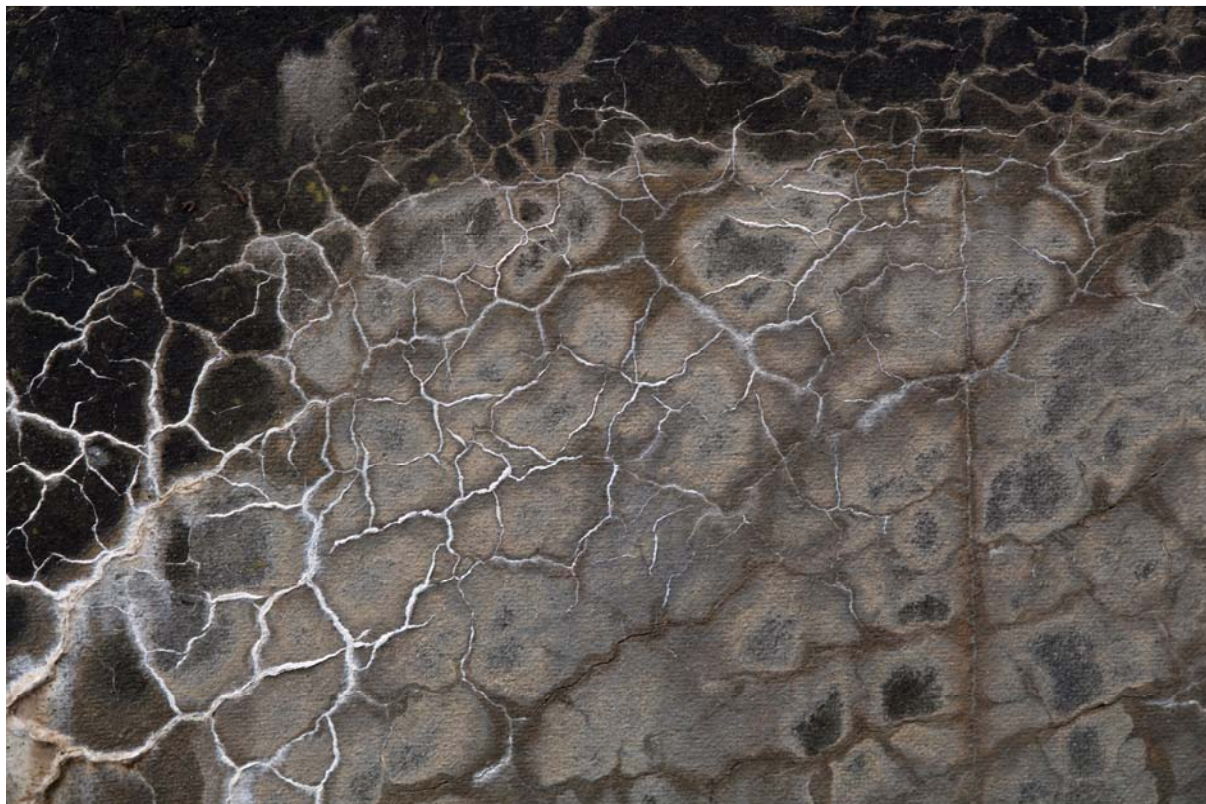




Schweizerisches Talsperrenkomitee
Comité suisse des barrages
Comitato svizzero delle dighe
Swiss Committee on Dams



EXPANSION DU BETON DANS LES BARRAGES SUISSES

08.05.2017

Rapport du Comité suisse des barrages CSB sur l'état de la
problématique de l'expansion du béton dans les barrages suisses



Index	page
1 Introduction et objectifs de l'étude	4
1.1 Introduction	4
1.2 Objectifs	4
2 Conséquences de l'expansion du béton des barrages	6
2.1 Introduction	6
2.2 Conditions prévalant à la réaction alcali-granulats	6
2.3 Mécanisme de dégradation de la réaction alcali-granulats	8
2.4 Détermination de la réaction alcali-granulats sur les structures	11
2.5 Contrôles et mesures de structures	11
2.6 Image de dégâts typiques de barrages et de leurs structures annexes	15
2.7 Diminution de la sécurité	17
2.8 Pronostic de développement de la réaction alcali-granulats	18
2.9 Prévention de la réaction alcali-granulats dans des structures neuves	20
3 Etat de la RAG dans les barrages suisses	22
3.1 Structure des bases de données	22
3.2 Méthodologie de notation	26
3.3 Résultats de l'interprétation des données	31
3.4 Remarques finales	36
4 Priorités des investigations et stratégie	38
4.1 Résultats des investigations à ce jour	38
4.2 Paramètres influençant la réaction alcali-granulats	40
4.3 Paramètre humidité relative du béton	40
4.4 Paramètre teneur en alcali du ciment	40
4.5 Paramètre réactivité des granulats	41
4.6 Paramètre température	42
4.7 Paramètre contraintes dans le béton	43
4.8 Répartition du gonflement RAG et géométrie du barrage	45
4.9 Constatations centrales	46
4.10 Centre de gravité des investigations futures	46
5 Exemples de diagnostic	48
5.1 Barrage du Châtelot	48
5.2 Barrage de Tourtemagne	50
5.3 Centrale de pompage-turbinage de Veytaux	55
5.4 Conclusions relatives au diagnostic	57
6 Exemples d'interventions	58
6.1 Introduction	58
6.2 Barrage de Sera	58
6.3 Barrage de Salanfe	64
7 Pronostic de développement en Suisse	73
7.1 Généralités	73
7.2 Approche future de la problématique	75
7.3 Besoins de recherche et développement	76
8 Conclusions	78
9 Littérature	79



En 2013, le Comité suisse des barrages (CSB) décida de fonder le Groupe de travail „Réaction alcali-granulats“ (RAG), avec pour objectif l'investigation de la situation actuelle des barrages suisses en rapport avec ce phénomène.

Le présent rapport a été élaboré par le Groupe de travail RAG et approuvé par la Commission technique (TEKO) du Comité suisse des barrages le 15.11.2017.

Les membres du Groupe de travail RAG étaient:

M. Francesco Amberg	Lombardi SA, Minusio
M. Patrice Droz	Stucky SA, Renens
M. Raphael Leroy	Alpiq SA, Lausanne
M. Johannes Maier	Office fédéral de l'énergie, Ittigen
M. Bastian Otto	Axpo Power AG, Baden
M. Roger Bremen	Lombardi SA (Président du Groupe de travail)

Image de la page de titre: formation de fissures à la surface d'une structure endommagée par la RAG.

1 Introduction et objectifs de l'étude

1.1 Introduction

La réaction alcali-granulats (RAG), qui affecte de nombreuses structures du génie civil, représente sans doute un des défis majeurs pour les ingénieurs d'aujourd'hui. La problématique est particulièrement complexe pour les barrages notamment en raison de leur taille, généralement importante, et des conséquences non seulement économiques que comporte toute intervention majeure.

Afin de mieux cerner l'ampleur de la problématique en Suisse, le Comité suisse des barrages (CSB) a donc chargé en 2014 un Groupe de travail (GT) d'élaborer une étude visant à définir tout d'abord un « état des lieux » pour les barrages suisses. L'étude fournit également quelques indications concernant les mesures à prendre afin de maîtriser un ouvrage affecté par le phénomène de gonflement du béton (gonflement causé notamment par une réaction alcali-granulats RAG ou par une réaction sulfatique ISA).

Le présent rapport résume les principaux résultats de cette étude, qui a permis de dresser un cadre relativement complet pour la Suisse. Le CSB exprime ses chaleureux remerciements aux membres du Groupe de travail pour le temps consacré à cette analyse. Les remerciements vont également aux propriétaires et exploitants des aménagements hydroélectriques pour leur collaboration et leur disponibilité pour fournir les informations relatives au comportement de leurs ouvrages.

1.2 Objectifs

Le gonflement du béton, en particulier celui associé aux réactions alcali-granulats, représente sans doute le problème majeur affectant les barrages en béton au niveau mondial. S'il y a encore trente ans la communauté internationale était convaincue que le problème était confiné à certaines régions de la planète, il est aujourd'hui acquis que le phénomène touche tous les continents et que son ampleur a été trop longtemps sous-estimée.

D'innombrables études ont été réalisées ou sont actuellement en cours, visant à mieux cerner les différents aspects du problème. Depuis l'analyse du phénomène du point de vue chimique jusqu'à la simulation numérique de son influence sur la distribution des contraintes dans un barrage, ces différentes études fournissent chacune un élément permettant de mieux comprendre la complexité du phénomène. Il n'a dès lors pas été l'ambition du GT d'affronter le sujet de manière exhaustive couvrant toutes ses innombrables facettes.

L'objectif général de l'étude est donc de dresser un cadre général de la situation du phénomène en Suisse et de fournir aux exploitants quelques indications sur les mesures à prendre lorsqu'on est confronté à un ouvrage paraissant être affecté par un phénomène de gonflement. Il est en effet important que les mesures mises en œuvre soient appropriées en termes d'ampleur et de cadre temporel. Des mesures inadéquates peuvent conduire à des dépenses non indispensables, voire même à une dégradation des conditions d'exploitation et/ou de sécurité du barrage. Le choix temporel de toute intervention est primordial afin de préserver au mieux l'intégrité de l'ouvrage. En d'autres termes, le rapport veut fournir un support aux exploitants afin de répondre à la question « quand doit-on faire quoi ? ».



Enfin l'étude se termine avec quelques prévisions de l'influence de ce phénomène sur le parc Suisse des barrages pour les prochaines décennies.

A l'exception de l'introduction générale, la présente étude ne traite donc ni les causes ni la multitude des conséquences de la RAG sur le béton et sur un barrage dans son ensemble. En effet, même si l'analyse des différents facteurs déclenchant et maintenant la réaction et leur influence sur la progression du gonflement sont à la base de la compréhension du phénomène, leur seule description dépasserait sensiblement le cadre de la présente étude. Le GT a également renoncé à toute considération liée au cadre normatif et à ses limites, notamment dans le domaine des essais en laboratoire. Ce sujet mériterait d'ailleurs également d'être traité, afin d'éviter dans le futur de commettre les erreurs du passé.

Enfin, de manière générale le GT a préféré ne pas expliciter le nom des barrages traités dans la publication. Par conséquent, le contenu spécifique de la base de données élaborée dans le cadre de la présente étude ne sera pas divulgué. Il est prévu de mettre à jour son contenu tous les dix ans environ, afin de pouvoir suivre l'évolution à moyen terme de la problématique.

Le contenu du présent rapport a fait l'objet d'un workshop, qui s'est déroulé le 13 mai 2015 à Berne. Les présentations exposées lors de ce workshop sont disponibles à l'adresse www.swissdams.ch/index.php/en/publications/workshops-2/workshop-2015.

2 Conséquences de l'expansion du béton des barrages

2.1 Introduction

Le mécanisme de dégradation dû à la réaction alcali-granulats (RAG) fut constaté pour la première fois en 1940 par T. Stanton sur des routes en béton, des structures de ponts et des murs de soutènement en Californie [1]. Il lia ces dégâts aux conséquences d'une réaction chimique survenue à l'intérieur de béton. Par la suite, des annonces de dommages similaires parvinrent d'autres parties des USA, du Danemark, des Pays-Bas, d'Allemagne, du Royaume-Uni, d'Islande, d'Afrique du Sud, de France et du Japon. En Suisse, des dégâts dus à la RAG furent reportés pour la première fois en 1988; il s'agissait alors d'un barrage.

La RAG provient d'une réaction chimique entre les éléments pierreux et les alcalis du ciment. Des produits de la RAG s'ensuivent (produits cristallins dans les granulats et gel de RAG dans les pores) qui, par suite d'absorption d'eau, subissent un accroissement de volume conduisant à une expansion du béton. Cette expansion peut conduire à la formation de fissures. En outre, par suite de la RAG, les propriétés mécaniques du béton se dégradent [2]; dans la pratique toutefois, ce phénomène n'est habituellement pas problématique pour les barrages.



Figure 1: Ancien barrage de Sera endommagé par la RAG (vallée de Zwischbergen près de Gondo VS)

2.2 Conditions prévalant à la réaction alcali-granulats

Afin que la RAG puisse se produire dans le béton, trois conditions doivent être réunies, comme on le voit sur la **Figure 2** de la page suivante:

- le béton contient des granulats réactifs;



- une humidité suffisante règne dans le béton;
- des alcalis sont à disposition.

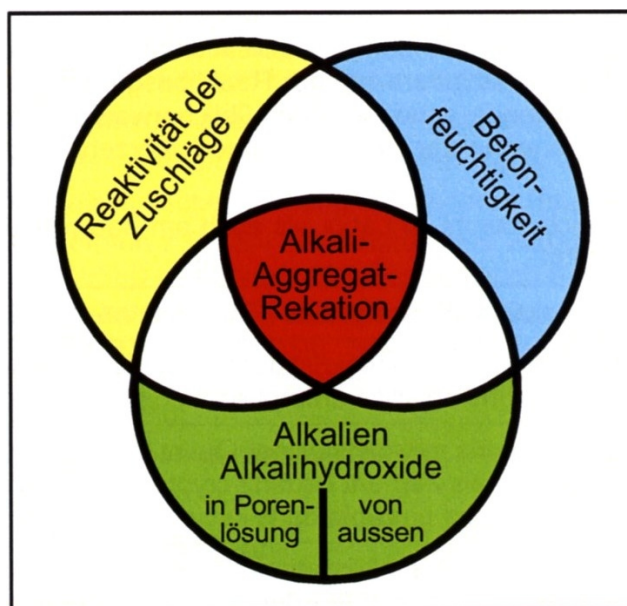


Figure 2: Conditions requises pour la formation de RAG dans le béton [3].

Les alcalis sont constitués principalement d'ions OH^- , Na^+ , K^+ et Ca^{2+} . Tant que le taux d'humidité du béton est inférieur à 80%, aucune réaction RAG ne se produit. Mais le béton de barrage est toujours soumis à un taux supérieur, généralement proche de 100%. La RAG est de plus favorisée par les variations d'humidité, car alors le transport des alcalis s'accroît. Pour les barrages, ceci se produit souvent sur le parement aval, le couronnement et la partie supérieure du parement amont.

L'augmentation de température accélère la RAG. Une augmentation de 10 à 40 °C accroît la rapidité de la RAG d'un facteur avoisinant dix. De ce fait, les parties de barrages superficielles ou exposées au rayonnement solaire se dégradent beaucoup plus rapidement que les parties internes ou constamment à l'ombre. Ce phénomène est également une des raisons de la parfois très forte dégradation des barrages due à la RAG dans les régions tropicales. L'accélération de la RAG due à une augmentation de température est en revanche mise à profit en laboratoire, afin de pouvoir réaliser plus rapidement les essais.

Si les granulats contiennent les matériaux pierreux réactifs suivants, il est possible que la RAG se produise [4]:

Famille de roches	Roches dans lesquelles des phases minérales réactives peuvent apparaître	Phase minérale réactive
Roches cristallines	Granite, granodiorite, diorite, etc.	<ul style="list-style-type: none"> Quartz microfibre poreux
Roches volcaniques	Rhyolite, dacite, andésite, basalte, obsidienne, tuf	<ul style="list-style-type: none"> Formes instables de haute température du quartz: trydimite, cristobalite Silice crypto-cristalline: calcédoine Silice amorphe, hydratée: opale
Roches métamorphiques	Gneiss, schiste, mylonite, quartzite, roche cornéenne	<ul style="list-style-type: none"> Quartz déformé, fissuré Feldspaths déformés, poreux, altérés Mica cristallin fin Quartz crypto- et micro-cristallin
Roches sédimentaires	Molasse, grauwacke, siltite, silex, calcaire siliceux	<ul style="list-style-type: none"> Feldspaths déformés, poreux, altérés Argile cristalline fine, mica Quartz crypto- et micro-cristallin Silice crypto-cristalline: calcédoine Silice amorphe, hydratée: opale

Une investigation de la composition des granulats de 79 gravières utilisées pour la confection du béton (env. 25 % de tous les endroits de production) a montré qu'en Suisse, env. 85 % de tous les types roches sont à classer comme réactifs (voir **Figure 3**). La classification fut réalisée à l'aide d'essais microbar [11]. Une roche fut considérée comme potentiellement réactive lorsque la valeur microbar se fixait au-dessus de 0.11 (correspondant à une élongation supérieure à 0.11 %).

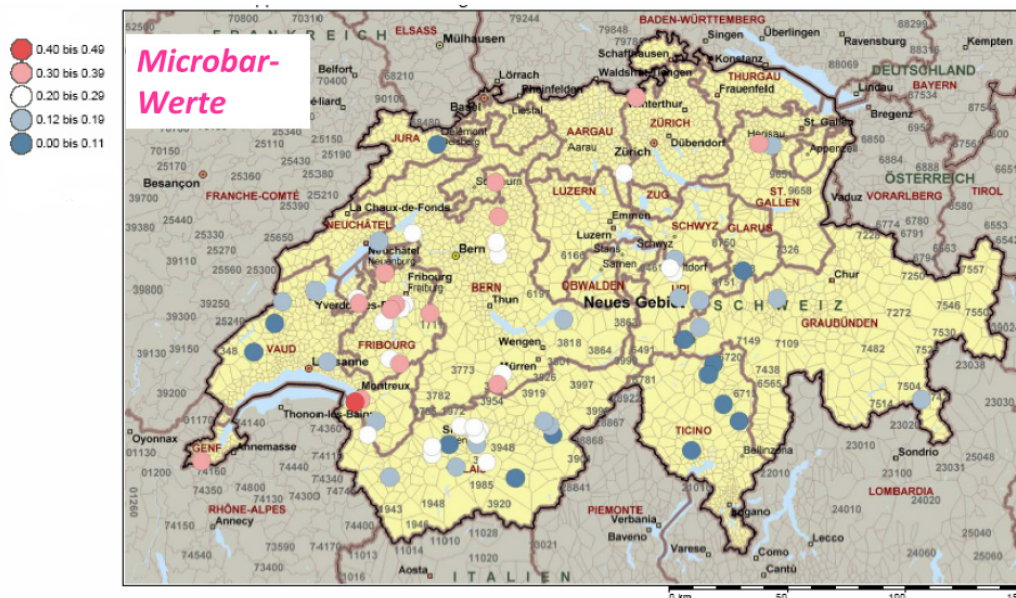

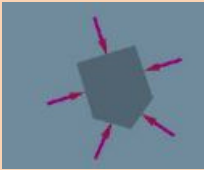
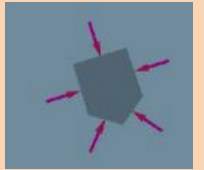





Figure 3: Evaluation de la réactivité des agrégats suisses à l'aide de valeurs microbar (valeur microbar supérieure à 0.11 → l'agrégat est réactif) [5].

2.3 Mécanisme de dégradation de la réaction alcali-granulats

Sur la base de l'exemple de la réaction alcali-silice, le mécanisme de dégradation de la RAG peut être décrit en six étapes [4]:



<p>1</p> 	<p>2</p> 	<p>3</p> 
<p>Granulats avec de la silice SiO₂ sensible aux alcalis</p>	<p>Réaction superficielle avec les ions d'alcali et de calcium du ciment en hydrate de silicate de calcium alcalin non gonflant</p>	<p>Diffusion d'ions alcali et d'eau à l'intérieur des granulats et réaction avec la silice sensible aux alcalis conduisant à un gel de grains alcalins</p>
<p>4</p> 	<p>5</p> 	<p>6</p> 
<p>La pression interne s'accroît en raison de la progression de la réaction et de l'absorption d'eau</p>	<p>Formation de fissures par dépassement de la résistance à la traction des granulats: faible formation de gel</p>	<p>Dissolution des granulats à partir de l'intérieur: forte formation de gel</p>

L'action macroscopique de la RAG sur des structures en béton se présente comme suit:

L'allongement du béton augmente annuellement de 20 à 150 µm/m (la valeur supérieure s'applique aux structures érigées sous les tropiques):

- Un barrage de 100 m de haut croît annuellement de 2 à 15 mm.
- Un couronnement de 250 m de long s'allonge annuellement de 5 à 40 mm.
- Au cas où l'expansion est empêchée, des forces ou des fissures de compression se forment.

La surface du béton se modifie:

- Des fissures en réseau ou rayonnantes se forment (angl. *map cracking*). En cas de forte charge de compression, la direction des fissures est parallèle à la trajectoire des compressions.
- Des gouttes de gel se forment, qui au début sont transparentes ou colorées sombrement. Sous l'action de l'acide carbonique de l'air, elles deviennent laiteuses, puis blanches après séchage.
- Des éclatements de grains superficiels se produisent (angl. *pop outs*).

Par suite de la formation de fissures, les propriétés mécaniques du béton se réduisent. Pour une RAG fortement développée, les recherches de laboratoire indiquent les réductions suivantes:

- la résistance à la compression se réduit de 25 à 60 %;

- la résistance à la traction diminue de 50 à 70 %;
- le module d'élasticité se réduit de 60 à 70 %.

Pour tous les barrages suisses concernés par la RAG, la réaction se trouve aujourd'hui encore dans sa phase d'amorçage. Ces réductions ne jouent de fait qu'un rôle mineur et peuvent pour l'instant être négligées.

Depuis 2001, l'Office fédéral de l'énergie OFEN, partiellement en collaboration avec Swiss Electric Research, a encouragé plusieurs travaux de recherche sur le mécanisme de dégradation dû à la RAG. A l'Ecole polytechnique fédérale de Lausanne (EPFL), des travaux dirigés par les professeurs Karen Scrivener [6, 7, 8] et Jean-François Molinari [9] ont été sponsorisés. Dans le cadre des recherches sur la cinétique, l'influence des paramètres température, l'alcalinité et la taille des grains sur la réaction chimique et les effets macroscopiques subséquents dans le béton (en particulier le gonflement et les propriétés mécaniques) ont été étudiés.

Par ailleurs, des recherches sur l'effet des conditions aux limites extérieures (en particulier le fluage et l'empêchement des déformations) sur le comportement du béton ont été effectuées. La **Figure 4** montre le stand d'essai pour les essais de gonflement RAG de cylindres de béton soumis à une charge tridimensionnelle, de même que le schéma de la cellule de charge 3D avec mesure de l'allongement par fibre optique. La **Figure 5** montre les plages RAG déterminées par simulation numérique 3D pour trois cas de charge différents.

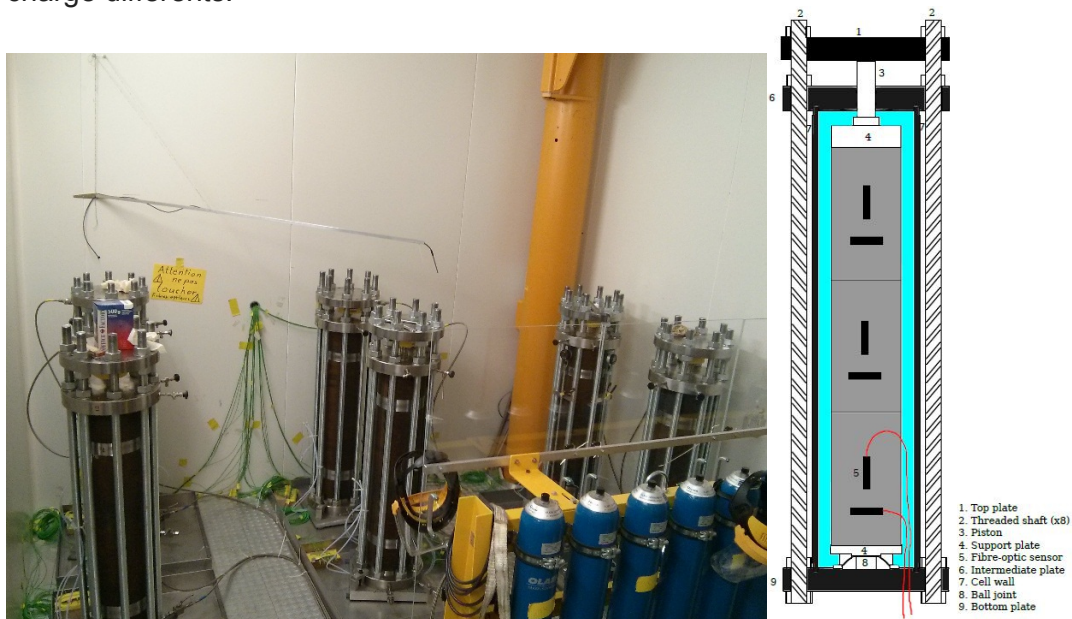


Figure 4: Stand d'essai pour les essais de gonflement RAG de cylindres de béton avec une charge tridimensionnelle (gauche) et schéma de la cellule 3D avec mesure d'allongement par fibre optique (droite) [8].

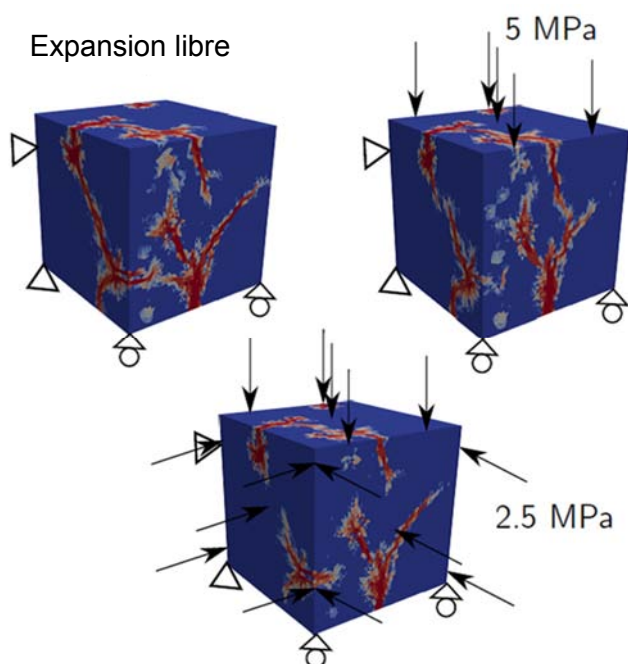


Figure 5: Influence de la charge sur l'extension de la RAG (rouge et gris) sur la base d'une simulation numérique 3D (en haut à gauche sans charge extérieure, en haut à droite avec charge unidimensionnelle et en bas avec charge tri-dimensionnelle) [9].

2.4 Détermination de la réaction alcali-granulats sur les structures

Sur la base d'un contrat de recherche confié par l'OFEN, l'EMPA (Dübendorf) a réalisé un rapport factuel sur le diagnostic de la RAG des barrages [10]. Le rapport traite de l'inspection visuelle de structures et d'éprouvettes de béton, de l'utilisation du microscope optique et électronique, de même que de la spectroscopie pour l'identification de la RAG.

2.5 Contrôles et mesures de structures

L'évaluation de la RAG des barrages existants repose principalement sur des contrôles et des mesures faits sur place:

Contrôles visuels:

- détermination de fissures montrant d'éventuelles dépositions de gel ou de coulures d'humidité;
- ouverture/fermeture des joints verticaux entre blocs sur les parements amont et aval.

Contrôle de fonctionnement des organes de fermeture mobiles des installations d'évacuation des eaux:

- la pression de l'huile lors de contrôles du système hydraulique est-elle plus élevée que lors des contrôles précédents?
- le mouvement des vannes prend-il plus de temps que lors des contrôles précédents?

Mesures géodésiques:

- la triangulation indique-t-elle un déplacement croissant avec le temps (principalement en direction du lac)?
- le nivellement du couronnement et des galeries de contrôle montre-t-il une élévation croissante avec le temps?

Mesures de pendule dans un mur en béton:

- les déplacements croissent-ils avec le temps (principalement en direction du lac)?

Mesures par extensomètre dans un mur en béton:

- des allongements croissants sont-ils constatés avec le temps?

Les structures secondaires (maison du garde, murs de soutènement, etc.) sont souvent en béton contenant une quantité élevée de ciment mais composées des mêmes granulats que le barrage. Ils sont soumis la plupart du temps à des charges plus faibles. Des dégâts dus à la RAG peuvent dès lors être souvent constatés plus rapidement que dans les barrages.

2.6 Contrôles visuels d'éprouvettes de béton

Pour les investigations de laboratoire, des carottes cylindriques peuvent être extraites de la structure avec une installation de forage. Sur ces échantillons, les dégâts dus à la RAG sont souvent détectables à l'œil nu (voir **Figure 6** gauche et **Figure 7**). Pour les investigations au microscope, des tranches doivent être découpées des cylindres et préparées en lames minces (voir **Figure 6** droite).



Figure 6: Surface d'une carotte de béton $d = 100$ mm avec fissure due à la RAG (gauche) et échantillon de béton 50×90 mm avec une tranche fine imprégnée pour examen avec microscope optique (droite) [10].

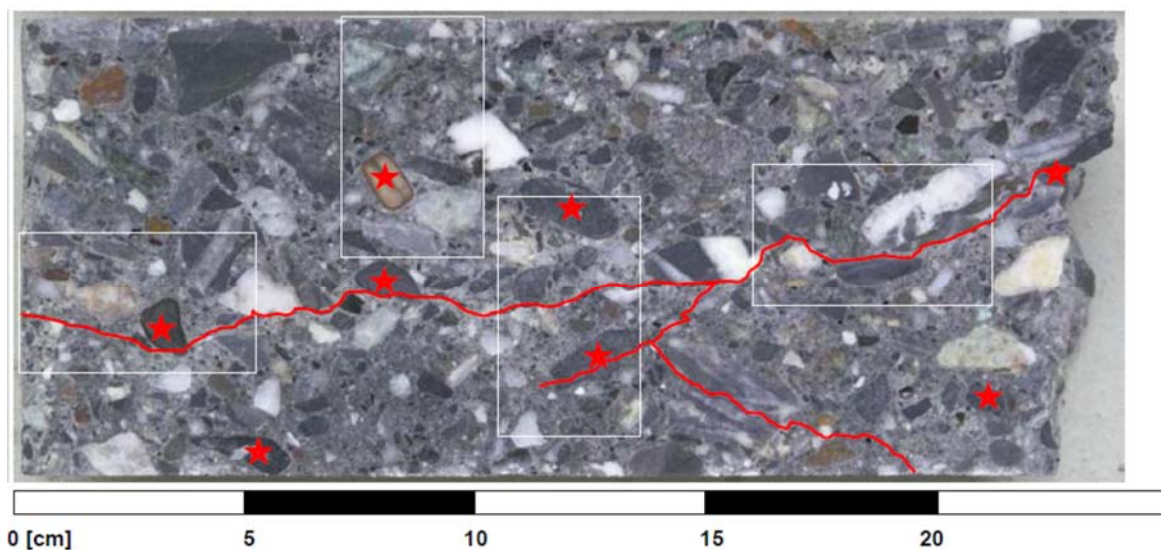


Figure 7: Carotte coupée longitudinalement avec des fissures visibles (lignes rouges) et régions sélectionnées pour des lames minces (rectangles blancs) [10].

2.6.1 Investigations par microscope optique

Au microscope, les microfissures dues à la RAG et les sécrétions de gel correspondantes peuvent être bien reconnues. Grâce à la lumière fluorescente ou à l'aide de filtres polarisés, la visibilité peut être encore améliorée (voir **Figure 8** et **Figure 9**).

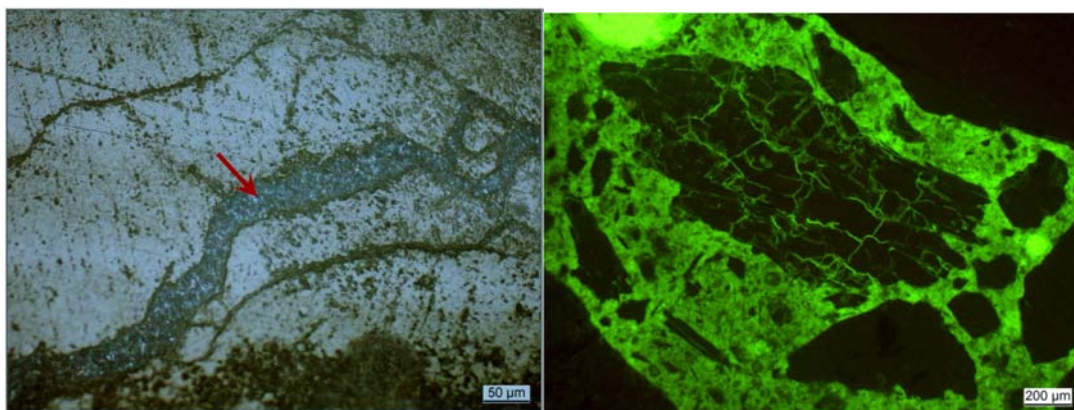


Figure 8: Microfissure remplie de produits de la RAG dans un granulat (gauche, image-microscope d'une surface de béton fraîchement polie et encore humide avant l'imprégnation) et granulat avec plusieurs microfissures à l'intérieur (droite, image-microscope avec lumière fluorescente) [10].

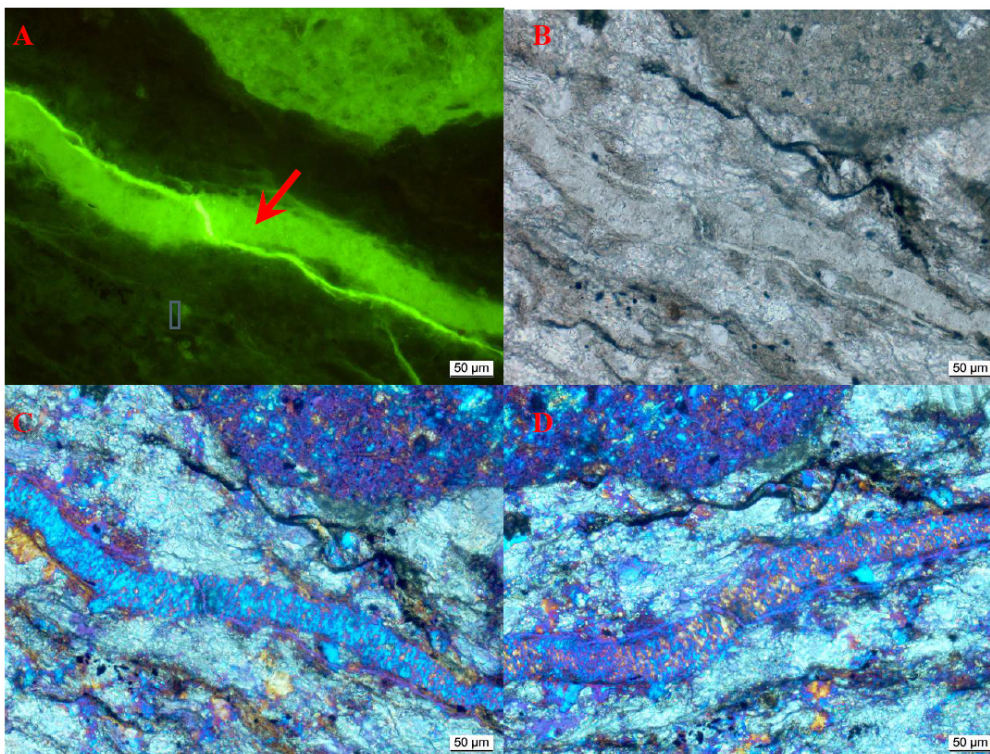


Figure 9: Image en lame mince d'une fissure complètement remplie de produits de la RAG (flèche rouge) dans un granulat, avec quatre lumières différentes (A = lumière fluorescente, B = lumière polarisée, C = filtre de polarisation croisé et plaque de gypse, D = comme C mais tourné de 45 °) [10].

2.6.2 Investigations par microscope électronique et spectroscopie

Le microscope électronique offre une augmentation supplémentaire de l'agrandissement. Ceci permet une analyse plus précise des produits de la RAG dans une fissure (voir **Figure 11**). A l'aide de la spectroscopie à rayons X à dispersion d'énergie (EDX), une analyse quantitative des produits RAG peut même être réalisée (voir **Figure 11**).

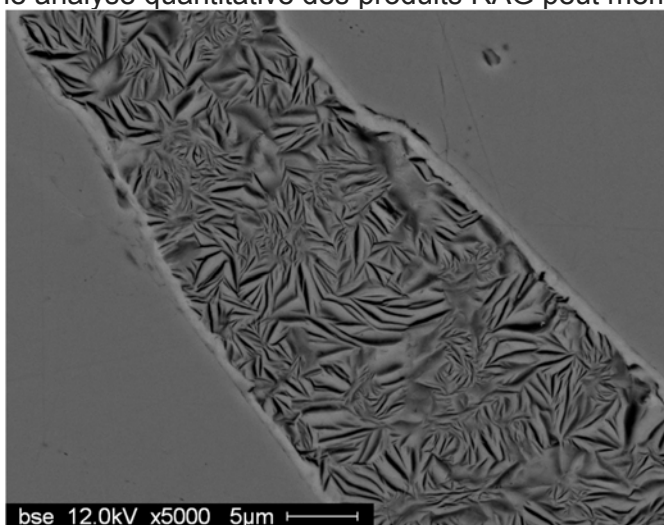


Figure 10: Image obtenue par microscopie électronique à balayage (REM//SEM) d'une microfissure remplie de produits de la RAG dans un grain de gneiss d'un barrage de béton [10].

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

Figure 11: Résultat de trois analyses quantitatives de matériaux des produits de la RAG avec spectroscopie à rayons X à dispersion d'énergie (EDX) [10].

2.7 Image de dégâts typiques de barrages et de leurs structures annexes

Les **Figure 12** à **Figure 16** présentent les dégâts dus à la RAG sur divers barrages suisses et leurs structures annexes.



Figure 12: Fissures de RAG en forme de réseau à la sortie d'un évacuateur de crues (gauche) et fissures à l'entrée d'un évacuateur de crues avec directions préférentielles dues aux forces dans la structure (droite).



Figure 13: Fissures de RAG avec fortes efflorescences sur le parement aval en escaliers d'un barrage-poids (gauche) et protection de rive à l'aval d'un seuil avec formation en réseau de fissures de RAG (droite).

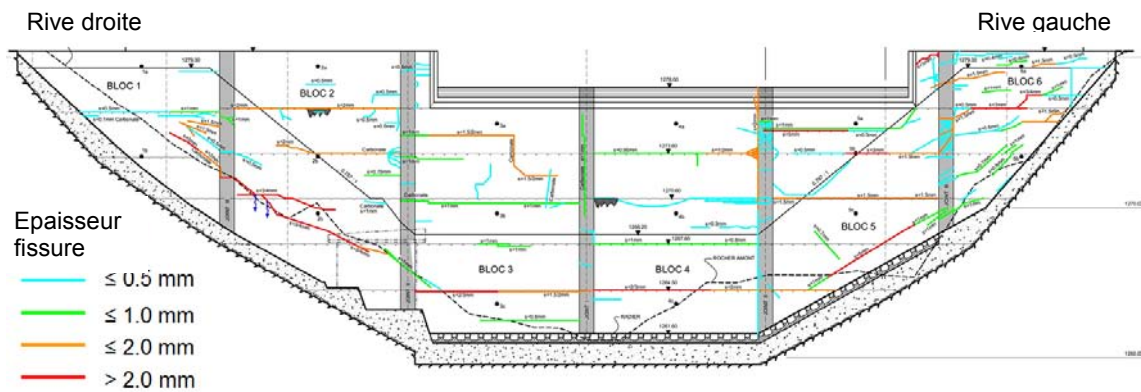


Figure 14: L'image des fissures dues à l'expansion de l'ancien barrage de Sera (fissures structurales) est très semblable à celle du barrage de Zeuzier (fissures suivant le contour de la vallée sur le parement aval).

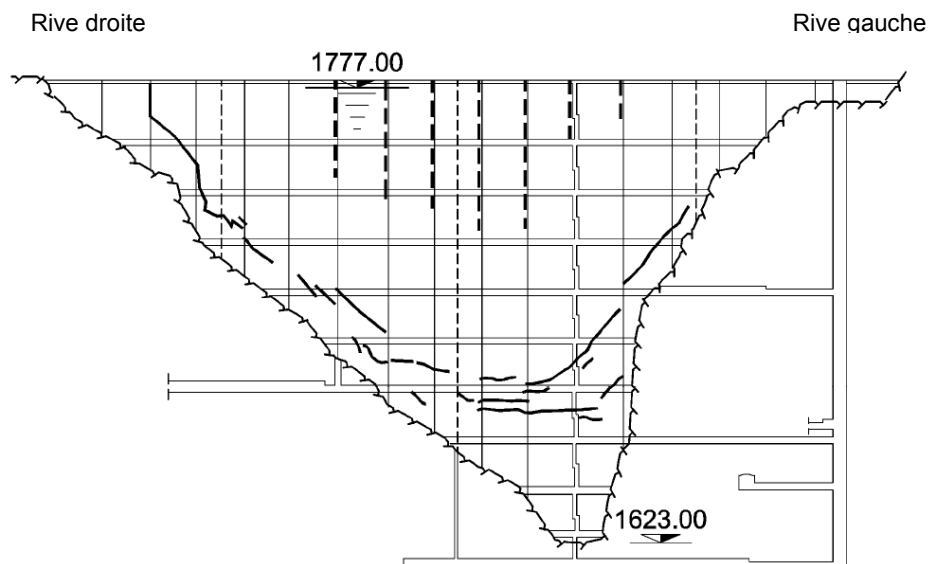


Figure 15: Image de la fissuration du barrage de Zeuzier, due à un rétrécissement de la vallée.



Figure 16: Pilier d'une passerelle de service avec des fissures de RAG dans la direction des sollicitations principales verticales (gauche) et mur de soutènement d'un évacuateur de crues avec fissures béantes (droite).

2.8 Diminution de la sécurité

Ainsi qu'il apparaît sur la **Figure 17** à **Figure 19**, la sécurité d'un barrage ensuite d'apparition de la RAG peut être diminuée de diverses manières (voir aussi [13]). Il peut survenir que les vannes ne peuvent plus être bougées, qu'une visée géodésique soit interrompue ou même que la résistance aux charges ne soit plus suffisante.



Figure 17: Les vannes ne peuvent plus être bougées suite à un gonflement dû la RAG (gauche) et des visées géodésiques sont interrompues suite au soulèvement d'un parapet dû à la RAG sur le couronnement (droite).



Figure 18: Détermination de la profondeur d'une fissure structurale sur le parement aval d'un barrage-voûte soumis à la RAG au moyen du prélèvement d'une carotte (gauche) et fissure avec décrochement sur le parement amont d'un barrage-voûte.

À la suite de la fissuration du béton de barrages endommagés par la RAG, les questions suivantes doivent être posées:

- Quelle section est encore disponible pour le transfert des charges?
- Les forces de poussée peuvent-elles encore être absorbées?
- Dans le cas de barrages-voûtes, un transfert de l'effet de sollicitation sur la console verticale à un effet sur l'arc horizontal est-il toujours possible?



Figure 19: Mise en sécurité provisoire d'un couronnement de barrage endommagé par la RAG avec des ancrages précontraints verticaux et des sangles verticales en acier pour les cas de crues et de tremblements de terre.

2.9 Pronostic de développement de la réaction alcali-granulats

Afin d'évaluer le développement à venir d'un béton endommagé par la RAG, l'ampleur du gonflement résiduel, soit le potentiel restant de gonflement, est déterminée sur des carottes prélevées à la structure. Les éprouvettes sont marquées pour permettre une mesure de l'allongement dans les directions longitudinale et transversale, puis plongées dans un conteneur étanche à la vapeur avec de l'eau atteignant le bord supérieur de la carotte, et enfin stockées sous température contrôlée (voir **Figure 20**).

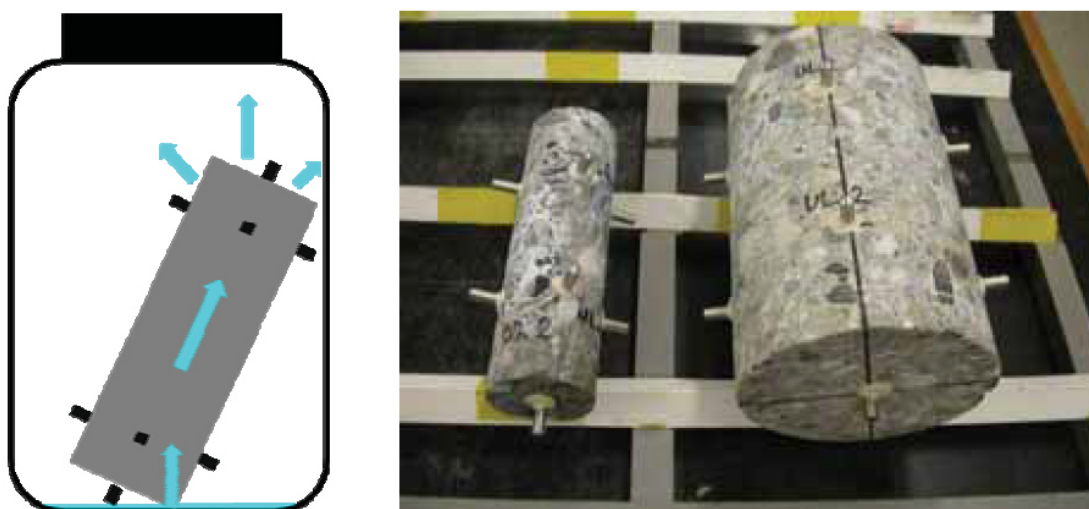


Figure 20: Eprouvettes pour la détermination de l'ampleur du gonflement résiduel [5].

Les résultats de mesures répétées d'allongement et de masse sont portés sur un diagramme. Ainsi qu'il apparaît sur la **Figure 21**, trois phases peuvent être distinguées:

- Phase initiale, durant laquelle l'échantillon subit un allongement dû à l'humidité et à la température.
- Phase de gonflement dû à la RAG, tout d'abord non-linéaire puis linéaire, par température et humidité constantes.
- Phase d'assèchement avec un rétrécissement de l'échantillon.

La durée de cet essai se monte souvent à plus d'une année!

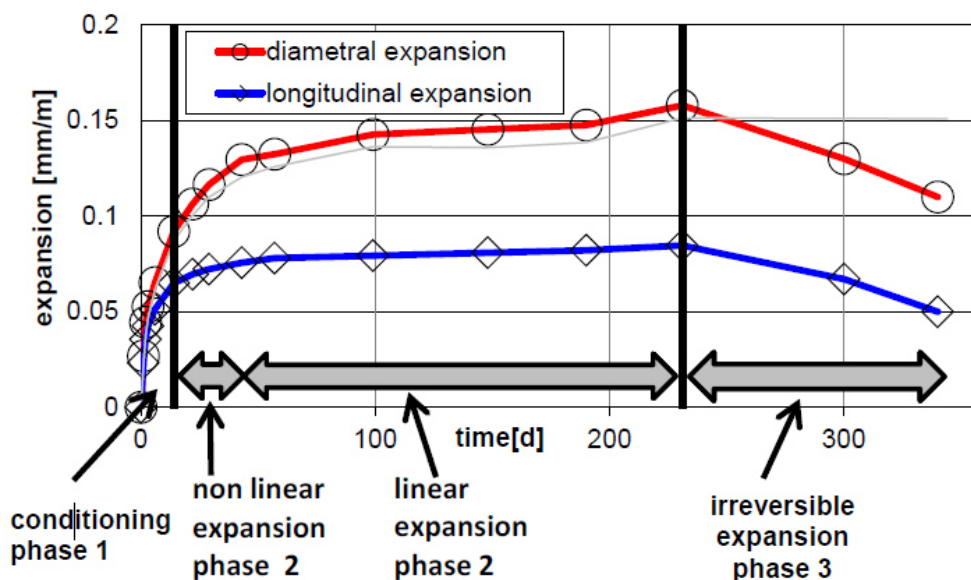


Figure 21: Allongement en diamètre (= courbe rouge) et en direction longitudinale (= courbe bleue) [10].

2.10 Prévention de la réaction alcali-granulats dans des structures neuves

Lors de la construction de nouveaux barrages, des dégâts futurs dus à la RAG peuvent être évités en se basant sur la **Figure 2**,

- si aucun granulats réactif n'est utilisé pour la confection du béton,
- pour autant que l'on réussisse à garder l'eau à distance du béton,
- lorsque la teneur en alcali du ciment est gardée aussi faible que possible.

La teneur en alcali du ciment est principalement déterminée par le choix de la sorte de ciment. Elle peut être encore réduite si de la poussière de silice, des cendres volantes ou des scories de haut-fourneau sont utilisées en remplacement d'une partie du ciment.

Afin de maintenir l'eau à distance du béton, des imperméabilisations et un drainage peuvent théoriquement convenir. Dans le cas d'un barrage toutefois, cette mesure n'est en général pas suffisante pour maintenir la teneur en eau inférieure aux 80 % critiques pour la RAG.

Pour ce qui concerne les granulats, de nombreux essais de matériaux doivent être effectués pour une nouvelle structure. Ces essais peuvent requérir un très grand investissement en temps:

- Investigation pétrographique des granulats: l'analyse au microscope de lames minces doit être réalisée.
- Détermination de la réactivité des granulats au moyen d'essais microbar: les grains de pierre sont tout d'abord concassés et moulus finement. Ensuite le groupe de tamisat 0.16–0.63 mm est retenu et de l'hydroxyde de sodium et du ciment CEM I 42.5 sont ajoutés en trois rapports de mélange, pour confectionner des prismes 10×10×40 mm. La mesure d'augmentation de longueur est ensuite faite, après que les éprouvettes ont passé quatre heures dans de la vapeur d'eau et six heures dans une solution de potassium à 150 °C. Au cas où l'augmentation reste inférieure à 0.11 % pour les trois rapports de mélange, le granulats peut être considéré comme non réactif. L'essai microbar ne peut pas être utilisé pour vérifier la réactivité de granulats composés de roches principalement métamorphiques ou cristallines.
- Exécution de la vérification de l'évolution du béton: des éprouvettes sont confectionnées à partir du mélange de béton prévu pour la nouvelle construction, auquel de l'hydroxyde de sodium a été ajouté. Les éprouvettes doivent être conservées durant toute la durée de l'essai dans des conditions contrôlées. La détermination de l'allongement et de la taille des éprouvettes est ensuite effectuée mensuellement. Afin d'obtenir des résultats parlants sur le comportement dû à la RAG, les vérifications de l'évolution du béton requièrent une longue durée de test; souvent une année est nécessaire, voire davantage.

Des informations précieuses concernant les tests de matériaux décrits ci-dessus et pour la prévention des dommages dus à la RAG dans les nouvelles structures en béton peuvent être trouvées dans la notice SIA 2042 [11] publiée en 2012 ou les publications de la RILEM [12] spécifiques à ce sujet.

Lors de la construction du barrage de Sera, entre septembre 2009 et décembre 2010, le granulats non réactif du béton a été transporté d'une usine de graviers près de Brigue VS par camion via le col du Simplon jusqu'au site de construction du Zwischbergental près de Gondo VS.



Figure 22: Barrage nouvellement construit au Zwischbergental près de Gondo (VS) avec un agrégat non réactif transporté par camion [17].

3 Etat de la RAG dans les barrages suisses

3.1 Structure des bases de données

3.1.1 Barrages suisses

L'Office fédéral de l'énergie (OFEN), section de la surveillance des barrages, responsable de la sécurité des barrages en Suisse, a fourni la base de données sur les barrages suisses. La base de données contient le nom, l'altitude, le volume de la retenue, la classe, le type et l'année de construction de chaque barrage. En Suisse, 154 barrages en béton et 85 digues sont sous contrôle fédéral. Les petits barrages, généralement inférieurs à 10 m de hauteur et dont le volume de retenue est inférieur à 500 000 m³, relèvent de la responsabilité cantonale.

Dans ce rapport, seuls les 154 barrages en béton soumis à la surveillance fédérale sont considérés. Ceux-ci sont subdivisés en trois classes selon la **Figure 23**, en fonction de leur hauteur H et du volume de retenue V:

- Classe I: 74 barrages (50%),
- Classe II: 34 barrages (25%),
- Classe III: 35 barrages (25%).

Onze barrages et seuils ne sont pas classés dans la base de données.

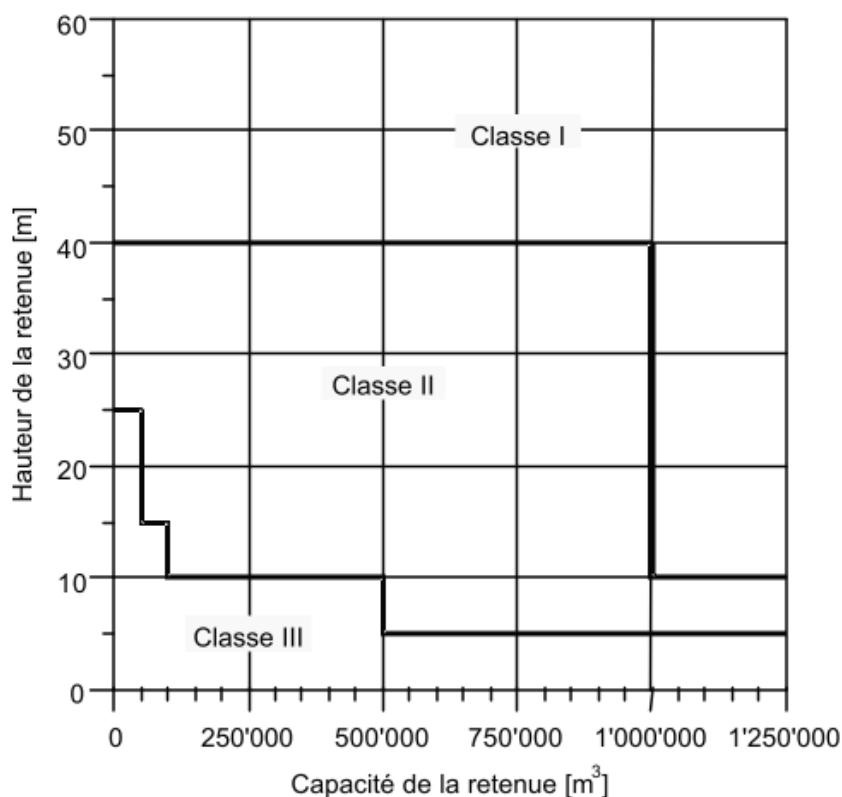


Figure 23: Définition des trois différentes classes d'installations de retenue.

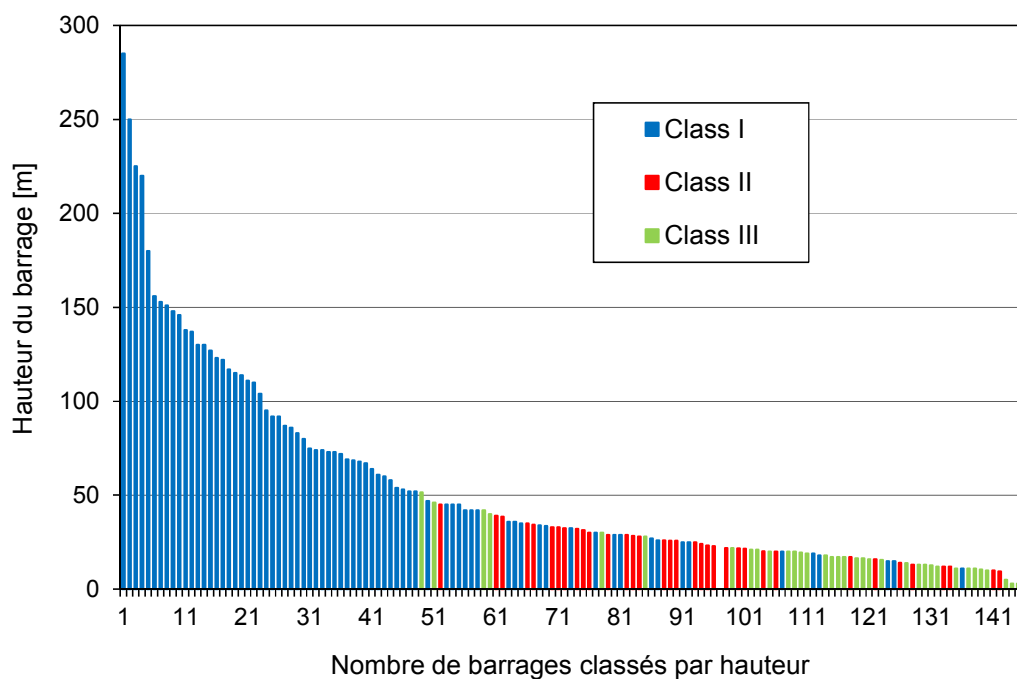


Figure 24: Installations de retenue classées en fonction de la hauteur du mur.

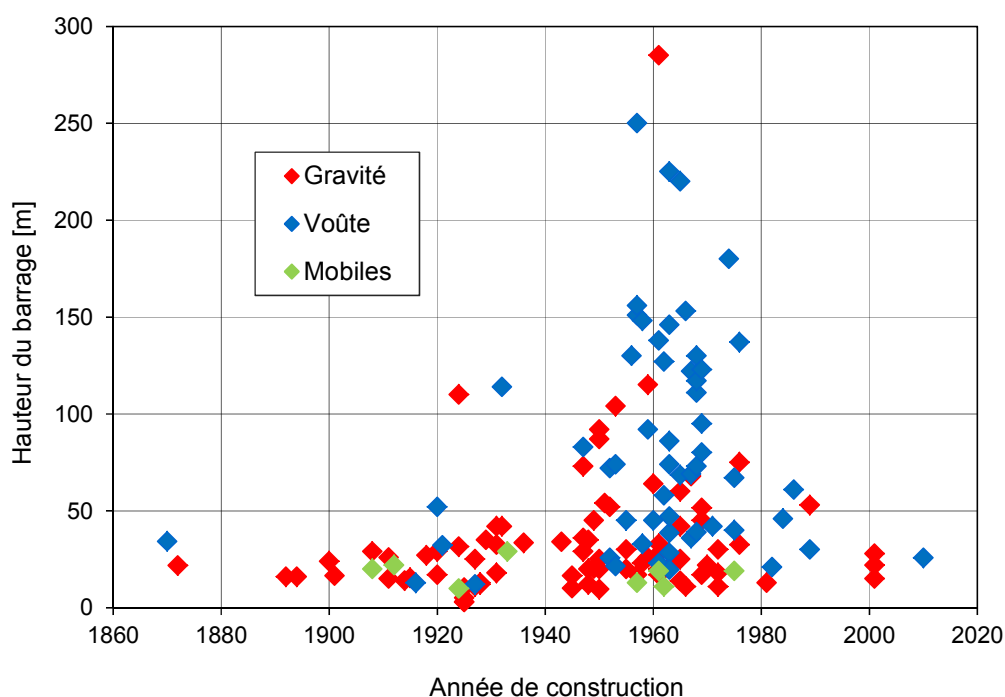


Figure 25: Type et hauteur des barrages en fonction de l'année de construction.

La **Figure 25** montre le type et la hauteur des barrages en fonction de l'année de construction. Les murs en béton sont subdivisés en groupes suivants:

- 50% barrages-poids (77 barrages)
- 35% barrages-voûtes (53 barrages)

- 12% seuils (18 barrages)
- 3% autres (2 barrages à contreforts, 2 barrages à voûtes multiples et 2 barrages poids-voûtes)

3.1.2 Système de surveillance

Les barrages sont des structures supervisées. Ceci est une activité essentielle, qui permet la détection précoce d'un comportement anormal, avant que le gonflement ne devienne apparent et ne présente un problème de sécurité pour le barrage. Pour l'évaluation du comportement, les informations sur les systèmes de surveillance existants sont très importantes; elles ont été fournies par les membres du groupe de travail. Quatre catégories d'instrumentation ont été considérées: deux pour les déplacements horizontaux et deux pour les déplacements verticaux.

Déplacements horizontaux:

- Pendules: sont parmi les systèmes de surveillance les plus couramment utilisés et en même temps très précis. Leur fréquence de mesure permet de mesurer les fluctuations saisonnières.
- Autres instruments, normalement mesures géodésiques: les réseaux géodésiques sont très répandus, mais la fréquence des mesures n'est généralement pas suffisante pour mesurer les variations saisonnières. Pour la plupart des barrages, l'intervalle de mesure est de cinq ans.

Déplacements verticaux:

- Nivellement: associé aux mesures géodésiques, le nivellement est l'un des systèmes de surveillance du déplacement vertical les plus utilisés. L'intervalle de mesure n'est généralement pas suffisant pour identifier les fluctuations saisonnières.
- Fils invar, extensomètres et autres appareils: parfois d'autres appareils sont utilisés pour surveiller le déplacement vertical des barrages. Ces types d'instruments sont rarement présents depuis le début de l'exploitation, en particulier dans les anciens barrages. Pour cette raison, il n'y a généralement pas de surveillance du comportement pendant toute la durée de vie de la structure avec ces installations.

Les systèmes de surveillance existants sont illustrés à la **Figure 26** en fonction de la classe du barrage, et à la **Figure 27** selon le type d'ouvrage.

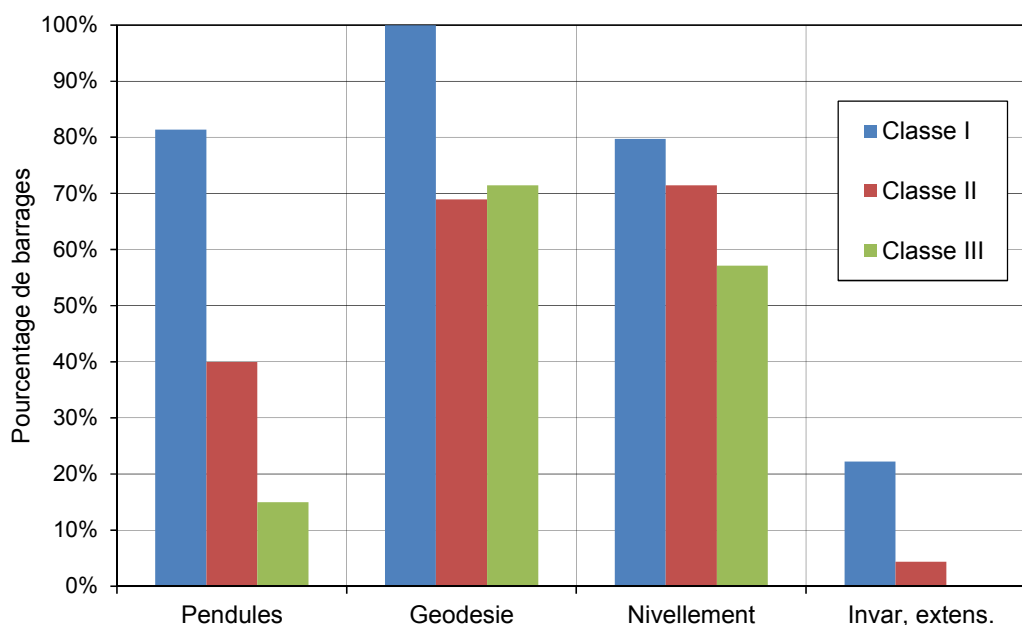


Figure 26: Appareils de surveillance disponibles dans les barrages en béton (subdivision par classe).

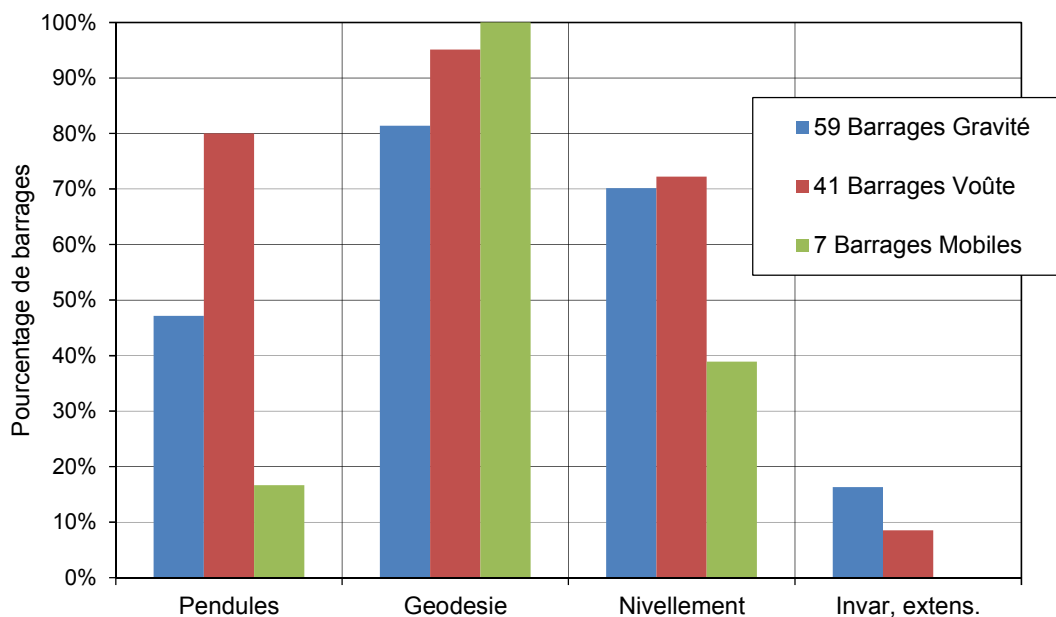


Figure 27: Appareils de surveillance disponibles dans les barrages en béton (subdivision par type d'ouvrage).

Sur la base de la **Figure 26**, les conclusions suivantes peuvent être tirées:

- Les barrages de classe I sont relativement bien surveillés. 80% des structures ont des pendules et des mesures géodésiques sont effectuées dans tous les ouvrages.
- La surveillance diminue progressivement pour les barrages plus petits. Environ 70% des barrages de classe II et III disposent d'une surveillance géodésique avec nivellement complémentaire. En revanche, les pendules sont moins courants: ils

ne sont installés que dans 15% des barrages de classe III.

- Les fils invar ou extensomètres, installés verticalement dans la construction, sont peu utilisés dans les barrages suisses.

Les résultats présentés dans la **Figure 26** n'incluent pas tous les 154 barrages de Suisse. Au moment de la publication de ce rapport, la base de données n'est complète que pour environ 100 barrages (65-70% des ouvrages). Ce pourcentage est comparable pour toutes les classes de barrages.

Comme le montre la **Figure 27**, les seuils sont généralement moins surveillés que les barrages-poids et les voûtes.

3.2 Méthodologie de notation

L'un des principaux objectifs du groupe de travail est l'identification des changements irréversibles dans les barrages en béton suisses qui peuvent être attribués au gonflement du béton. Dans le cas des barrages-voûtes, un déplacement vers l'amont et un soulèvement de la couronne sont attendus, alors qu'avec les barrages-poids, le déplacement horizontal en direction de l'aval est également possible.

Par conséquent, la première étape de l'étude a identifié la présence de tendances. A la question de savoir si ces types de mouvements peuvent être décelés, les cinq réponses suivantes sont possibles:

- Oui, le barrage a des déplacements irréversibles croissants dans le sens vertical ou horizontal, qui se développent à long terme et très régulièrement (même s'ils ne sont pas reliés au gonflement du béton). La pertinence du décalage irréversible lui-même n'est pas décisive, mais la partie irréversible est bien distinguable des mouvements réversibles (éventuellement seulement après traitement des mesures avec des modèles d'interprétation adaptés pour mettre en évidence la partie réversible).
- Probablement oui, les mesures sont cependant insuffisantes ou les décalages trop faibles pour confirmer le phénomène.
- Situation inconnue, essentiellement en raison d'une surveillance déficiente.
- Probablement pas, cependant la surveillance est insuffisante pour tirer définitivement cette conclusion.
- Non, le barrage montre un comportement complètement réversible, sans tendance. Un éventuel changement permanent dû au fluage détecté à un jeune âge n'a pas été considéré dans cette étude.

La situation pour les barrages en béton de la classe III, II et I est présentée aux **Figure 28** à **Figure 30**.

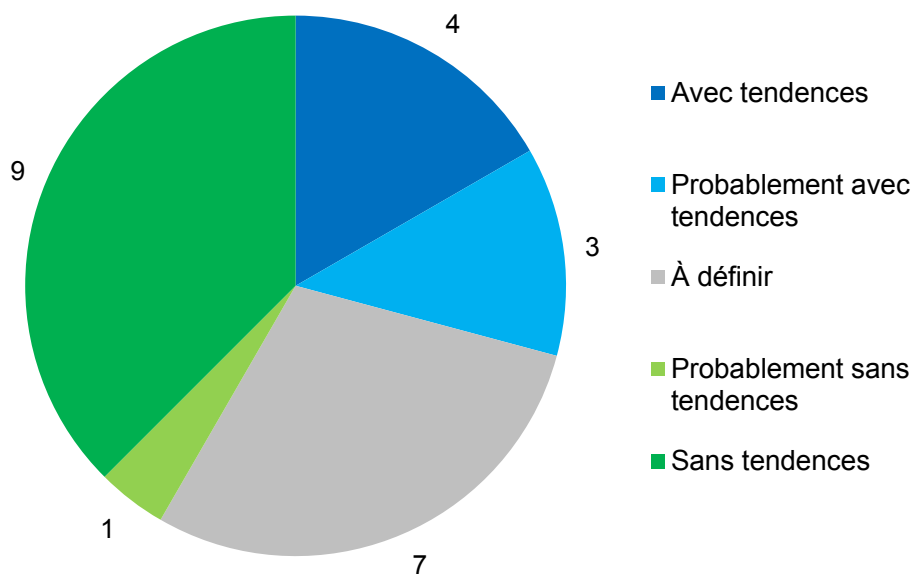


Figure 28: Présence de tendances dans les barrages en béton de classe III (les valeurs autour du diagramme montrent le nombre de barrages; le diagramme considère 24 barrages, soit 69% des ouvrages).

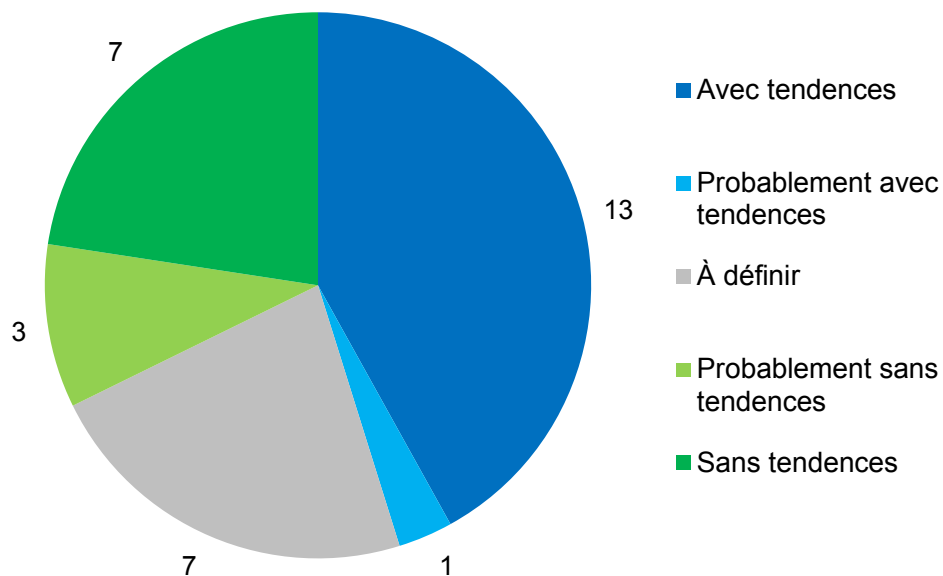


Figure 29: Présence de tendances dans les barrages en béton de classe II (les valeurs autour du diagramme montrent le nombre de barrages; le diagramme considère 31 barrages, soit 89% des ouvrages).

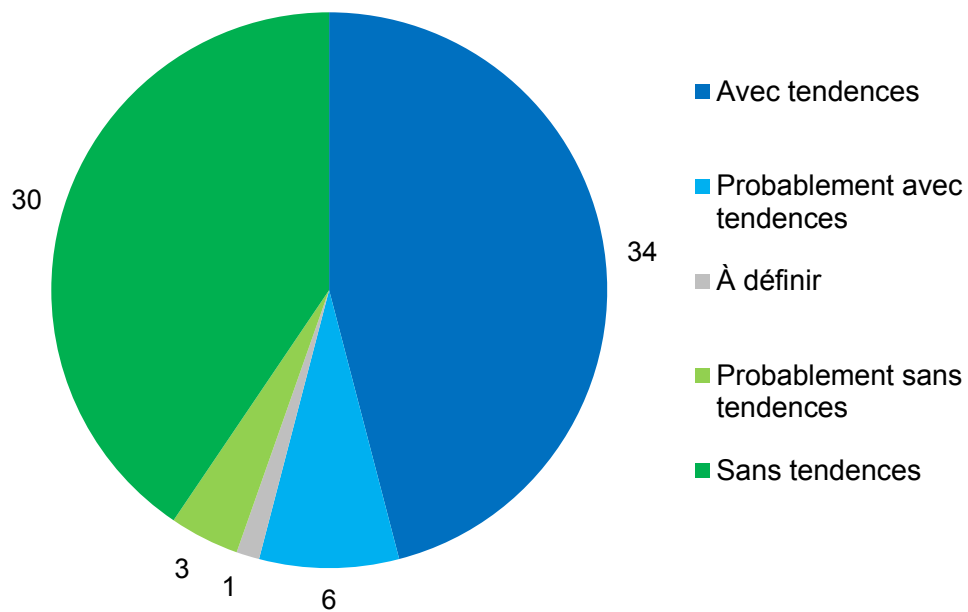


Figure 30: Présence de tendances dans les barrages en béton de classe I (les valeurs autour du diagramme montrent le nombre de barrages; le diagramme considère tous les 74 barrages de la classe I).

Comme le montre la figure 30, les connaissances sur le comportement des barrages suisses sont suffisantes. Un seul barrage de classe I n'a pu être évalué et le nombre de barrages comportant des incertitudes est limité. Il semble y avoir un grand nombre de barrages présentant des tendances à long terme, 34 ouvrages montrant une tendance confirmée et 6 une tendance possible.

La **Figure 31** montre un résumé des tendances pour tous les barrages de Suisse, y compris les barrages de classes II et III.

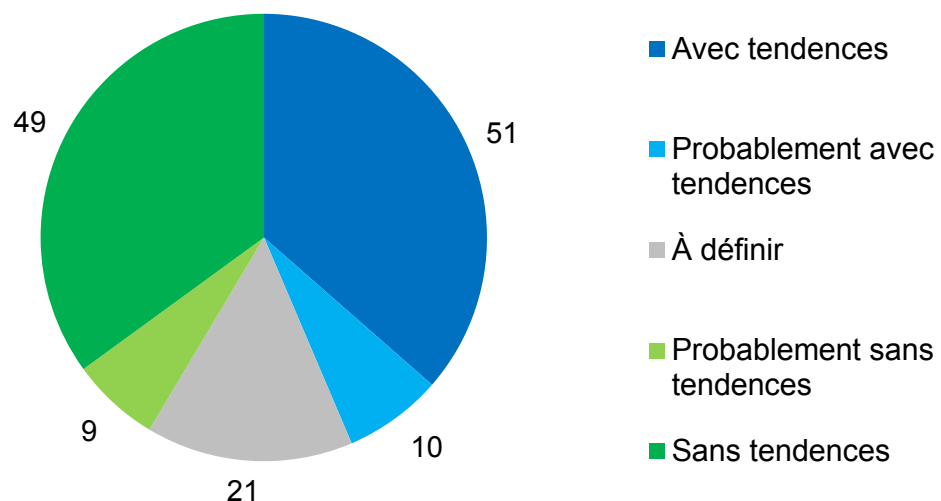


Figure 31: Présence de tendances dans les barrages suisses (les valeurs autour du diagramme montrent le nombre de barrages; le diagramme considère 140 barrages, soit 90% des ouvrages).



En comparaison avec la **Figure 30**, la **Figure 31** montre un nombre supérieur d'inconnues. Il convient de noter que la **Figure 31** ne représente que 90% de tous les barrages en béton, car la base de données n'est pas encore complète. L'augmentation des barrages avec un comportement inconnu est due à une surveillance inadéquate des petites structures. Au total, jusqu'à 60 ouvrages sont affectés par ce phénomène.

Le groupe de travail a également étudié le lien possible avec la période de construction. La **Figure 32** montre que le nombre de barrages avec des tendances comprises entre 40 et 60% est pratiquement indépendant de l'année de construction.

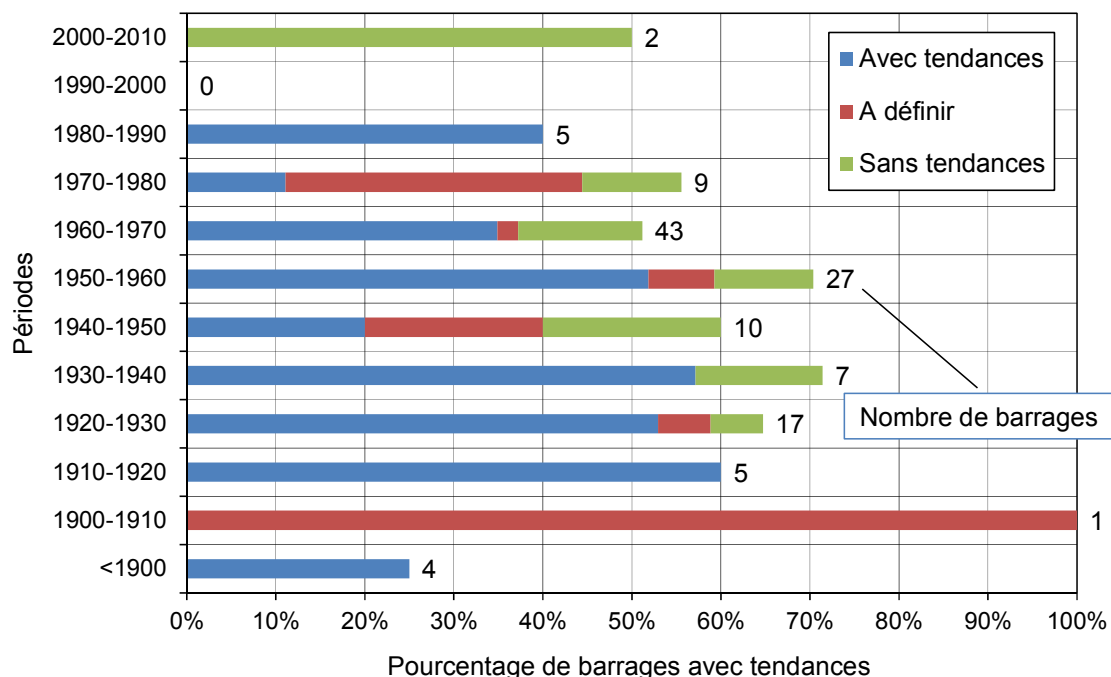


Figure 32: Pourcentage des barrages affectés par des tendances en fonction de la période de construction.

Un autre résultat statistique peut être trouvé dans la **Figure 33**, qui lie l'existence de tendances en fonction du type de barrage. Les barrages-poids et voûtes sont affectés de façon similaire par des phénomènes irréversibles, alors que pour les seuils, la situation ne peut pas être évaluée avec certitude, car leur comportement présente de plus grandes incertitudes. Cela est dû à la complexité de ces types de barrages et à la surveillance limitée de ces ouvrages. Cela ne signifie pas que ces barrages sont moins contrôlés que les autres barrages. Les seuils sont généralement des structures complexes, avec de nombreux passages et galeries, où les inspections visuelles peuvent jouer un rôle important dans l'évaluation du comportement. La présence de grandes vannes peut également fournir des informations importantes pour l'évaluation de l'état structural. Cependant, pour le groupe de travail, ce type d'information a été difficile d'accès, surtout en comparaison d'un accès relativement aisé aux données des autres types de barrages.

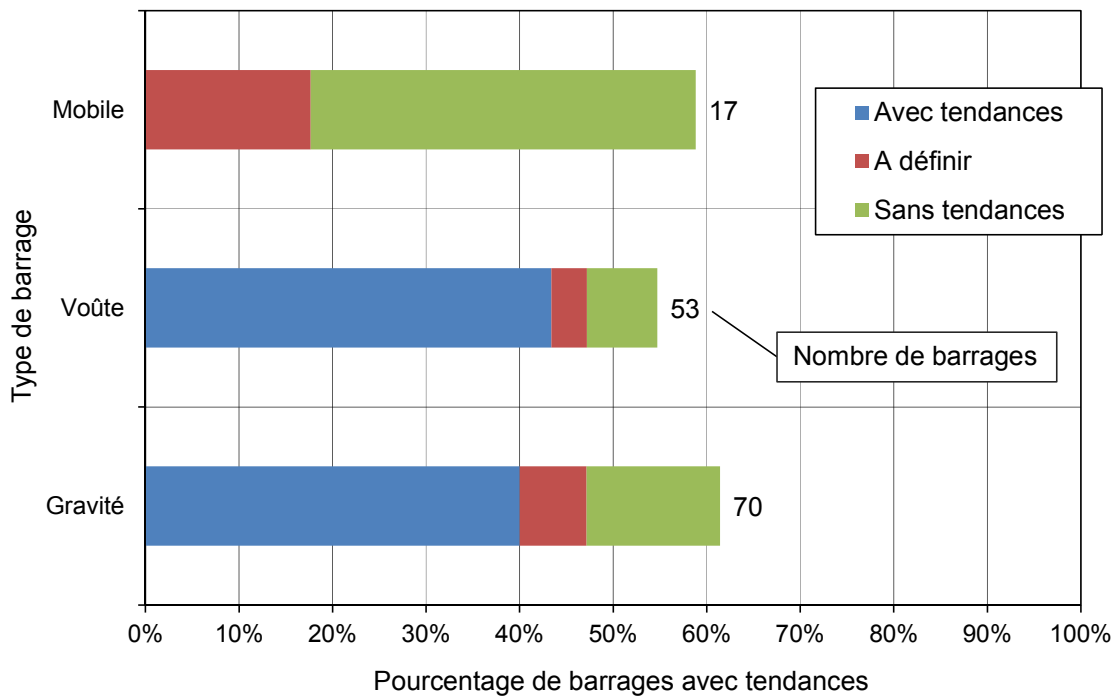


Figure 33: Pourcentage des barrages affectés par des tendances en fonction du type d'ouvrage.

La répartition des barrages présentant des tendances ainsi que la géologie de la Suisse sont illustrées à la figure 34. La plus grande réactivité dans les Alpes (systèmes austroalpin, penninique et autochtone) est principalement associée au quartz déformé et fissuré, alors que les barrages constitués de granulats de type helvétique, Jura et molassique contiennent plus de sable et de calcaire.

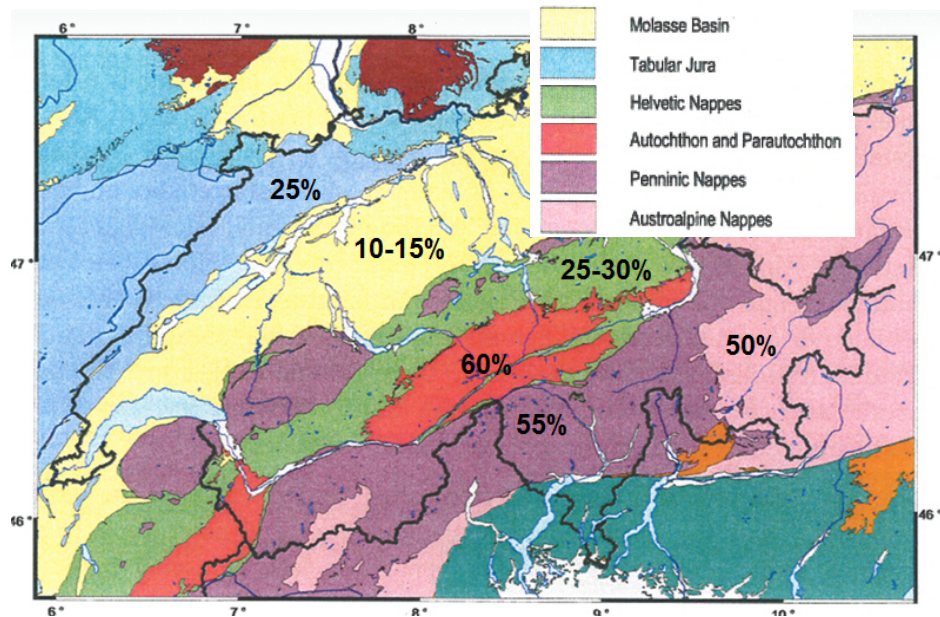


Figure 34: Pourcentage des barrages présentant des tendances en relation avec les zones géologiques de la Suisse.



Une dernière partie intéressante de l'étude analyse les causes des tendances identifiées. Le groupe de travail a examiné les cinq possibilités suivantes:

- Gonflement du béton déjà confirmé à la suite de réactions chimiques, éventuellement aussi par des tests de laboratoire.
- Gonflement du béton possible, mais non confirmé par des tests de laboratoire. Le comportement est cependant compatible avec un gonflement du béton (soulèvement de la couronne, déplacement horizontal, fissures).
- Cause inconnue ou à déterminer.
- Cause vraisemblablement différente: la tendance perçue est peu compatible avec un gonflement du béton, mais les causes ne sont pas encore claires.
- Autres causes: la raison de la tendance détectée est connue et n'est pas associée à un gonflement du béton.

La **Figure 35** montre la situation des 61 barrages avec tendances (confirmée ou probable, selon **Figure 31**). Mis à part quelques cas connus, la grande majorité des barrages montrant des changements irréversibles sont susceptibles d'être affectés par un gonflement du béton. Dans environ un tiers des barrages, la cause est clairement liée à ce phénomène chimique.

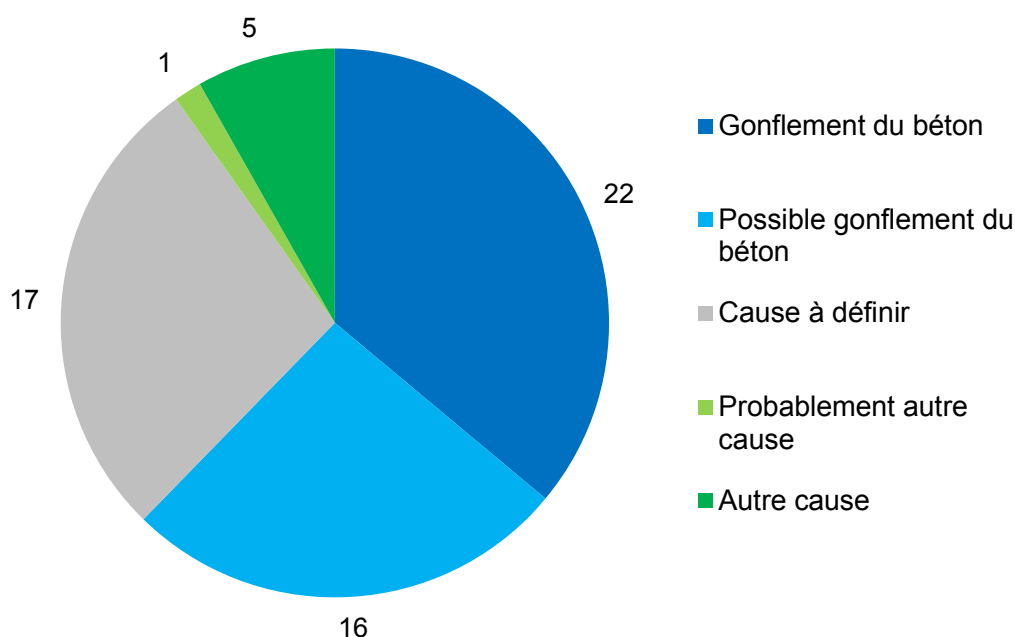


Figure 35: Détermination des causes pour les barrages montrant une tendance.

3.3 Résultats de l'interprétation des données

3.3.1 Phase d'amorçage

Cette section décrit le comportement d'un nombre spécifique de barrages suisses affectés par le gonflement du béton. Les barrages qui subissent un gonflement du béton ont un comportement normal dans une première phase, suivi d'une phase dans laquelle les déplacements horizontaux et le soulèvement de leur couronnement peuvent être

observés. La première phase, où le comportement est normal, est définie comme la phase d'amorçage; elle est représentée à la **Figure 36**.

La ligne inclinée correspond à l'âge du barrage (année de référence 2013). Il n'est donc pas possible d'avoir des points au-dessus de cette ligne. Cependant, il ne peut pas être exclu que les barrages qui ne présentent actuellement pas d'expansion continueront à se comporter normalement. Sur la figure, on peut voir clairement que dans certains cas, la phase d'amorçage peut être très longue et peut même prendre jusqu'à 50 ou 80 ans. Cette observation n'est pas unique, puisque des résultats similaires ont déjà été publiés [15]. Néanmoins, dans d'autres cas, l'expansion a commencé immédiatement après la construction. La phase d'amorçage étonnamment longue de 80 ans pourrait éventuellement être associée à des travaux d'injection dans le mur affecté; ce ne serait qu'après cette injection que le gonflement du béton aurait commencé.

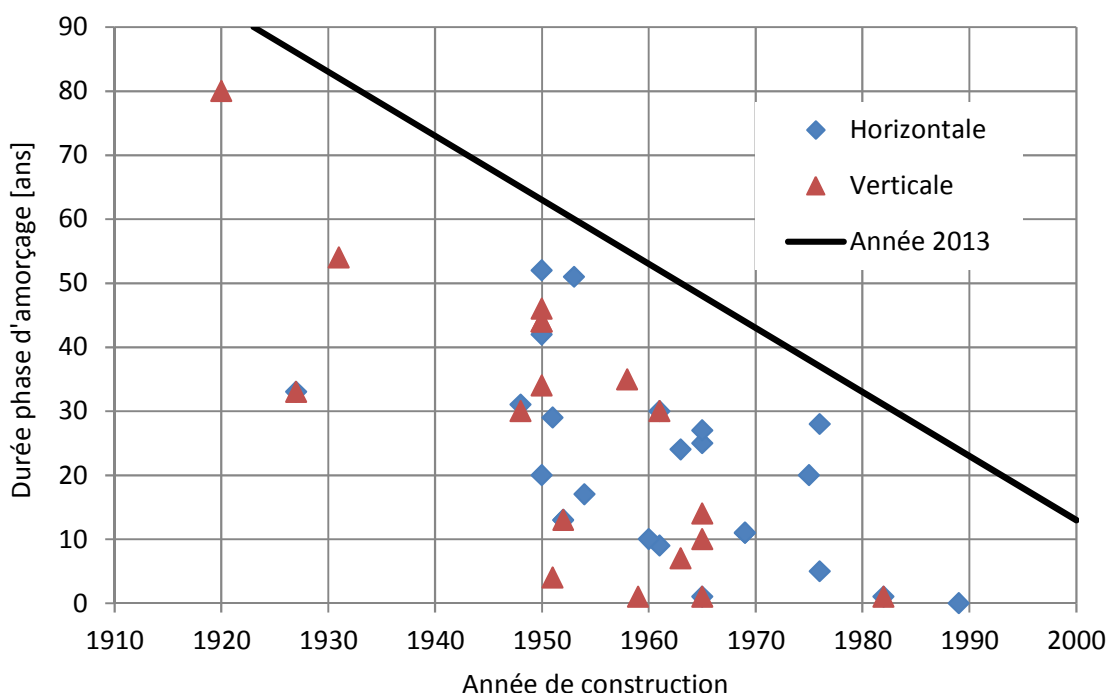


Figure 36: Durée de la phase d'amorçage de gonflement du béton dans différents barrages en fonction de l'année de construction.

Il convient en outre de noter que la durée de la phase d'amorçage des déplacements verticaux est plus courte que celle des déplacements horizontaux. En d'autres termes, l'expansion dans la direction verticale semble se produire légèrement avant celle dans la direction horizontale. La durée moyenne de la phase d'amorçage a été calculée pour onze barrages, qui ont des déplacements dans les deux directions, soit environ 20 ans dans le sens vertical et 26 dans le sens horizontal.

3.3.2 Tendances dans la direction horizontale

Une tendance horizontale particulière et un déplacement permanent n'ont pas une importance structurelle égale pour un petit barrage-poids rigide et grand barrage-voûte flexible. Afin de comparer le comportement observé dans différentes structures, il est donc nécessaire de trouver d'autres paramètres. Il est en fait préférable de déterminer l'expansion moyenne. Sur la base des déplacements mesurés dans le sens horizontal, ceci n'est toutefois pas clair; ce cas de figure nécessiterait une analyse structurelle.



Pour cette raison, il a été décidé de comparer le décalage permanent avec la fluctuation annuelle dans des conditions d'exploitation normales (niveau d'eau et fluctuation de température saisonnière). Ainsi, le comportement observé peut être comparé pour toutes les tailles de barrages. Le décalage permanent est donc divisé par la fluctuation annuelle typique du déplacement, mesurée au même point. L'indicateur obtenu est représenté sur la **Figure 37**; les barrages-voûtes et les barrages-poids sont considérés séparément. Une valeur égale à 1.0 signifie que le décalage permanent sur 10 ans est égal à la fluctuation annuelle.

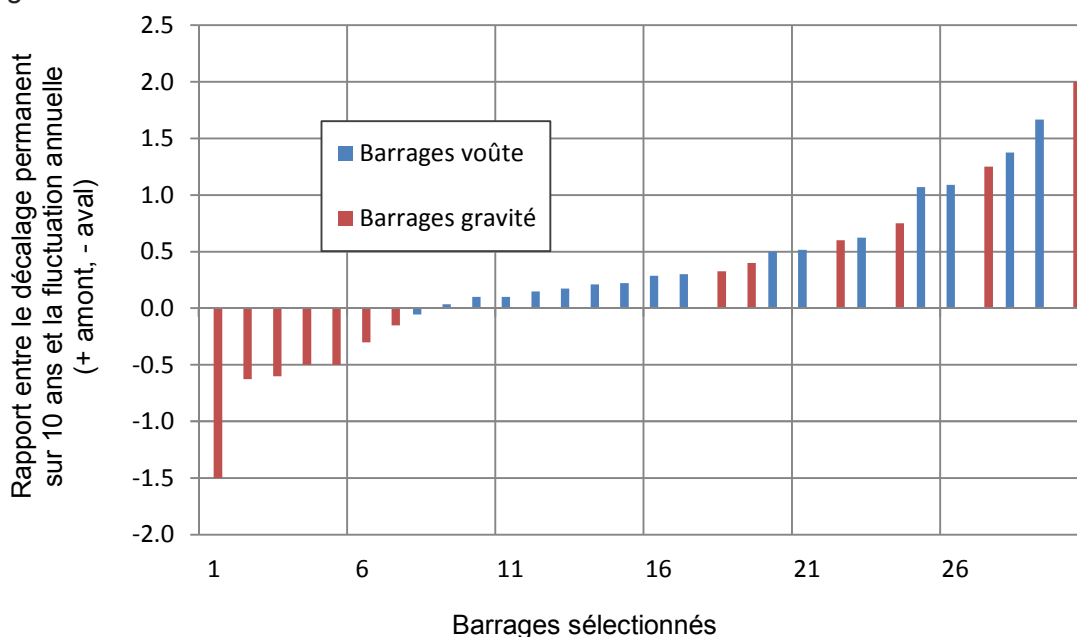


Figure 37: Rapport entre la tendance horizontale et la fluctuation élastique saisonnière (trente barrages où les données requises ont pu être collectées et validées de manière fiable).

Les valeurs négatives signifient que la tendance du déplacement horizontal est vers l'aval. Bien que cela puisse sembler inhabituel pour un barrage présentant un gonflement, la **Figure 38** montre plusieurs barrages-poids montrant une tendance au déplacement vers l'aval. L'influence de la température sur le développement de l'expansion a déjà été commentée et décrite [13, 14].

Il a été démontré que dans les barrages-poids, la tendance horizontale est principalement due à la dilatation différentielle des parements amont et aval. Dans les Alpes, la répartition des températures est principalement influencée par l'ensoleillement et donc par l'orientation du barrage.

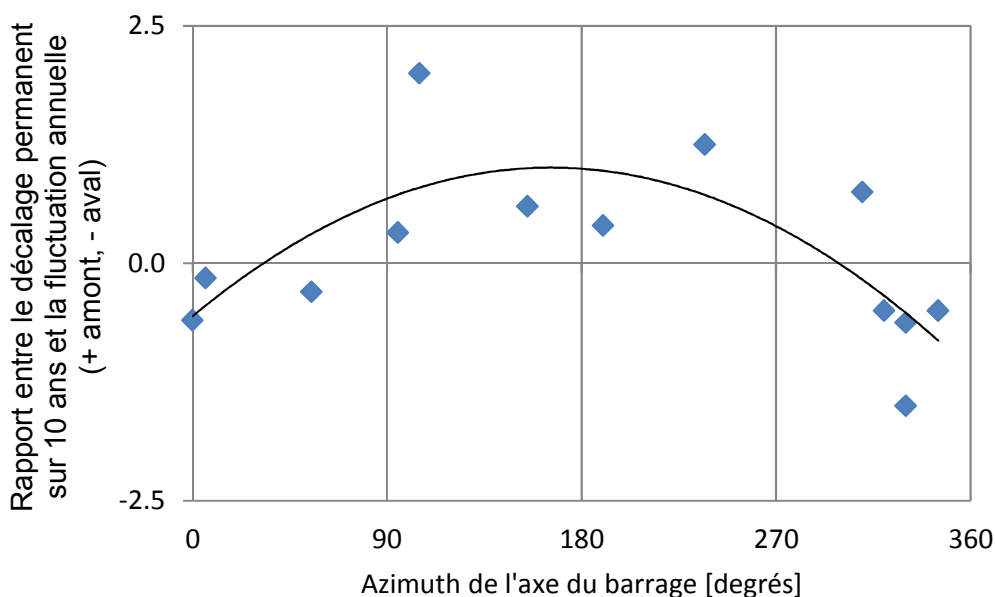


Figure 38: Tendence horizontale des barrages-poids en fonction de l'orientation de l'axe du mur (axe du mur perpendiculaire au parement et dirigé vers l'aval).

Les résultats de la figure 38 semblent confirmer l'influence de l'ensoleillement: les barrages-poids dont le parement amont est orienté vers le sud (azimut de l'axe du mur entre -45° , resp. 315° et $+45^\circ$) montrent un déplacement permanent vers l'aval, alors que pour les barrages-poids avec un parement aval exposé au sud (azimut de l'axe du mur entre 90° et 270°) seul un déplacement permanent vers l'amont est observé.

A fin 2013, le déplacement permanent total dans certains cas dépasse jusqu'à huit fois la variabilité saisonnière régulière. Des travaux de réparation ont été effectués sur certains barrages, lorsque le déplacement permanent dépassait cinq fois la variabilité saisonnière. Pour les déplacements mineurs, aucune correction n'a été réalisée jusqu'à présent.

3.3.3 Déplacements verticaux

Afin de déterminer les déplacements verticaux, les mesures de niveau à la hauteur du couronnement sont généralement prises en compte. La partie irréversible du déplacement est ensuite divisée par la hauteur du mur pour déterminer l'expansion moyenne dans la direction verticale. Les valeurs calculées de cet indicateur sont illustrées à la **Figure 39** pour certains barrages-voûtes et poids sélectionnés.

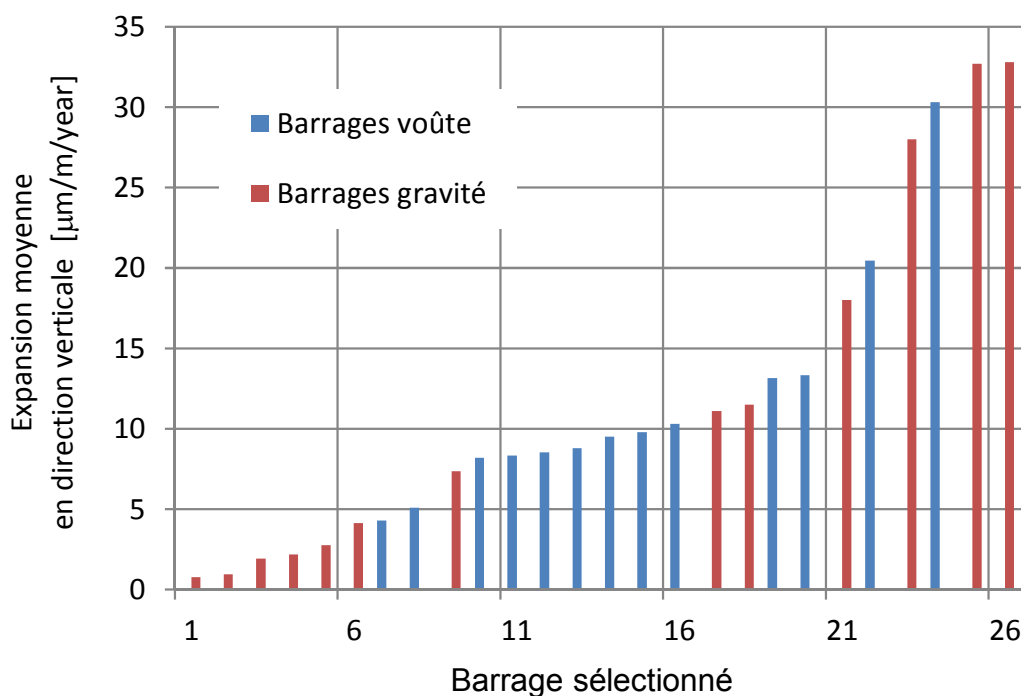


Figure 39: Expansion verticale moyenne sur toute la hauteur du mur (26 barrages où les données requises ont pu être collectées et validées de manière fiable). Le taux d'expansion se réfère aux dix dernières années.

Le degré d'expansion se monte au plus à 30/35 $\mu\text{m}/\text{m}$ par an; cette valeur peut encore être considérée comme modérée. A Mactaquac, un degré d'expansion atteignant 140 $\mu\text{m}/\text{m}$ par année a été estimé [16]. Les chiffres de la **Figure 39** sont comparables à ceux d'une étude récente d'Electricité de France [18].

Finalement, la **Figure 40** montre l'expansion totale cumulée dans la direction verticale jusqu'à fin 2013. Comme ci-dessus, cela correspond également à l'expansion moyenne calculée en divisant le soulèvement permanent du couronnement par la hauteur du mur. Les deux barrages montrant des valeurs supérieures à 800 $\mu\text{m}/\text{m}$ ont été réparés.

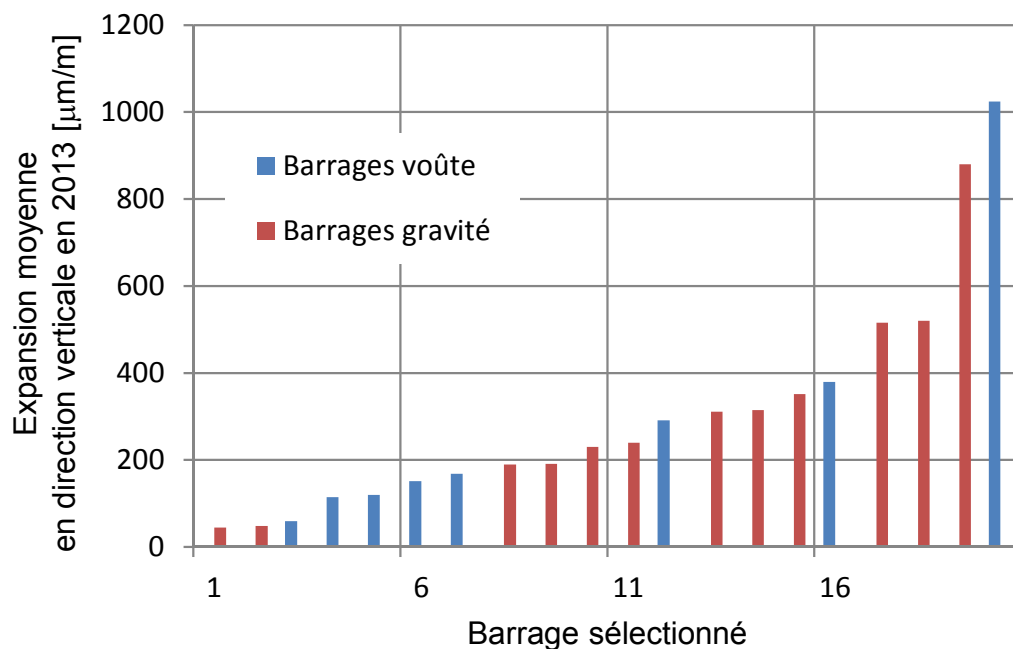


Figure 40: Expansion verticale moyenne sur toute la hauteur du mur (vingt barrages où les données requises ont pu être collectées et validées de manière fiable).

3.4 Remarques finales

Le groupe de travail RAG a analysé le comportement de 154 barrages suisses, dans le but d'identifier les effets du gonflement du béton dû aux réactions chimiques dans ces structures. Tous les barrages en béton n'ont pas pu être analysés de manière fiable, car pour certains ouvrages, les données requises ne sont pas disponibles ou n'ont pas pu être suffisamment analysées par le groupe de travail. Enfin, 119 barrages ont été évalués.

Les résultats montrent qu'environ 50% de ces barrages présentent des tendances et des déplacements permanents (61 barrages). Parmi ceux-ci:

- Pour 38 barrages, ces tendances sont compatibles avec un gonflement du béton (dans 22 cas, l'expansion du béton a également été confirmée par des tests de laboratoire).
- Pour 6 ouvrages, d'autres phénomènes sont plus vraisemblables.
- Pour 17 autres structures, la situation est encore un peu floue (le groupe de travail n'a pas suffisamment pu vérifier les données y relatives).

De cette analyse, il peut être conclu que l'expansion du béton affecte entre 35% et 45% des barrages en béton suisses. L'étude de ce phénomène présente donc une pertinence élevée.

Les barrages présentant un gonflement sont caractérisés par une première phase de fonctionnement durant laquelle le comportement est régulier et réversible. Cette phase d'amorçage peut varier entre 0 et plusieurs années et même atteindre 50 à 80 ans. Après cette première phase, les effets du gonflement du béton, tels que le soulèvement du couronnement et les déplacements horizontaux, deviennent apparents. Ces



tendances se développent presque linéairement avec le temps. Le degré moyen d'expansion dans la direction verticale varie entre 1 et 30 $\mu\text{m}/\text{m}$ par an. Dans le sens horizontal, les barrages-voûtes se déplacent vers l'amont, tandis que les barrages-poids peuvent également se déplacer vers l'aval, en fonction de l'orientation du barrage. En fait, les barrages-poids ont généralement tendance à se déplacer en direction du nord, probablement en raison d'une plus grande expansion du côté exposé au sud, c'est à dire au soleil.

Des réparations ont été effectuées dans certains cas, en particulier aux barrages de Illsee, Sera et Salanfe. L'expansion totale de ces barrages due au gonflement du béton a atteint 500 à 1000 $\mu\text{m}/\text{m}$. Des travaux de réparation dans d'autres barrages sont vraisemblables à l'avenir.

4 Priorités des investigations et stratégie

4.1 Résultats des investigations à ce jour

Les premières recherches sur le gonflement des barrages en béton ont été les analyses de séries de mesures de déformations à long terme des barrages. A quelques exceptions près, qui ont montré des signes très précoces de comportement inhabituel, dix à vingt ans après la construction des ouvrages des tendances à la déformation se sont manifestées, qui ont été interprétées comme étant causées par une expansion du béton (voir **Figure 41** à **Figure 43**). Les mesures de niveau ont montré un soulèvement des sections transversales des barrages et des mesures de géodésiques et de pendules des déplacements horizontaux. Pour les barrages-voûtes et poids-voûtes, ces déplacements horizontaux sont dirigés vers le lac, alors que pour les barrages-poids, ils peuvent être dirigés vers l'amont aussi bien que vers l'aval (voir **Figure 37** au chapitre 3).

Les premières explications de cette augmentation de volume ont été attribuées aux augmentations de température du béton et de la température ambiante mesurées dans les années 1990. Ce n'est qu'ensuite de déformations plus importantes que la RAG, et dans quelques cas le gonflement de sulfates, ont été placés au centre des investigations sur l'origine des déformations à long terme. La reconnaissance relativement tardive du gonflement est également due au fait que le fluage des barrages sous la charge constante de l'eau a éclipsé l'effet de gonflement (voir **Figure 43**).

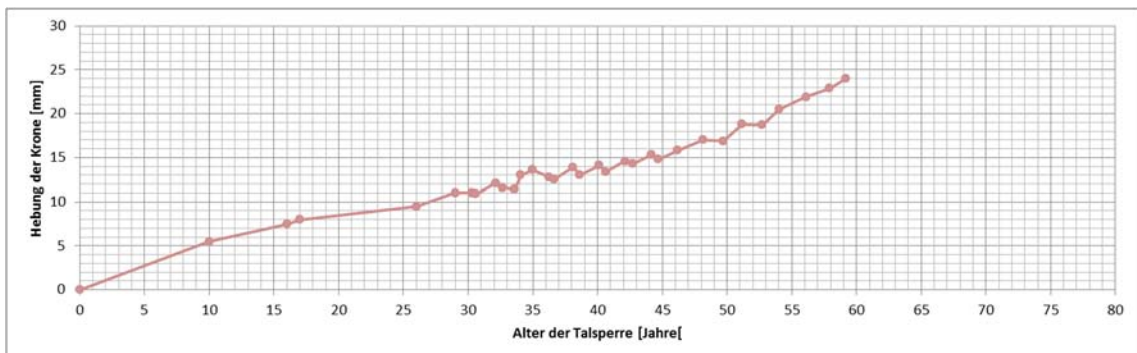


Figure 41: Comportement à long terme du soulèvement du couronnement d'un barrage.

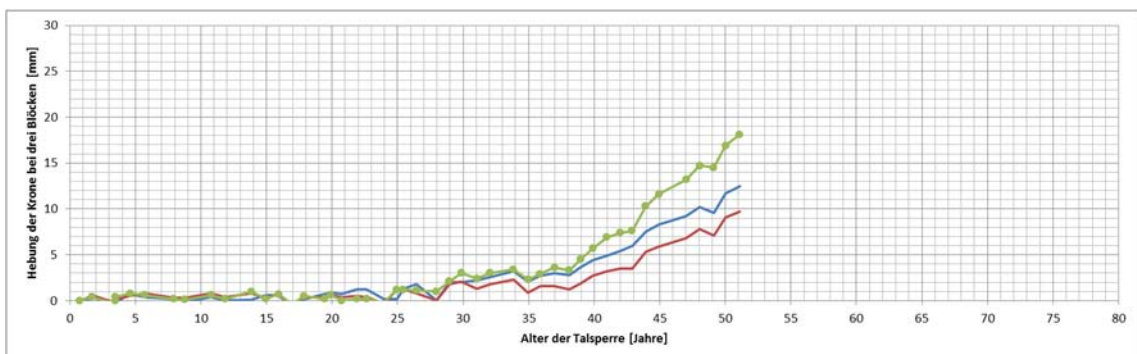


Figure 42: Comportement à long terme du soulèvement d'un barrage à trois différents niveaux.

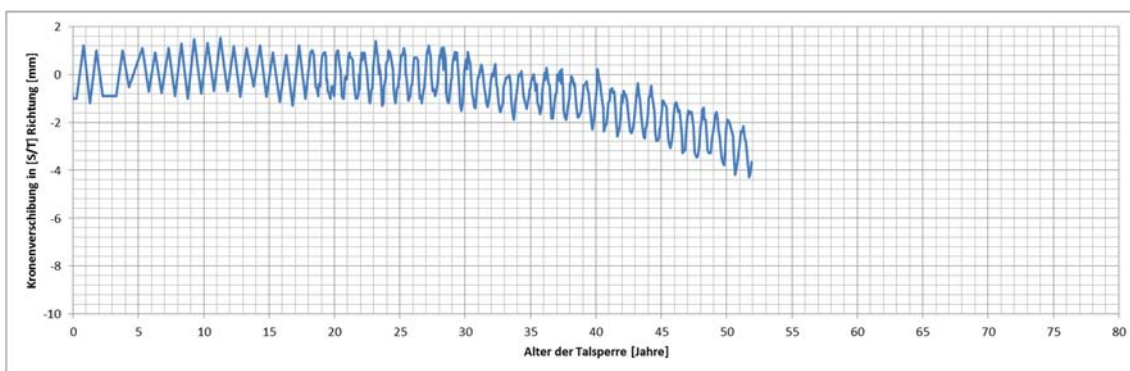


Figure 43: Comportement à long terme du déplacement horizontal du couronnement dans la direction amont-aval.

La connaissance de la distribution locale du gonflement dans l'ensemble du mur, c'est-à-dire dans sa section transversale et dans son axe longitudinal, présente un intérêt central dans l'analyse du comportement de gonflement d'un barrage en béton. Les mesures nécessaires de déformation et d'expansion sont peu disponibles. Pour les petits barrages, généralement sans galerie de contrôle, il n'existe souvent qu'un nivellement du couronnement ou de simples mesures d'angle. Ceci est certainement suffisant pour la surveillance d'un barrage, mais une analyse de la distribution locale du gonflement du béton n'est pas possible. Dans les grands barrages se trouvent des galeries d'inspection dans lesquelles la déformation de la paroi est mesurée, ou alors plusieurs points de levés géodésiques sont installés sur le parement aval (voir **Figure 44**). Ceci permet une analyse un peu plus détaillée des déformations et allongements à différents niveaux du mur.

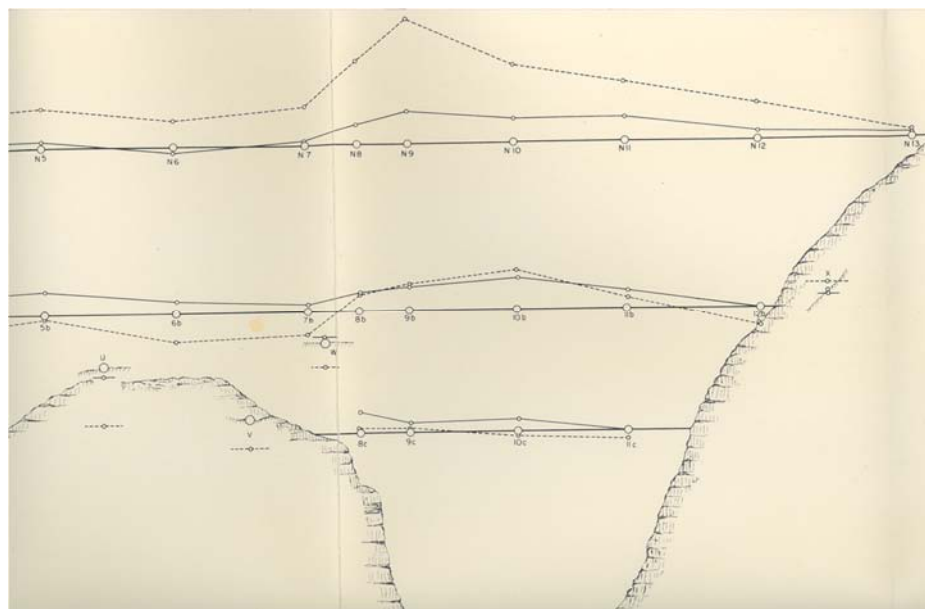


Figure 44: Soulèvements d'un barrage déterminés par géodésie à trois niveaux différents et entre deux périodes.

Cette possibilité d'analyser les déformations des murs sur leur hauteur a jusqu'à ce jour clairement montré que ce sont principalement les régions supérieures des barrages qui souffrent de gonflement. Ces dernières années, divers barrages ont été équipés

d'appareils permettant de mesurer la répartition spatiale de l'expansion du béton. Ainsi, des chaînes extensométriques ou des micromètres coulissants sont utilisés; les mesures de pendule sont de plus en plus équipées avec une possibilité de mesure verticale. Tous ces instruments servent à déterminer de façon plus détaillée l'endroit du gonflement.

4.2 Paramètres influençant la réaction alcali-granulats

Les paramètres qui influencent plus ou moins le gonflement de la RAG et qui sont de fait également responsables de la répartition spatiale du gonflement dans le barrage, sont (voir aussi chapitre 2):

- la température du mur et ses variations au cours de l'année
- la pétrographie des granulats, et avant tout la présence de silicium amorphe (quartz amorphe)
- l'humidité relative du béton
- le contenu du béton en alcali, le dosage en ciment et le contenu en alcali du ciment utilisé
- l'état de contrainte dans le béton.

4.3 Paramètre humidité relative du béton

Au début des investigations de la RAG, le thème de l'humidité relative du béton relevait encore d'une grande importance. Ainsi des capteurs d'humidité furent insérés dans le béton et des membranes appliquées sur le parement amont du mur, afin de minimiser l'infiltration d'eau dans le béton, mais également dans l'intention d'empêcher son gonflement, ou à tout le moins de le ralentir fortement. La mesure de l'humidité relative du béton s'est révélée relativement ardue et les expériences faites avec membranes ont montré que l'eau d'infiltration peut certes être fortement réduite, mais que la RAG continue sans avoir été empêchée. De nos jours, l'opinion générale est que le béton de masse des barrages et leurs grandes dimensions ainsi que les conditions météorologiques humides de la Suisse résultent toujours en un béton de barrage humide. La détermination de la répartition de l'humidité dans un mur ne joue dès lors que peu ou pas de rôle lors de l'analyse d'un gonflement dû à la RAG dans les barrages de Suisse. Le béton est toujours suffisamment humide – de ce fait, une RAG peut se dérouler sans obstacle.

4.4 Paramètre teneur en alcali du ciment

La teneur en alcali du ciment utilisé fut également investiguée dans le passé. En raison de l'âge relativement avancé de nombreux barrages et de leurs données historiques partiellement rudimentaires sur la composition du ciment, il est malaisé d'en déduire une répartition de la RAG sur la base de ce paramètre. De façon générale, on peut affirmer que pour la construction suisse des barrages, les ciments utilisés contiennent suffisamment d'alcali pour permettre une RAG.

Des essais sur éprouvettes de béton avec différents dosages de ciment n'ont pas montré de variation très nette du gel présent dans les lames minces ou du potentiel de gonflement lors d'essais de longue durée. Sur la **Figure 45** sont représentées les analyses qualitatives de lames minces concernant la présence de gel dans 24 éprouvettes



de béton. La différence entre un béton de surface avec 250 kg/m^3 de ciment et le béton du corps du barrage avec 190 kg/m^3 n'est pas significative.

Lors de l'analyse du comportement RAG d'un barrage, il n'est donc dans la règle pas productive de se focaliser sur les propriétés du ciment et son dosage. Des exceptions ne peuvent évidemment pas être exclues (voir exemple au chapitre 5.1).

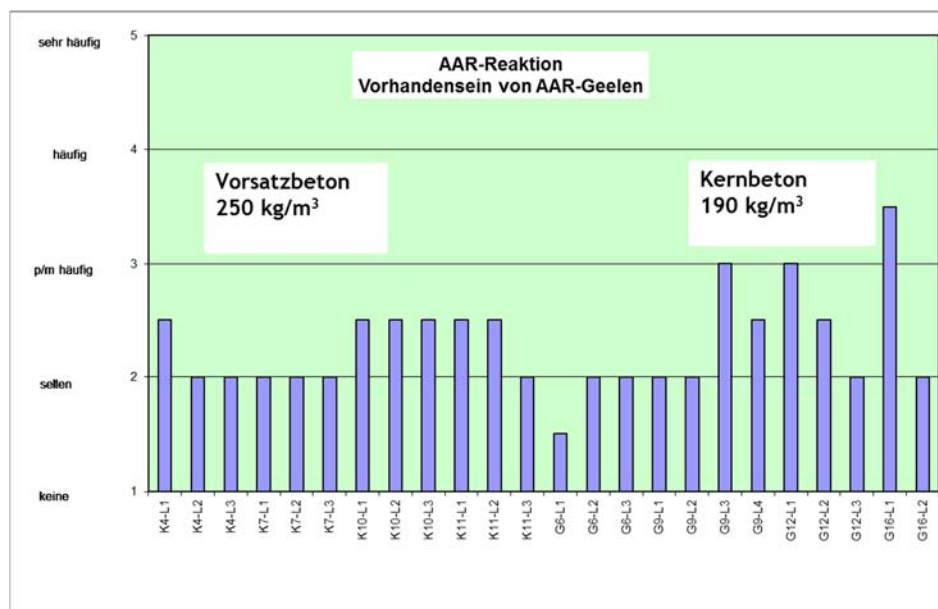


Figure 45: Description de l'apparition de gelée RAG pour deux dosages en ciment dans le même barrage.

Ainsi demeurent comme agents déterminants et centraux dans le gonflement RAG des barrages actuels en Suisse la composition pétrographique des granulats, la température du béton et l'état de contrainte dans le béton.

4.5 Paramètre réactivité des granulats

La teneur en silicium dans les granulats et sa réactivité détermine l'ampleur du potentiel général de gonflement et aussi la rapidité de la réaction. La température influence avant tout la vitesse de réaction. Du fait que la RAG est un processus chimique, le taux de gonflement est fortement dépendant de la température du béton (voir aussi les remarques au chapitre 2).

La composition des granulats, resp. la provenance des matériaux pierreux, est en général connue pour les barrages. Les types de pierres utilisées peuvent cependant être divers. L'extraction de granulats de carrières livre une composition de pierres souvent relativement uniforme et le type de matériau pierreux est connu (par ex. calcaire pur du Malm ou gneiss). Lors de l'extraction de granulats à partir d'alluvions, la composition des pierres peut varier fortement, en raison des divers bassins versants. Il n'est dès lors pas conseillé de toujours admettre, malgré le mélange des agrégats individuels, que la répartition des minéraux susceptibles de gonfler est uniforme dans le béton de barrage. Une détermination de cette répartition dans le corps d'un barrage existant n'est toutefois pas pensable. Selon les circonstances, il est possible de découvrir dans les comptes rendus de construction si un granulat quelque peu différent a été utilisé quelque part. Sinon, il faut partir de l'idée d'une répartition relativement homogène des

minéraux susceptibles de gonfler. Des investigations de la répartition des granulats ne sont de ce fait en général pas conclusives. Un aspect, notamment la direction prise par les granulats d'alluvions plats et ovales lors du processus de bétonnage, qui pourraient en se déposant horizontalement jouer un rôle sur la direction de gonflement, n'a jusqu'à présent pas été étudié.

La réactivité des matériaux pierreux en Suisse a déjà été abordée aux chapitres 2 et 3. Les bétons constitués de noyaux cristallins de l'autochtone, de la couverture pennine et des cristallins est-alpins ont un plus grand potentiel de gonflement que le béton fait de matériaux des couvertures helvétique et du Jura.

Le potentiel de gonflement (gonflement libre) peut être en principe déterminé au moyen d'essais de longue durée en laboratoire (voir chapitre 2).

4.6 Paramètre température

Ainsi qu'il est possible de le déduire de considérations théoriques, d'essais de laboratoire et de comparaison entre déformations du mur et images des dégâts (fissures structurales), la répartition de la température et sa variation au cours de l'année est le paramètre le plus important ayant prévalu dans l'apparition du gonflement visible actuellement dans les barrages. La détermination de la température du béton en chaque point du mur au moyen de mesures in situ, ainsi que mathématiquement et numériquement, est d'ailleurs relativement simple.

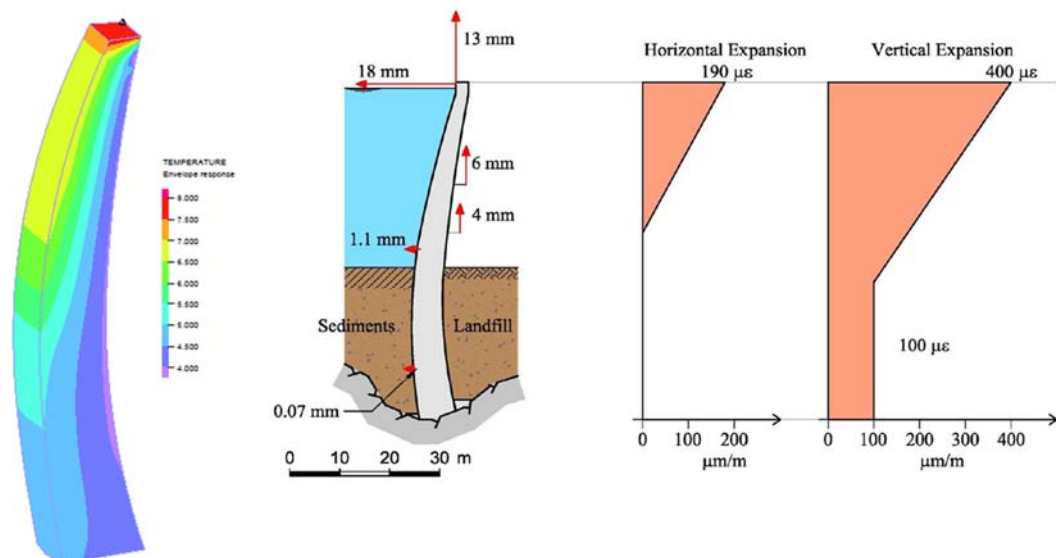


Figure 46: Répartition de la température dans un barrage-voûte, déplacements du mur mesurés et expansion déterminée sur cette base (tiré de [14]).

Dans plusieurs des barrages analysés, il apparaît que la partie supérieure du mur, fine et chaude, gonfle nettement plus que la partie inférieure, plus froide et plus massive. Pour les barrages-voûtes mentionnés plus haut, la partie inférieure du mur, comprimée et froide, s'est allongée librement verticalement de $100 \mu\text{m}/\text{m}$; la partie du couronnement de $400 \mu\text{m}/\text{m}$, soit quatre fois plus. La répartition des fissures structurales conduit à penser que le parement faisant face au soleil, ici le parement amont, se dilate davantage que le parement aval. La chaleur du rayonnement influence donc nettement le



comportement de gonflement. Les températures du béton sur les parties faisant face au soleil sont de 4 à 6 °C plus élevées que la température de l'environnement.

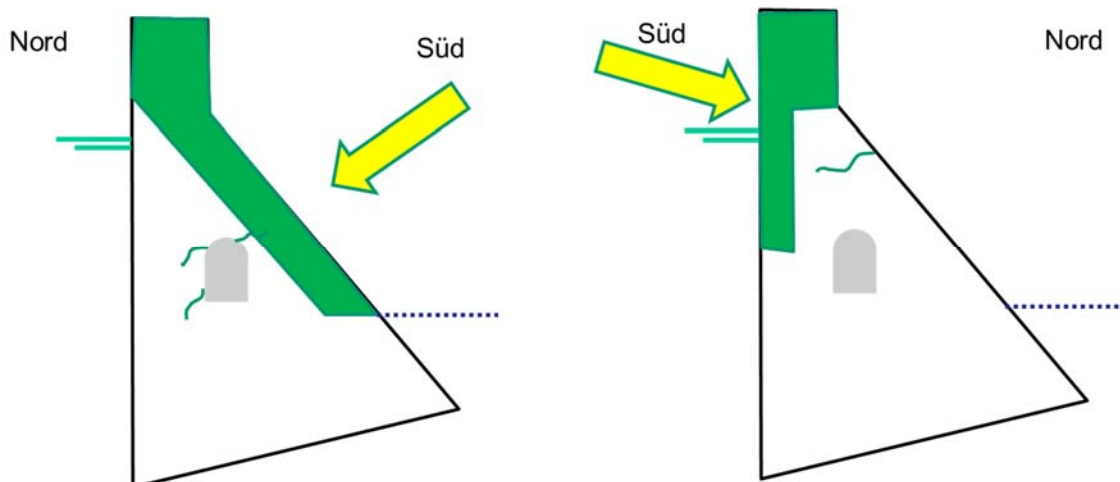


Figure 47: Régions exposées au soleil, gonflant plus fortement, et emplacement des premières fissures structurales.

Les murs réagissent à un changement de volume du béton avec des soulèvements et des déplacements horizontaux, la plupart du temps en direction de l'amont, ceci étant conditionné géométriquement par la forme du barrage. De façon générale, il faut en déduire qu'en raison des plus faibles températures, la partie centrale du mur gonfle moins que les parements. Ceci génère des contraintes internes. Sur la **Figure 47**, deux exemples réels de barrages poids-voûtes sont schématiquement représentés. Dans celui dont le parement aval est face au soleil, des fissures furent décelées à l'intérieur du mur (aucune sur le parement aval), dans celui dont le parement amont est orienté face au soleil, des fissures structurales horizontales se sont manifestées sur le parement aval.

Grâce à l'analyse de l'image des fissures, et tenant compte de toutes les autres connaissances, des premières conclusions peuvent être tirées sur la répartition spatiale du gonflement à l'intérieur du barrage.

4.7 Paramètres contraints dans le béton

Il est connu qu'à partir d'essais uniaxiaux, les allongements par gonflement dans la direction de la charge diminuent avec une compression axiale croissante. Pour des contraintes de 5 à 8 MPa, les allongements sont même complètement empêchés. Sur la **Figure 48** sont présentés les résultats d'un tel essai de gonflement uniaxial. Intéressante à voir est l'influence de la contrainte axiale sur la déformation maximale de gonflement. Dans les barrages-voûtes, des contraintes de l'ordre de 4 à 5 MPa peuvent être présentées; les contraintes du béton dans les barrages peuvent affecter ainsi le comportement de gonflement.

Le même essai a également montré que le gonflement axial est certes empêché par les contraintes, mais que de ce fait les allongements perpendiculaires à la direction de charge s'accroissent. La réaction chimique qui conduit à l'expansion du béton n'est donc pas arrêtée; elle continue sans être diminuée.

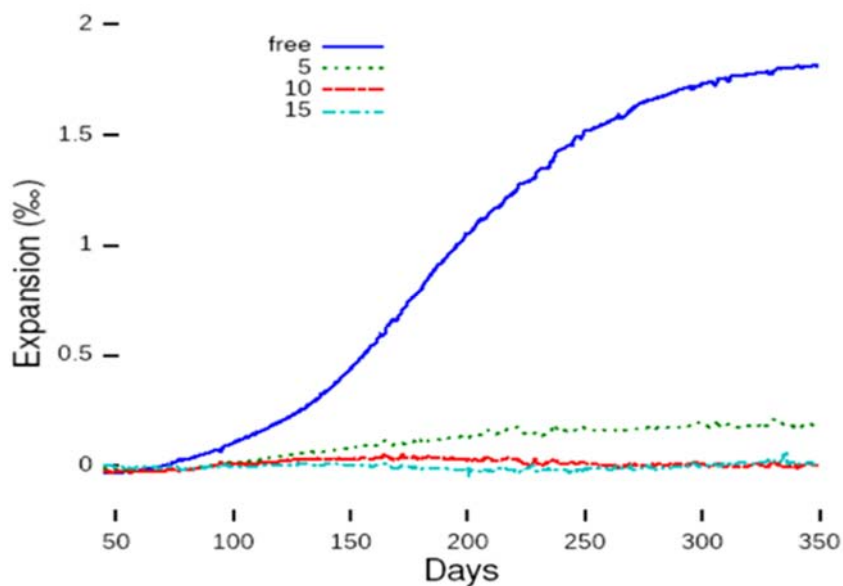


Figure 48: Allongement de gonflement pour diverses contraintes axiales en MPa (Prof. K. Scrivener, EPFL Lausanne).

Le déroutage de l'expansion de la direction axiale en une direction radiale est une conséquence de la redistribution de la formation de fissures. Partant des minéraux de granulats du béton susceptibles de gonfler (points jaunes sur la **Figure 49**), des microfissures se forment par expansion de cette région, puis se répandent dans le granulat. Ce sont ces fissures qui sont en fin de compte responsables de la croissance du volume de béton et non pas le volume du gel. Par comparaison, la contribution de l'accroissement du volume effectif des minéraux de silice (gel) n'est que de quelques pourcents.

Les contraintes du béton influencent alors les microfissures, qui s'orientent en direction de la charge sous l'effet de la contrainte croissante; l'expansion dans la direction de la charge s'en trouve diminuée, voire arrêtée, mais elle est renforcée dans la direction perpendiculaire.

De réels essais triaxiaux de gonflement n'ont encore jamais été réalisés. Le comportement de gonflement dans des conditions de contraintes triaxiales est pour l'instant en recherche à l'EPFL Lausanne. La répartition de la contrainte du béton dans le barrage est également un facteur important pour la compréhension du gonflement et du comportement des barrages en béton.

Pour les barrages-poids, le moment d'apparition des premières fissures eu lieu vingt à cinquante ans après la construction, pour des expansions de 300 – 400 $\mu\text{m}/\text{m}$ et des taux d'allongement de 13 à 40 $\mu\text{m}/\text{m}/\text{an}$. Des barrages-poids ne présentant aucune fissure sont également mentionnés, bien que le béton se soit allongé de 400 $\mu\text{m}/\text{m}$. Les deux barrages-voûtes représentés, pour lesquels un début de gonflement fut constaté environ 25 ans après la construction, ne montrent à ce jour aucun signe de fissures structurelles, bien qu'ils soient soumis à des allongements de 100 à 400 $\mu\text{m}/\text{m}$.

Ceci montre clairement que l'expansion absolue de gonflement et son taux ne sont pas seuls à influencer le développement des fissures structurelles dans le béton du mur, mais avant tout la méthode de construction des barrages. Moins les ouvrages peuvent éviter les contraintes internes par une déformation, plus ils sont susceptibles d'être endommagés par la RAG.

4.9 Constatations centrales

Les expériences faites à ce jour dans les barrages suisses montrent que les propriétés des granulats et la répartition de la température dans le barrage sont les deux paramètres importants influençant l'évolution temporelle du gonflement du béton. La répartition locale de l'expansion due au gonflement est également influencée par les contraintes du béton, à savoir les charges statiques ainsi que les contraintes provenant du gonflement lui-même.

La texture des granulats de béton a certes un effet significatif sur le gonflement du béton, mais la distribution des granulats à l'intérieur du barrage est généralement relativement homogène. Cela signifie que la distribution spatiale de l'expansion du béton à l'intérieur d'un barrage ne dépend pas de manière primordiale des agrégats. L'humidité du béton et la teneur en ciment ou le type de ciment utilisé jouent un rôle de second plan pour la RAG dans les ouvrages existants en Suisse.

Un point très important est la combinaison de la distribution spatiale de la RAG et de son évolution temporelle au sein du béton du barrage, en combinaison avec la conception et la géométrie des barrages [14]. Cette combinaison détermine le moment de la première fissure structurelle dans le béton ainsi que le cours ultérieur des dommages structurels dans les structures. Selon la configuration de l'expansion due au gonflement et de la géométrie du mur, des fissures structurales se développent sur le parement aval et/ou des fissures à l'intérieur du béton. Les fissures à la surface des murs sont visibles et relativement faciles à mesurer, les fissures à l'intérieur des barrages peuvent être reconnues lorsqu'elles traversent une galerie de contrôle, mais les fissures internes restent souvent inconnues.

4.10 Centre de gravité des investigations futures

La compréhension des processus de la RAG a été continuellement améliorée par la recherche au cours des cinq à dix dernières années. A l'EPFL, sous la direction du Prof. K. Scrivener, une corrélation claire entre la proportion de silicium ayant réagi et l'expansion libre due au gonflement a été établie pour la première fois (**Figure 51**). En outre, il a pu être démontré que la dilatation du béton est générée par des microfissures dans les agrégats. Ces microfissures sont à leur tour causées par un gonflement très local du silicium susceptible de gonflement.

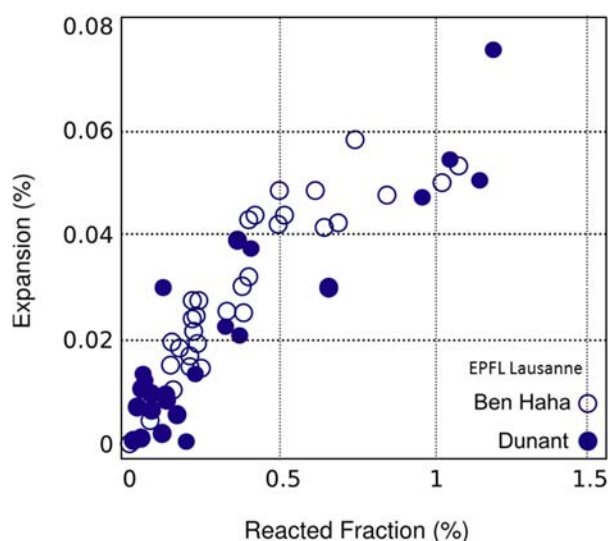


Figure 51: Proportion de silicium ayant réagi en regard de l'expansion du béton dans les essais de l'EPFL (Prof. Scrivener).

Après que la recherche aura révélé le processus chimico-mécanique fondamental de la RAG, il s'agira d'étudier les questions ouvertes concernant l'influence des contraintes du béton (triaxial) sur la RAG et d'autres influences telles que le fluage du béton ou la pression de l'eau interstitielle. D'autre part, ces connaissances doivent être mises en œuvre ou être appliquées sur les structures réelles, à savoir les barrages. Cela implique de transférer les résultats de la micro-échelle, ainsi que des tests de laboratoire (méso-échelle), vers la structure (macro-échelle). Un projet de recherche de l'Office fédéral de l'énergie (OFEN) a été réalisé à l'EPFL dans le but de comprendre et de prévoir au moyen de modèles numériques le gonflement du béton de barrages dans les dimensions temporelles et spatiales.

En ce qui concerne l'exploration du comportement de gonflement des barrages, l'accent sera mis à l'avenir sur la détermination du comportement d'expansion spatiale du béton. Il est par exemple intéressant de savoir comment le béton se développe sur la section transversale du mur ensuite de la RAG, aussi bien horizontalement que verticalement. En plus des mesures conventionnelles de déformation, telles les mesures de nivellement et de géodésie, des instruments supplémentaires ou un renforcement local des systèmes existants sont indiqués.

Un autre objectif dans le futur est la mesure et la détermination de la configuration des fissures structurelles. La détection et la mesure des fissures visibles sur les parements correspondent à l'état de la technique. Dans l'exploration des fissures internes du béton, et en particulier leur mesure précise et leur suivi, un potentiel de développement existe encore. Aujourd'hui, cela n'est pratiquement possible que grâce à des campagnes étendues de forage. Des essais non destructifs, par ex. l'échographie ou l'imagerie sismique (tomographie) ont aujourd'hui une profondeur de pénétration trop faible par rapport à la dimension des ouvrages; de plus, la résolution locale (détection de fissures dans la plage millimétrique) est trop faible.

Dans le domaine de l'analyse non destructive des structures en béton présentant des épaisseurs de béton dans la gamme du mètre au décimètre, il existe encore un important potentiel de développement.

5 Exemples de diagnostic

Si plusieurs ouvrages d'accumulation suisses sont sujets au développement de la réaction alcali-granulats, seuls deux exemples sont présentés dans cette partie. Un troisième ouvrage affecté par la RAG est également décrit, bien qu'il ne concerne pas un barrage mais les structure d'une centrale hydroélectrique.

5.1 Barrage du Châtelot

5.1.1 Description générale de l'ouvrage

Le barrage du Châtelot, implanté sur Le Doubs, est situé sur la frontière franco-suisse. Construit de 1950 à 1953 et mis en service en 1953, il s'agit d'un ouvrage voûte à double courbure de 74 m de hauteur. L'ouvrage principal d'évacuation des crues est un évacuateur de surface en crête de la voûte, d'une longueur de 65.50 m. Deux murs guideaux séparent la crête du déversoir en trois parties.

La **Figure 52** présente la vue en plan de l'ouvrage et de ses abords ainsi que la coupe à la clé.

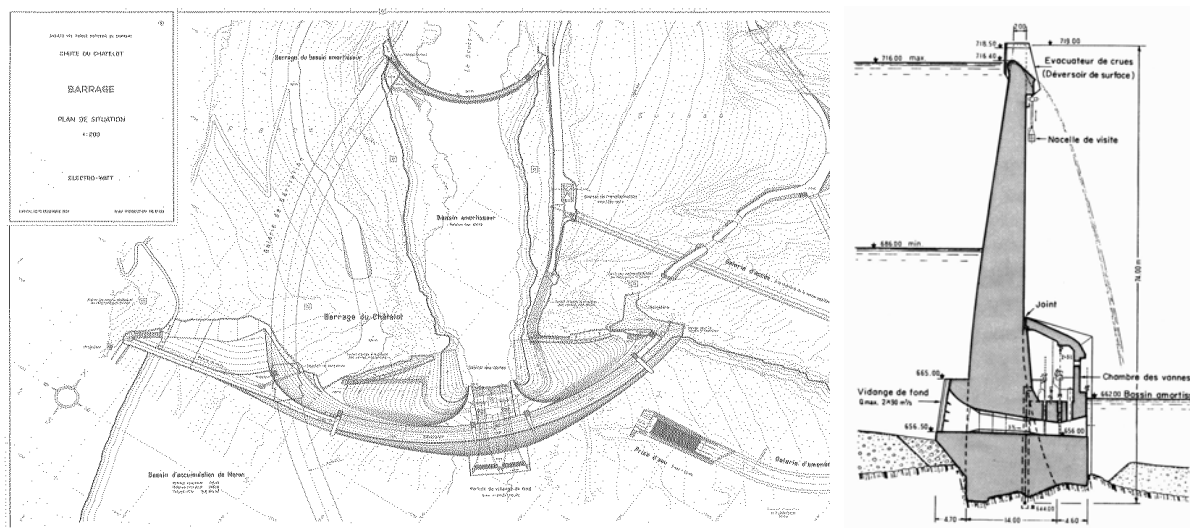


Figure 52: Vue en plan et coupe centrale du barrage du Châtelot.

5.1.2 Comportement du barrage

La **Figure 53** montre les déplacements mesurés par géodésie de divers points du parement aval du barrage.

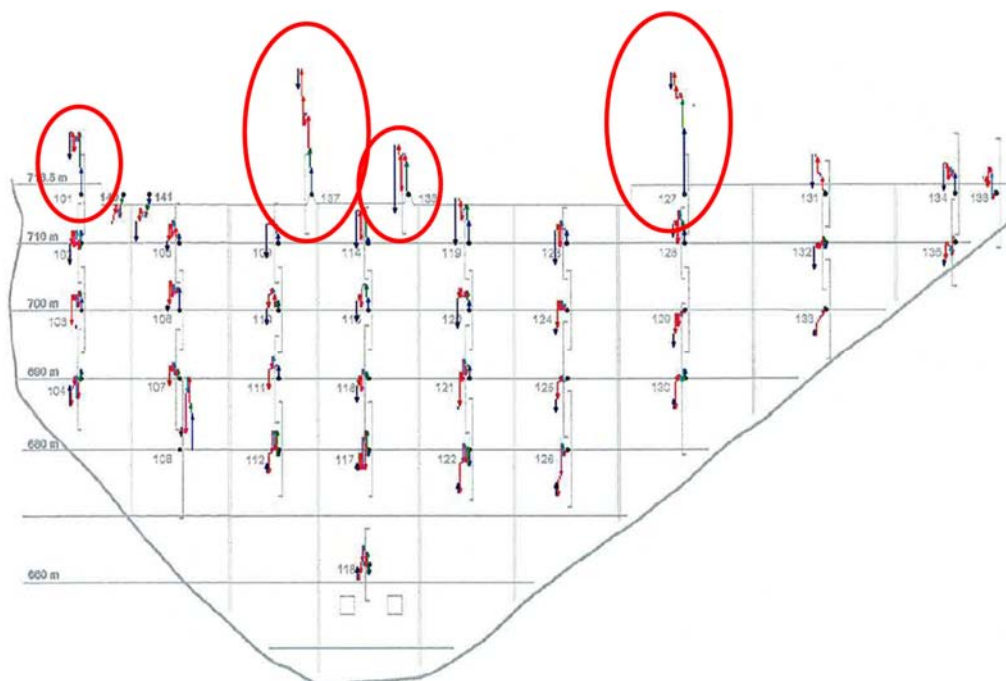


Figure 53: Déplacements des points de mesure du parement aval (1984–2008).

Les repères qui ont subi les plus grandes déformations durant cette période sont ceux situés sur la partie la plus haute du barrage. Ainsi, la figure précédente, qui illustre les déplacements altimétriques des cibles sur le barrage, montre clairement que les points situés sur le couronnement du barrage ainsi que ceux situés sur les murs guideaux subissent une déformation verticale conséquente, jusqu'à 3 mm de soulèvement depuis 1984. Ces déplacements verticaux ne sont pas confirmés de façon nette sur les cibles placées aux niveaux inférieurs.

Cette déformation irréversible vers le haut semble indiquer une expansion du matériau de la zone du couronnement, constitué de béton armé de dosage largement plus élevé que le corps du barrage. Le taux annuel moyen de déformation verticale atteint 0.18 mm/an.

Une expansion du béton de structure dont sont composés les éléments incriminés (dalle de couronnement et murs guideaux) due à la réaction alcali-granulats est probable, comme laisse également le supposer l'état des murs guideaux qui montrent un réseau de fissures en faïençage avec extrusion de calcite.



Figure 54: Aspect des murs guideaux: fissuration horizontale.

Des investigations avec prise d'échantillons et essais sont en cours pour confirmer l'hypothèse de développement de la réaction alcali-granulats dans les éléments supérieurs du couronnement.

5.2 Barrage de Tourtemagne

5.2.1 Description générale de l'ouvrage

Le barrage de Tourtemagne, situé dans la vallée du même nom en Valais, est un barrage à voûte mince à simple courbure. Construit dans les années 1957-1958, le barrage de Tourtemagne a une hauteur de 33 m pour une longueur de couronnement de 115 m, dont 15 m en rive gauche et 30 m en rive droite correspondant à des sections de type barrage-poids.

La partie voûte de l'ouvrage a une épaisseur constante de 1.20 m, si bien que le volume total de béton n'est que de 3'200 m³. Ainsi, pour permettre un tel élancement, le barrage présente la caractéristique d'être précontraint dans les directions horizontale et verticale.

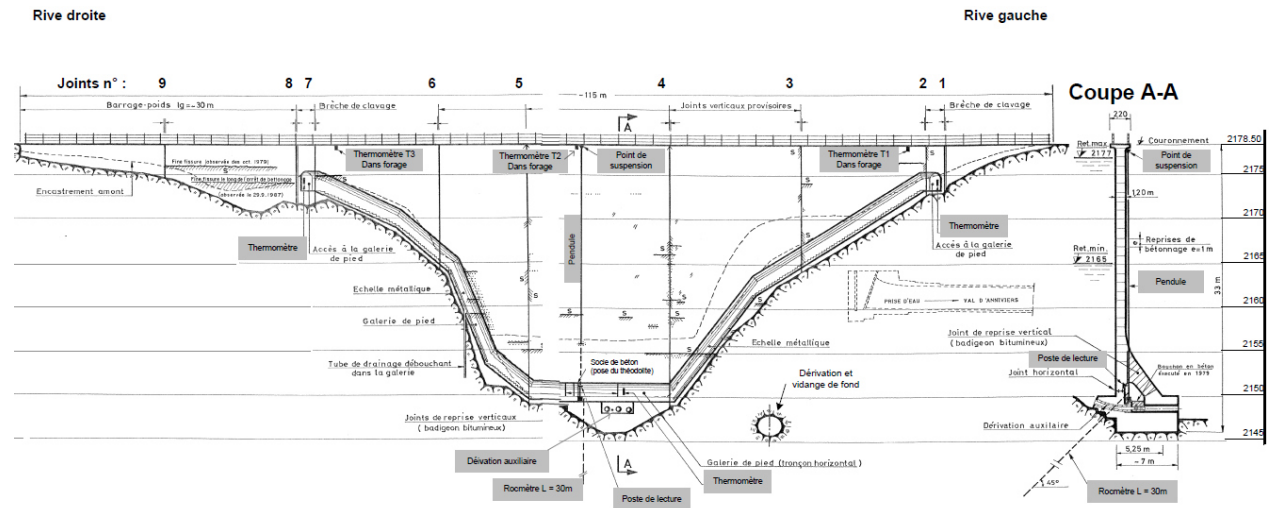


Figure 55: Elévation aval du barrage – coupe verticale à la clé.

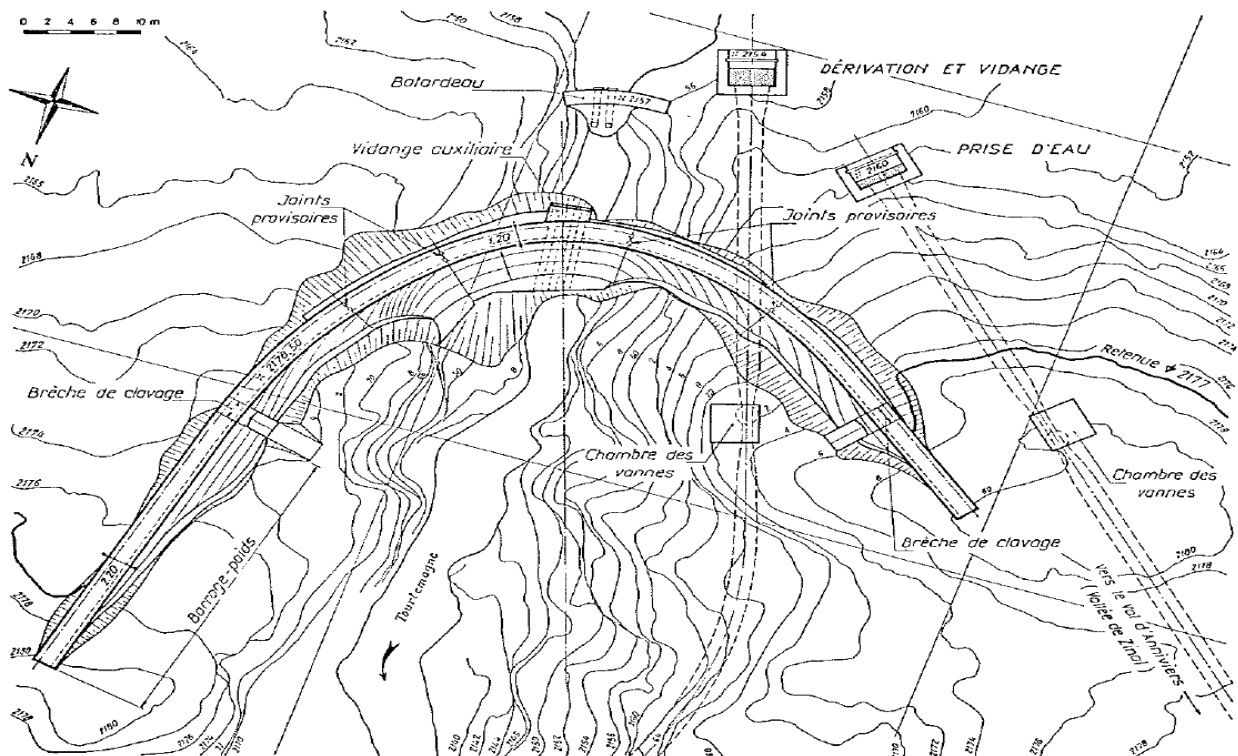


Figure 56: Vue en plan générale de l'aménagement de Tourtemagne.

La Figure 57 montre le réseau de câbles de précontrainte mis en place lors de la construction.

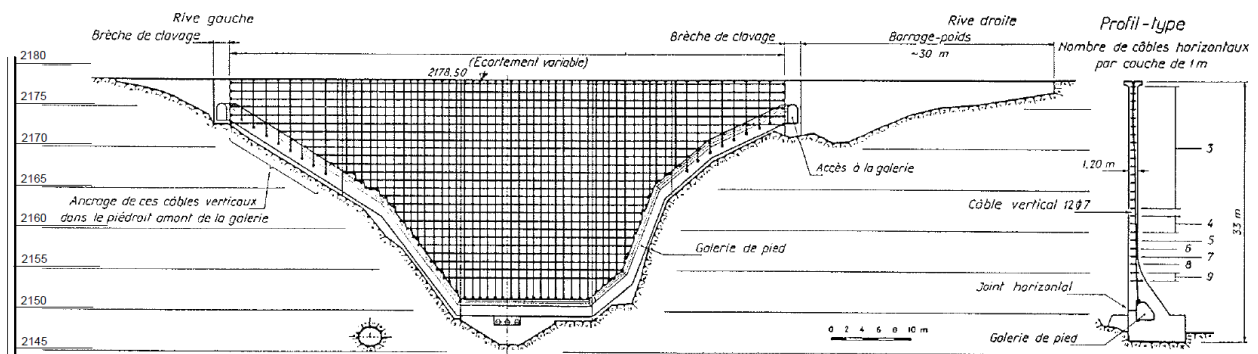


Figure 57: Elévation amont montrant le réseau de câbles de précontrainte dans la partie voûte.

Le type de construction adopté et notamment l'utilisation de précontrainte ont été directement dictés par les conditions thermiques sévères auxquelles le barrage est soumis. Le climat est rigoureux et la voûte très mince présente une faible inertie thermique. En hiver le lac peut être entièrement vide de sorte que la partie du barrage de 1.20 m d'épaisseur seulement subit un refroidissement intense: la température moyenne du béton peut descendre à -10°C , provoquant dans la voûte des contraintes de traction importantes. En été, la retenue peut se vider plusieurs fois au cours de la saison, imposant au barrage des alternances de refroidissement et d'échauffement.

La voûte étant verticale, lorsque le lac est vide, les arcs sont sollicités par les seuls effets thermiques. Elle est donc soumise à des tractions lors des refroidissements. L'application d'une simple armature passive n'aurait apporté qu'une amélioration discutable: en effet, elle n'aurait pas empêché la formation des fissures dans le béton, elle se serait opposée seulement à leur ouverture et malgré sa présence, le retrait du béton aurait engendré des tractions supplémentaires de 3 à 6 kg/cm^2 (0.3-0.6 MPa).

La solution choisie a consisté à exercer dans les parties minces de l'ouvrage une précontrainte destinée à créer sur toutes les sections du barrage un effort normal de compression permanent, quel que soit le niveau de l'eau retenue, édulant le risque de fissuration et limitant les tractions résiduelles dues aux effets thermiques à des valeurs acceptables.

Grâce à un double système de câbles horizontaux et verticaux, la voûte a ainsi été soumise à une précontrainte biaxiale neutralisant la plus grande partie des efforts parasites:

- Le réseau des câbles verticaux comprime les sections horizontales de la voûte et s'oppose aux flexions résultant des effets d'encastrement dans la fondation.
- La précontrainte horizontale a été obtenue au moyen de câbles incurvés suivant la forme des arcs. Divers inconvénients inhérents à cette précontrainte (traction sur les massifs d'encastrement, raccourcissement des arcs entraînant un déplacement général vers l'aval de la voûte, et par conséquent, des flexions parasites à la base de l'ouvrage) ont été écartés par l'injection de quatre joints actifs verticaux provisoires, séparant la voûte en cinq voussoirs. Ces joints, munis de vérins plats permettant de compenser le raccourcissement des voussoirs dû à la précontrainte, ont été fermés après achèvement de la mise en compression et une fois atteinte la température de clavage prescrite, soit $+5^{\circ}\text{C}$.



Figure 58: Vue aérienne du barrage de Tourtemagne et de l'évacuateur de crue en rive droite.

5.2.2 Comportement de la voûte

Les mouvements du pendule installé en section centrale le long du parement aval de l'ouvrage montrent un léger déplacement irréversible au cours des ans. Cependant, contrairement aux déplacements irréversibles vers l'amont que l'on observe sur des barrages-voûtes sujets au gonflement, dans le cas du barrage de Tourtemagne ces déplacements se font vers l'aval, du moins au niveau du pendule. La cause est probablement due au fait que le gonflement du béton entraîne une augmentation de tension dans les câbles de précontrainte qui retiennent le barrage vers l'aval en son centre. Des déplacements irréversibles vers l'amont sont détectés par géodésie de part et d'autre de la section centrale.

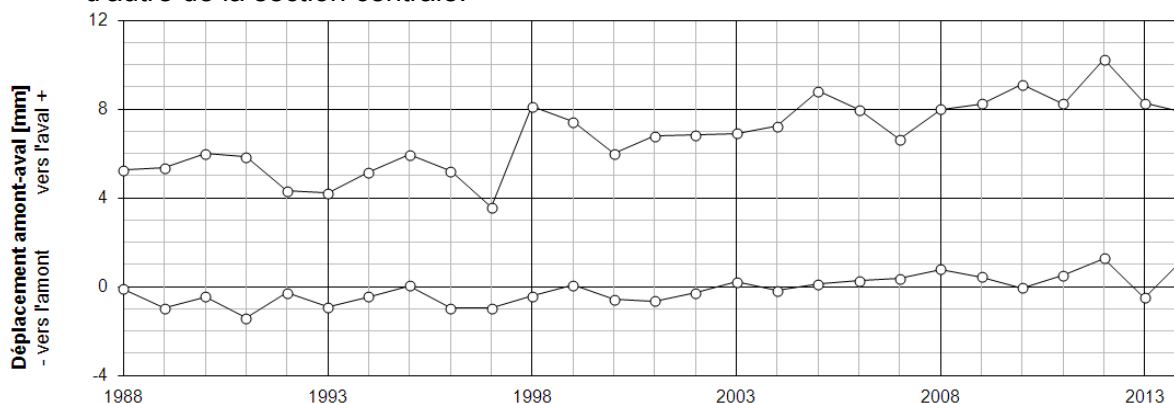


Figure 59: Déplacements extrêmes (min. et max.) amont-aval du pendule central.

Par contre, les mesures de nivellement du couronnement de l'ouvrage font apparaître un déplacement vertical vers le haut.

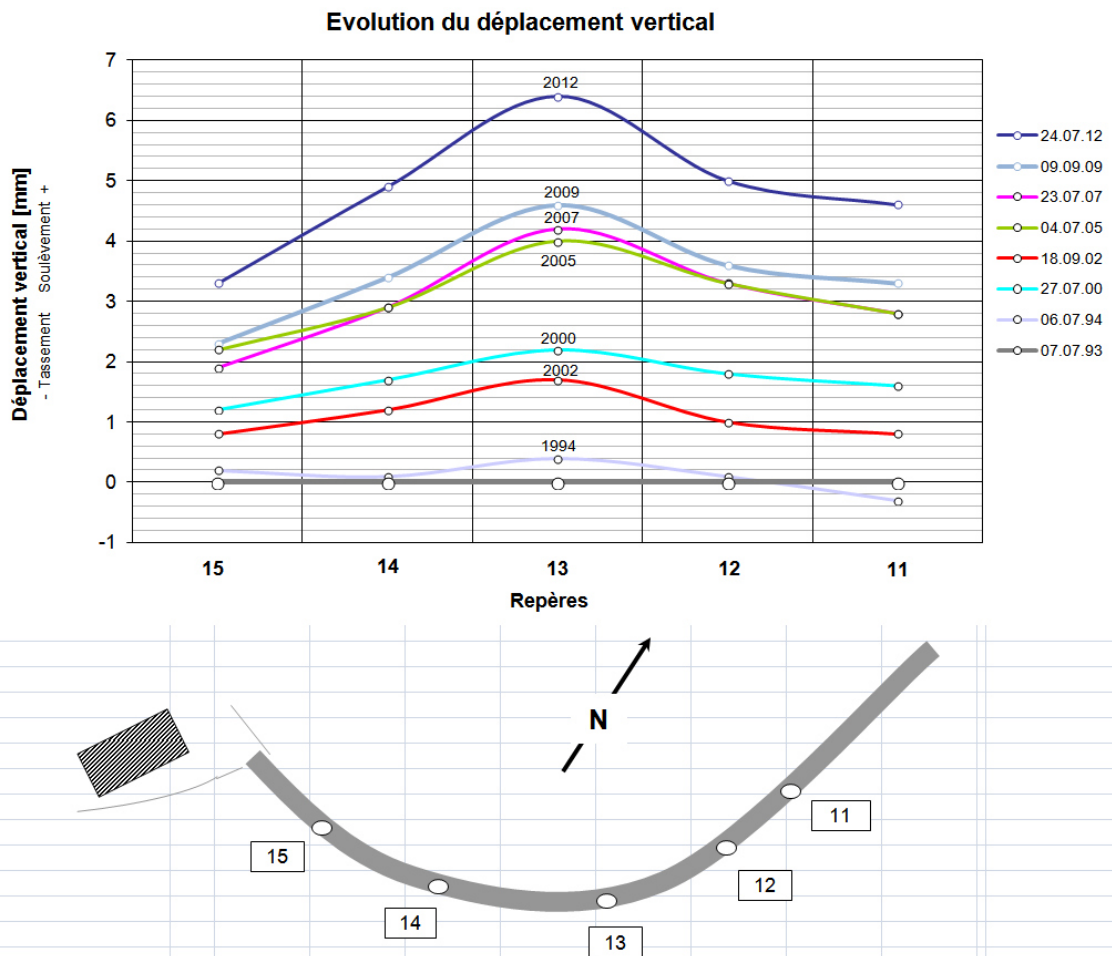


Figure 60: Une évolution quasi linéaire des mouvements des différents points de nivellement permet d'estimer le taux de déplacement rapporté à la hauteur maximale de l'ouvrage à 10.3 $\mu\text{m}/\text{m}/\text{an}$.

5.2.3 Identification de la RAG

De tels déplacements font soupçonner une réaction de gonflement interne du béton. Il y a également lieu de signaler que certaines structures annexes de l'ouvrage montrent des états de surface typique de la réaction alcali-granulats (fissuration en faïençage).

Des investigations avec prélèvement d'échantillons et tests en laboratoire sont en cours afin de confirmer la présence de la RAG.

Par ailleurs, des simulations numériques utilisant l'analogie avec la dilatation thermique ont été entreprises. Cette approche n'a pas permis de reproduire parfaitement les comportements observés: déplacements observés amont-aval minimes au centre et déplacements verticaux notables, alors que les résultats numériques montraient des déplacements similaires dans les directions verticale et horizontale. Une analogie thermique de l'effet de la RAG pour reproduire l'état de déformation est acceptable quand l'anisotropie de l'état de contrainte n'est pas trop marquée.

5.3 Centrale de pompage-turbinage de Veytaux

La centrale de Veytaux fait partie de l'aménagement Hongrin-Léman. L'augmentation de puissance de l'aménagement est en cours de finalisation.

La centrale de Veytaux a été achevée en 1971. Certaines parties de la centrale sont constamment immergées, comme les canaux de fuite ou les fosses de pompage. C'est dans ces parties que des états de surface typiques de la RAG ont été identifiés vingt à trente ans après la mise en service. Une campagne systématique de relevés a été entreprise au début des années 2000, accompagnée de prise d'échantillons et de tests.



Figure 61: Etat de surface de certaines parois de parties immergées de la centrale.

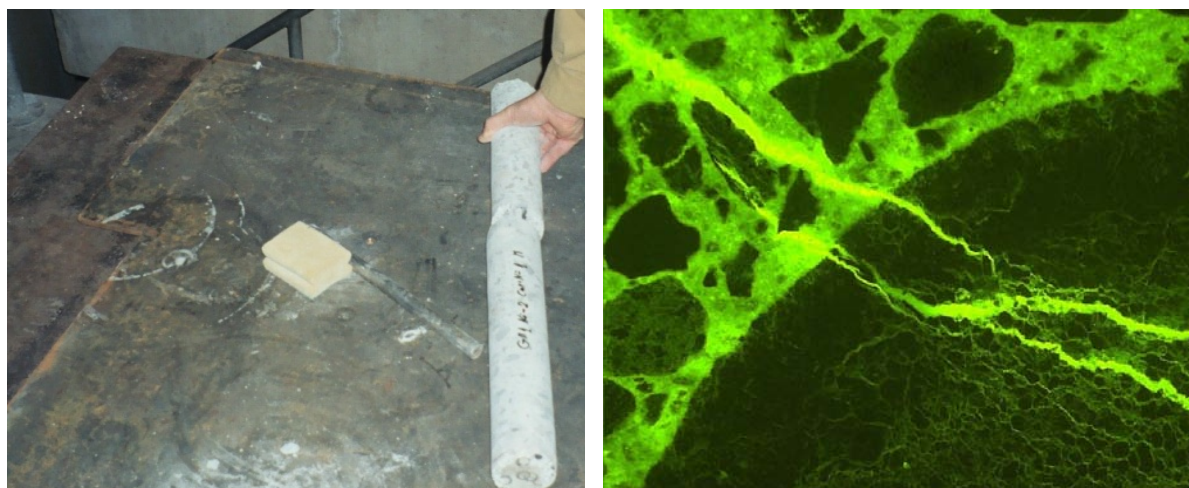


Figure 62: Prélèvement d'échantillons - analyse microscopique.

Outre des analyses minéralogiques et microscopiques, des essais accélérés de gonflement des bétons ont été effectués. Ces essais avaient pour but de confirmer la présence de la RAG, de qualifier l'état d'avancement de la réaction et d'estimer le gonflement potentiel résiduel.

De plus, compte tenu de l'influence de l'humidité et de la température sur le gonflement dû à la RAG, des mesures continues de température et d'humidité relative ont été faites

durant plusieurs années, en parallèle à des mesures par fil Invar de déformation de certaines structures internes de la centrale.

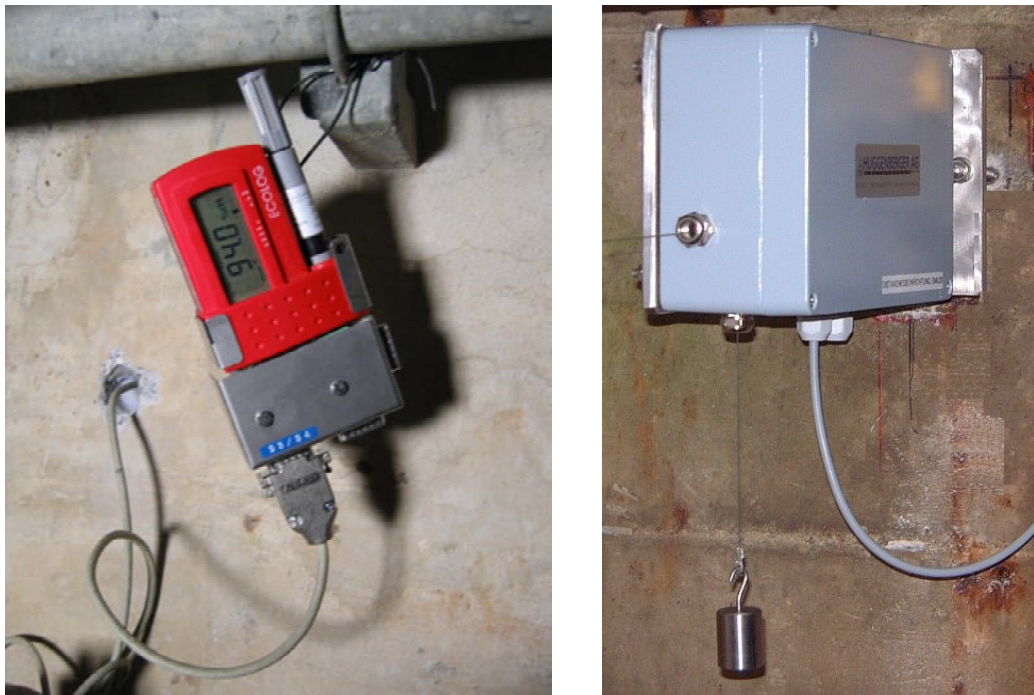


Figure 63: Mesures continues de température et d'humidité relative – mesures de déformation par fil Invar.

La collection de données thermiques et hydriques ainsi que les résultats d'analyse des échantillons ont ensuite permis de modéliser les déformations passées et futures des blocs de la centrale, après calibrage adéquat d'un modèle chémo-mécanique (voir [19] et [20]).

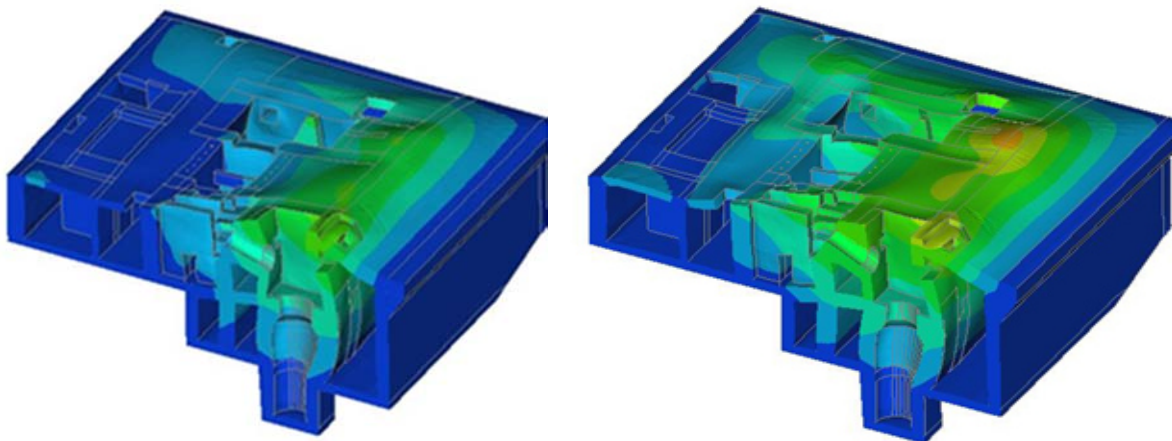


Figure 64: Déformation du bloc 1 de la centrale en 2014 et en 2070.

C'est sur la base des résultats obtenus que le détensionnement des équipements hydromécaniques du répartiteur et des conduites des groupes a été effectué en 2014.

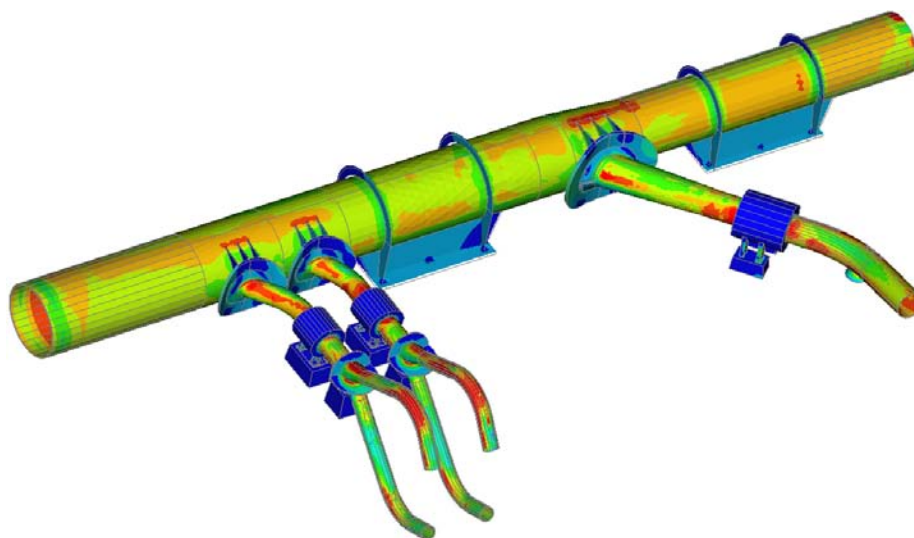


Figure 65: Etat de contrainte du répartiteur et des conduites du groupe 1 calculé à partir des déformations engendrées par la RAG.

5.4 Conclusions relatives au diagnostic

En règle générale, la mise en évidence de déplacements irréversibles de l'ouvrage non imputables à d'autres causes, liées par exemple au comportement de la fondation, est le premier indicateur conduisant à avoir une suspicion de phénomène de gonflement interne du béton. L'observation de faïençage ou l'apparition d'une fissuration importante n'a en général lieu qu'après que des déplacements irréversibles ont été détectés. Ceci confirme bien la nécessité d'une surveillance rigoureuse et par des moyens adaptés des déplacements des barrages. La redondance des moyens de surveillance, par exemple par des pendules et des mesures géodésiques, est également un gage de qualité du suivi. Les prises d'échantillons et les analyses pétrographiques ne s'imposent que par la suite, pour confirmer ou infirmer la suspicion de RAG.

6 Exemples d'interventions

6.1 Introduction

La gestion d'actifs hydrauliques a pour buts de développer et de maintenir des aménagements hydroélectriques qui soient sûrs, durablement performants et créateurs de valeur. La création de valeur ne peut que s'inscrire dans une logique de satisfaction de l'ensemble des exigences légales, réglementaires et environnementales associées à l'exploitation des actifs sans compromis pour la sécurité des exploitants, des tiers, des biens et la protection de l'environnement. Le gestionnaire d'actifs doit être un stratège, capable de proposer à ses partenaires et clients des scénarios de décision permettant un arbitrage entre des objectifs pouvant apparaître comme contradictoires: rentabilité financière à court terme, haut niveau de disponibilité, pérennité à long terme des actifs, garantie de sécurité, minimisation du coût du cycle de vie.

6.2 Barrage de Sera

6.2.1 Description générale de l'ouvrage

Le "premier" barrage-voûte de Sera près de Gondo dans le Zwischbergental, mis en service en 1952, permet de créer un bassin de compensation d'une capacité de 175'000 m³. La retenue assure une régulation journalière des débits utilisés par la centrale de Gondo, propriété des Entreprises Electriques du Simplon (EES).

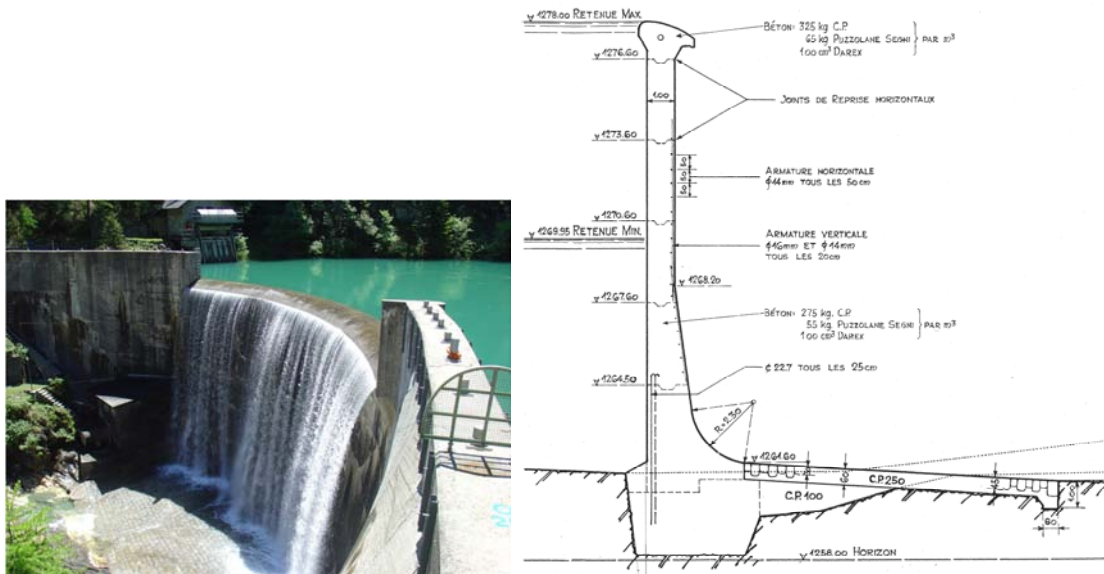


Figure 66: Barrage de Sera – coupe verticale à la clé

Hauteur:	20 m
Longueur du couronnement:	75 m
Volume de béton:	2'300 m ³
Altitude du couronnement:	1280.4 msm

6.2.2 Comportement et exploitation de l'ouvrage

Depuis sa mise en service en 1952, la surveillance du comportement du barrage fut essentiellement effectuée à l'aide de mesures géodésiques et de nivellement. Le béton



du barrage de Sera, affecté par une réaction alcali-granulats conduisant au gonflement du béton, entraîna une déformation irréversible vers l'amont, accompagnée d'un soulèvement du barrage et d'une fissuration diffuse. Les mesures ont mis en évidence une déformation irréversible progressive vers l'amont ainsi que le soulèvement du barrage. Le déplacement maximal vers l'amont de l'ordre de 60 mm, bien supérieur aux effets saisonniers, a conduit à l'apparition de plusieurs fissures structurales sur le parement aval, en correspondance des reprises de bétonnage et au droit du périmètre de la fondation.

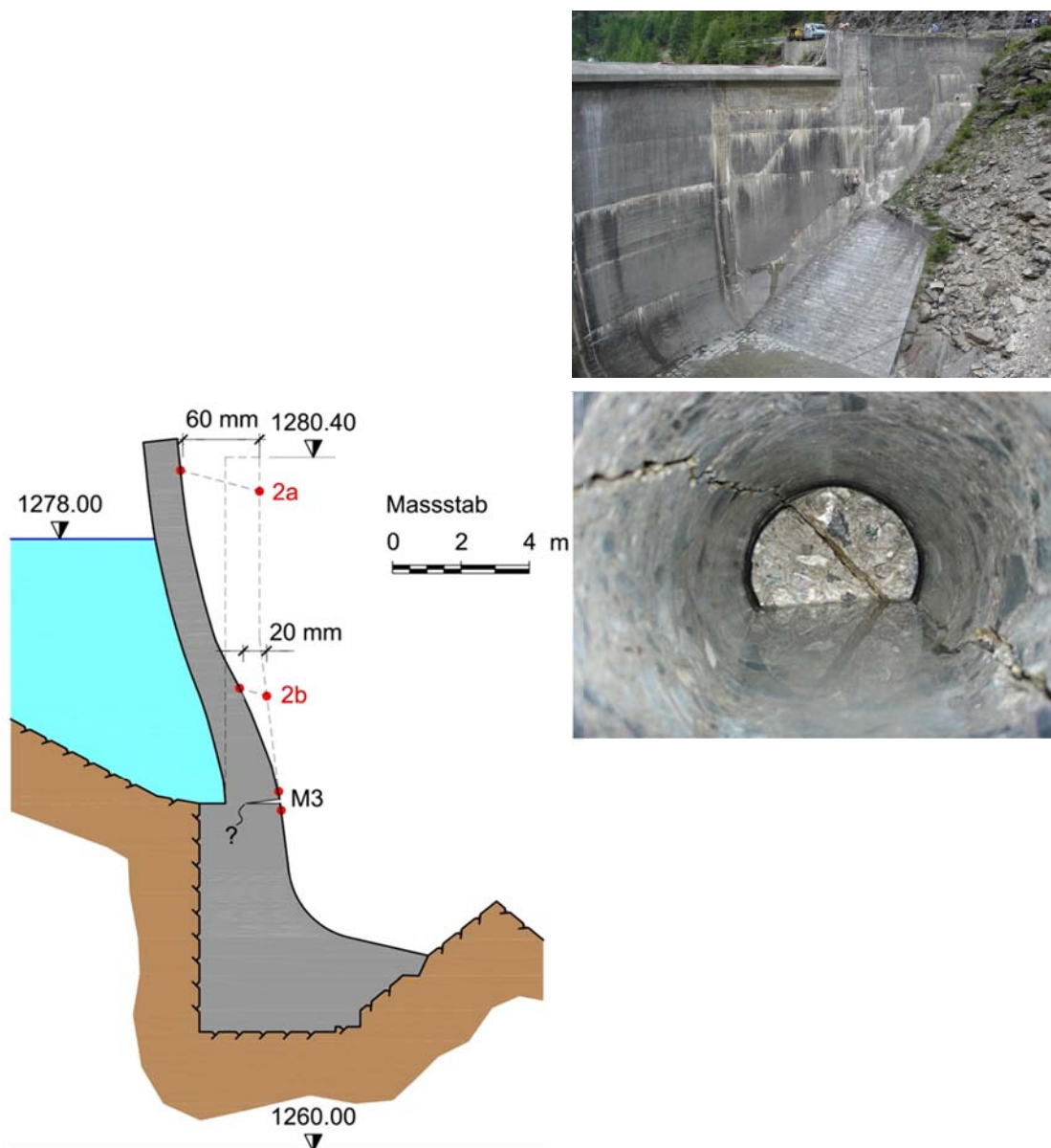


Figure 67: Déplacement amont et vertical des cibles de la clé – fissure du pied.

Sur la base de ce constat, EES entreprit en 2006 l'évaluation de l'état du barrage et de son aptitude au service. Les résultats et conclusions des études mirent en évidence une détérioration progressive des conditions d'utilisation et de sécurité de l'ouvrage. Toutefois, moyennant un confortement provisoire et une adaptation des consignes d'exploitation, les conditions d'utilisation du barrage restèrent satisfaisantes à court

terme. Des travaux de confortement provisoire, consistant essentiellement en la mise en place de tirants d'ancrages verticaux depuis le couronnement du barrage, furent réalisés en automne 2006.

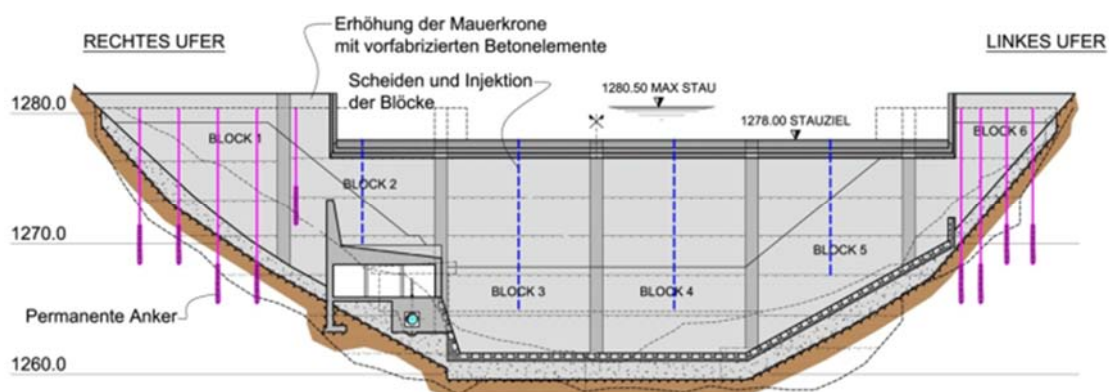


Figure 68: Confortement provisoire – mise en place de tirants d'ancrages verticaux.

L'expertise recommanda de procéder à un confortement définitif du barrage pour la période 2008/2009. En décembre 2006, EES lança le projet d'assainissement définitif de l'ouvrage.

6.2.3 Assainissement

Trois variantes furent proposées. La première consistait en un assainissement du barrage visant à recréer par injection le monolithisme de l'ouvrage, cette mesure s'accompagnant d'une auscultation renforcée. La deuxième variante prévoyait la reconstruction d'un nouveau barrage sur la fondation existante, cette dernière devant être frettée et adaptée afin de permettre la prise en considération d'un gonflement futur au niveau du joint entre le barrage et sa fondation.

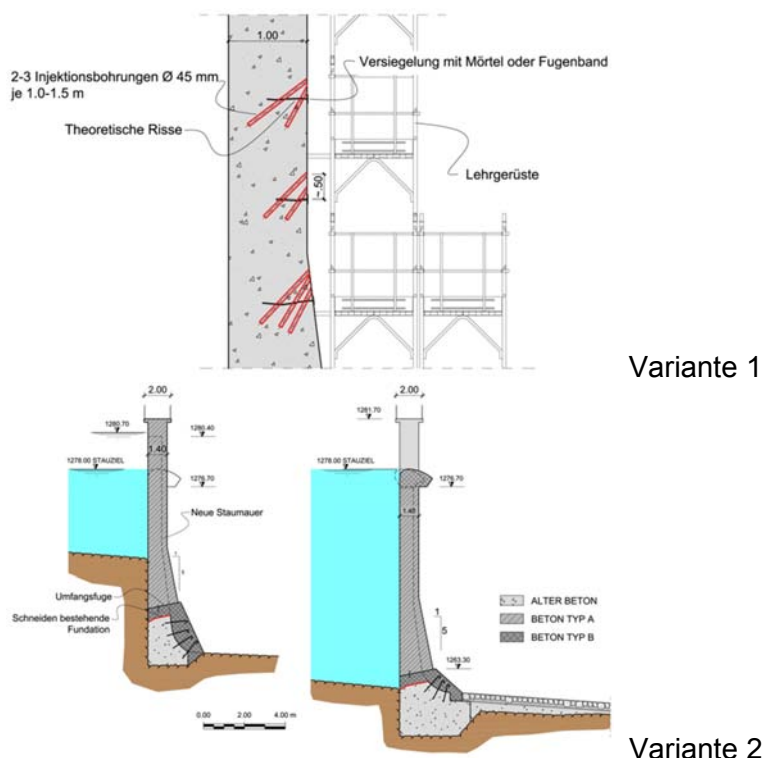


Figure 69: Variantes d'assainissement.

La solution de réhabilitation retenue a consisté à réaliser un nouveau barrage à l'aval de l'ancien barrage. Plusieurs configurations et emplacements du nouveau barrage à l'aval de l'ancien ont été analysés. En effet, si en rive gauche la réalisation d'un nouvel appui du barrage situé quelques mètres à l'aval de l'ancien ne pose pas de difficultés, la topographie fuyante de la rive droite se montre moins favorable.

Le nouveau barrage a été réalisé entièrement à l'aval de l'ancien ouvrage. Dans le but d'éviter de positionner les fondations de la rive droite dans une zone défavorable (avec des angles d'incidence très faibles et une pente très raide), le nouveau barrage intercepte partiellement l'ancien ouvrage. Avant sa construction, une démolition partielle du pied aval de l'ancien barrage a été nécessaire.

Compte tenu de la construction d'une nouvelle fondation, il a été possible de choisir une nouvelle géométrie plus favorable que celle de l'ancien ouvrage. D'un point de vue structurel, le barrage de Sera s'apparente à un barrage-voûte à double courbure. Sa forme est optimisée de façon à éviter un renforcement par des armatures.

La géométrie finale résulte d'un compromis entre plusieurs exigences:

- Un espace restreint, par la présence de l'ancien barrage à l'amont et d'une micro falaise à l'aval, avec une chute de 10 m du lit du cours d'eau;
- La topographie fuyante en rive droite, qui réduit sensiblement l'angle d'incidence de l'appui des arcs sur le rocher.

Les arcs du nouveau barrage, dont l'axe est incliné de 7 degrés dans le sens horaire par rapport à l'axe de l'ancien ouvrage, sont elliptiques de façon à ce que leur courbure varie graduellement du centre vers les appuis.

Le couronnement du nouveau barrage a été surélevé de 1.30 m par rapport à l'ancien barrage, atteignant la cote de 1'281.70 msm. Cette surélévation était nécessaire, afin de garantir une sécurité suffisante en cas de crue. Le niveau normal de la retenue 1'278 msm demeure inchangé par rapport à l'ancien ouvrage. La partie déversante est équipée d'une passerelle de largeur de 2.0 m permettant de relier facilement les deux rives du barrage.

Le barrage est composé de six blocs indépendants de longueurs variables entre 12.0 et 16.5 m. La structure est rendue monolithique par des injections de clavage des joints entre les blocs.

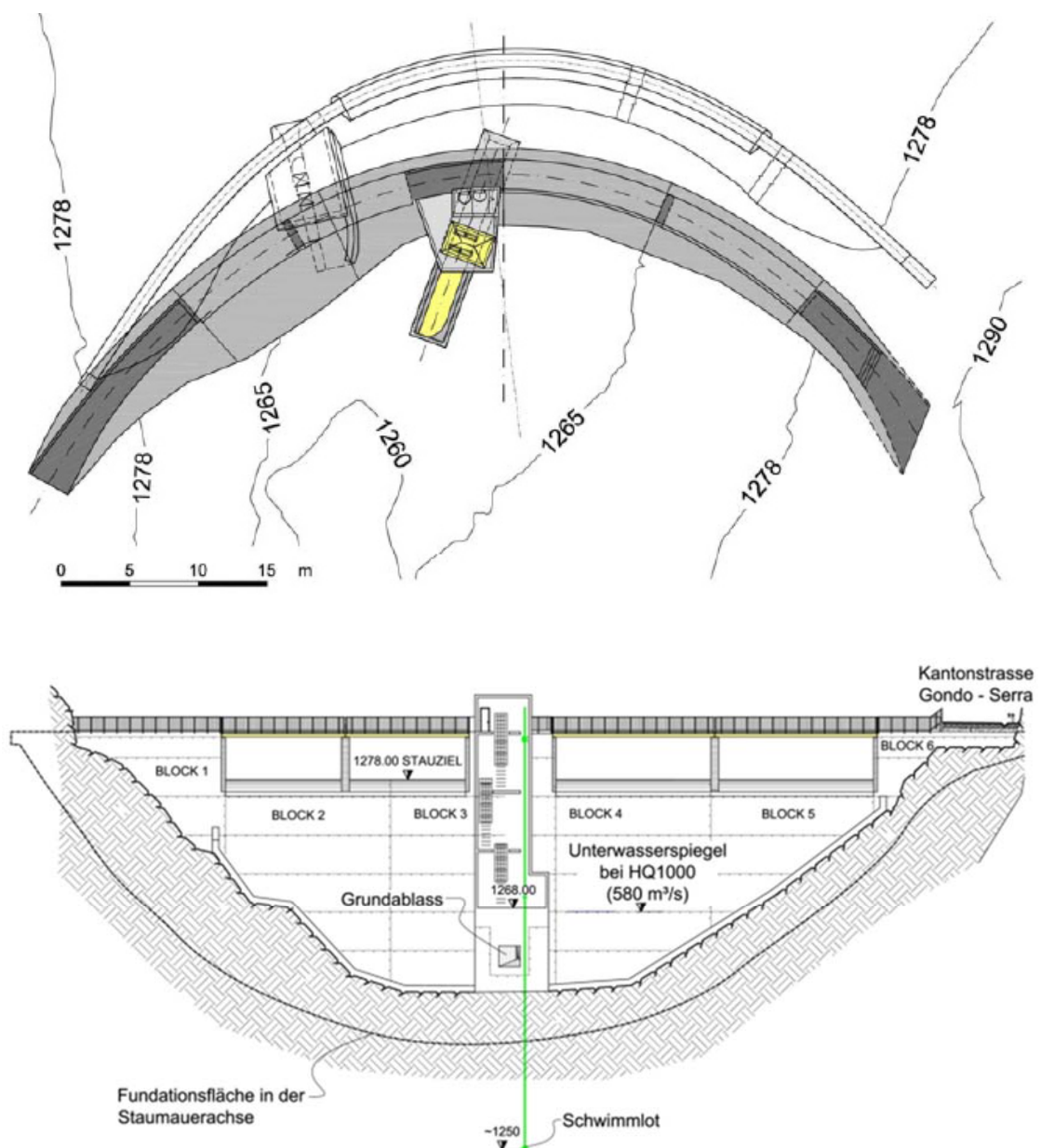


Figure 70: Vue en plan et élévation du nouveau barrage de Sera.

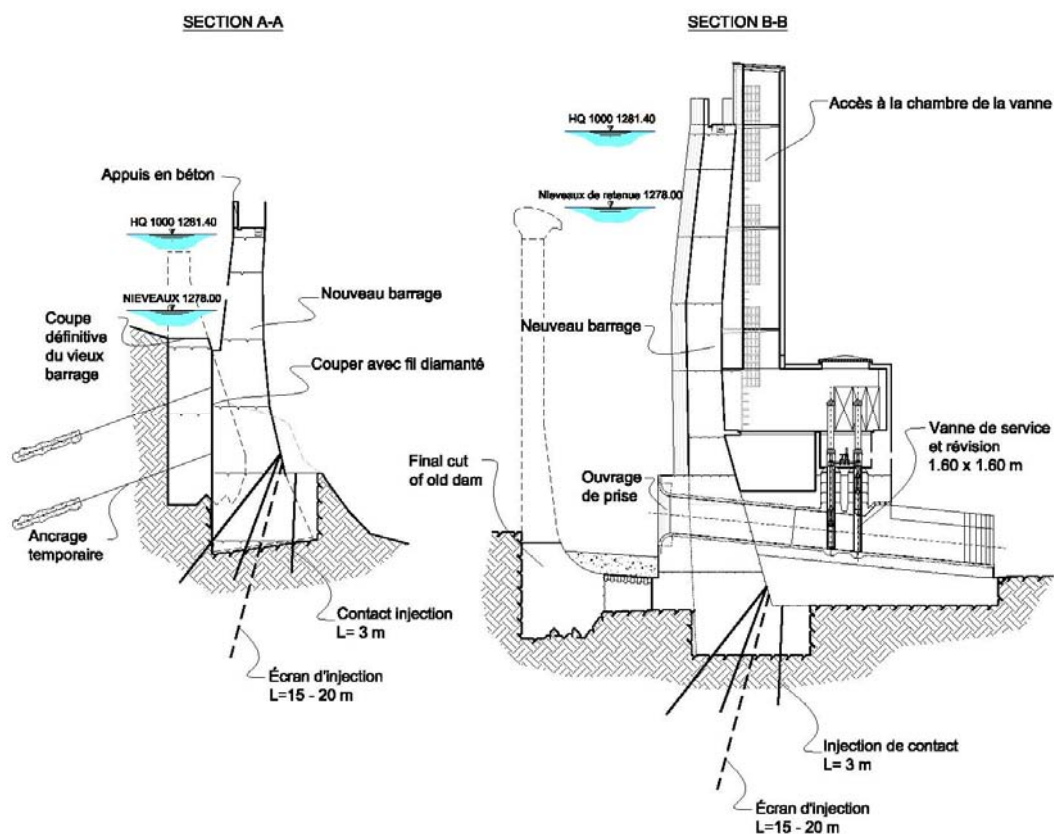


Figure 71: Coupe centrale du nouveau barrage de Sera.



Figure 72: Travaux de construction du nouveau barrage de Sera, situé juste à l'aval de l'ancien.



Figure 73: Démolition du 1^{er} barrage et vue aval du nouveau barrage de Sera.

6.3 Barrage de Salanfe

6.3.1 Description générale de l'ouvrage

Le barrage de Salanfe se situe à 1'925 msm sur le flanc sud des Dents du Midi, en Valais (CH). Le barrage est de type barrage-poids. En plan, l'ouvrage se décompose en quatre parties rectilignes: une partie centrale de 260.65 m de long, une aile droite en deux tronçons de 72.5 m et 76 m et une aile gauche de 189.50 m.

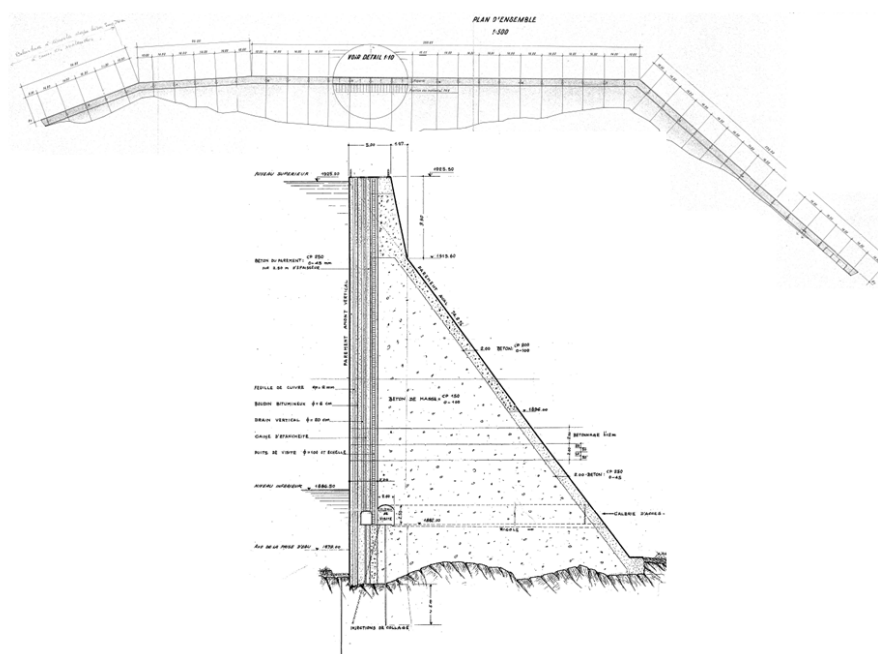


Figure 74: Vue en plan générale et coupe verticale type du barrage de Salanfe.

- Nombre de blocs 41
- Largeur des blocs entre 13 et 20 m
- Hauteur maximale sur fondation 52 m
- Cote du couronnement 1'925.50 m
- Longueur totale du couronnement 598.65 m
- Epaisseur au couronnement 5.00 m

6.3.2 Comportement observé

Les mesures de pendule réalisées dès la fin de la construction du barrage montrent un déplacement du couronnement de l'ouvrage vers l'amont, ce déplacement étant de plus en plus marqué depuis les années 1970. Afin d'affiner la compréhension des déplacements du barrage, des pendules supplémentaires ont été installés en 1993-1994 et en 2007, entre autres instrumentations. Les mesures de nivellement du couronnement ont

également montré un soulèvement progressif de la structure. De plus, les inspections visuelles du barrage ont mis en évidence l'apparition de fissures, notamment dans les plots d'angle en rive gauche et rive droite de l'ouvrage et horizontalement dans les cinq premiers mètres sous le couronnement. Un faïençage du béton du couronnement est également apparu. Ces indices ont laissé suspecter déjà avant les années 2000 que le barrage de Salanfe était atteint par un processus de gonflement du béton lié à la réaction alcali-granulats.

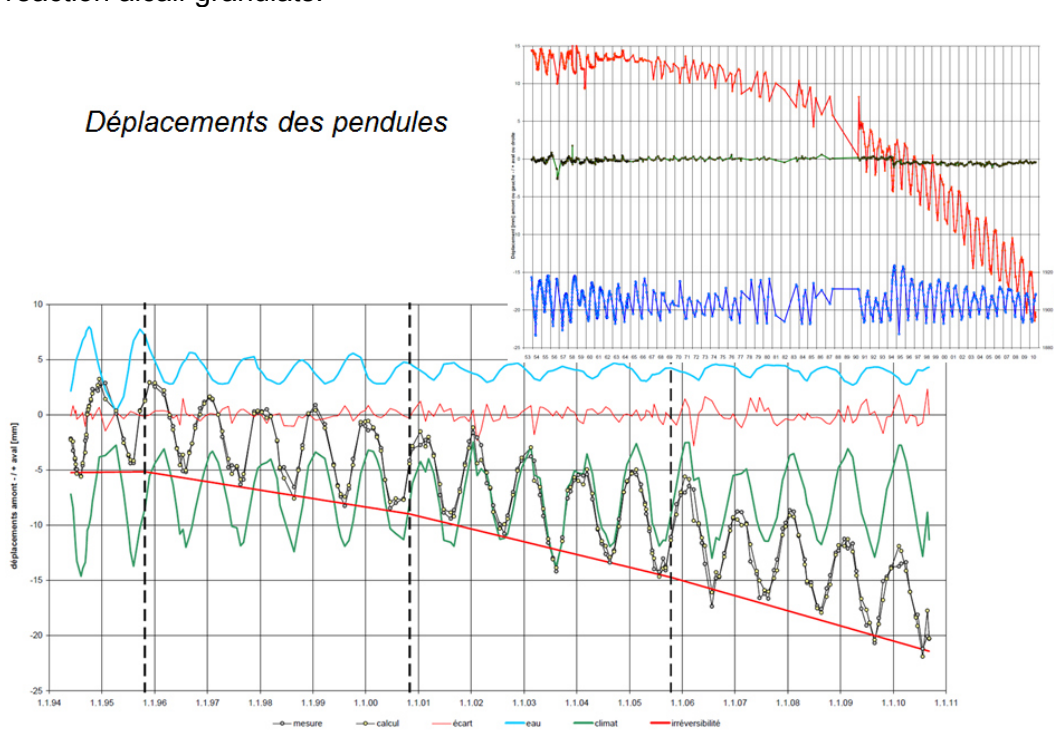


Figure 75: Déplacements transversaux et longitudinaux. Analyse statistique du comportement du pendule.

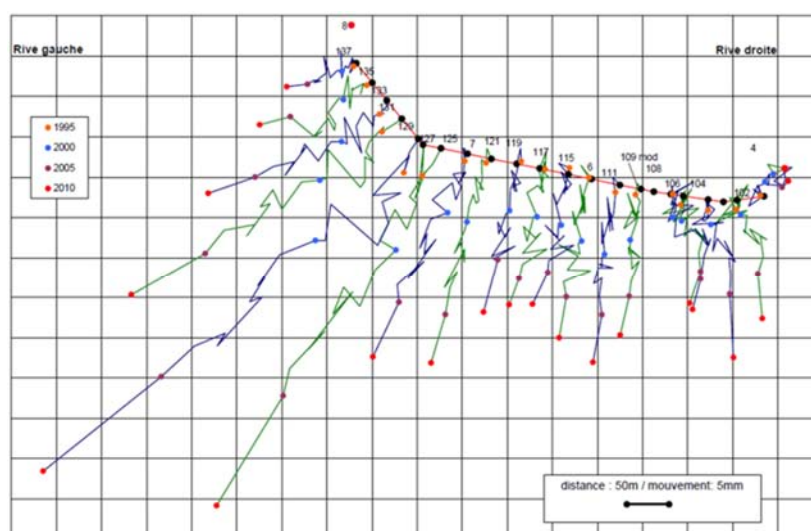


Figure 76: Déplacements planimétriques du couronnement mesurés par géodésie.



6.3.3 Investigations, diagnostic des bétons – Conclusions

Plusieurs campagnes de prélèvement d'échantillons et d'analyse de ceux-ci ont été entreprises afin:

- d'identifier les causes du gonflement des bétons de l'ouvrage
- de vérifier les propriétés mécaniques des bétons et l'effet de la dégradation
- de caractériser l'état de la réaction et son potentiel de développement
- de définir des mesures d'auscultation complémentaires.

Les investigations ont mis en évidence le développement d'une réaction alcali-granulats, la présence de nombreuses microfissures au sein de la pâte de ciment et des interfaces entre le liant et les granulats.

Le diagnostic étant avéré, le potentiel d'expansion résiduelle des bétons de l'ouvrage a été évalué. In fine, une distinction entre les deux bétons (parement et masse) en leur attribuant des comportements différents vis-à-vis de la RAG, avec une cinétique de réaction différente ou des potentiels finaux d'expansion et de dégradation différents ne s'est pas imposée. D'après les observations visuelles, les mesures de déplacement des pendules sur 60 ans et les essais sur échantillons du barrage, la réaction alcali-granulats est active et le potentiel de réaction est encore bien présent. La grande hétérogénéité des résultats obtenus est attribuable aux différents bétons et à une dispersion de l'activité de gonflement.

6.3.4 Principes d'assainissement

Le gonflement du béton engendré par la réaction alcali-granulats conduit à une détérioration importante des propriétés structurales et mécaniques de l'ouvrage et provoque des fissures et des déformations irréversibles du barrage. Afin de limiter ces effets négatifs, il a été prévu de relaxer le béton par l'exécution de sciages verticaux orientés dans la direction amont-aval. Bien que n'étant pas définitive, cette méthode est la seule qui puisse prolonger la durée de vie de l'ouvrage. Compte tenu de la complexité des phénomènes en jeu, ceux-ci faisant intervenir non seulement les propriétés mécaniques des matériaux, mais également leur comportement physico-chimique, l'endommagement des matériaux et le fluage, il est apparu nécessaire de recourir à une modélisation détaillée des différents phénomènes. Il a été convenu de réaliser une campagne d'essais de sciage une année avant les travaux principaux, non seulement pour valider les procédures d'exécution, de sécurité et de protection de l'environnement, mais aussi pour caler certains paramètres du modèle numérique.



Figure 77: Galerie de pied – fissuration.

6.3.5 Modélisation

La modélisation numérique du comportement passé et futur (après sciage) a eu pour but de:

- comprendre le comportement du barrage
- estimer les effets futurs du gonflement dans les configurations sans et avec sciages
- définir les paramètres en jeu et leur sensibilité
- définir les différentes caractéristiques de l'intervention
- fournir un support à la décision quant à la stratégie d'assainissement.

Lois de comportement:

Le modèle se base sur les travaux entrepris au LCPC (IFSTTAR) qui, intégrant une loi de la cinétique du gonflement de type sigmoïde, inclut des paramètres thermo-hydriques du béton. Le gonflement du béton tient compte de la contrainte moyenne et du déviateur des contraintes afin de déterminer l'expansion chimique dans chacune des directions de l'espace. Des développements spécifiques ont été réalisés. Ainsi, afin de prendre en compte l'ensemble du comportement à long terme des ouvrages, particulièrement ceux subissant d'importantes charges permanentes comme les barrages, il était nécessaire de considérer les déformations différées du matériau, à savoir les effets du fluage, ainsi que leurs interactions avec le développement des phénomènes de gonflement et leurs effets mécaniques. De plus, afin de modéliser les effets du sciage, il convenait de modéliser ces interventions en développant des éléments de contact simulant l'épaisseur du sciage. Enfin, pour considérer la dégradation du module d'élasticité avec l'avancement de la réaction, une variable d'endommagement indexée sur l'expansion induite par la RAG fut introduite [21].



La déformation totale est définie par:

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

– Déformation élastique:

$$\varepsilon_e$$

– Déformation due au fluage:

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

– Déformation due à la RAG:

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

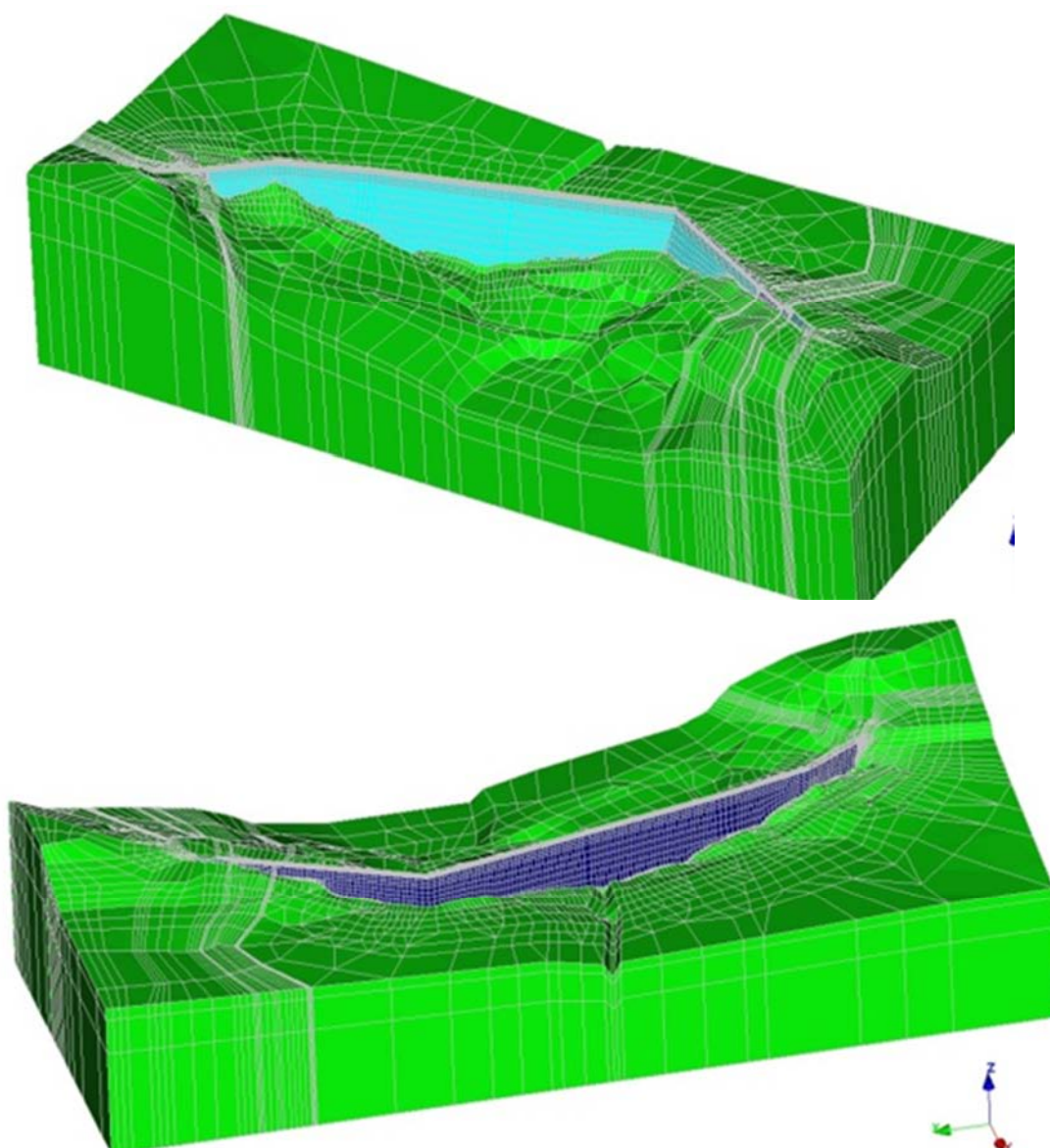


Figure 78: Modélisation.

6.3.6 Campagne d'essais 2012

Les travaux de sciage envisagés n'étant pas des travaux entrepris couramment, une campagne d'essai a été lancée en été 2012 avec pour but:

- d'identifier les difficultés et les risques
- de définir les méthodes d'exécution
- de vérifier le comportement du barrage après les premiers sciages
- de valider la modélisation
- de confirmer la stratégie.

Les essais de sciage ont été réalisés selon trois plans verticaux et réalisés de bas en haut, un forage horizontal ayant été réalisé préalablement. L'épaisseur des trois sciages était de 15 mm, sur une hauteur de 16 m. Cette campagne d'essais, effectuée en 2012, a permis non seulement à l'ingénieur de caler son modèle numérique, mais aussi à l'entrepreneur de tester ses méthodes et son matériel. Suite à cette campagne, les travaux de sciage principaux ont été réalisés en 2013 (voir [22] et [23]). Les travaux annexes (réfection du couronnement, bâtiment de la vidange de fond, etc.) ont en partie été terminés en 2014.

6.3.7 Travaux 2013–2014

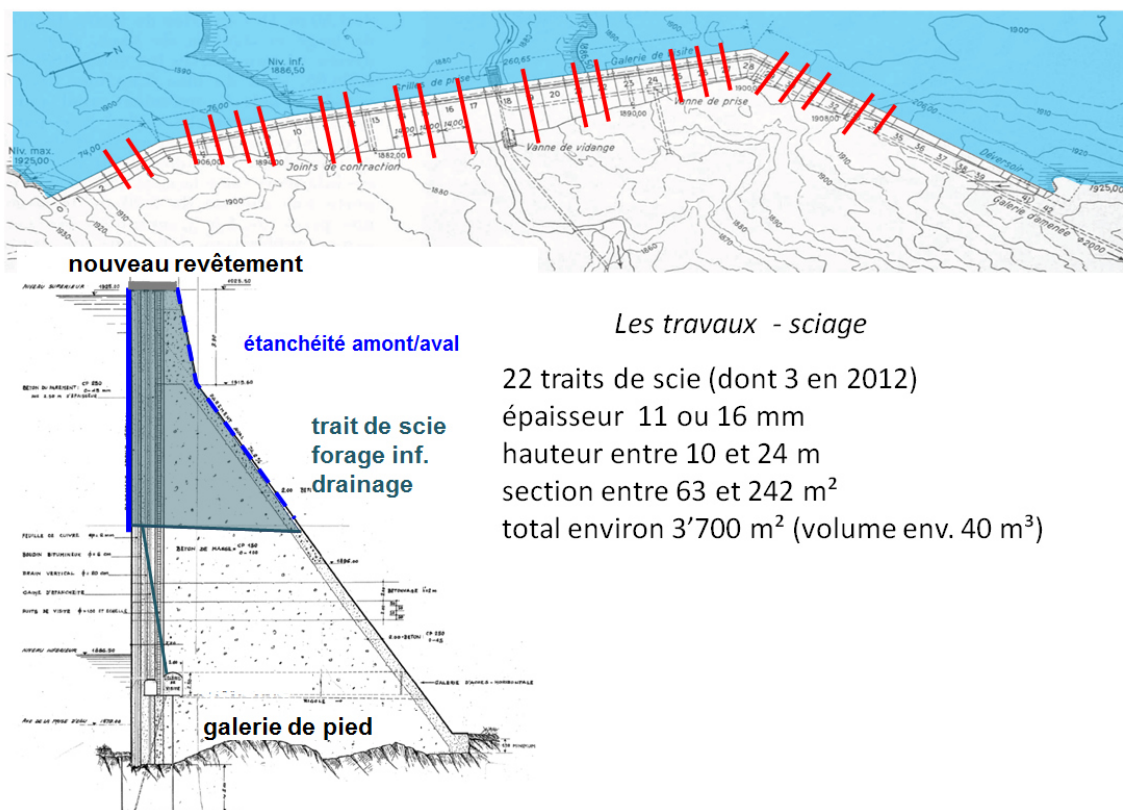


Figure 79: Vue en plan des traits de sciage – coupe type.



Ainsi, les travaux entrepris sur le barrage ne se limitent pas uniquement au sciage et ont porté sur:

- la réalisation de 21 traits de scie (dont deux approfondissements de coupes de la campagne d'essais 2012);
- la mise en place d'étanchéités à l'amont et à l'aval;
- le carottage de forages de drainage derrière l'étanchéité amont depuis les galeries horizontales;
- la réfection du couronnement du barrage (incluant la pose d'une nouvelle barrière conforme aux normes en vigueur);
- la démolition et construction d'un nouveau bâtiment de couverture du puits de la vidange de fond.



Figure 80: Travaux de sciage.



Figure 81: Préparation et pose de l'étanchéité amont.



7 Pronostic de développement en Suisse

7.1 Généralités

De manière générale tout barrage qui met en évidence un comportement non réversible doit faire l'objet d'une attention particulière afin d'en identifier les raisons. La **Figure 82** illustre le déroulement typique du suivi de la problématique d'un barrage affecté par le gonflement du béton.

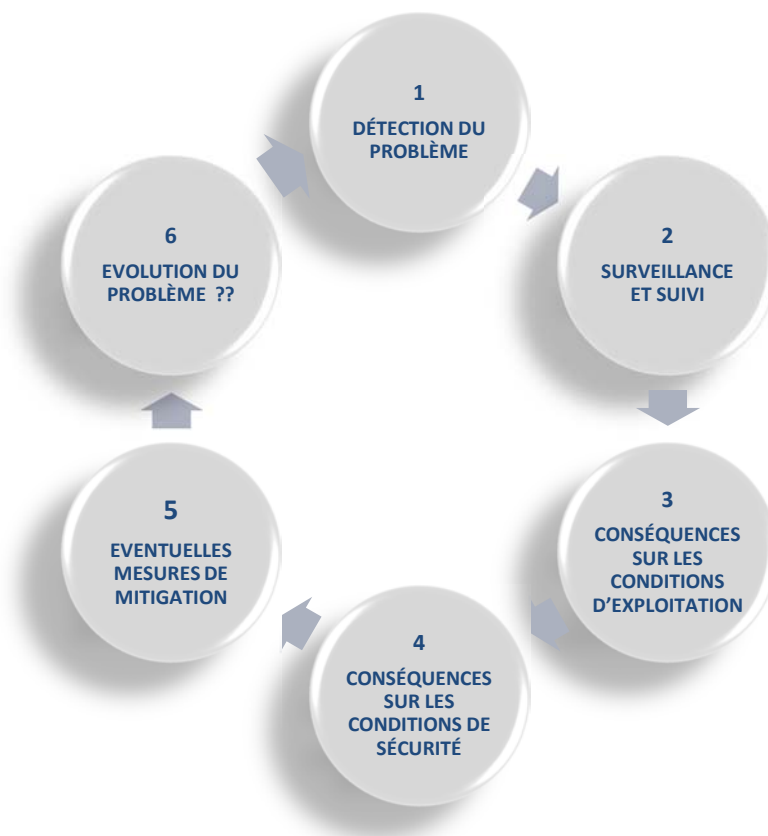


Figure 82: Suivi typique d'un barrage affecté par le gonflement du béton.

De manière générale, il est possible de distinguer les six étapes principales suivantes:

- Etape 1: Détection du problème.

Presque sans exceptions, la détection initiale ou le soupçon d'un phénomène de gonflement du béton sont liés à la mise en évidence de déformations non réversibles. Il est toutefois important de souligner que les causes des déformations non réversibles peuvent être multiples et très diverses. Pour cette raison, une analyse très soignée des mesures de surveillance du barrage est nécessaire, afin de pouvoir identifier les causes du comportement non réversible de l'ouvrage. Fréquemment, la conclusion concernant la présence d'un phénomène de gonflement du béton résulte après avoir exclu d'autres causes, telles que: instabilité des rives, mouvements au niveau de la fondation, etc.

- Etape 2: Surveillance et suivi.

Si les analyses des mesures d'auscultation et l'observation du barrage semblent

indiquer un phénomène d'expansion, il est généralement nécessaire de consolider cette hypothèse avec des mesures complémentaires permettant d'en cerner les caractéristiques essentielles. Il s'agit donc à ce moment d'identifier les mesures d'auscultation complémentaires et les investigations spécifiques qui permettent de quantifier le phénomène de gonflement du béton.

– Etape 3: Conséquences sur les conditions d'exploitation.

Une fois que les raisons du comportement non réversible du barrage sont bien établies et étudiées, il est possible de dresser quelques hypothèses concernant son évolution à court et moyen terme, ceci notamment pour ce qui concerne les déformations non réversibles. Sur la base du comportement passé, il est en général possible d'estimer la progression des déformations non réversibles sur une période indicative de cinq à quinze ans. Ce développement a en premier lieu des conséquences sur les conditions d'exploitation avant d'affecter la sécurité de l'ouvrage; il peut notamment affecter l'état de fissuration du béton, le fonctionnement d'organes mobiles, les infiltrations, etc. Une fois identifiées les conséquences sur l'ouvrage, il peut s'avérer opportun d'intensifier les contrôles spécifiques permettant un suivi détaillé de l'évolution de chaque aspect spécifique.

– Etape 4: Conséquences sur les conditions de sécurité.

Les conséquences de la progression du phénomène de gonflement sur les conditions de sécurité du barrage sont bien plus difficiles à établir. En effet, la sécurité dépend d'un grand nombre de facteurs et demande, entre autres, une modélisation des scénarios de rupture (partielle ou totale) du barrage et/ou des ouvrages annexes. Un problème de sécurité peut avoir une multitude d'origines (structurelle, hydraulique, mécanique, etc.). La détermination de l'état des contraintes dans un barrage sujet au gonflement reste relativement incertaine; la modélisation des scénarios de rupture l'est encore plus, notamment pour les barrages-voûtes. Si aux sollicitations statiques on ajoute les charges dynamiques, la complexité du problème augmente encore. L'évaluation de l'influence des phénomènes de gonflement sur les conditions de sécurité d'un barrage est donc une tâche qui ne peut être résolue uniquement par une approche analytique, mais qui demande également une sensibilité et une expérience spécifique aux barrages. Une évaluation essentiellement analytique des conditions de sécurité d'un barrage peut conduire à une appréciation partielle négligeant l'ensemble des éléments difficilement quantifiables de l'ouvrage, notamment lorsqu'il est soumis à des déformations non réversibles.

– Etape 5: Mesures de mitigation

A la suite des analyses précédentes, des mesures de mitigation des effets du gonflement peuvent être envisagées. Les raisons et objectifs de ces interventions peuvent être multiples, mais il est important de bien distinguer si les mesures visent à améliorer les conditions d'exploitation ou la sécurité du barrage. Ainsi qu'il a été qu'indiqué aux chapitres précédents, ces mesures peuvent être de nature très différente et dépendent essentiellement des caractéristiques de l'ouvrage.



Figure 83: Exemples de mesures de mitigation: a) protection par fibres de carbone; b) protection avec membrane PE.

- Etape 6: Suivi de l'évolution.

Sauf en cas de démolition et de reconstruction d'une partie ou de la totalité de l'ouvrage, les interventions agissent généralement sur les conséquences du gonflement, et seulement dans des situations exceptionnelles sur les causes. Les interventions de mitigation ont donc en général un caractère temporaire et leur efficacité se réduit progressivement.

7.2 Approche future de la problématique

L'analyse de la problématique de la RAG a connu des progrès importants, notamment pendant la dernière décennie. De très nombreuses recherches ont vu le jour, visant en premier lieu à mieux comprendre la chimie de la réaction et ses conséquences sur le béton. De très nombreux modèles ont été développés afin de pouvoir modéliser, entre autres, les déformations induites par l'expansion.

Malgré ces importants progrès, le problème est bien loin d'être maîtrisé de manière satisfaisante pour les exploitants. Ce dernier voudrait savoir **si, quand et comment** il doit intervenir sur un ouvrage affecté par le gonflement chimique du béton. Une réponse fiable à ces questions n'est actuellement pas possible, en particulier dans le moyen à long terme. Du point de vue pratique, les limites principales des approches actuelles peuvent être résumées de la façon suivante:

- Les essais de laboratoire actuels ne permettent pas une détection du phénomène, mais au mieux une confirmation de son potentiel.
- Les conséquences au niveau global sur un barrage sont généralement facilement identifiables. Bien plus complexe est par contre la détermination de l'état des parties non visibles. Il n'existe notamment pas de solution non destructive qui permette de détecter la présence de fissures en profondeur (épaisseurs supérieures à 50 cm environ). La détermination de l'état actuel de l'ouvrage peut s'avérer complexe.

- Les modèles numériques permettent de prévoir de manière satisfaisante les déformations futures du barrage. Une évaluation du développement de l'état des contraintes est par contre bien plus complexe et souvent impossible.

S'affranchir des limites importantes actuelles ne sera vraisemblablement pas possible à court terme. Toutefois les expériences acquises pendant la dernière décennie ont permis de dresser quelques recommandations afin d'améliorer dans le futur notre approche à cette problématique.

- En premier lieu, il est peu judicieux vouloir ignorer le problème. Cette attitude, moins commune de nos jours mais pas totalement disparue, est due en général à une certaine peur de l'inconnu. Les précautions prises dans le cadre de la présente étude témoignent de la réticence persistante d'une mise en commun des données disponibles. Un échange d'informations plus actif permettrait sans autre de mieux profiter des expériences acquises par les différents acteurs dans ce domaine.
- Sauf très rares exceptions, dans le milieu européen les phénomènes d'expansion du béton progressent lentement. Les ouvrages qui se caractérisent par des expansions annuelles supérieures à 25-30 $\mu\text{m}/\text{m}$ sont rares. Sauf cas particuliers, une dégradation de l'ouvrage n'est donc pas imminente, mais s'étale en général sur plusieurs décennies et de manière progressive. Le temps pour bien étudier les spécificités de chaque ouvrage est donc généralement disponible.
- L'expérience acquise pendant la dernière décennie, notamment dans la mise en place des mesures de mitigation, doit être prise en compte. De nombreux exemples existent de mesures qui n'ont pas permis d'atteindre le résultat escompté. La définition des interventions possibles ne peut surgir que de la combinaison d'analyses numériques et de la connaissance pratique. Le risque d'interventions non nécessaires ou prématurées n'est pas à sous-estimer.

7.3 Besoins de recherche et développement

Les indications précédentes mettent en évidence les progrès absolument nécessaires, afin de mieux faire face aux problèmes posés par les phénomènes de gonflement sur les barrages en béton. Afin de présenter un réel progrès pour les exploitants de ces ouvrages, les recherches et les développements devraient privilégier les axes principaux suivants:

- Meilleure connaissance du phénomène chimique et de l'influence des conditions environnantes. La recherche de solutions permettant d'inhiber la réaction doit être poursuivie. Toutefois seules les options économiquement viables sont d'un intérêt concret.
- Les progrès technologiques visant à une meilleure détermination de l'état du béton de masse en profondeur (fissuration, contraintes) sont essentielles pour toute considération fiable sur les conditions d'un ouvrage. Des progrès significatifs dans ce domaine représenteraient sans doute un bénéfice important pour une évaluation fiable de la sécurité d'un barrage.
- Les expériences acquises concernant l'efficacité de certaines interventions de mitigation sont actuellement très limitées et ponctuelles. Une analyse plus méthodique des différentes approches, par exemple des différentes interventions de surface dont l'évolution serait suivie pendant au moins dix ans sur différents ouvrages, pourrait contribuer à optimiser les interventions futures.
- Enfin tout progrès dans la modélisation numérique des phénomènes de



gonflement sera certainement bienvenu. Les efforts doivent cependant aller vers une modélisation fiable de l'état des contraintes et non seulement des déformations. Il est bien connu qu'un nombre infini de distributions de contraintes peuvent donner lieu aux mêmes déformations. La simple modélisation des déformations n'est donc de loin pas suffisante.

Enfin, ainsi qu'il a déjà été mentionné, la mise en commun sans réticence des nombreuses expériences acquises dans les différents pays et les différents ouvrages permettrait sans doute une meilleure approche de la problématique.

8 Conclusions

Les informations collectées par le Groupe de travail (GT) permettent d'estimer qu'entre 35% et 45% des 154 barrages en béton en Suisse montrent des déformations permanentes compatibles avec des phénomènes d'expansion du béton. Ce pourcentage est supérieur aux attentes initiales du GT et témoigne de l'importance du phénomène. Un comportement réversible d'un barrage en béton n'est donc pas la règle. A relever que seulement dans un tiers environ des barrages affectés par des déformations non réversibles, les essais en laboratoire confirment la présence d'un phénomène de gonflement du béton (réaction alcali-granulats RAG ou sulfatique ISA).

Il est toutefois essentiel de clairement distinguer entre les différentes situations qui peuvent affecter une structure. D'une part les vitesses d'expansion sont très variables, et de l'autre l'influence des déformations non réversibles sur les conditions d'exploitation et les conditions de sécurité dépendent de la géométrie du barrage, qui est bien sûr différente pour chaque ouvrage. On doit donc apprendre à vivre avec ce phénomène, qui ne signifie pas forcément la mise hors service du barrage à court ou moyen terme.

Une fois établie la présence d'un phénomène d'expansion, il est opportun d'en évaluer les conséquences sur l'ouvrage en distinguant clairement entre les aspects liés à l'exploitation et ceux influençant la sécurité du barrage. L'identification des éventuelles mesures de mitigation représente la phase suivante. Les exemples indiquent toutefois que ces interventions doivent être bien pondérées, afin de produire les effets escomptés sur l'ouvrage. Sauf la démolition et quelques autres exceptions très rares, toutes les autres mesures ne font que pallier les effets du gonflement du béton sur le comportement de l'ouvrage. Ces interventions ont donc en général un effet limité dans le temps et ne sont pas définitives.

L'expérience, non seulement en Suisse, a mis en évidence que l'évaluation du potentiel de gonflement résiduel du béton n'est pas d'une grande utilité pratique pour l'exploitant, car le problème est toujours présenté par l'ouvrage et non par le béton lui-même, qui en est juste la cause. L'ouvrage se verra détérioré à cause des déformations excessives bien avant qu'une dégradation des propriétés mécaniques du béton intervienne. En Suisse, on n'a pas pour l'instant connaissance de barrages dont les phénomènes de gonflement subissent un ralentissement.

Enfin pour ce qui concerne l'évolution future, il semble peu probable que le nombre de barrages affectés par un phénomène de gonflement augmente de manière significative. Par contre, les délais pour engager des interventions majeures sur quelques barrages importants se réduisent progressivement. Une meilleure connaissance du phénomène, notamment en ce qui concerne l'influence des conditions environnantes (ensoleillement, température, humidité) et les conséquences sur la distribution des tensions internes aux ouvrages, est certainement souhaitable, afin de pouvoir optimiser les interventions futures.



9 Littérature

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, 17th 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 2nd 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. Valloiton, 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. Valloiton, 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