gesteine kann aber verschieden sein. So ist bei der Gewinnung von Zuschlagstoffen aus Steinbrüchen die Gesteinszusammensetzung oft relativ einheitlich und der Gesteinstyp ist bekannt (z.B. reiner Malmkalk oder Gneis). Bei der Gewinnung der Zuschlagstoffe aus Alluvionen kann die Zusammensetzung der Gesteine aufgrund unterschiedlicher Einzugsgebiete aber stark variieren. Es ist deshalb trotz der Mischung der einzelnen Zuschläge nicht immer anzunehmen, dass die Verteilung der quellfähigen Mineralien im Staumauerbeton genau gleich ist. Eine Bestimmung dieser Verteilung im Mauerkörper einer bestehenden Mauer ist aber kaum denkbar. Unter Umständen ist aus den Bauberichten

ersichtlich ob irgendwo ein etwas anderer Zuschlag verwendet wurde. Ansonsten muss von einer relativ homogenen Verteilung der quellfähigen Mineralien ausgegangen werden. Untersuchungen zur Verteilung von Zuschlagstoffen sind deshalb in der Regel nicht zielführend. Ein Aspekt, nämlich die Ausrichtung von flachovalen Zuschlägen aus Alluvionen beim Betoniervorgang, die sich horizontal einschichten mag auf die Quellrichtung eine Rolle spielen, wurde aber bis heute noch nicht untersucht. Die Reaktivität der Gesteine in der Schweiz wurde schon in den Kapiteln 2 und 3 angesprochen. Die Betone, welche aus dem kristallinen Kern des Autochthon, den penninischen Decken und dem kristallinen Ostalpin stammen haben ein grösseres Quellpotential als Betone aus Gesteinen der helvetischen Decken und des Juras. Das Quellpotential (freie Quelldehnung) lässt sich grundsätzlich mit kontrollierten Langzeitversuchen im Labor bestimmen (siehe Kapitel 2).

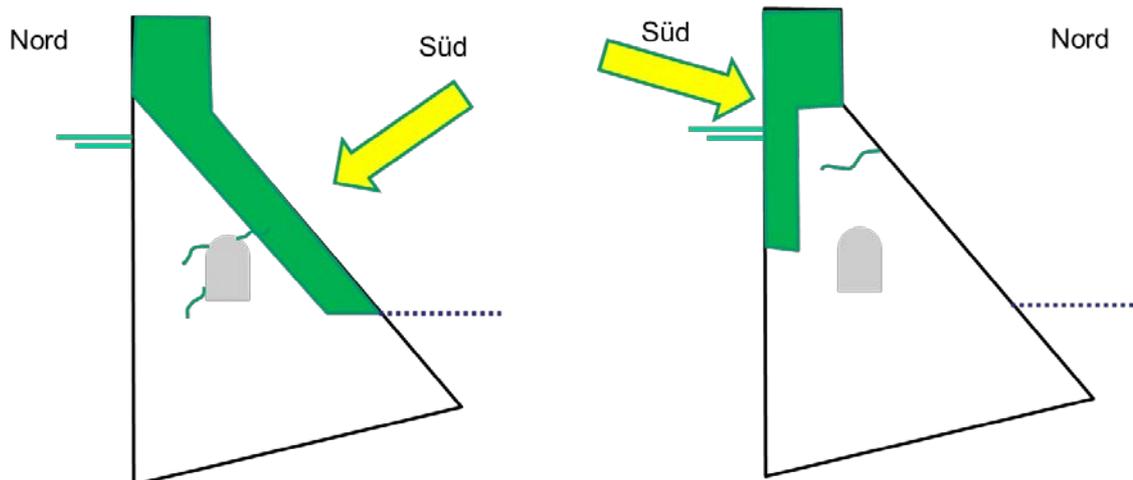
## 5.6. Parameter Temperatur

Wie aus theoretischen Betrachtungen, Laborversuchen und aus Vergleichen zwischen Mauerverformungen und Schadensbildern (strukturelle Risse) abzuleiten ist, ist die Temperaturverteilung und deren jährliche Variation der wichtigste Parameter für die heute herrschenden Quellerscheinungen bei den bestehenden Staumauern. Dabei ist die Bestimmung der Betontemperaturen an jedem Punkt in der Mauer, mittels in-situ Messungen wie auch mathematisch-numerisch relativ einfach.



**Abbildung 46:** Temperaturverteilung in einer Bogenmauer und gemessene Mauer-verschiebungen und daraus bestimmte Dehnungen (aus [14]).

Bei vielen untersuchten Mauern zeigt sich, dass der warme und auch schlanke obere Mauerbereich deutlich stärker quillt, als der kältere und massigere untere Mauerteil. Bei der oben erwähnten Bogenmauer hat sich der untere, eingeschüttete und kühle Mauerbereich um  $100 \mu\text{m/m}$  frei vertikal ausgedehnt, der Kronenbereich um  $400 \mu\text{m/m}$ , also 4-mal mehr. Die Verteilung der strukturellen Risse lässt zudem darauf schliessen, dass die der Sonnen zugewandte Seite, hier die Seeseite, stärker quillt als die Luftseite. Die Strahlungswärme beeinflusst das Quellverhalten also deutlich. Die Betontemperaturen auf den von der Sonne beschienenen Bereichen sind zwischen 4 bis 6 °C höher als die Umgebungstemperatur.



**Abbildung 47:** Der Sonnen zugewandte, stärker quellende Betonregionen und Ort von ersten strukturellen Rissen.

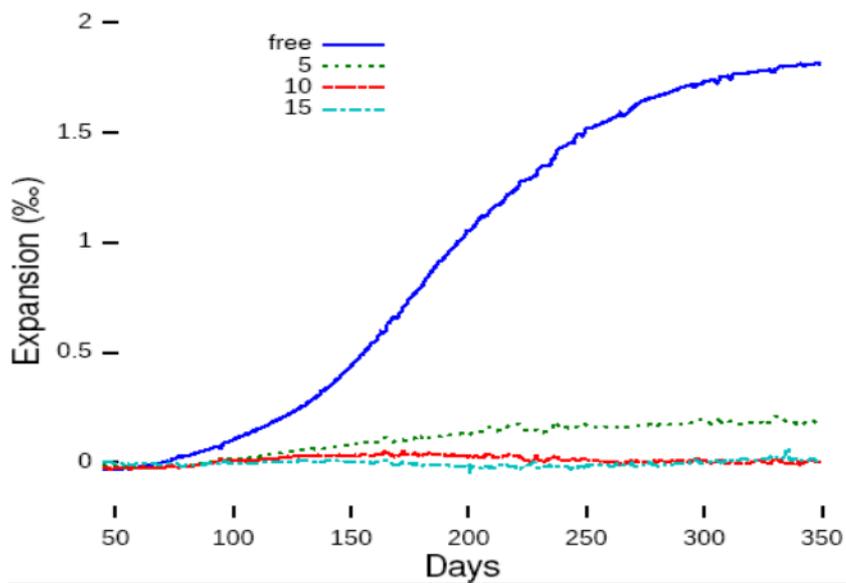
Auf eine Volumenänderung des Betons reagieren die Mauern mit Hebungen und horizontalen Verschiebung meist in Richtung See, dies geometrisch durch die Form der Staumauern bedingt. Generell muss abgeleitet, werden, dass der zentrale Mauerkörper, wegen den geringeren Temperaturen weniger quillt als die Paramente. Dadurch entstehen innere Zwängungsspannungen. In der **Abbildung 47** sind schematisch 2 reale Beispiele von Gewichtsbogenmauern dargestellt. Bei der auf der Luftseite besonnten Anlage wurden strukturelle Riss im Inneren der Mauer festgestellt (keine auf der Luftseite) bei der von der Seeseite besonnten Anlage manifestierten sich horizontale, strukturelle Riss auf der Luftseite.

Durch die Analyse von Rissbildern können so, unter Einbezug aller anderen Kenntnisse erste Rückschlüsse auf die örtliche Quellverteilung innerhalb der Staumauer gezogen werden.

## 5.7. Parameter Betonspannungen

Aus einaxialen Versuchen ist bekannt, dass die Quelldehnungen in Lastrichtung mit zunehmenden Axialspannungen abnehmen. Bei Spannungen von 5 bis 8 MPa werden die Dehnungen ganz unterdrückt. In der **Abbildung 48** sind die Ergebnisse eines solchen einaxialen Quellversuchs dargestellt. Gut zu erkennen ist der Einfluss der Axialspannung auf die maximale Quelldehnung. In Bogenmauern können Spannungen im Bereich von 4 bis 5 MPa vorhanden sein und damit beeinflussen die Betonspannungen in Staumauern das Quellverhalten.

Aus denselben Quellversuchen ist aber auch bekannt, dass zwar das axiale Quellen durch die Spannungen unterbunden wird, dass aber dadurch die Dehnungen quer zur Lastrichtung zunehmen. Die chemischen Reaktion, welche zur Expansion des Beton führt, wird also nicht gestoppt sie geht unvermindert weiter.

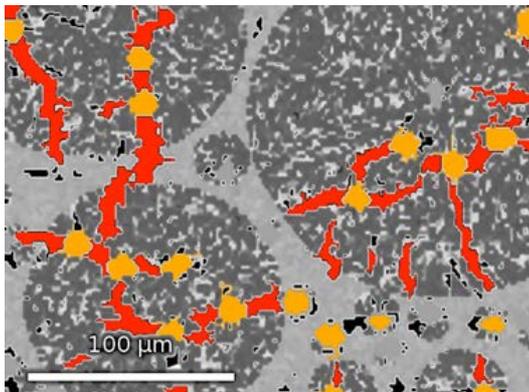


**Abbildung 48:** Quelldehnung bei verschiedenen Axialspannungen in MPa (Prof. K. Scrivener, EPFL Lausanne).

Das Ausweichen der Expansion von der axialen in die radiale Richtung ist eine Folge der Umverteilung der Rissbildung. Ausgehend von den quellfähigen Mineralien der Aggregate des Betons (in der **Abbildung 49** sind dies die gelben Punkte) entstehen durch die Expansion dieser Gebiete Mikrorisse, welche sich im Aggregat ausbreiten. Diese Risse sind es, welche für den Volumenzuwachs des Betons überhaupt verantwortlich sind und nicht das Volumen der Gele. Die effektive Volumenzunahme der Silika-Mineralien (Gele) beträgt im Vergleich dazu nur wenige Prozent.

Die Betonspannungen haben nun den Einfluss, dass sich die Mikrorisse mit zunehmender Spannung in Lastrichtung ausrichten, dadurch wird die Expansion in Lastrichtung verringert, resp. gestoppt, in Querrichtung jedoch verstärkt.

Echte triaxiale Quellversuche liegen bis heute noch nicht vor. Das Quellverhalten in triaxialen Spannungszuständen ist zurzeit Teil der Forschung an der EPFL Lausanne. Die Verteilung der Betonspannung in der Staumauer ist also ein bedeutender Faktor im Verständnis des Quellens und dem Verhalten von Betonmauern.



**Abbildung 49:** Schematische Darstellung der Quellvorganges im Beton (Prof. K. Scrivener EPFL Lausanne).

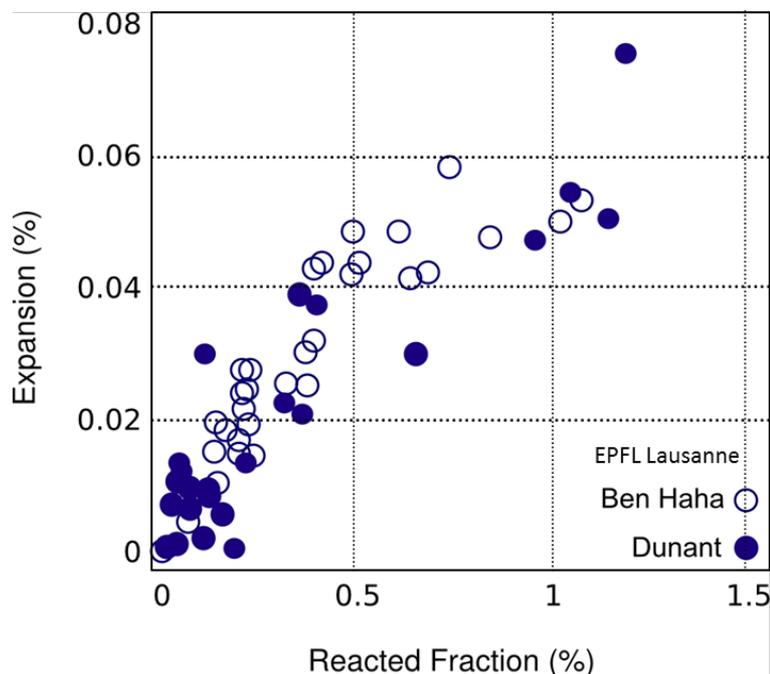


pansion innerhalb einer Staumauer nicht massgebend von den Zuschlagstoffen abhängig ist. Betonfeuchtigkeit und Zementgehalt oder die verwendete Zementsorte spielen für die AAR bei den bestehenden Anlagen in der Schweiz eine eher untergeordnete Rolle.

Ein ganz wichtiger Punkt ist die Kombination der örtlichen Verteilung von AAR und deren zeitlichen Entwicklung innerhalb der Mauerbetons in Kombination mit der Bauart, resp. der Geometrie der Talsperren [14]. Diese Kombination entscheidet über den Zeitpunkt von ersten strukturellen Rissen im Beton als auch über den weiteren Verlauf von strukturellen Schädigungen innerhalb der Bauwerke. Je nach Konfiguration von Quelldehnung und Mauergeometrie entstehen strukturelle Risse auf dem luftseitigen Parament oder/und Risse im Innern des Betons. Risse an der Oberfläche von Mauern sind sichtbar und auch relativ einfach messbar, Risse im Innern der Staumauern können erkannt werden, wenn sie einen Kontrollgang schneiden, innere Risse sind aber oftmals auch nicht bekannt.

### 5.10. Zukünftige Untersuchungsschwerpunkte

Das Verständnis und die Prozesse von AAR wurde in den letzten 5 bis 10 Jahren laufend durch die Forschung verbessert. So konnte an der EPFL Lausanne unter Prof. K. Scrivener erstmals ein eindeutiger Zusammenhang zwischen dem Anteil von reagiertem Silizium und der freien Quelldehnung hergeleitet werden (**Abbildung 51**). Zudem konnte gezeigt werden, dass die Betonexpansion durch Mikrorisse in den Aggregaten erzeugt wird. Die Mikrorisse wiederum werden durch ganz lokales Quellen von quellfähigem Silizium hervorgerufen.





angewandt werden. Dies erfordert, die Erkenntnisse aus der Mikro-Skala resp. Laborversuchen (Meso-Skala) auf das Bauwerk (Makro-Skala) zu übertragen. Zu diesem Thema wurde ein Forschungsprojekt des Bundesamtes für Energie (BFE) bei der EPFL durchgeführt, mit dem Ziel, mittels numerischen Modellen das Quellen von Staumauerbeton in der zeitlichen und räumlichen Dimension nachzuvollziehen, resp. vorherzusagen.

Auf der Seite der Erkundung des Quellverhaltens der Talsperren liegt der Schwerpunkt in Zukunft auf der Bestimmung des örtlichen Dehnungsverhaltens des Betons. Dabei ist z.B. von Interesse, wie sich der Beton über den Querschnitt der Mauer als Folge von AAR ausdehnt und zwar sowohl in horizontaler wie auch vertikaler Richtung. Dazu sind neben den herkömmlichen Deformationsmessungen, wie Nivellemente und tachymetrische Messungen, zusätzliche Instrumente oder die örtliche Verdichtung bestehender Systeme angezeigt.

Ein weiterer Schwerpunkt in der Zukunft ist die Messung resp. die Vermessung von strukturellen Rissen. Die Erkennung und Vermessung von Rissen, welche an den Paramenten sichtbar sind, entspricht dem Stand der Technik. Bei der Erkundung von internen Betonrissen, und vor allem deren genaue Vermessung und Überwachung, ist noch Entwicklungspotential vorhanden. Heute ist das praktisch nur über ausgedehnte Bohrkampagnen möglich. Zerstörungsfreie Prüfungen, z.B. Ultraschall oder Seismik (Tomographie) haben heute noch entweder eine im Vergleich zur Bauwerksdimension zu geringe Eindringtiefe oder die örtliche Auflösung (Detektion von Rissen im mm Bereich) ist zu gering.

Im Bereich der zerstörungsfreien Prüfung von Betonbauwerken mit Betonstärken im Meter bis Dekameterbereich ist noch ein wichtiges Entwicklungspotential vorhanden.

## 6. Beispiele von Bauwerksdiagnosen

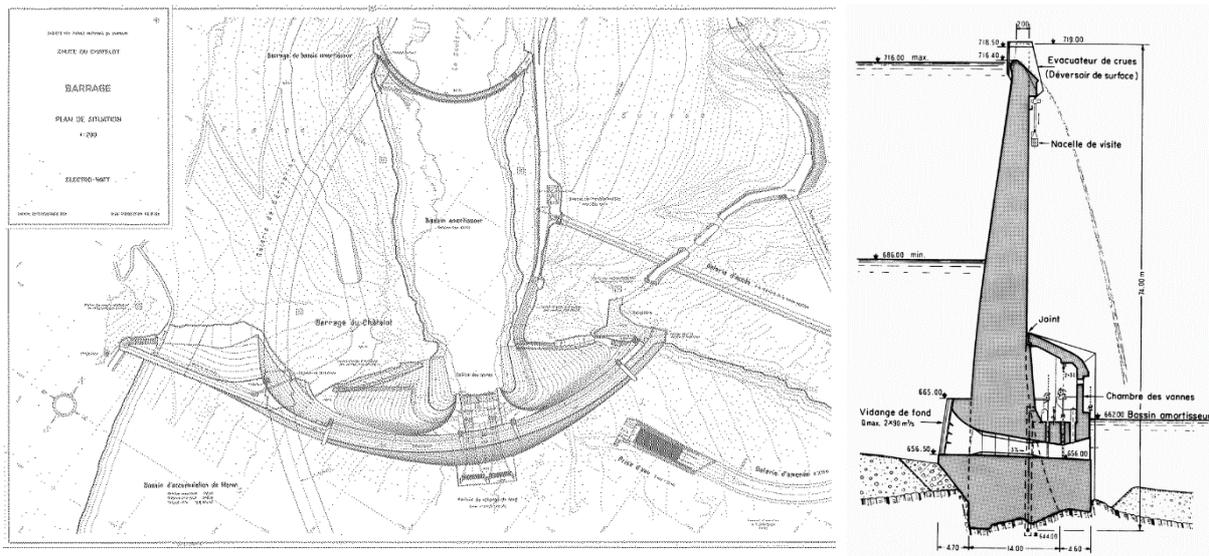
Obwohl mehrere Talsperren in der Schweiz einer Alkali-Aggregat-Reaktion unterliegen, werden hier lediglich zwei Beispiele vorgestellt. Beim dritten Beispiel einer von der AAR betroffenen Anlage handelt es sich nicht um eine Talsperre, sondern um die Baustruktur einer Wasserkraftzentrale.

### 6.1. Staumauer Châtelot

#### 6.1.1. Allgemeine Beschreibung der Staumauer

Die Staumauer Châtelot liegt auf dem Fluss Doubs, der die schweizerisch-französische Grenze bildet. Die 74 m hohe, doppelt gekrümmte Bogenmauer wurde 1950-1953 erstellt und 1953 in Betrieb genommen. Die Hochwasserentlastungsanlage besteht aus einem 65.50 m langen freien Überfall auf der Krone der Staumauer. Durch zwei Leitmauern wird der Überfall in drei Teile getrennt.

**Abbildung 52** zeigt die Situation, das Umgelände und den Hauptschnitt der Stauanlage.



**Abbildung 52:** Situation und Schnitt der Stauanlage Châtelot.

#### 6.1.2. Verhalten der Talsperre

In **Abbildung 53** sind die geodätisch gemessenen Verschiebungen zwischen 1984 und 2008 von verschiedenen Punkten auf der luftseitigen Maueroberfläche dargestellt.



**Abbildung 53:** Verschiebungen der Messpunkte auf der Mauerluftseite (1984–2008).

Die Messpunkte mit den grössten Deformationen während dieser Periode befinden sich im obersten Teil der Staumauer. So zeigt die obenstehende Darstellung mit den Höhenverschiebungen der Messpunkte deutlich, dass die Punkte auf der Mauerkrone und den Leitmauern der Hochwasserentlastung eine signifikante Verschiebung von bis zu 3 mm seit 1984 erlitten haben. Diese Vertikalverschiebungen werden auf den tieferen Messebenen jedoch nicht bestätigt.

Diese irreversiblen Deformationen nach oben weisen auf eine Ausdehnung des Kronenbereichs hin, welcher aus armiertem Beton mit weit höherer Zementdosierung als der übrige Mauerkörper besteht. Die durchschnittliche jährliche Rate der vertikalen Verformungen beträgt 0.18 mm/Jahr.

Eine Volumenvergrößerung des Strukturbetons durch eine Alkali-Aggregat-Reaktion mit Auswirkung auf die Kronenplatte und die Leitmauern ist wahrscheinlich, was auch der Zustand der Leitmauern mit einem Netz von Rissen und Gelausblühungen vermuten lässt.



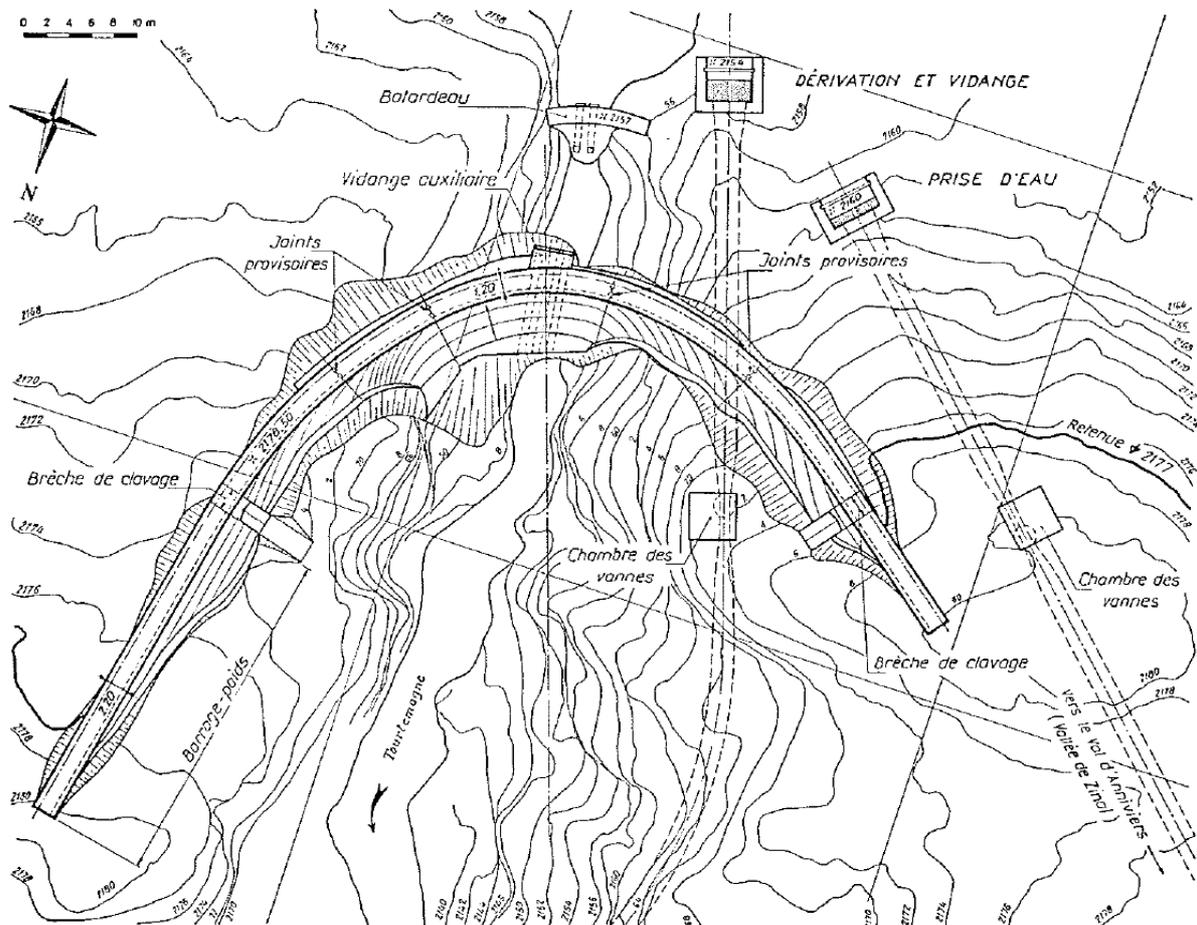


Abbildung 56: Lageplan der Stauanlage Turtmann.

Die **Abbildung 57** zeigt das Netz der Vorspannkabel, die beim Bau eingelegt worden waren.

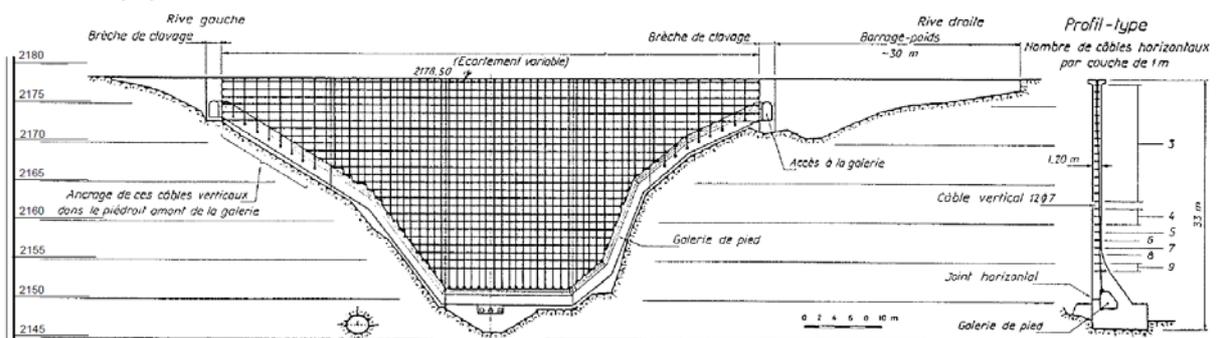


Abbildung 57: Wasserseitige Ansicht mit dem Netz der Vorspannkabel im Bogenmuer-Teil.

Der angewendete Konstruktionstyp und insbesondere die Anwendung einer Vorspannung wurden durch die strengen thermischen Bedingungen, denen die Talsperre ausgesetzt ist, bestimmt. Das örtliche Klima ist hart, und die sehr dünne Bogenmuer hat eine geringe Wärmeträgheit. Im Winter kann der See vollständig leer sein, so dass der 1.20 m mächtige Teil der Staumauer sehr stark abgekühlt wird: die Durchschnittstemperatur des Betons kann auf  $-10^{\circ}\text{C}$  fallen, was erhebliche Zugspannungen

im Mauerkörper zur Folge hat. Im Sommer kann der See während der Saison mehrmals abgesenkt werden, so dass die Staumauer alternierend abgekühlt und erwärmt wird.

Wegen der einfachen Krümmung der Bogenmauer werden die Bögen bei abgesenktem See ausschliesslich durch thermische Effekte beansprucht. Die Mauer wird daher bei Abkühlung Zugspannungen ausgesetzt. Die Anwendung einer passiven Armierung hätte lediglich eine zweifelhafte Verbesserung gebracht: tatsächlich würde dies die Bildung von Rissen im Beton nicht verhindern, sondern würde nur deren Öffnung entgegenwirken, und trotz Vorhandenseins einer Armierung würden infolge des Schwindens des Betons zusätzliche Zugspannungen von 3 bis 6 kg/cm<sup>2</sup> (0.3-0.6 MPa) erzeugt.

Die gewählte Lösung bestand darin, in den dünnen Bereichen der Staumauer eine Vorspannung auszuüben, die in allen Querschnitten Normalkräfte als permanente Druckkräfte unabhängig vom Seestand erzeugen, wodurch das Risiko einer Rissbildung vermieden wird und Restzugspannungen infolge thermischer Effekte auf ein akzeptables Niveau begrenzt werden.

Dank einem doppelten System von horizontalen und vertikalen Kabeln erhielt die Bogenmauer eine biaxiale Vorspannung, wodurch die meisten parasitären Beanspruchungen neutralisiert wurden:

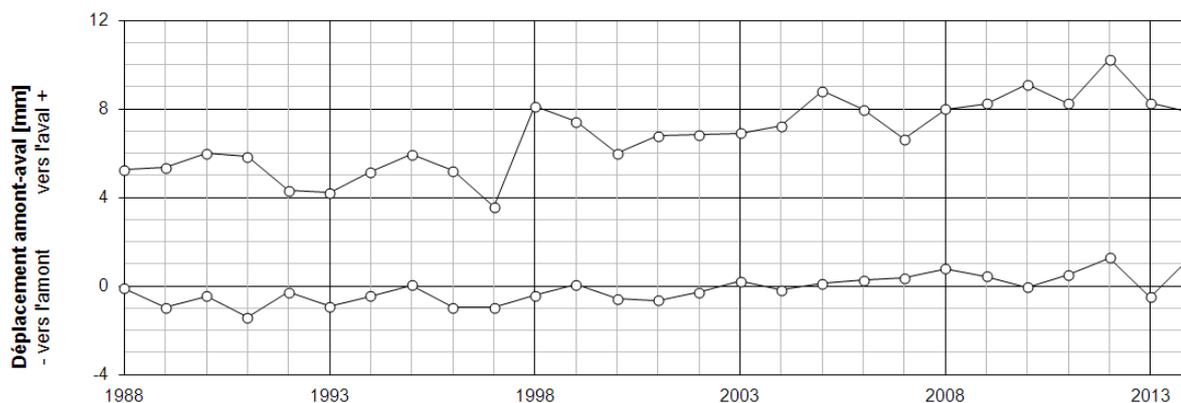
- Das Netz von vertikalen Kabeln komprimiert die horizontalen Bogenabschnitte und verhindert Biegungen, die durch Einspannungseffekte in der Foundation entstehen.
- Die horizontale Vorspannung wurde durch Kabel, welche der Krümmung der Bögen folgen, erreicht. Verschiedene Nachteile dieser Vorspannungsmethode (Zug im Widerlagerbereich, Verkürzung der Bögen verbunden mit einer Verschiebung der Mauer zur Luftseite und folglich parasitäre Biegungen am Mauerfuss) wurden durch die Injektion von vier temporär aktiven Fugen ausgeschlossen, wodurch die Bogenmauer in fünf Gewölbesegmente getrennt wurde. Diese Vertikalfugen, ausgerüstet mit Flachpressen zur Kompensation der Verkürzungen der Gewölbesegmente als Folge der Vorspannung, wurden nach Erreichen der Vorspannung und, einmal die Fugenschlusstemperatur von +5°C erreicht, geschlossen.



**Abbildung 58:** Luftbild der Stauanlage Turtmann mit der Hochwasserentlastung auf der rechten Flanke.

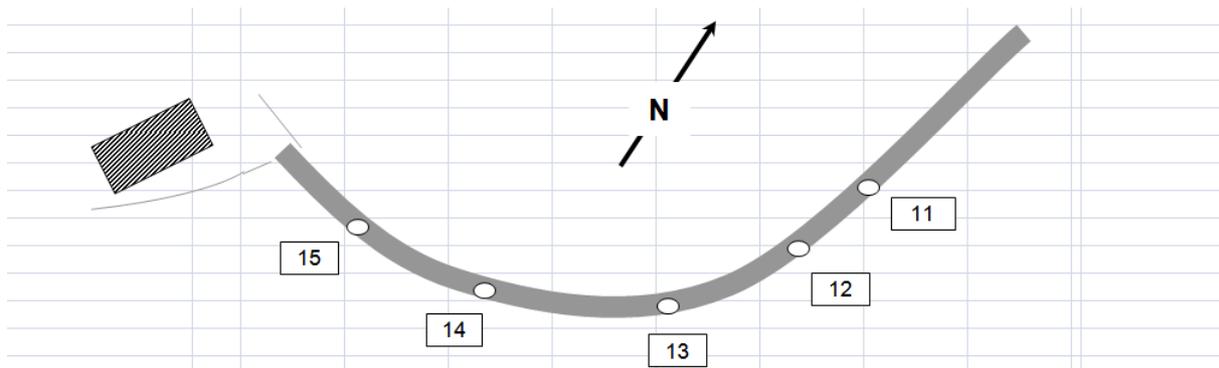
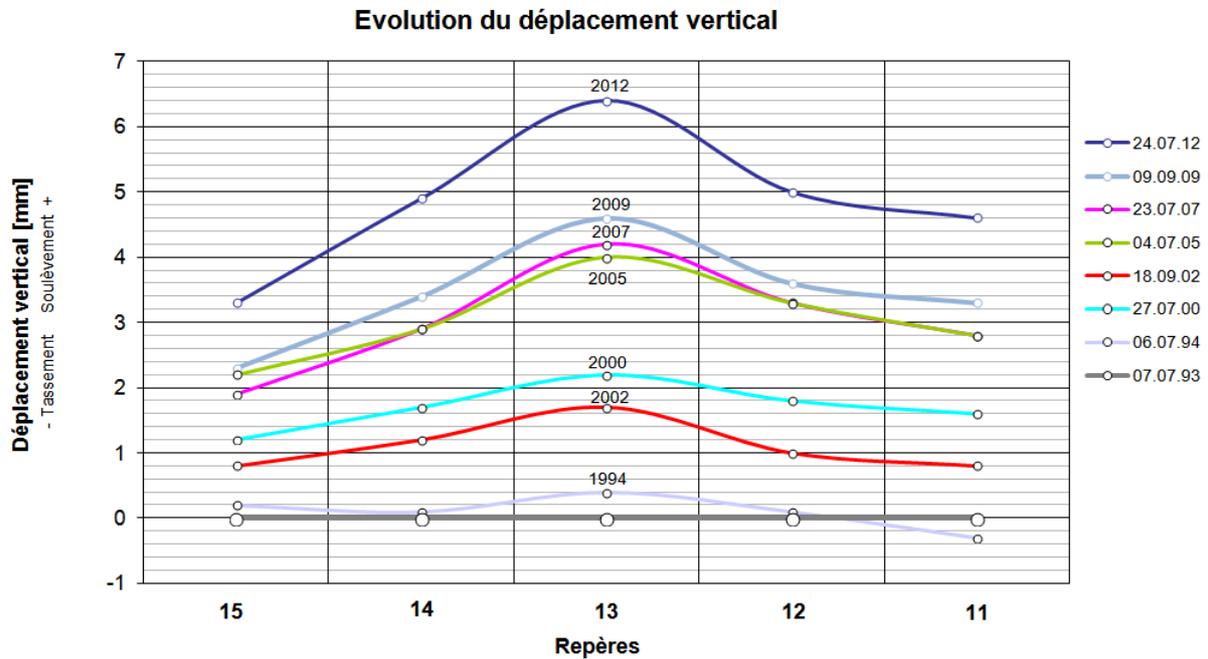
### 6.2.2. Verhalten der Bogenmauer

Die Verformungen, welche mit dem auf der Luftseite des Hauptschnittes installierten Lot gemessenen wurden, zeigen eine leichte, bleibende Verschiebung im Laufe der Jahre. Im Gegensatz zu den seeseitig gerichteten, bleibenden Verformungen, welche man bei Bogenmauern mit Betonquellen beobachtet, treten diese bei der Turtmann-Mauer Richtung Tal auf, zumindest in der Ebene des Lotes. Die Ursache liegt wahrscheinlich darin, dass infolge des Betonquellens die Zugkraft in den Vorspannkabeln erhöht wird und dadurch der zentrale Bereich der Bogenmauer in Richtung Tal zurückgehalten wird. Irreversible Verschiebungen Richtung See wurden beidseits des zentralen Bereichs der Mauer festgestellt.



**Abbildung 59:** Jährliche Extremverschiebungen in See-Tal-Richtung (min-max) des Lots im Hauptschnitt.

Auf der anderen Seite zeigen die Messungen des Nivellementes über die Krone der Staumauer nach oben gerichtete vertikale Verschiebungen.



**Abbildung 60:** Mit einer quasi-linearen Entwicklung der Verschiebungen der verschiedenen Nivellementspunkte lässt sich die Verschiebungsgeschwindigkeit, bezogen auf die maximale Mauerhöhe, zu  $10.3 \mu\text{m}/\text{m}/\text{Jahr}$  abschätzen.

### 6.2.3. Erkennen der AAR

Die obenstehend beschriebenen Verformungen lassen eine Quellreaktion im Inneren des Betons vermuten. Es ist auch anzumerken, dass gewisse Nebenanlagen der Talsperre für die Alkali-Aggregat-Reaktion typische Oberflächenstrukturen aufweisen (verästeltes Rissbild).

Untersuchungen mit Probenahmen und Laborversuchen sind im Gange, um das Vorhandensein einer AAR zu bestätigen.

Zusätzlich wurden numerische Simulationen unter Verwendung der Analogie der thermischen Ausdehnung durchgeführt. Dieser Ansatz reproduziert das beobachtete Verhalten nicht vollkommen: minimale See-Tal-Verschiebungen und beachtliche Hebungen in Mauermitte, während die numerischen Ergebnisse in beiden Richtungen,

vertikal und horizontal, ähnliche Verschiebungen zeigen. Die Verwendung einer thermischen Analogie für die Modellierung der AAR ist akzeptabel, wenn die Anisotropie des Spannungszustandes nicht zu stark ausgeprägt ist.

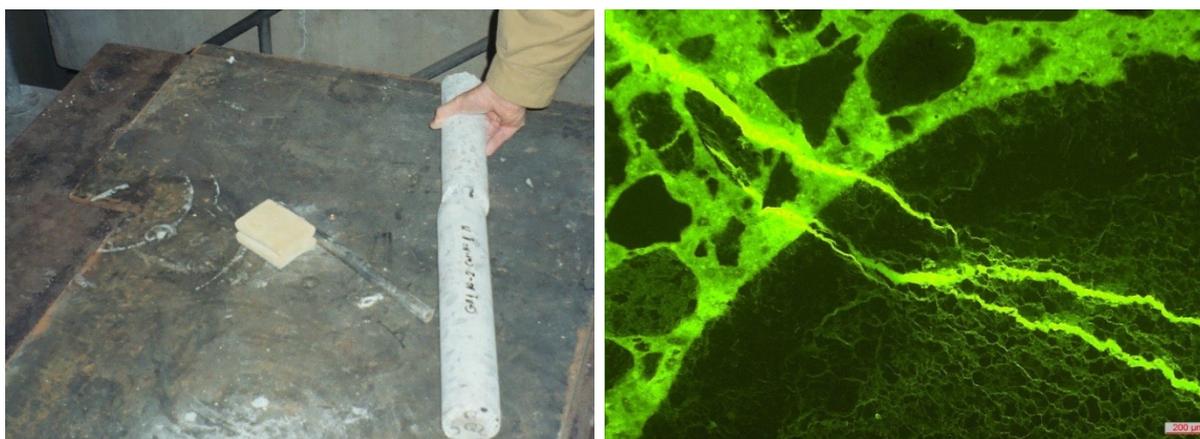
### 6.3. Zentrale der Pumpspeichieranlage Veytaux

Die Kraftwerkszentrale Veytaux gehört zur Pumpspeichieranlage Hongrin-Léman. Ein Umbau zur Erhöhung der Leistung steht kurz vor dem Abschluss.

Die Zentrale Veytaux wurde 1971 fertiggestellt. Teile der Zentrale sind ständig eingestaut wie die Unterwasserkanäle und Pumpensumpfe. In diesen Teilen der Anlage wurden die typischen Oberflächenmuster der AAR zwanzig bis dreissig Jahre nach Inbetriebnahme identifiziert. Zu Beginn der 2000er Jahre wurde eine systematische Erfassung durchgeführt mit Probenahmen und Materialversuchen.



**Abbildung 61:** Zustand der Oberfläche von einigen ständig eingestauten Teilen der Zentrale.



**Abbildung 62:** Entnahme von Betonproben - mikroskopische Analyse.

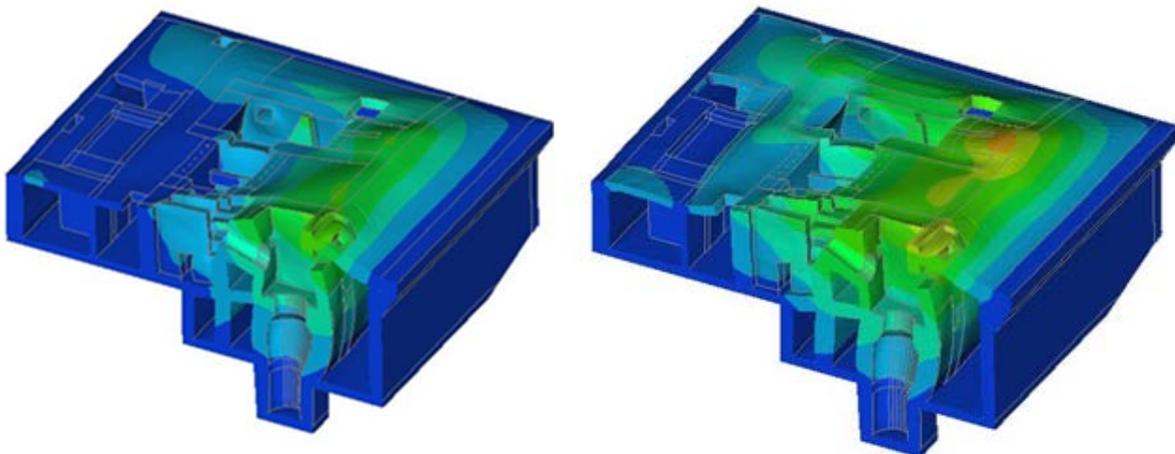
Neben mineralogischen und mikroskopischen Analysen wurden beschleunigte Quellversuche am Beton durchgeführt. Der Zweck dieser Versuche bestand darin, das Vorhandensein einer AAR zu bestätigen, den Fortschritt dieser Reaktion zu beurteilen und das verbleibende Quellpotential abzuschätzen.

Ausserdem wurden - angesichts des Einflusses von Feuchtigkeit und Temperatur auf die AAR - kontinuierliche Messungen der Temperatur und der relativen Feuchte über mehrere Jahre vorgenommen, und zwar gleichzeitig mit Verformungsmessungen von gewissen Bauwerksstrukturen mit Invardrähten.



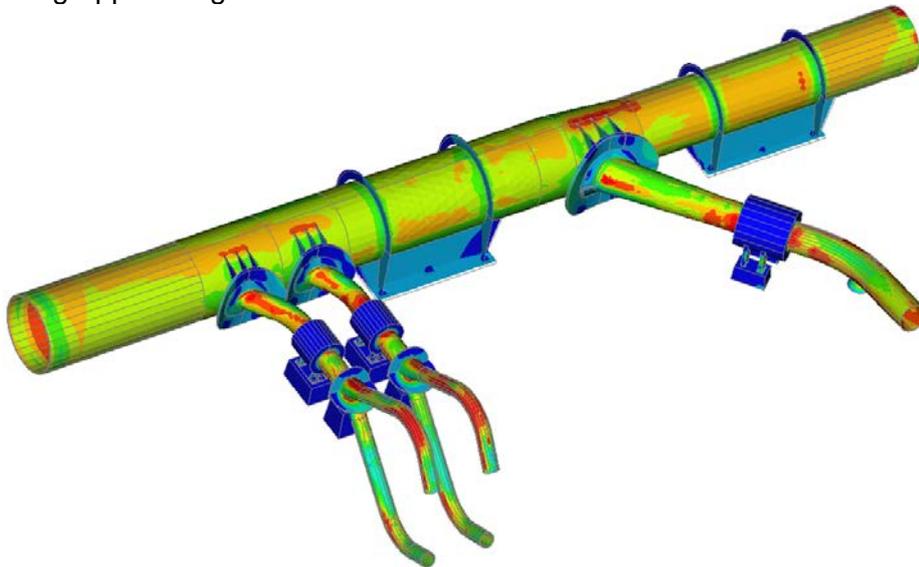
**Abbildung 63:** Kontinuierliche Messung von Temperatur und relativer Feuchte - Verformungsmessung mit Invardraht.

Die Sammlung der thermischen und hydrischen Daten, sowie die Ergebnisse der Untersuchungen an den Proben, ermöglichten die Modellierung der bisherigen und künftigen Verformungen der einzelnen Blöcke der Zentrale nach entsprechender Kalibrierung eines chemo-mechanischen Modells (siehe [19] und [20]).



**Abbildung 64:** Verformung von Block 1 der Zentrale 2014 und 2070.

Auf der Grundlage der erzielten Ergebnisse wurde 2014 die Spannungsentlastung der hydromechanischen Ausrüstung der Verteilleitung und der Leitungen der Maschinengruppen vorgenommen.



**Abbildung 65:** Spannungszustand der Verteilleitung und der Leitungen der Kraftwerksgruppe 1, berechnet aufgrund der von der AAR verursachten Verformungen.

#### 6.4. Folgerungen aufgrund der Diagnosen

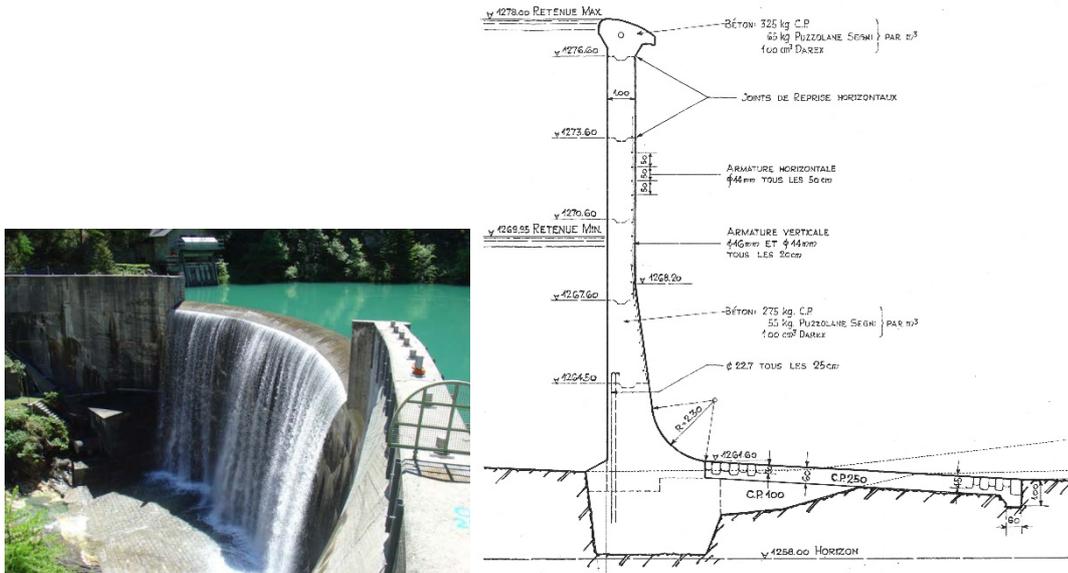
Im Allgemeinen ist der Nachweis irreversibler Verformungen des Bauwerkes, die nicht auf andere Ursachen, wie zum Beispiel dem Fundationsverhalten, zurückzuführen sind, ein erster Indikator für einen Verdacht, der auf das Vorliegen eines Betonquellens hinweist. Die Beobachtung des typischen Rissbildes oder das Auftreten signifikanter Risse erfolgt im Allgemeinen erst, nachdem bereits irreversible Verformungen festgestellt wurden. Dies bestätigt die Notwendigkeit einer gründlichen Überwachung unter Verwendung geeigneter Mittel, um die Verformungen bei Talsperren zu erkennen. Durch eine Redundanz der Überwachungsmittel, beispielsweise mit Loten und geodätischer Deformationsmessung, wird die Qualität der Überwachung gewährleistet. Probenahmen und petrographische Analysen sind erst in späteren Phasen erforderlich, um das Vorhandensein einer AAR zu bestätigen oder zu widerlegen.

## 7. Beispiele von Massnahmen

### 7.1. Staumauer Sera

#### 7.1.1. Allgemeine Beschreibung der Stauanlage

Die 1952 in Betrieb genommene „erste“ Bogenstaumauer Sera bei Gondo im Zwischenbergental staut ein Ausgleichsbecken von 175'000 m<sup>3</sup> Inhalt auf. Der Speicher dient für die tägliche Regulierung der in der Zentrale Gondo verarbeiteten Abflussmenge. Besitzerin ist die Energie Electrique du Simplon SA (EES).

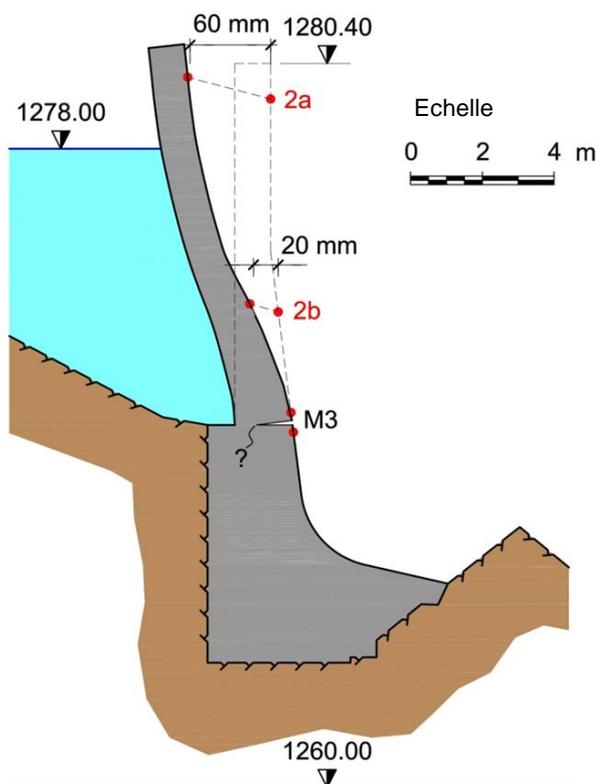


**Abbildung 66:** Staumauer Sera - Hauptschnitt

Mauerhöhe: 20 m  
Kronenlänge: 75 m  
Betonvolumen: 2'300 m<sup>3</sup>  
Kronenkote: 1280.4 m ü.M

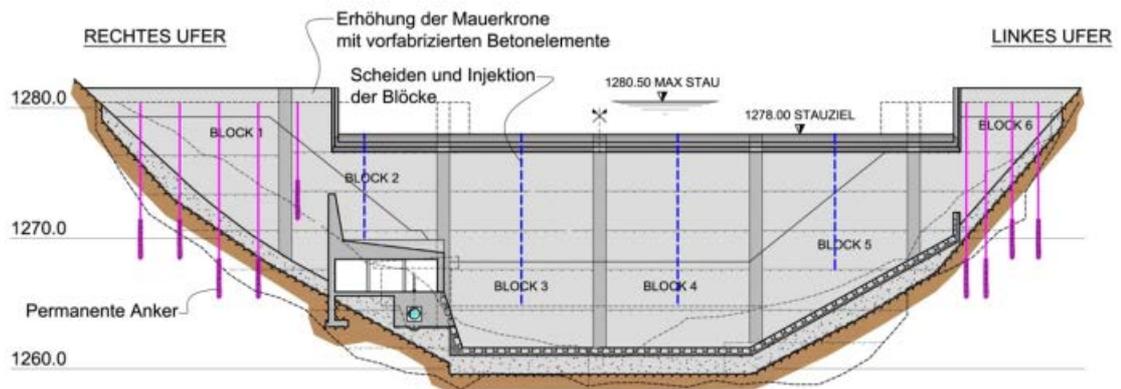
#### 7.1.2. Verhalten und Betrieb der Stauanlage

Seit der Inbetriebnahme 1952 der Stauanlage wurde das Verhalten der Talsperre hauptsächlich mit geodätischen Messungen und Nivellementen überwacht. Das von einer Alkali-Aggregat-Reaktion hervorgerufene Betonquellen verursachte bei der Staumauer Sera irreversible Verformungen Richtung See, verbunden mit einer Hebung der Mauer und begleitet von einer verbreiteten Rissbildung. Die Messungen bestätigten diese zunehmenden, bleibenden Verformungen. Die maximale Verschiebung Richtung See von 60 mm lag deutlich über den Verformungen aus saisonalen Effekten. Die zum See hin gerichtete Verschiebung führte zu strukturellen Rissen auf der Luftseite der Staumauer bei den Betonierfugen und im Bereich des Fundamentperimeters.



**Abbildung 67:** Verschiebung der Messpunkte Richtung See und nach oben im Hauptschnitt – Riss am Mauerfuss.

Aufgrund dieses Befundes hat EES im Jahre 2006 eine Beurteilung des Zustandes und der Gebrauchstauglichkeit der Staumauer vorgenommen. Die Ergebnisse und Schlussfolgerungen dieser Untersuchung zeigten eine fortlaufende Verschlechterung der Nutzungsbedingungen und der Sicherheit der Anlage. Mit provisorischen Verstärkungsmassnahmen und einer Anpassung der Betriebsvorschriften blieben die Nutzungsbedingungen jedoch auf kurze Sicht zufriedenstellend. Die im Herbst 2006 ausgeführte, provisorische Verstärkung bestand aus einer von der Krone aus eingebauten, vertikalen Verankerung.

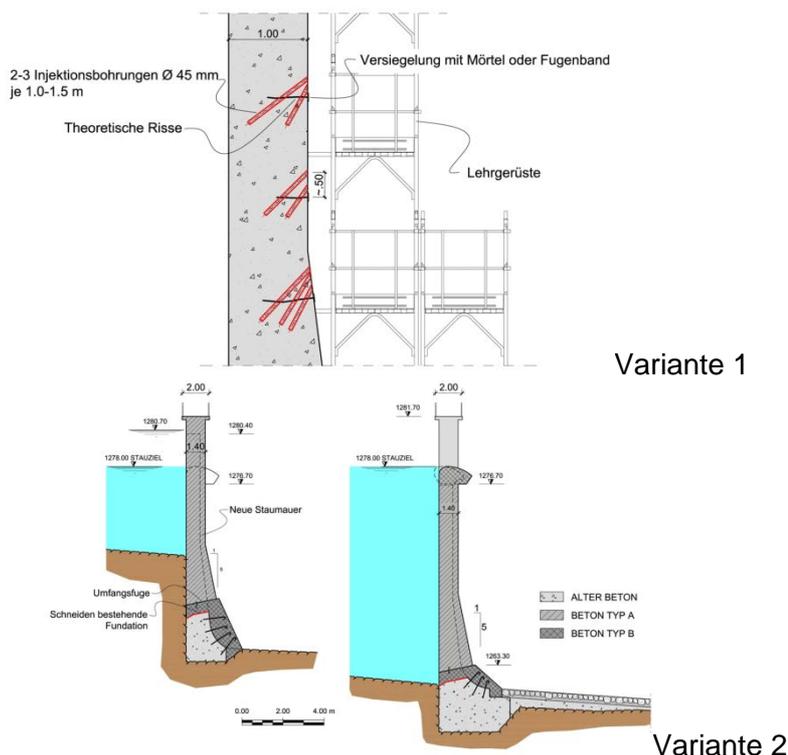


**Abbildung 68:** Provisorische Verstärkung - Einbau von Vertikalankern.

Das erstellte Sicherheitsgutachten empfahl die Ausführung der endgültigen Verstärkung der Staumauer für den Zeitraum 2008/2009 vorzunehmen. Im Dezember 2006 startete die EES mit dem definitiven Sanierungsprojekt.

### 7.1.3. Sanierungsprojekt

Drei Varianten zur Sanierung der Staumauer wurden vorgeschlagen. Die erste bestand daraus, mittels Injektionen die monolithische Struktur der Staumauer wieder herzustellen, verbunden mit einer verstärkten Überwachung. Die zweite Variante sah einen Neubau der Staumauer auf dem bestehenden Fundament vor, wobei durch Anpassung und Schrumpffitting in der Fuge zwischen Mauer und Fundament ein zukünftiges Betonquellen berücksichtigt würde.



**Abbildung 69:** Sanierungsvarianten.

Die schliesslich gewählte Sanierungslösung bestand aus dem Bau einer neuen Staumauer talseits der bestehenden, alten Talsperre. Mehrere Formen und Standorte für diese neue Mauer wurden untersucht. Während sich für den Bau der neuen Staumauer wenige Meter unterhalb der alten am linken Ufer keine Schwierigkeiten ergeben, sind die Verhältnisse am rechten Ufer wegen der flüchtenden Topographie weniger günstig.

Die neue Staumauer wurde schliesslich vollständig talseits der alten errichtet. Um zu vermeiden, dass das Fundament an der rechten Flanke in eine ungünstige Zone zu liegen kommt (mit sehr geringen Einfallswinkeln und sehr steilem Gelände), fängt die neue Staumauer teilweise die alte Konstruktion ab. Vor dem Bau war ein Teilabbruch des luftseitigen Fusses der alten Mauer erforderlich.

Durch den Bau eines neuen Fundamentes war es auch möglich, eine neue, gegenüber der alten günstigere Geometrie der Mauer zu wählen. Aus struktureller Sicht gleicht die neue Staumauer einer doppelt gekrümmten Bogenmauer. Ihre Form ist so optimiert, dass keine Verstärkung durch eine Armierung erforderlich ist.

Die endgültige Form ergibt sich aus einem Kompromiss zwischen mehreren Anforderungen:

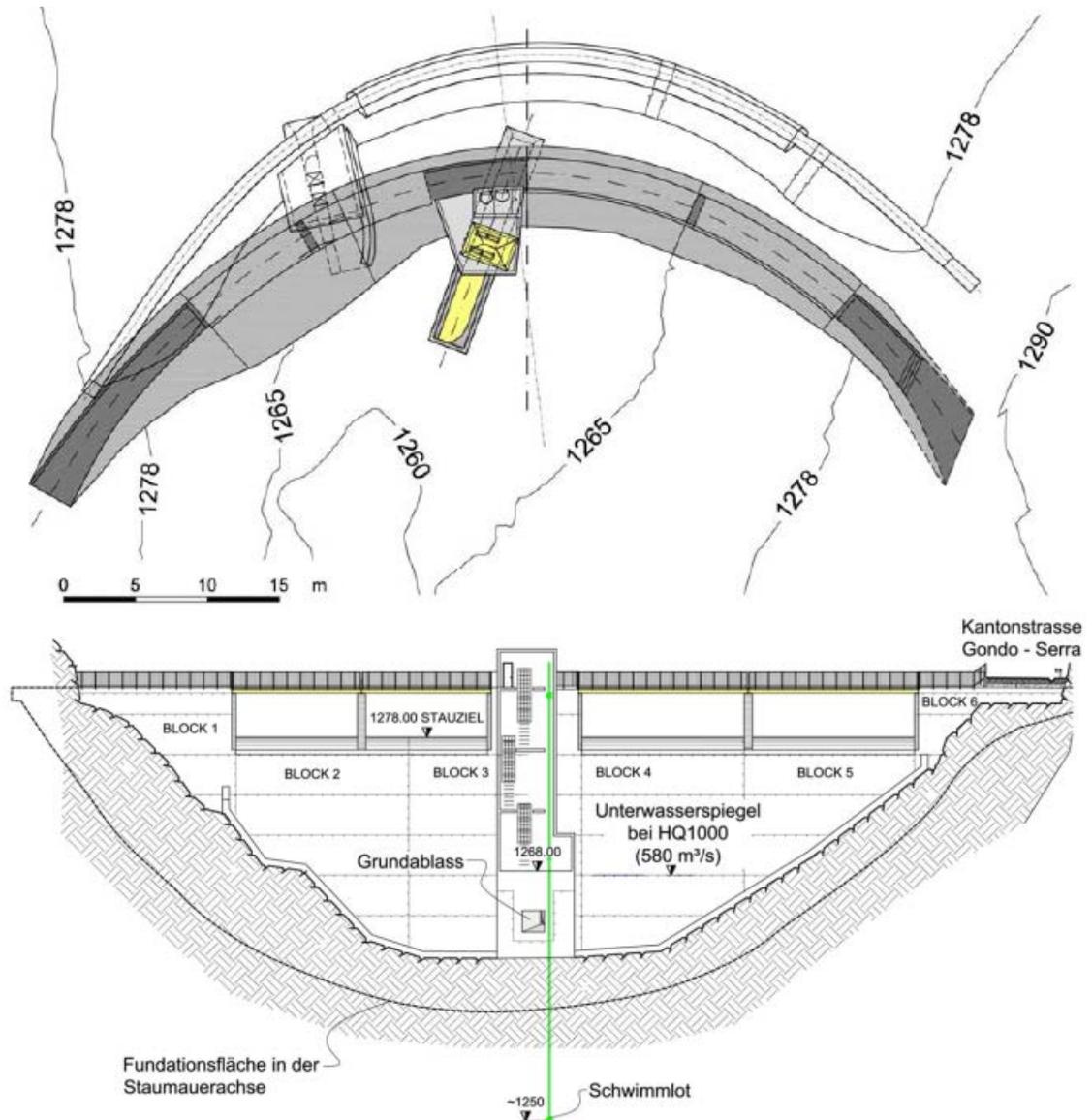
- ein begrenztes Gebiet zwischen der alten, stromaufwärts liegenden Mauer und einem schluchtartigen Felsabsturz von 10 m stromabwärts;
- die fliehende Topographie am rechten Ufer, welche den Winkel zwischen Bogen und Widerlagerfels deutlich reduziert;

Die Bögen der neuen Staumauer, deren Axe um 7 Grad gegenüber der Axe der alten Staumauer gedreht ist, sind elliptisch, so dass sich ihre Krümmung allmählich von der Mitte gegen die Widerlager ändert.

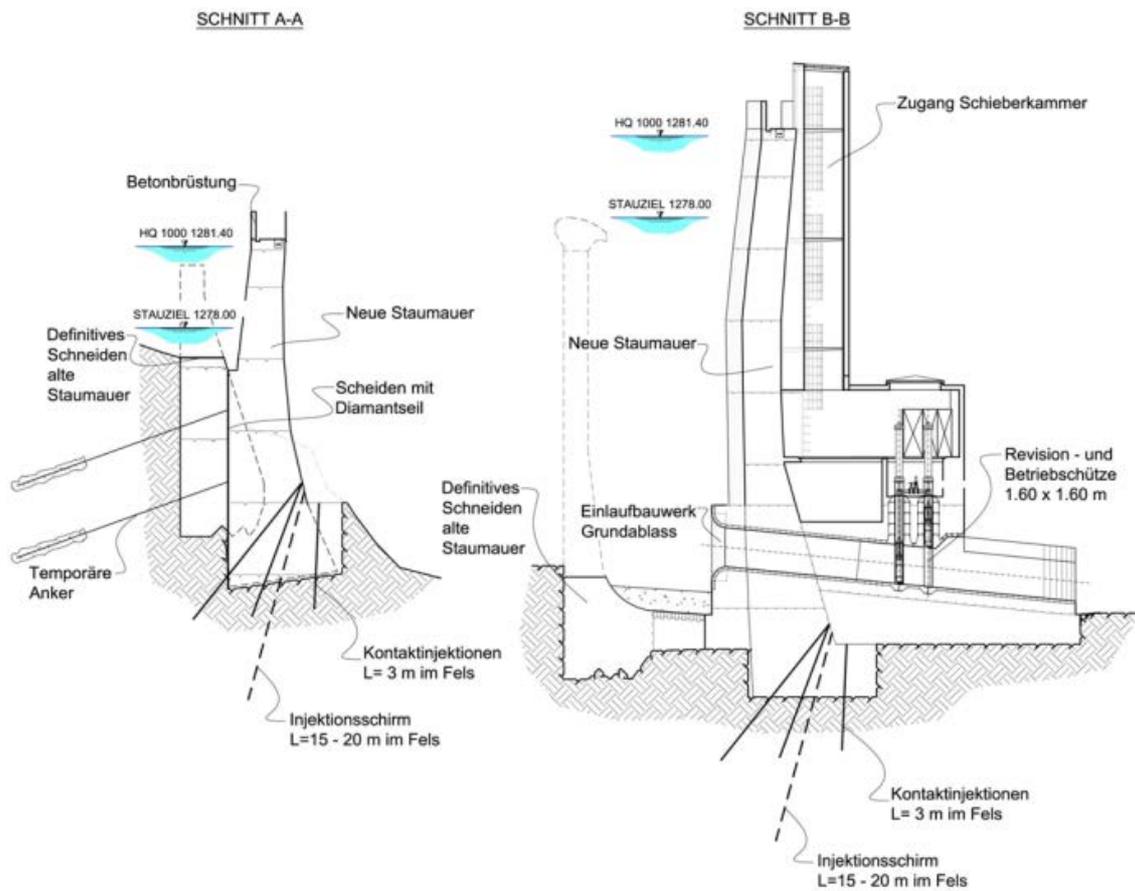
Die Krone der neuen Mauer wurde gegenüber der alten um 1.30 m erhöht und erreicht eine Kote von 1'281.70 m ü.M. Diese Erhöhung war notwendig, um eine genügende Hochwassersicherheit zu gewährleisten. Die Staukote von 1'278 m ü.M. bleibt

gegenüber der alten Anlage unverändert. Der Bereich des Hochwasserüberfalls wird von einer 2.00 m breiten Passerelle überbrückt, welche die Verbindung der beiden Ufer erleichtert.

Die Staumauer besteht aus sechs unabhängigen Blöcken von unterschiedlicher Breite zwischen 12.00 m und 16.50 m. Die monolithische Struktur wurde durch Injektionen der Blockfugen hergestellt.



**Abbildung 70:** Situation und Aufriss der neuen Staumauer Sera.



**Abbildung 71:** Schnitte durch die neuen Staumauer Sera.



**Abbildung 72:** Bau der neuen Staumauer Sera unmittelbar luftseits der alten Mauer.

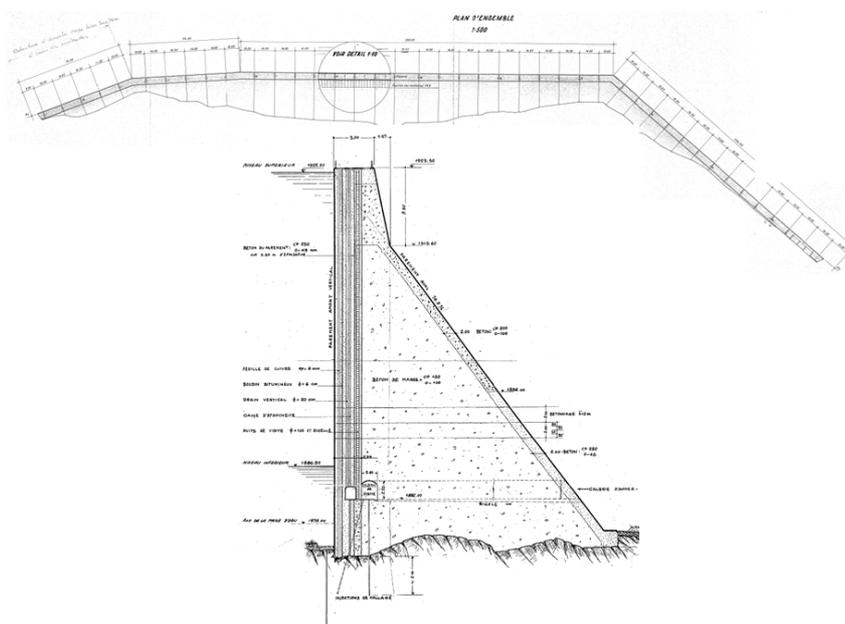


**Abbildung 73:** Abbruch der alten Staumauer und luftseitige Ansicht der neuen Mauer.

### 7.3. Staumauer Salanfe

#### 7.3.1. Allgemeine Beschreibung der Stauanlage

Die Gewichtsstaumauer Salanfe liegt auf 1'925 m ü.M. an der Südflanke der Dents du Midi im Kanton Wallis (CH). Die Mauer ist in vier geradlinige Abschnitte gegliedert: dem zentralen Abschnitt von 260.65 m Länge, dem rechten Flügel mit zwei Abschnitten von 72.50 m und 76.00 m sowie dem linken Flügel von 189.50 m Länge.



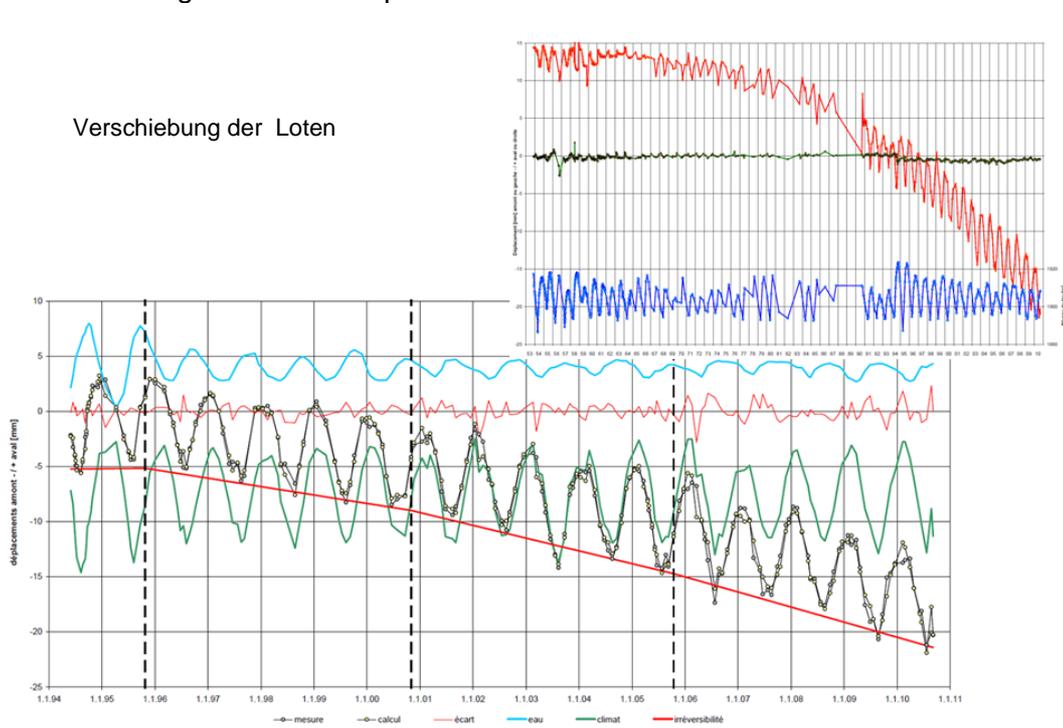
**Abbildung 74:** Übersichtsplan und typischer Vertikalschnitt der Staumauer Salanfe.

- Anzahl der Blöcke 41
- Blockbreite zwischen 13 und 20 m
- maximale Höhe über der Fundation 52 m
- Kronenkote 1'925.50 m ü.M.
- gesamte Kronenlänge 598.65 m
- Kronenbreite 5.00 m

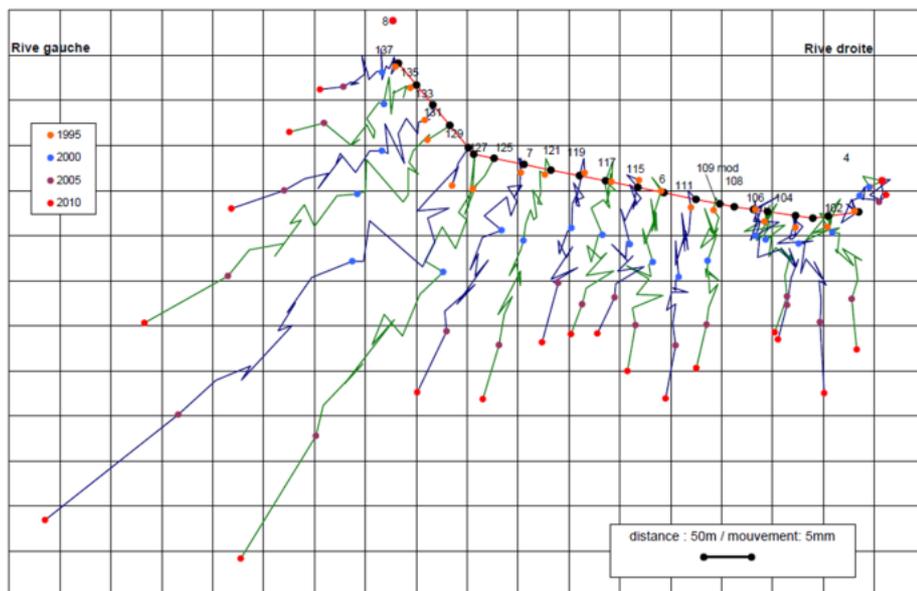
### 7.3.2. Beobachtetes Verhalten der Staumauer

Die seit Fertigstellung des Bauwerks 1952 durchgeführten Lotmessungen zeigen Verschiebungen der Krone zur Seeseite, welche seit den 1970er Jahren zunehmend ausgeprägt wurden. Um dieses Verhalten der Staumauer besser zu verstehen, wurde in den Jahren 1993-1994 und 2007 die Instrumentierung verstärkt, unter anderem mit zusätzlichen Loten. Mit Nivellementen über die Krone wurden ebenfalls zunehmende Hebungen des Bauwerks gemessen. Zusätzlich zeigten visuelle Inspektionen das Auftreten von Rissen, insbesondere bei den Eckblöcken an der linken und rechten

Flanke, sowie Horizontalrisse in den obersten 5 m unterhalb der Krone. Weiter traten Risse im Kronenbeton auf. Diese Hinweise gaben bereits vor dem Jahre 2000 Anlass zur Vermutung, dass die Staumauer Salanfe von einem durch eine Alkali-Aggregat-Reaktion ausgelösten Betonquellen betroffen ist.



**Abbildung 75:** Transversale und longitudinale Verschiebungen. Statistische Analyse des mit Loten gemessenen Verhaltens.



**Abbildung 76:** Horizontalverschiebungen, geodätisch gemessen



### 7.3.3. Abklärungen, Untersuchungen des Betons - Folgerungen

Mehrere Kampagnen mit Probenahmen und Analysen des Betons wurden durchgeführt:

- um die Ursachen für das Quellen des Betons der Staumauer zu identifizieren,
- um die mechanischen Betoneigenschaften und die Auswirkungen der Schädigung zu überprüfen,
- um den Zustand der AAR und ihr Entwicklungspotential zu beschreiben und
- um ergänzende Messeinrichtungen zur Staumauerüberwachung festzulegen.

Die Untersuchungen zeigten eine Alkali-Aggregat-Reaktion, das Vorhandensein zahlreicher Mikrorisse in der Zementpaste und an den Grenzflächen zwischen Bindemittel und Zuschlagstoffen.

Nachdem sich die Diagnose als zutreffend erwiesen hatte, wurde das Potential für das restliche Quellen des Staumauerbetons bewertet. Ein unterschiedliches Verhalten der beiden Betone (Vorsatz- und Massenbeton) gegenüber der AAR, bezüglich einer unterschiedlichen Reaktionskinetik einerseits, bzw. dem Potential der Endausdehnung und der Schädigung andererseits, konnte nicht belegt werden. Abgestützt auf visuellen Beobachtungen, Verschiebungsmessungen mit Loten während 60 Jahren sowie den Materialversuchen am Staumauerbeton, ist die Alkali-Aggregat-Reaktion aktiv und das Reaktionspotential ist immer noch erheblich. Die grosse Heterogenität der erhaltenen Resultate kann auf die unterschiedlichen Betone und die Streuung der Quellaktivität zurückgeführt werden.

### 7.3.4. Grundsätzliches zur Sanierung

Das durch die Alkali-Aggregat-Reaktion hervorgerufene Quellen des Betons führt zu einer signifikanten Verschlechterung der strukturellen und mechanischen Eigenschaften des Bauwerks und verursacht Risse und irreversible Deformationen der Staumauer. Um diese negativen Auswirkungen zu begrenzen, wurde eine Entspannung des Betons durch vertikale, See-Tal gerichtete Sägeschnitte vorgesehen. Obwohl nicht definitiv, ist diese Methode die einzige, welche die Lebensdauer der Talsperre verlängern kann. Angesichts der Komplexität der beteiligten Phänomene, einschliesslich der mechanischen Materialeigenschaften, ihres chemisch-physikalischen Verhaltens, der Betonschädigung und des Kriechens, erschien es notwendig auf eine detaillierte Modellierung dieser Phänomene zurückzugreifen. Zudem wurde vereinbart, ein Jahr vor den eigentlichen Sanierungsarbeiten eine Kampagne mit Sägeversuchen durchzuführen, nicht allein zur Bestätigung des gewählten Ausführungsverfahrens, der Sicherheit und der Umweltbelange, sondern auch um einige Parameter des numerischen Modells zu kalibrieren.



**Abbildung 77:** Sohlstollen der Staumauer – Rissbildung.

### 7.3.5. Modellierung

Die numerische Modellierung des bisherigen und des zukünftigen Verhaltens (nach dem Sägen) hatte zum Ziel:

- das Verhalten der Talsperre zu verstehen
- die Abschätzung der Auswirkungen von zukünftigen Quelleffekten, mit und ohne Sägen
- Bestimmung der beteiligten Parameter und ihrer Empfindlichkeit
- Festlegung der verschiedenen Merkmale der baulichen Massnahmen
- Unterstützung bei der Entscheidungsfindung über die Sanierungsstrategie.

Verhaltensgesetz:

Das Modell stützt sich auf Arbeiten des LCPC (IFSTTAR) ab und integriert für die Kinetik des Quellens ein Gesetz vom Sigmoid-Typ, einschliesslich der thermohydrischen Parameter des Betons. Das Quellen des Betons wird durch die mittlere Spannung im Beton und den Spannungsdeviator modelliert, damit die chemische Expansion in allen Richtungen bestimmt werden kann. Spezifische Entwicklungen wurden gemacht, um das Langzeitverhalten von Bauwerken zu berücksichtigen, insbesondere von solchen, die erheblichen permanenten Belastungen unterworfen sind wie die Talsperren. Es war daher notwendig, verzögerte Verformungen des Materials, nämlich die Auswirkungen des Kriechens sowie ihre Wechselwirkungen mit der Entwicklung des Quellens und ihren mechanischen Effekten in Betracht zu ziehen. Um den Auswirkungen des Sägens Rechnung zu tragen, musste dies durch Kontaktelemente modelliert werden, welche die Breite des Sägeschlitzes simulierten. Schliesslich, um der Abminderung des Elastizitätsmoduls als Folge der fortschreitenden Reaktion zu berücksichtigen, wurde eine auf die AAR bezogene indizierte Schadensvariable eingeführt [21].

Die Gesamtverformung ist definiert durch:

$$\varepsilon = \varepsilon_e + \varepsilon_{flu} + \varepsilon_{\chi}$$

- Elastische Verformung:

$$\varepsilon_e$$

- Verformung infolge Kriechen:

$$\varepsilon_{flu} = \phi(t, t_0) \cdot \varepsilon_e$$

- Verformung infolge AAR:

$$\varepsilon_{\chi} = \varepsilon_{\infty} \cdot \frac{1 - e^{-t/\tau_c}}{1 + e^{-(t-\tau_l)/\tau_c}}$$

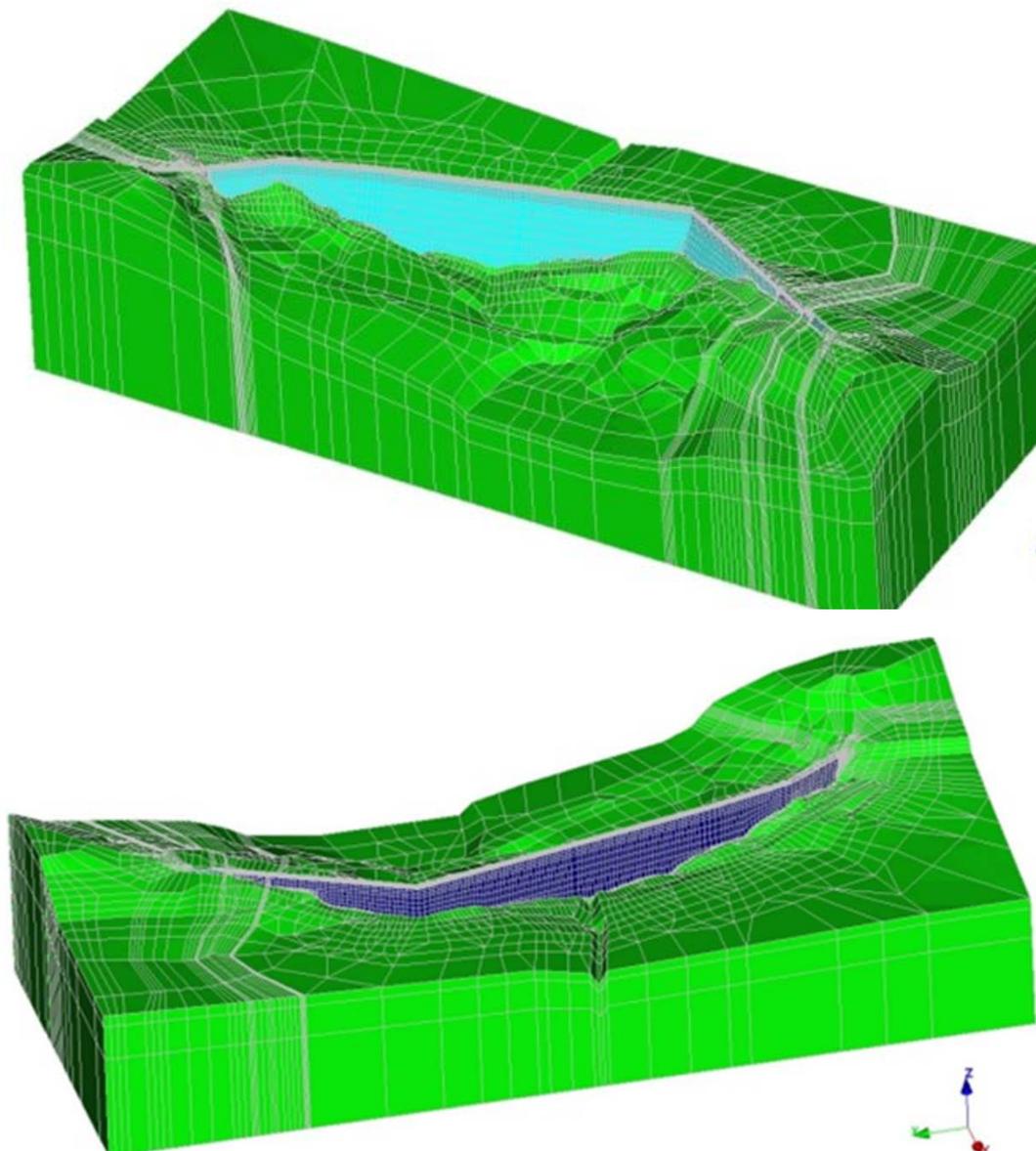


Abbildung 78: Modellierung.

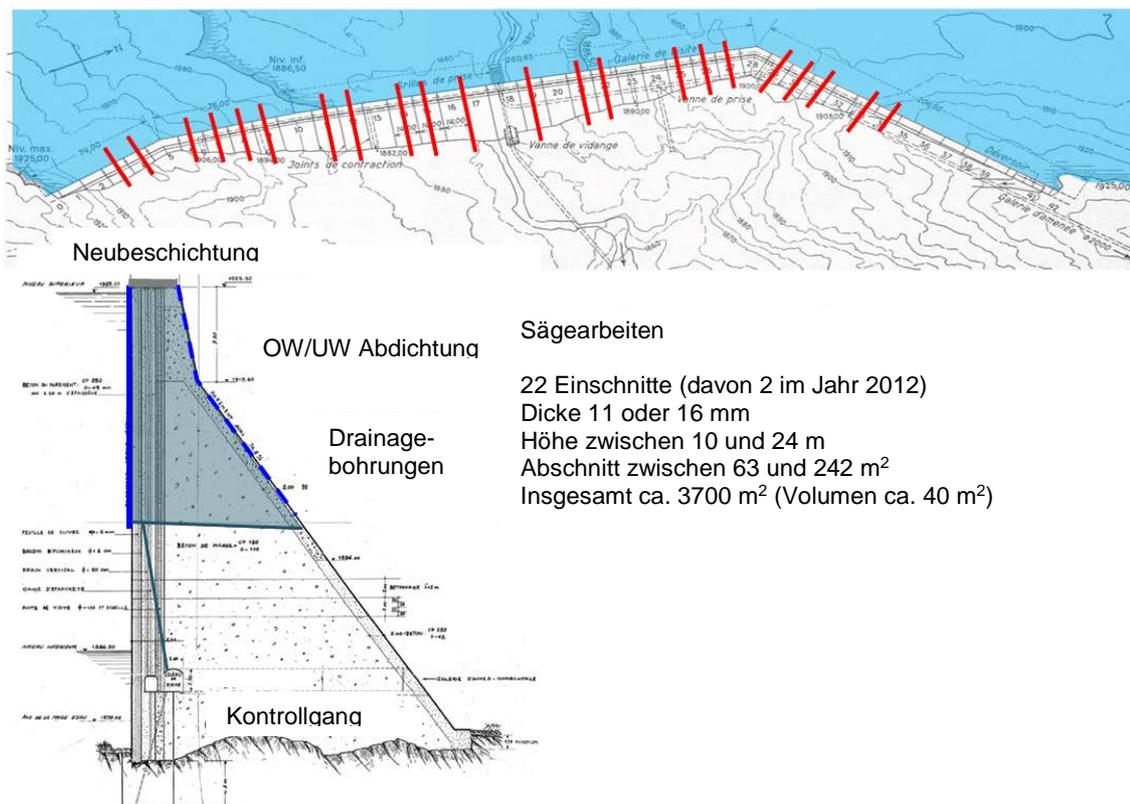
### 7.3.6. Versuchskampagne 2012

Weil Sägearbeiten an Staumauern nicht alltäglich sind, wurde im Sommer 2012 eine Versuchskampagne gestartet mit dem Ziel:

- Schwierigkeiten und Risiken zu erkennen
- die Ausführungsmethoden festzulegen
- das Verhalten der Staumauer nach den ersten Sägeschnitten zu überprüfen
- die Modellierung zu validieren
- die Strategie zu bestätigen

Die Versuchssägungen wurden in 3 vertikalen Schnitten vorgenommen. Die Breite dieser drei 16 m hohen Sägeschnitte betrug 15 mm. Ausgehend von einer horizontalen Bohrung erfolgte die Sägun von unten nach oben. Diese im Jahre 2012 durchgeführte Versuchskampagne erlaubte es nicht nur dem Ingenieur, sein digitales Modell anzupassen, sondern auch der Unternehmung die gewählte Baumethode und Ausrüstung zu testen. Im Anschluss an diese Kampagne wurden im Jahre 2013 die wichtigsten Sägearbeiten durchgeführt (siehe [22] und [23]). Die Nebenarbeiten (Instandsetzung der Krone, Grundablassbauwerk, etc.) wurden zum Teil 2014 fertiggestellt.

### 7.3.7. Arbeiten 2013–2014



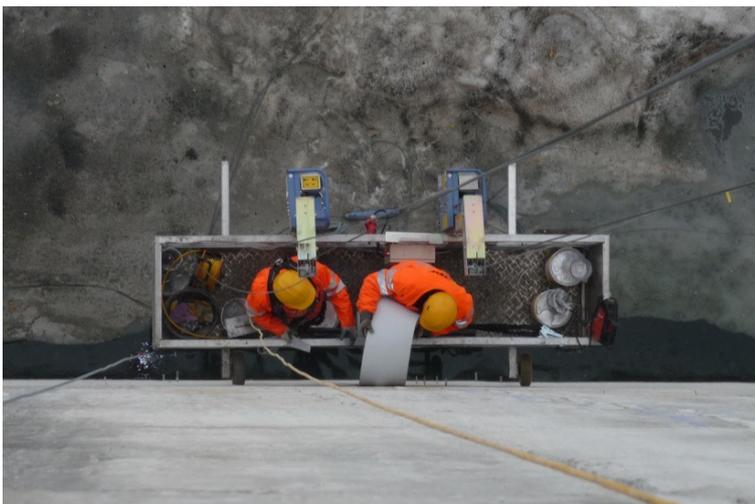
**Abbildung 79:** Situationsplan mit den Sägeschnitten - Typischer Querschnitt.

Die Arbeiten beschränkten sich nicht allein auf das Sägen, sondern umfassten:

- Ausführung von 21 Sägeschnitten (inklusive der Vertiefung von 2 der in der Versuchskampagne 2012 ausgeführten Schnitten);
- Abdichtungen auf der Luft- und Wasserseite;
- Ausführung von Drainagebohrungen in den horizontalen Kontrollstollen hinter der wasserseitigen Abdichtung;
- Instandstellung der Krone der Staumauer (einschliesslich der Erstellung eines neuen, den geltenden Normen genügenden Geländers);
- Abbruch und Bau einer neuen Abdeckung für den Grundablassschacht.



**Abbildung 80:** Sägearbeiten.

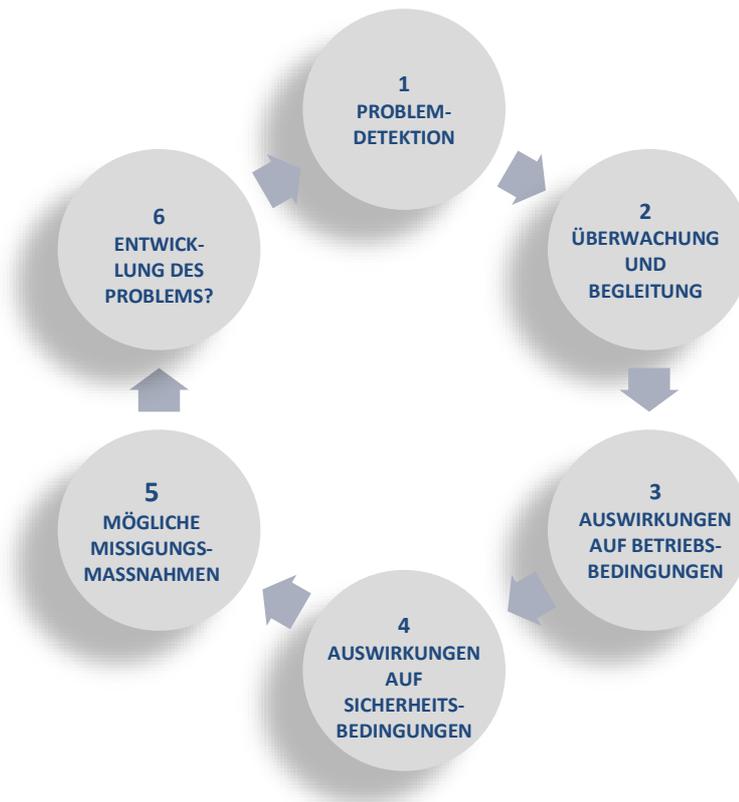


**Abbildung 81:** Vorbereitung und Aufbringen der wasserseitigen Abdichtung.

## 8. Entwicklungsprognose für die Schweiz

### 8.1. Generelles

Ganz allgemein muss jeder Talsperre, die ein irreversibles Verhalten zeigt, besondere Aufmerksamkeit geschenkt werden, um die Gründe dafür festzustellen. **Abbildung 82** zeigt den typischen Ablauf der Nachverfolgung der Problematik bei einer Talsperre, die von einem Betonquellen betroffen ist.



**Abbildung 82:** Typischer Ablauf der Nachverfolgung einer von Betonquellen betroffenen Talsperre.

Normalerweise können 6 Hauptetappen unterschieden werden:

- Etappe 1 : Problemerkennung

Nahezu ausnahmslos ist die erstmalige Feststellung oder der Verdacht auf Betonquellen mit dem Nachweis nichtreversibler Verformungen verbunden. Es muss aber betont werden, dass die Ursachen von nichtreversiblen Verformungen vielfältig und sehr unterschiedlich sein können. Aus diesem Grund ist eine sehr sorgfältige Analyse der Messresultate der Überwachung der Talsperre notwendig, um diese Ursachen zu identifizieren. Häufig kam die Schlussfolgerung hinsichtlich des Vorhandenseins eines Betonquellens erst zustande, nachdem alle anderen Ursachen, wie Instabilitäten der Flanken, Bewegungen im Fundamentbereich, etc. ausgeschlossen worden waren.

– Etappe 2 : Überwachung und Monitoring

Wenn die Analyse der Messungen und Beobachtungen der Talsperre auf ein Betonquellen hinweisen, ist es in der Regel nötig, diese Hypothese mit ergänzenden Messungen zu festigen, um die wesentlichen Merkmale dieses Phänomens zu erfassen. Es sind daher zu diesem Zeitpunkt die zusätzlichen Messungen und spezifischen Untersuchungen festzulegen, damit das Betonquellen quantifiziert werden kann.

– Etappe 3 : Auswirkungen auf die Betriebsbedingungen

Sobald die Gründe für das nichtreversible Verhalten der Talsperre gut bekannt und untersucht sind, können dazu gewisse Hypothesen über seine kurz- und mittelfristige Entwicklung aufgestellt werden. Auf der Grundlage des bisherigen Verhaltens ist es im Allgemeinen möglich, den Verlauf der nichtreversiblen Verformungen über einen Zeitraum von rund 5-15 Jahren abzuschätzen. Diese Entwicklung hat in erster Linie Auswirkungen auf die Betriebsbedingungen, bevor die Sicherheit der Talsperre beeinträchtigt wird. Sie kann insbesondere den Zustand der Risse im Beton, den Betrieb der beweglichen Organe, des Sickerwassers, etc. beeinflussen. Sind einmal die Auswirkungen auf das Bauwerk ermittelt, kann es zweckmässig sein, die spezifischen Kontrollen zu intensivieren, die eine detaillierte Überwachung und Verfolgung der Entwicklung jedes einzelnen Aspekts ermöglichen.

– Etappe 4 : Konsequenzen für die Sicherheit

Die Konsequenzen einer Zunahme des Betonquellens sind für die Sicherheit der Talsperre viel schwieriger zu bestimmen. Tatsächlich hängt die Sicherheit von einer grösseren Zahl von Faktoren ab und erfordert unter anderem eine Modellierung der Bruchszszenarien (Teil- oder Totalbruch) der Talsperre und/oder der Nebenanlagen. Sicherheitsprobleme können vielfältige Ursachen haben (strukturelle, hydraulische, mechanische, etc.). Die Bestimmung des Spannungszustandes in einer Talsperre mit Betonquellen ist relativ unsicher und noch unsicherer ist die Modellierung der Bruchszszenarien, insbesondere bei Bogenstaumauern. Wenn zu den statischen Lasten noch die dynamischen hinzukommen, wird die Komplexität des Problem noch erhöht. Die Bewertung des Einflusses des Betonquellens auf die Sicherheit einer Talsperre ist daher eine Aufgabe, die nicht allein durch einen analytischen Ansatz gelöst werden kann, sondern Sensibilität und spezifische Erfahrung mit Talsperren erfordert. Eine im Wesentlichen nur analytische Sicherheitsbewertung kann zu einer Teilbewertung führen, bei der alle schwer zu quantifizierenden Elemente vernachlässigt werden, insbesondere bei Talsperren mit irreversiblen Verformungen.

– Etappe 5 : Minderungsmaßnahmen

Aufgrund früherer Untersuchungen können Massnahmen zur Minderung der Auswirkungen des Quellens ins Auge gefasst werden. Für solche Massnahmen gibt es verschiedene Gründe und Ziele; aber es ist wichtig zu unterscheiden, ob diese Eingriffe auf eine Verbesserung der Betriebsbedingungen oder der Sicherheit abzielen. Wie bereits in den vorangehenden Kapiteln erwähnt, können diese Massnahmen sehr unterschiedlicher Art sein und hängen im

Wesentlichen von den Eigenschaften der Talsperre ab.



**Abbildung 83:** Beispiele von Minderungsmassnahmen: a) Kohlefaser-Schutzschicht; b) Schutz mit einer PE-Membrane.

- Etappe 6 : Überwachung der Entwicklung

Ausser im Falle des Abrisses und Wiederaufbaus eines Teils oder der gesamten Struktur wirken die Eingriffe in der Regel lediglich auf die Folgen des Quellens und nur in Ausnahmefällen auf die Ursachen ein. Minderungsmassnahmen sind daher in der Regel zeitlich begrenzt, und ihre Wirksamkeit wird im Laufe der Zeit schrittweise vermindert.

## 8.2. Zukünftiger Ansatz für das Problem

Die Analyse des AAR-Problems hat insbesondere während des letzten Jahrzehnts erhebliche Fortschritte gemacht. Zahlreiche Forschungsprojekte wurden ausgelöst, in erster Linie, um die Chemie der Reaktion und ihre Auswirkung auf den Beton besser zu verstehen. Viele Modelle wurden entwickelt, um unter anderem die durch das Quellen induzierten Verformungen zu simulieren.

Trotz der erheblichen Fortschritte ist das Problem für die Betreiber der Talsperren noch nicht zufriedenstellend unter Kontrolle. Diese wollen wissen, **ob, wann und wie** sie bei einem Bauwerk, das von einem chemischen Betonquellen betroffen ist, intervenieren müssen. Eine zuverlässige Antwort auf diese Fragen gibt es derzeit, insbesondere auf mittlere bis längere Sicht, nicht. Aus praktischer Sicht können die wesentlichen Grenzen der heutigen Ansätze wie folgt zusammengefasst werden:

- Die aktuellen Laborversuche erlauben keine Feststellung des Quell-Phänomens, sondern bestenfalls eine Bestätigung, dass ein Potential für Betonquellen besteht.
- Die globalen Auswirkungen auf eine Talsperre sind in der Regel leicht zu erkennen. Viel komplexer ist hingegen die Bestimmung des Zustandes bei den nicht sichtbaren Partien. So gibt es keine zerstörungsfreien Methoden, um das Vorhandensein von Rissen innerhalb des Betons (mit einer Stärke von mehr als 50 cm) zu erkennen. Die Bestimmung des aktuellen Zustands einer Talsperre kann daher sehr komplex sein.

- Numerische Modelle ermöglichen es, die zukünftigen Verformungen der Talsperren zufriedenstellend vorherzusagen. Andererseits ist die Bewertung der Entwicklung des Spannungszustandes viel komplexer und oft unmöglich.

Die Überwindung der derzeitigen Grenzen der Kenntnisse erscheint kurzfristig als unwahrscheinlich. Immerhin haben sich durch die im letzten Jahrzehnt gesammelten Erfahrungen einige Empfehlungen ergeben, damit in der Zukunft unser Ansatz für die Problematik verbessert werden kann.

- Unklug ist es, das Problem einfach zu ignorieren. Diese Haltung - heute weniger verbreitet, aber noch nicht vollständig verschwunden - kann gemeinhin durch eine gewisse Angst vor dem Unbekannten erklärt werden. Der vorsichtige Umgang mit Daten in der vorliegenden Studie widerspiegelt die anhaltende Zurückhaltung gegenüber einer gemeinsamen Nutzung vorhandener Daten. Ein aktiver Informationsaustausch würde es ermöglichen, die Erfahrungen der verschiedenen Akteure auf diesem Gebiet besser zu nutzen.
- In Europa haben, mit wenigen Ausnahmen, die Quellphänomene des Betons eine langsame Entwicklung. Strukturen mit jährlichen Ausdehnungsraten von mehr als 25-30  $\mu\text{m}/\text{m}$  sind selten. Ausser in besonderen Fällen steht eine Schädigung der Struktur nicht unmittelbar bevor, sondern erstreckt sich im Allgemeinen über mehrere Jahrzehnte und erfolgt schrittweise. Es bleibt somit in der Regel genügend Zeit für das Studium der Eigenheiten der betreffenden Talsperre.
- Die in den letzten Jahren gesammelten Erfahrungen, insbesondere bei der Vornahme von Minderungsmaßnahmen, sind zu berücksichtigen. Es gibt zahlreiche Beispiele von Massnahmen, die nicht zu den erwarteten Ergebnissen geführt haben. Die Festlegung möglicher Eingriffe kann sich nur aus der Kombination von numerischen Analysen und praktischer Erfahrung ergeben.

### 8.3. Notwendigkeit für weitere Forschung und Entwicklung

Die oben genannten Hinweise unterstreichen, dass weitere Fortschritte unbedingt gemacht werden müssen, um die Probleme des Betonquellens bei den Staumauern bewältigen zu können. Um den Talsperrenbetreibern echte Fortschritte und Lösungen vorzuschlagen, sollten Forschung und Entwicklung sich auf folgende Schwerpunkte konzentrieren:

- Bessere Kenntnis des chemischen Phänomens und des Einflusses der Umgebungsbedingungen. Die Suche nach Lösungen, welche die Reaktion hemmen können, muss fortgesetzt werden. Von konkretem Interesse sind jedoch nur wirtschaftlich sinnvolle Optionen.
- Technologische Fortschritte, um die Beschaffenheit des Massenbetons im Innern einer Talsperre (Rissbildung, Spannungen) besser zu bestimmen, sind unerlässlich für jede zuverlässige Beurteilung des Zustands einer Talsperre. Wesentliche Fortschritte auf diesem Gebiet wären zweifellos ein grosser Vorteil für eine zuverlässige Beurteilung der Sicherheit der Talsperren.
- Die Erfahrungen mit der Wirksamkeit einiger Minderungsmaßnahmen sind derzeit sehr beschränkt und vereinzelter Natur. Eine methodischere Analyse unterschiedlicher Lösungsansätze, zum Beispiel anhand von verschiedenen Oberflächenbehandlungen, deren Entwicklung für mindestens zehn Jahre an



verschiedenen Objekten verfolgt wird, könnte zur Optimierung künftiger Interventionen beitragen.

- Jeder Fortschritt bei der numerischen Modellierung des Quellphänomens ist hochwillkommen. Die Bemühungen müssen auf eine zuverlässige Modellierung des Spannungszustandes und nicht nur auf die der Verformungen gerichtet sein. Wohlbekannt ist, dass eine unendliche Zahl von Spannungsverteilungen zu denselben Verformungen führen kann. Die alleinige Modellierung der Deformationen ist daher bei weitem nicht ausreichend.

Schliesslich würde, wie bereits erwähnt, die uneingeschränkte Zusammenführung der Erfahrungen in verschiedenen Ländern und mit verschiedenen Talsperren zweifellos zu einer besseren Annäherung an die Problematik führen.

## 9. Schlussfolgerungen

Die von der Arbeitsgruppe (AG) zusammengetragenen Daten erlauben es abzuschätzen, dass zwischen 35% und 45% der 154 Staumauern in der Schweiz bleibende Verformungen aufweisen, die mit einem Betonquellen in Verbindung gebracht werden können. Dieser Prozentsatz ist höher als die ursprünglichen Erwartungen der Arbeitsgruppe und zeigt die Bedeutung des Phänomens. Das reversible Verhalten einer Staumauer ist daher nicht die Regel. Dabei ist zu beachten, dass nur bei etwa einem Drittel der von nichtreversiblen Verformungen betroffenen Staumauern die Laboruntersuchungen die Anwesenheit des Betonquellens (Alkali-Aggregat-Reaktion AAR oder Sulfatreiben ISA) bestätigten.

Es ist jedoch wichtig, klar zwischen den verschiedenen Situationen zu unterscheiden, die sich auf eine Struktur auswirken. Einerseits sind die Ausdehnungsraten sehr variabel, und andererseits hängt der Einfluss der nichtreversiblen Verformungen auf die Betriebs- und Sicherheitsbedingungen von der Geometrie der Staumauer ab, die natürlich für jede Talsperre unterschiedlich ist. Daher müssen wir lernen, mit diesem Phänomen zu leben, was aber nicht zwingend bedeutet, dass die betroffene Talsperre kurz- oder mittelfristig ausser Betrieb genommen werden müsste.

Sobald ein Betonquellen festgestellt wird, ist es ratsam, dessen Auswirkungen auf die Talsperre abzuschätzen, wobei klar zwischen den Auswirkungen auf die betrieblichen Aspekte und denjenigen betreffend die Talsperrensicherheit zu unterscheiden ist. Anschliessend sind mögliche Minderungsmassnahmen zu identifizieren. Die Beispiele dieser Studie zeigen jedoch, dass diese baulichen Massnahmen gut durchdacht sein müssen, um die erwartete Wirkung bei der Talsperre zu erzielen. Ausser dem Abbruch sowie anderer, sehr seltener Ausnahmen mildern alle anderen Massnahmen lediglich die Auswirkungen des Betonquellens auf das Talsperrenverhalten ab. Die baulichen Massnahmen wirken sich im Allgemeinen zeitlich begrenzt aus und sind für das Gesamtproblem keine Lösung.

Die Erfahrung nicht nur in der Schweiz hat gezeigt, dass die Bestimmung des Restquellpotentials des Betons für den Betreiber von geringem praktischem Nutzen ist, da das Problem immer von der Talsperre ausgeht und nicht vom Beton selbst, der bloss die Ursache davon ist. Die Staumauer wird aufgrund von übermässigen Verformungen geschädigt, lange bevor die mechanischen Eigenschaften des Betons verschlechtert werden. In der Schweiz ist zurzeit keine Talsperre mit verlangsamendem Quellprozess bekannt.

Was die zukünftige Entwicklung anbelangt, scheint es wenig wahrscheinlich, dass die Anzahl der vom Betonquellen betroffenen Talsperren erheblich zunehmen wird. Hingegen rücken die Fristen für grössere bauliche Massnahmen bei einigen bedeutenden Talsperren allmählich näher. Eine bessere Kenntnis des Phänomens, insbesondere hinsichtlich des Einflusses der Umgebungsbedingungen (Sonneneinstrahlung, Temperatur, Feuchtigkeit) sowie der Auswirkungen auf die Spannungsverteilung sind auf jeden Fall erwünscht, um zukünftige bauliche Massnahmen zu optimieren.



## 10. Literatur

1. T. Stanton: Expansion of Concrete through Reaction between Cement and Aggregates, Proceedings of the American Society of Civil Engineers, 1940
2. T. Wälchli, E. Brühwiler: Tragverhalten von Kunstbauten mit Alkali-Aggregat-Reaktion (AAR) — Sachstandsbericht, Bundesamt für Strassen, Bericht 584, 2005
3. F. Hunkeler, C. Merz, P. Kronenberg: Alkali-Aggregat-Reaktion (AAR) — Grundlagen und Massnahmen bei neuen und bestehenden Kunstbauten, Bundesamt für Strassen, Bericht 8213, 2007
4. C. Merz, J.-G. Hammerschlag: Alkali-Aggregat-Reaktionen, Cementbulletin, 2000, Heft 5
5. C. Merz, A. Leemann: Validierung der AAR-Prüfungen für Neubau und Instandsetzung, Bundesamt für Strassen, Bericht 648, 2012
6. M. Ben Haha: Mechanical Effects of Alkali Silica Reaction in Concrete Studied by SEM-Image Analysis, École Polytechnique Fédérale de Lausanne, 2006
7. C. Dunant: Experimental and Modelling Study of the Alkali-Silica-Reaction in Concrete, École Polytechnique Fédérale de Lausanne, 2009
8. A. B. Giorla: Modelling of Alkali-Silica Reaction under Multi-Axial Load, École Polytechnique Fédérale de Lausanne, 2013
9. A. I. Cuba Ramos: Multi-Scale Modelling of the Alkali-Silica Reaction in Concrete, École Polytechnique Fédérale de Lausanne, 2017
10. A. Leemann, M. Griffa: Diagnosis of Alkali-Aggregate Reaction in Dams, State of the Art Report, EMPA, 2013
11. SIA-Merkblatt 2042: Vorbeugung von Schäden durch die Alkali-Aggregat-Reaktion (AAR) bei Betonbauten, Schweizerischer Ingenieur und Architektenverein, 2012
12. RILEM: Outline Guide to the Use of RILEM Methods in the Assessment of the Alkali-Reactivity Potential of Aggregates, Special Issue RILEM TC219-ACS, Materials & Structures, 2014
13. F. Amberg: Performance of Dams affected by Expanding Concrete, Dams in Switzerland, Source for Worldwide Swiss Dam Engineering, Baden-Dättwil, buag Grafisches Unternehmen AG, 2011, p. 309-314.
14. F. Amberg: A review of expanding concrete cases and consequences on dam performance, Proceedings of the Hydro International Conference, Bilbao, 2012
15. R.G. Charlwood, Z.V. Solymar: A review of alkali aggregate reactions in dams, Dam Engineering, Canada, Vol 5, Issue 2, Jul. 1994, p. 31-62.
16. D.G. Hayward, G.A. Thompson, R.G. Charlwood & R.R. Steele: Remedial measures at the Mactaquac generating station, 17<sup>th</sup> ICOLD Congress on large dams, Vienna; Q. 65 R. 47, 1991
17. R. Leroy, G. Micoulet, F. Tognola: Rehabilitation of Sera dam (Switzerland) affected by ASR, Dam maintenance and rehabilitation, Proceedings 2<sup>nd</sup> International Conference, Zaragoza, 2010



18. J. Sausse, J.P. Fabre: Diagnosis of Dams Affected by Swelling Reactions: Lesson Learned from 150 Monitored Concrete Dams in France, *Dam Engineering*, Vol XXIII, Issue 1, 2013, p. 5-17
19. J.-F. Seignol, L. Boldea, R. Leroy, B. Godart, J.G. Hammerschlag: Hydro-power structure affected by alkali-aggregate reaction: a case-study involving numerical re-assessment, *Proceedings, First International Conference on Computational Technologies in Concrete Structures*, Jeju, Korea, May 2009.
20. L. Boldea, J.-F. Seignol, R. Leroy, A. Dubas: Numerical re-assessment of the serviceability and safety of an hydraulic power-plant affected by AAR, *Hydro 2011*, Prague, Oct. 2011.
21. P. Droz, J.-F. Seignol, R. Leroy, L. Boldea: Strategy for the rehabilitation of Salanfe dam, 14th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction (ICAAR), Austin, Texas, Mai 2012
22. P. Droz, O. Vallotton, T. Menouillard, R. Leroy: Slot cutting an AAR-affected dam: case study of the Salanfe dam, *Hydropower & Dams*, Issue 5, 2013
23. P. Droz, O. Vallotton, T. Menouillard, R. Leroy: Monitoring of an AAR affected dam, Q99 - R33, *ICOLD*, Stavanger, June 2015
24. R. Leroy: Salanfe dam – Evolution of the monitoring system related to exploitation and ASR swelling needs, Bali, June 2014