

Angat Damm

Dammkörperverstärkung, 2016 - 2018



Referent: Stephen Moll, AFRY Schweiz AG

1 Beschreibung der Talsperre

Die Angat Stauanlage in den Philippinen, nördlich der Metropolregion Manila, ist eine Mehrzweckanlage zur Trinkwasserversorgung, Bewässerung, Hochwasserschutz und Energieerzeugung. Der Stausee mit einem Nutzvolumen von 850 Mio. m³ wird durch einen 131 m hohen Hauptdamm, einem 110 m hohen Nebendamm und einem etwa 20 m hohen Satteldamm aufgestaut. Die Dämme sind Steinschüttdämme mit zur Oberwasserseite geneigter Erdkerndichtung.

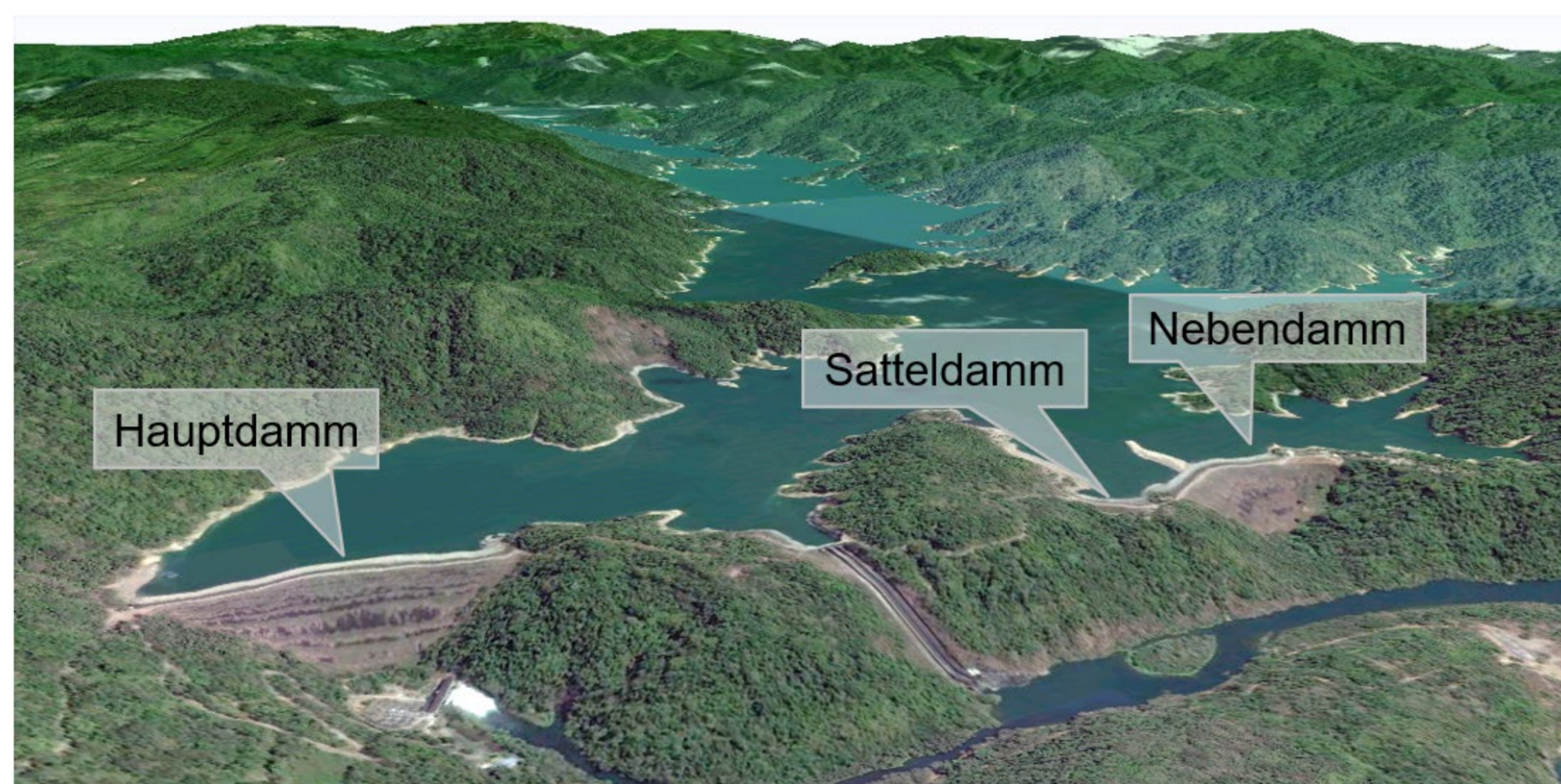


Abb. 1: Übersicht der Angat-Stauanlage vor der Sanierung

2 Problematik und Sanierungsmassnahmen

Die in der 1960er Jahren gebaute Angat Stauanlage befindet sich in einem hochseismischen Gebiet. Im Rahmen einer ausführlichen Sicherheitsprüfung der Anlage wurde festgestellt, dass die luftseitigen Böschungen der Dämme die heutigen Anforderungen an die Böschungsstabilität nicht erfüllen.

Die Erbebensicherheit der Dämme wurde, aufgrund der im Lastfall des maximal denkbaren Erdbebens (MCE) rechnerisch zu erwartenden dynamischen Verformungen, ebenfalls als unzureichend erachtet. Daher wurde an den Dämmen eine luftseitige Anschüttung mit Abflachung der Böschung projektiert und ausgeführt.

Durch die Anschüttung wurde die Böschung von ursprünglich 1(v) : 1.4 (h) auf 1(v) : 1.6 (h) abgeflacht. Zusätzlich wurde durch die Anschüttung die Breite der Dammkrone von ursprünglich 10.0 m auf 15.0 m erhöht.

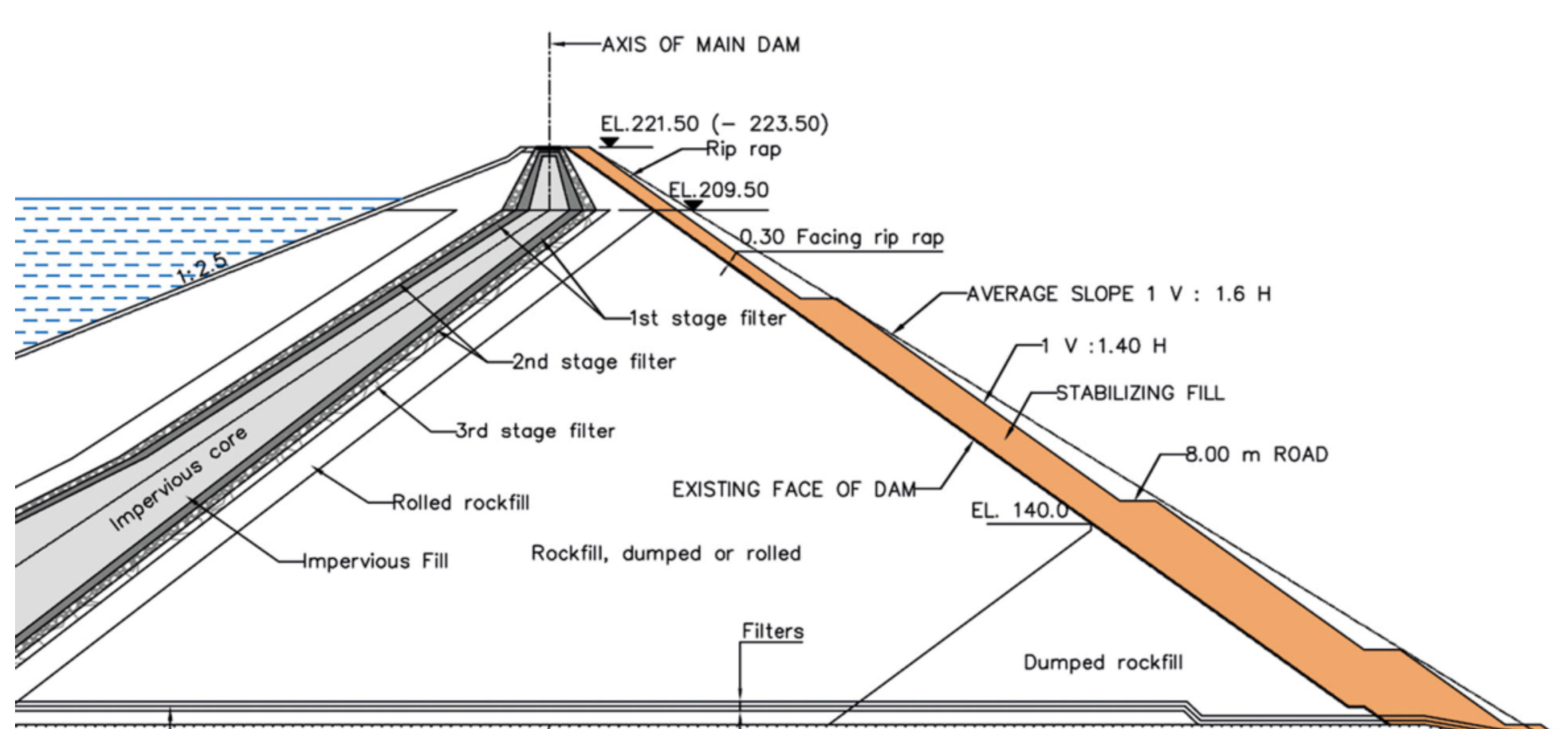


Abb. 2: Zentraler Dammquerschnitt mit ursprünglicher und neuer (orange) luftseitiger Böschung

3 Erfahrungen und Erkenntnisse

Ausführung der Massnahme

Die Sanierungsarbeiten wurden in den Jahren 2017 und 2018 ausgeführt. Die stark bewachsene Böschungsoberfläche wurde grosszügig entfernt. Neues Steinschüttmaterial wurde aus dem ursprünglich verwendeten Steinbruch gewonnen und gut verdichtet eingebracht. Die neue Böschungsoberfläche ist mit Blocksatz aus selektierten Blöcken des Steinschüttmaterials gesichert.



Abb. 3: Anschüttung der luftseitigen Böschung des Hauptdamms in Ausführung

Wirksamkeit der Massnahme

Mit der Baumassnahme konnte die luftseitige Böschungsstabilität erhöht werden, sodass die aktuellen Anforderungen an die Böschungssicherheit erfüllt sind.

Der rechnerisch ermittelte Sicherheitsfaktor gegen Böschungsbruch im statischen Lastfall, wurde im kritischen Gleitkreis durch die Baumassnahme von FS = 1.4 auf FS = 1.8 erhöht.

Die im extremen Erdbebenfall MCE rechnerisch resultierenden kritischen maximalen Verformungen konnten durch die Baumassnahme von etwa 5.5 m auf etwas unter 2 m (horizontal) reduziert werden. Zwar sind diese, im Fall des maximal denkbaren Erdbebens zu erwartenden, dynamischen Verformungen immer noch relativ hoch, unter Berücksichtigung der Stärke der kritischen Filter- und Übergangsschichten von je 3 m, kann aber davon ausgegangen werden, dass eine kritische interne Erosion vermieden werden kann. Zudem entstehen die maximalen kritischen Verformungen auf einer Höhe knapp unterhalb des normalen Stauziels, sodass, durch eine Stauseeabsenkung, der hydraulische Druck auf die Schadenszone in kurzer Zeit nach dem Erdbeben reduziert werden kann.

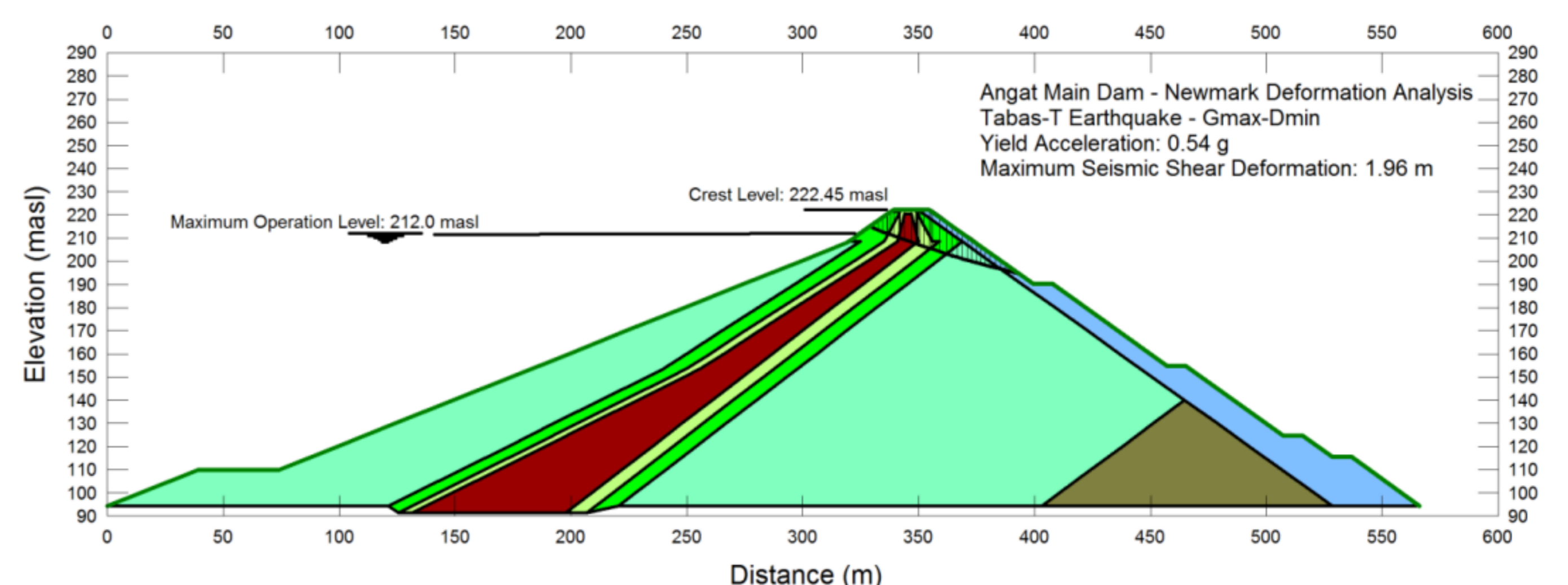


Abb. 4: Lage der kritischen Verformungen infolge des MCE

4 Referenzen

Ehlers, S.; Fuchs, M.; Moll, S.; Weilguni, H.: Dam Safety of the Angat multipurpose scheme (Philippines). Österreichische Wasser- und Abfallwirtschaft (Austrian hydro and waste management magazine; in German language), Volume 70, Issue 7, pages 420-433; Springer Verlag, 2018.

Barrages de l'Hongrin

Travaux 2018 : Appui en rive droite du barrage Nord

Orateur/oratrice: Mélanie Bähler et Alexandre Wohnlich

stucky
a Gruner company



1 Description du barrage

Les barrages de l'Hongrin, construits entre 1964 et 1969, font partie de l'aménagement hydroélectrique des Forces Motrices Hongrin-Léman (FMHL). Ils sont situés dans le canton de Vaud, à quelques kilomètres du col des Mosses, à la confluence des deux rivières de l'Hongrin et du Petit Hongrin. L'ouvrage est constitué de deux barrages-voûtes (Nord et Sud) reliés par une culée centrale. Les hauteurs des barrages sont respectivement de 125 m et 97 m.



Fig. 1: Barrages de l'Hongrin.



Fig. 2: Injections en rive droite.

2 Pathologie et assainissement

A) Pathologie

L'observation de venues d'eau dans l'appui rive droite a mis en doute l'efficacité du voile d'étanchéité, ainsi que celle du réseau de drainage. Bien que le débit soit faible, cet écoulement génère des sous-pressions au sein du massif rocheux avec risque d'instabilité.

Cette masse rocheuse potentiellement instable avait été identifiée dans cette zone lors de la construction et des ancrages précontraints y ont été installés.

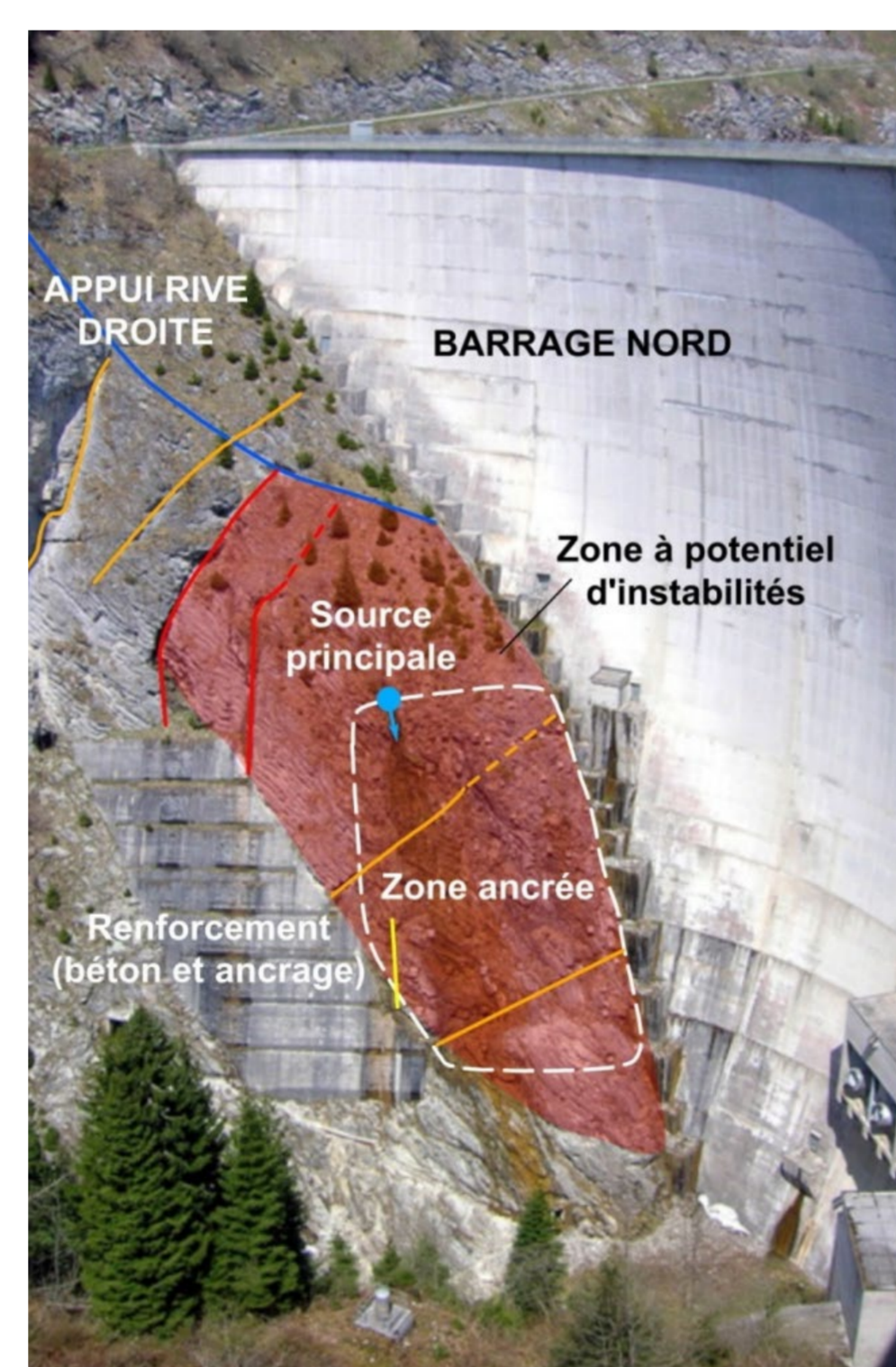


Fig. 3: Appui rive droite du barrage Nord.

B) Assainissement :

Mise en place d'un plan d'action à court, moyen et long termes (études, surveillance, travaux) :

Court terme (2015) :

- Renforcement du dispositif de surveillance avec 2 extensomètres multi-tiges ;
- Contrôle visuel et renforcement de la fréquence d'analyse des pressions ;
- Drainage du secteur C (Fig. 7).

Moyen terme (2018) :

- Réparation/renforcement ciblé du voile d'étanchéité et du système de drainage.

Long terme :

- Mesures de surveillance appropriées et évolutives en fonction des observations.

4 Références

Houlsby, A.C., *Routine interpretation of the Lugeon water-test*. Q. JI Engng Geol. Vol 9 1976. pp. 303-313

Giafferi JL., *La consolidation des milieux fissurés par injection - L'Expérience d'Electricité de France. Deuxième colloque sur la consolidation et la refecton des infrastructures par les techniques d'injection*, Sherbrooke, 1992.

3 Retour d'expérience

A) Retour d'expérience sur les travaux

Les travaux d'injection ont consisté en la réalisation de :

- Forages de reconnaissance (interface béton-rocher et essais de perméabilité) ;
- Forages d'injection primaire (espacés de 6 m) ;
- Forages secondaires (réalisés en fonction des résultats d'absorption obtenus) ;
- Forages de contrôles.

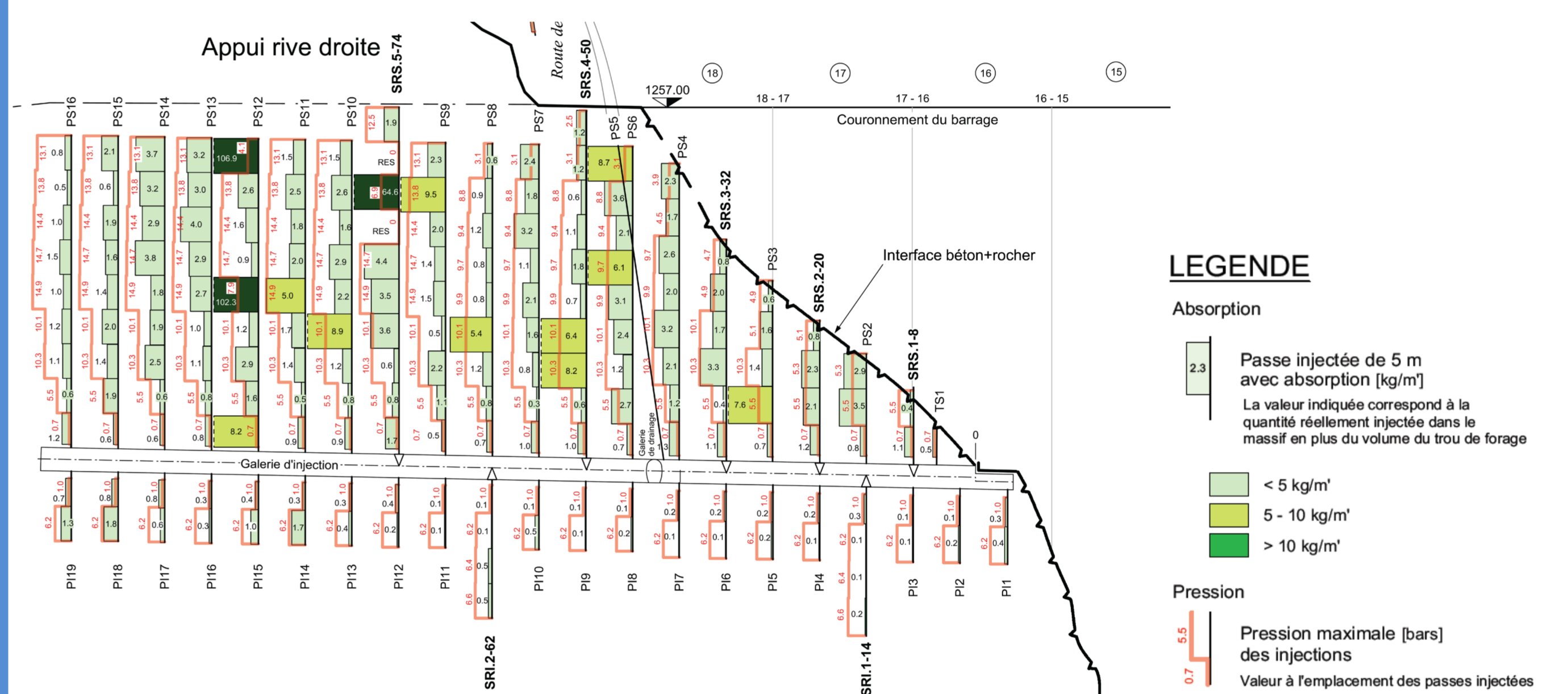


Fig. 4: Résultat des injections primaires.

Particularités rencontrées :

- Les consignes d'injection doivent considérer la pression existante dans le massif (retenue pleine) et les pertes de charge entre le manomètre et la passe à injecter. Uniformisation des consignes avec 4 valeurs de pression.
- Utilisation d'un obturateur simple lorsque la pression des passes précédentes est égale ou supérieure à la pression de la passe en cours.
- La consigne d'arrêt tirée de la littérature est difficilement applicable. Sur la base des résultats des premières injections, l'injection est arrêtée 10 minutes après que la courbe GIN ait été atteinte pour la première fois.
- Dans le cadre d'une réparation d'un voile, les quantités de coulis peuvent être faibles. La méthode de rémunération des travaux doit être prévue en conséquence.

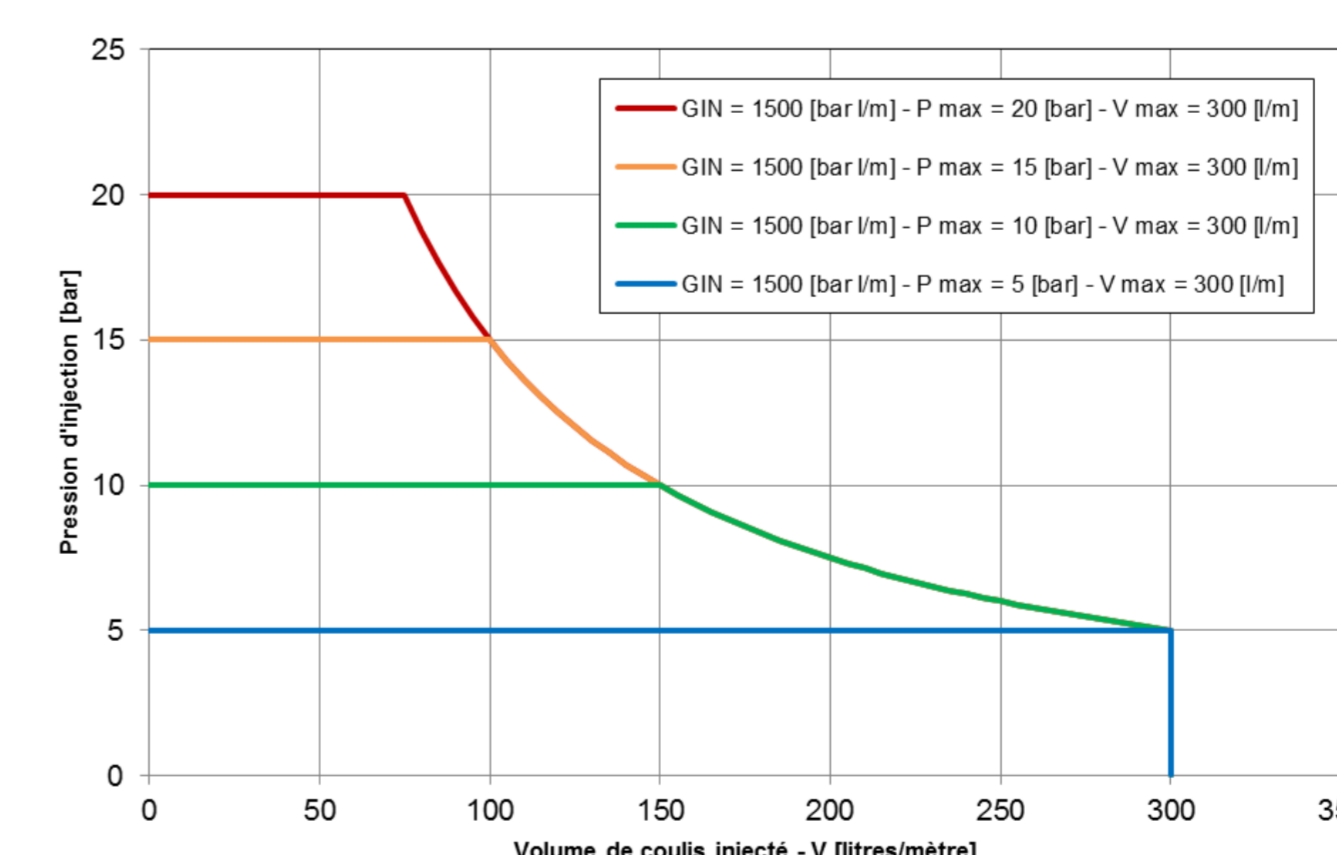


Fig. 5: Consignes d'injection.



Fig. 6: Exécution des forages d'injection.

B) Retour d'expérience sur le choix de l'assainissement

Evolution favorable (baisse des sous-pressions secteur C) :

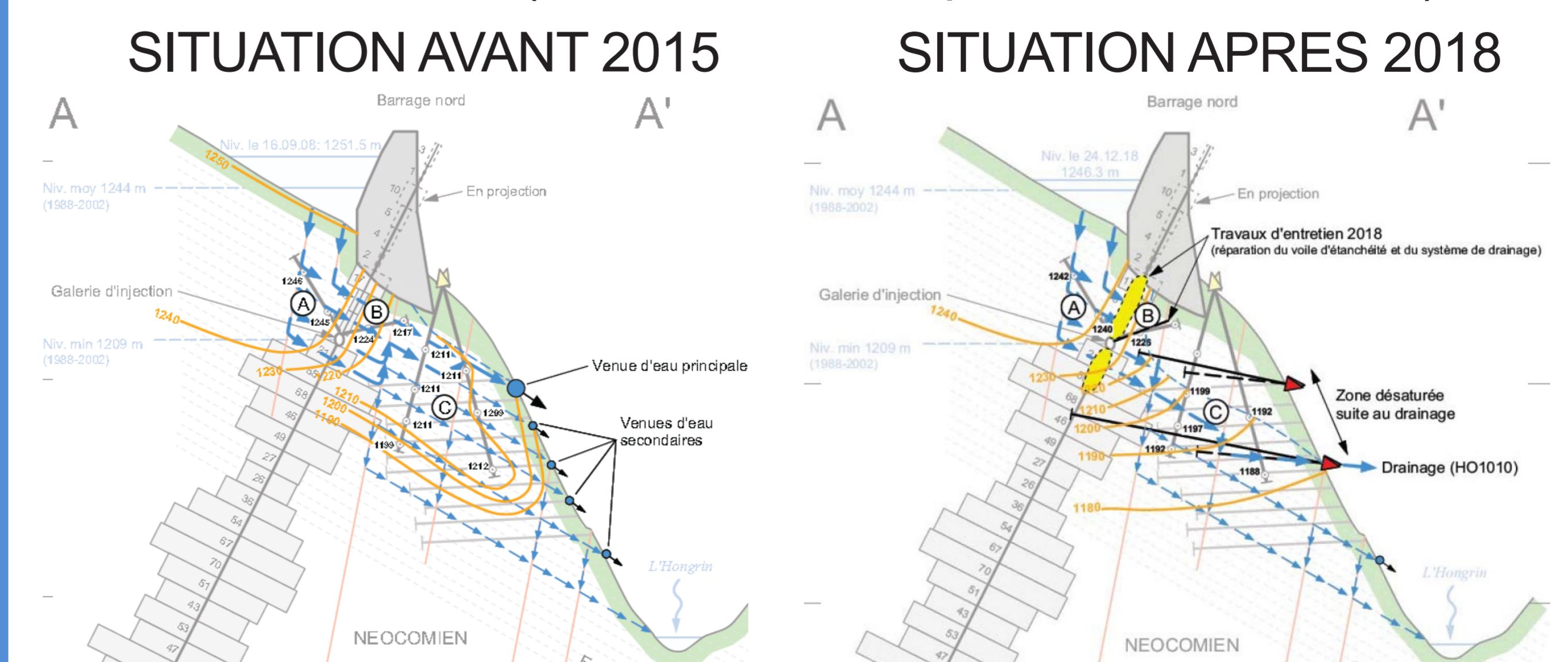


Fig. 7: Profils schématiques des écoulements dans l'appui rive droite du barrage Nord avant 2015 et après 2018.

Barrages de l'Hongrin

Travaux d'entretien 2018 : Culée centrale



Orateur/oratrice: Mélanie Bähler et Alexandre Wohnlich

1 Description du barrage

Les barrages de l'Hongrin, construits entre 1964 et 1969, font partie de l'aménagement hydroélectrique des Forces Motrices Hongrin-Léman (FMHL). Ils sont situés dans le canton de Vaud, à quelques kilomètres du col des Mosses, à la confluence des deux rivières de l'Hongrin et du Petit Hongrin. L'ouvrage est constitué de deux barrages-voûtes (Nord et Sud) reliés par une culée centrale. Les hauteurs des barrages sont respectivement de 125 m et 97 m.



Fig. 1: Barrages de l'Hongrin. Fig. 2: Forage pour les ancrages précontraints.

2 Pathologie et assainissement

A) Pathologie

Une irréversibilité du déplacement radial de la culée centrale existait déjà depuis de plusieurs années. Cette irréversibilité a été particulièrement marquée lors de la canicule de 2015 en conjonction avec le niveau bas du lac.

Les inspections et les relevés de la fissuration indiquaient la présence de trois fissures horizontales continues.

Une étude Stucky a montré une tendance nette à la diminution des facteurs de sécurité au glissement sur les trois plans de fissuration horizontaux au cours des 15 dernières années.

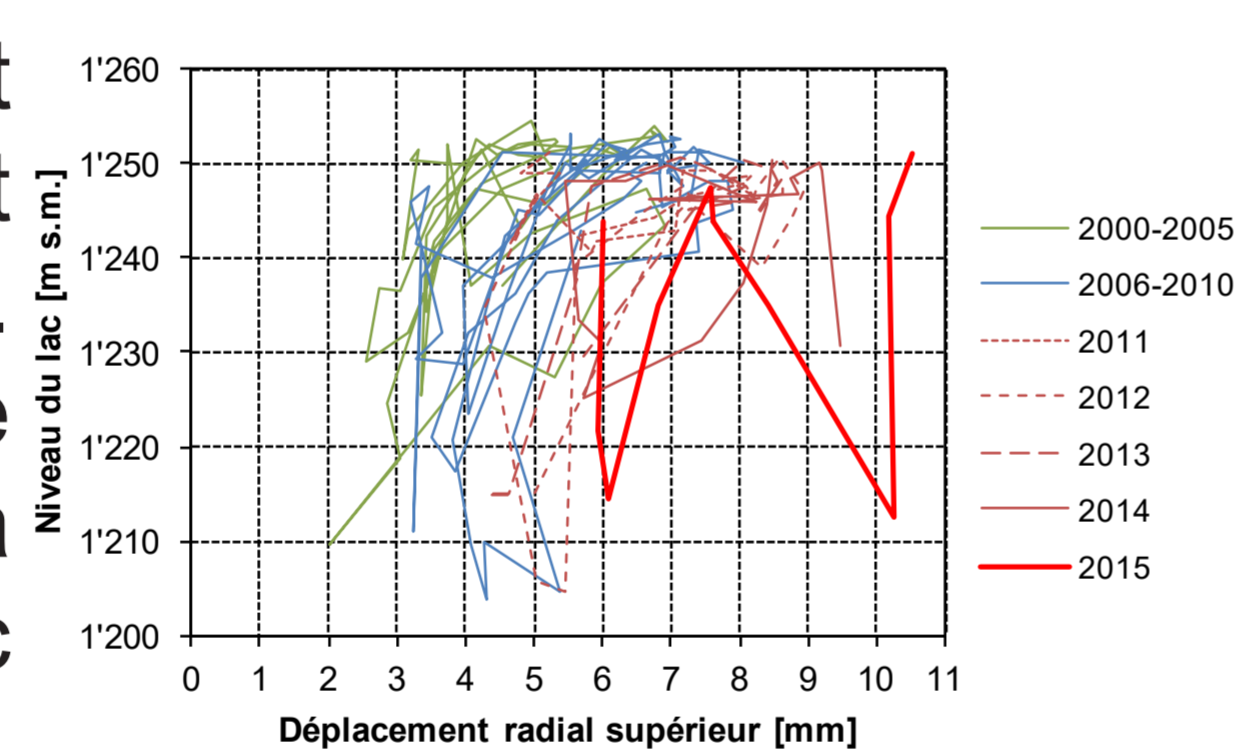


Fig. 3: Déplacement radial supérieur de la culée centrale.

B) Assainissement

Renforcement de la culée par précontrainte verticale à l'aide de 26 ancrages précontraints de 41.7 m de long.

Mise en place de 29 trompettes dans la dalle de couronnement : 3 pour les tirants d'essais, 23 pour les tirants d'ouvrage et 3 de réserve (futur).

Dimensionnement de la précontrainte pour un état thermique futur (+2°C) et un séisme T=10'000 ans (plan de glissement à l'élévation 1'246). Force verticale de précontrainte appliquée : 50'000 kN.

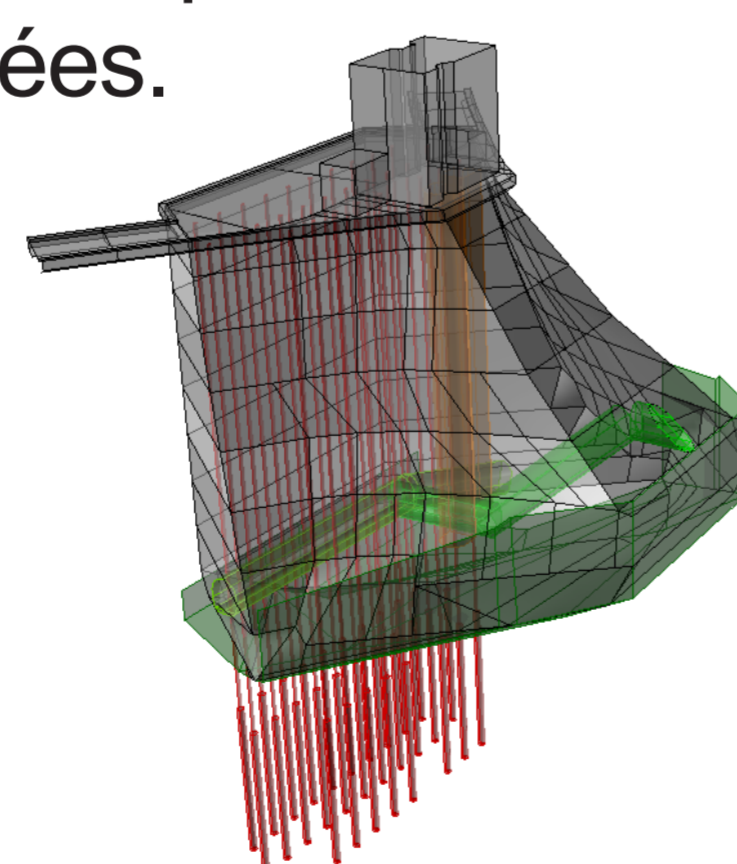


Fig. 4: Disposition des 26 ancrages précontraints.

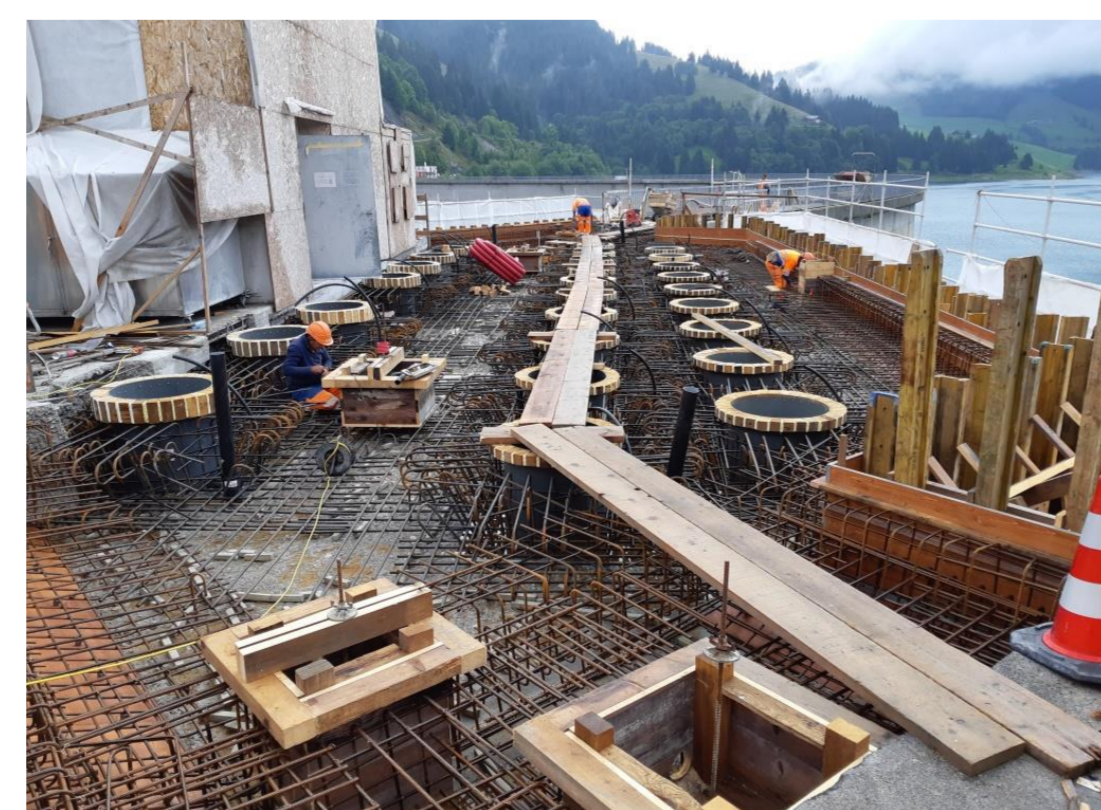


Fig. 5: Reconstruction de la dalle de couronnement.

3 Retour d'expérience

A) Retour d'expérience sur les travaux

Particularités rencontrées :

- Les essais sur les trois tirants d'essai ont montré que (1) la résistance ultime externe des tirants R_a est inférieure à la résistance interne des tirants ($R_i = P_{pk}$) (Fig. 6), (2) un frottement non admissible a lieu dans la longueur libre (Fig. 7, courbe bleue).
- Les essais ont donc été poursuivis pour prouver que (1) des cycles de charge et de décharge permettent de réduire le frottement dans la longueur libre (Fig. 7, courbe jaune) et (2) fixer la force de blocage des tirants à $0.6 * P_5$.

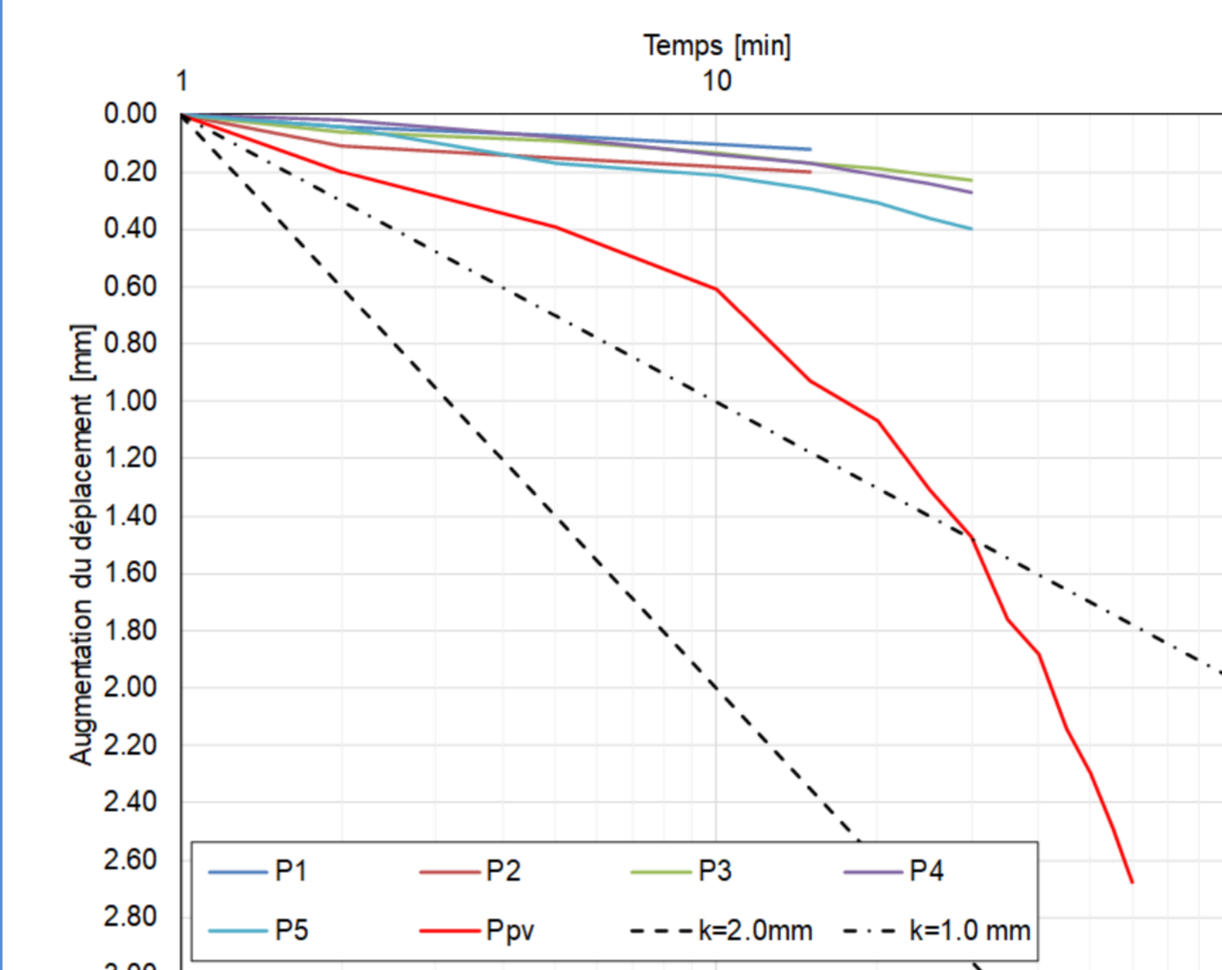


Fig. 6: Diagramme de fluage pour le tirant d'essai TAM.7.E.

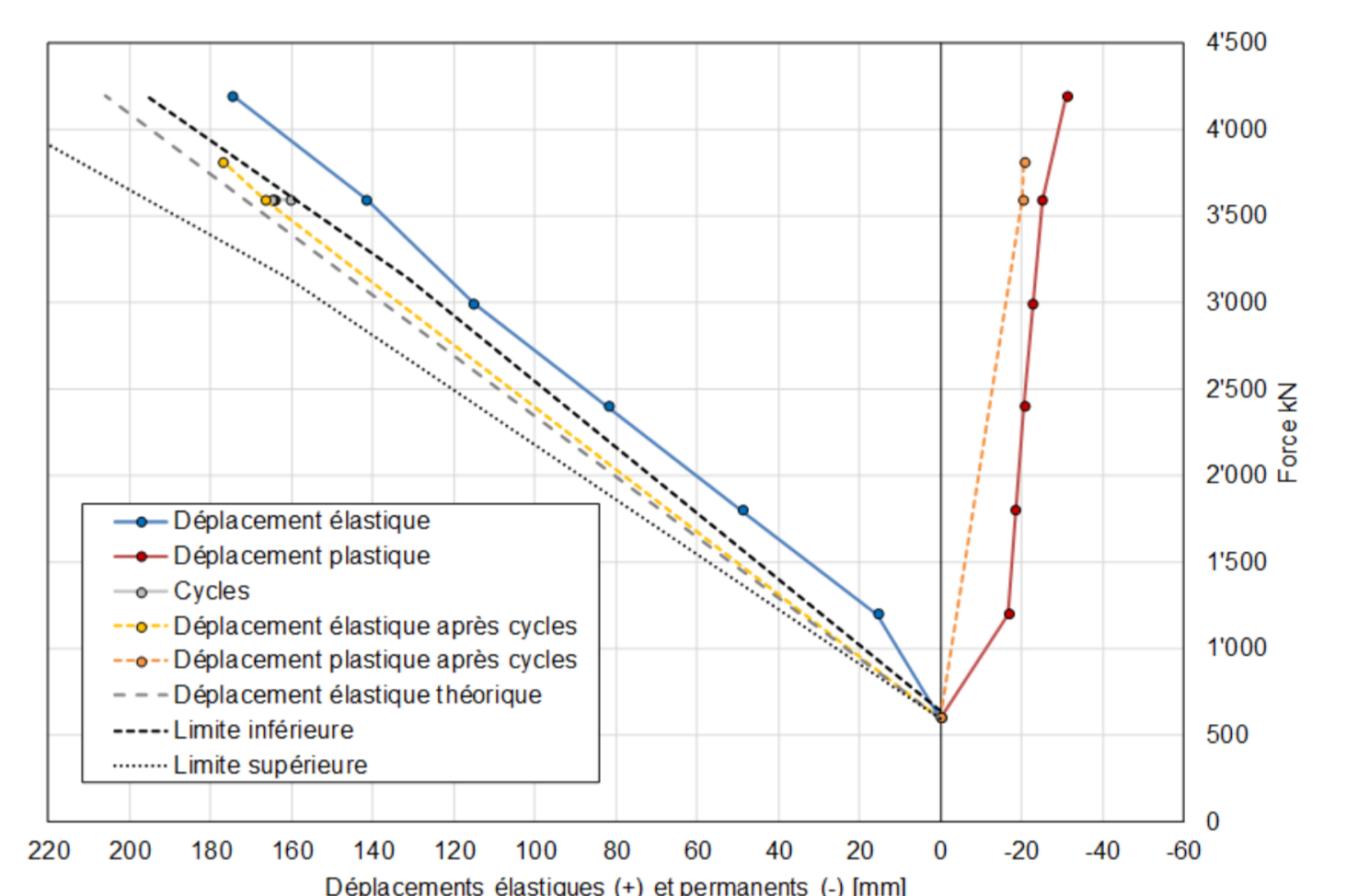


Fig. 7: Diagramme des déplacements permanents et élastiques pour le tirant d'essai TAM.7.E.

- Tous les tirants d'ouvrage ont été soumis à une épreuve poussée suivie de cycles de charge et de décharge $P_a - P_p - P_a$ en cas de frottement non admissible sur la longueur libre.
- La gaine annelée de la partie du scellement s'est révélée trop fragile, l'isolation électrique du tirant n'était plus satisfaite. Après la pose de 10 tirants d'ouvrage avec la gaine originale, l'Entreprise a dû changer de gaine. Des tests comparatifs sur les deux gaines ont permis d'établir que les tirants avec l'une ou l'autre gaine pouvaient être considérés comme identiques.
- Le problème de frottement sur la longueur libre est complexe et doit être abordé en collaboration entre le bureau d'ingénieurs et l'entreprise durant l'exécution.
- Ce frottement aurait pour conséquence une baisse progressive des efforts dans les tirants, il est donc nécessaire de le réduire au maximum.

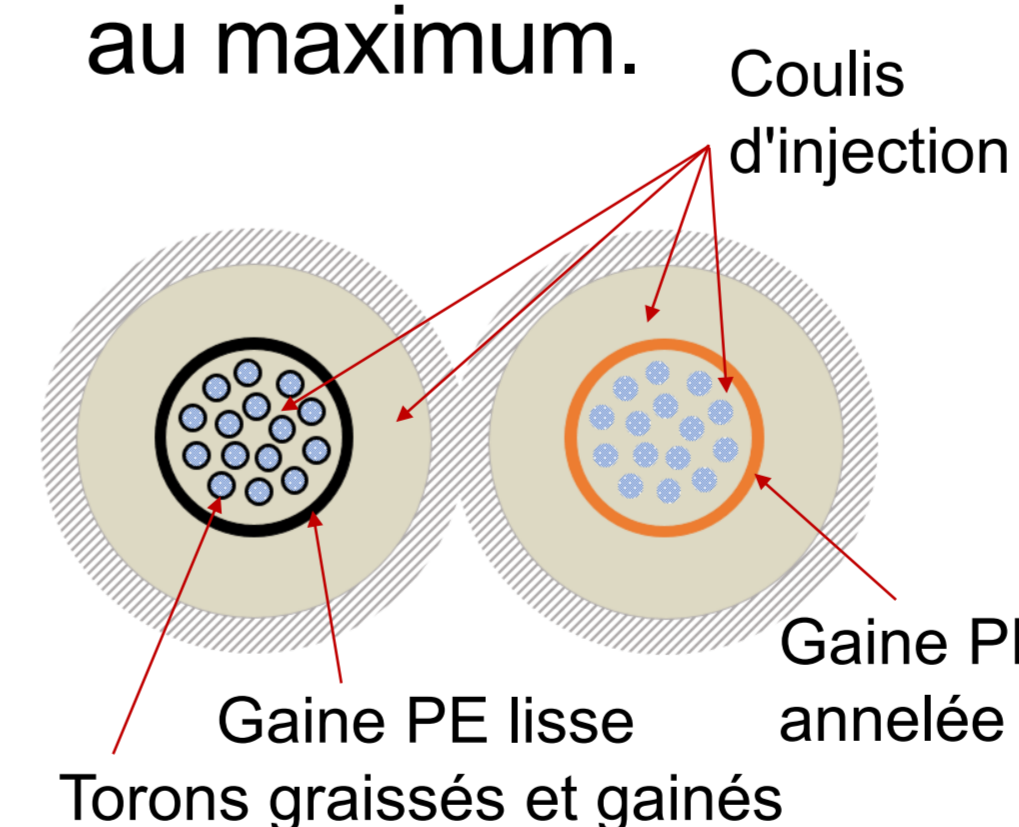


Fig. 8: Coupes de l'ancrage avec protection contre la corrosion (gauche) et scellement (droite).



Fig. 9: Ancrage sur bobine

B) Retour d'expérience sur le choix de l'assainissement

Evolution favorable des mesures de déplacement :

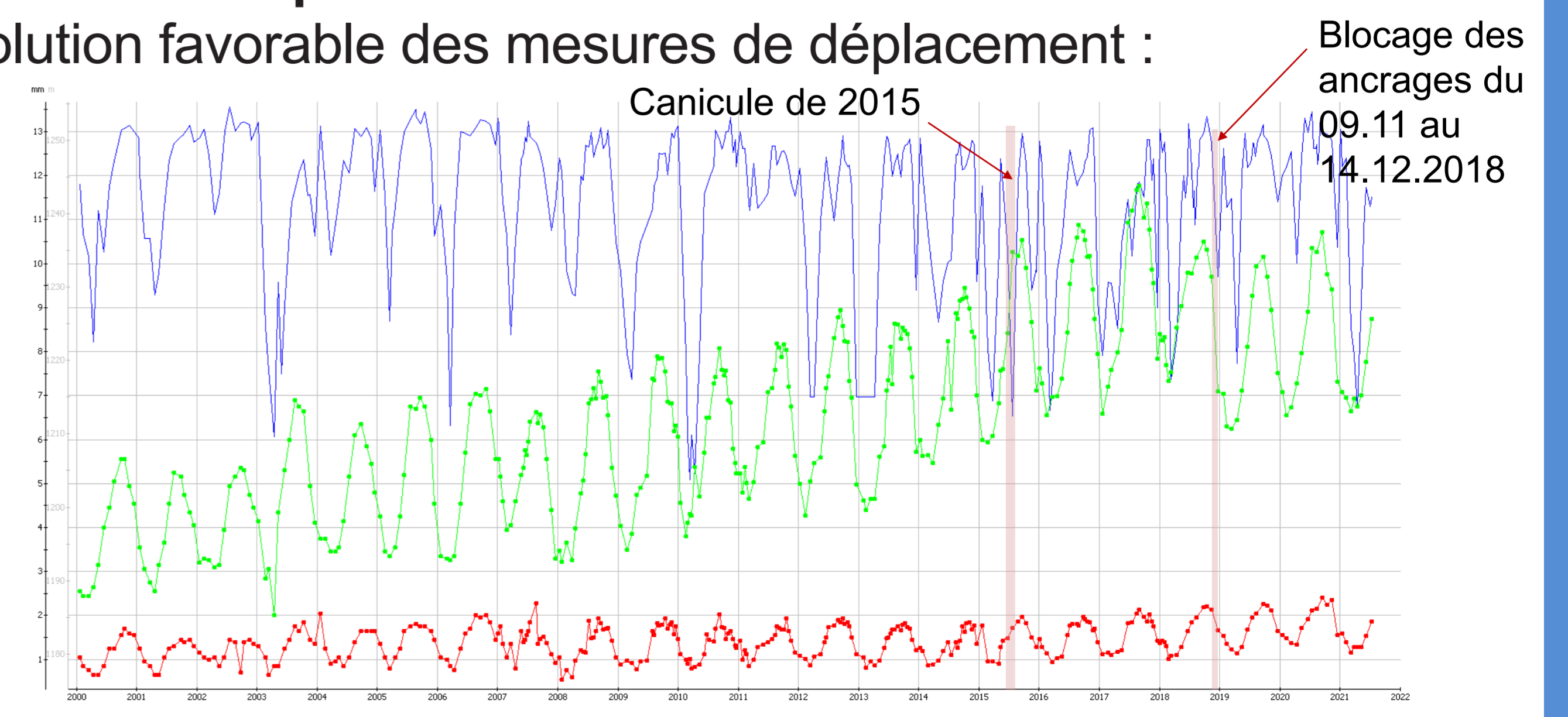


Fig. 10: Déplacements de la culée de 2000 à 2021.

4 Références

Pian Telessio Dam

Execution of vertical slots with diamond wire, 2008



Speakers: Stucchi Riccardo, Crapp Remo

1 Description of the dam

The Pian Telessio arch gravity dam is located in Piedmont (Italy) impounding a reservoir of 24 mio. m³ for a normal operating level at 1'917 m a.s.l.

The dam is 80 m high, with a crest length of 515 m. The crest thickness is 5.7 m, while it increases towards the base where it reaches a maximum of 35 m.

The dam is equipped with a peripheral joint which separates the dam body from the foundation slab (*pulvino*), as it is often designed according to Italian practice.

Figure 1 shows a typical section of the dam.

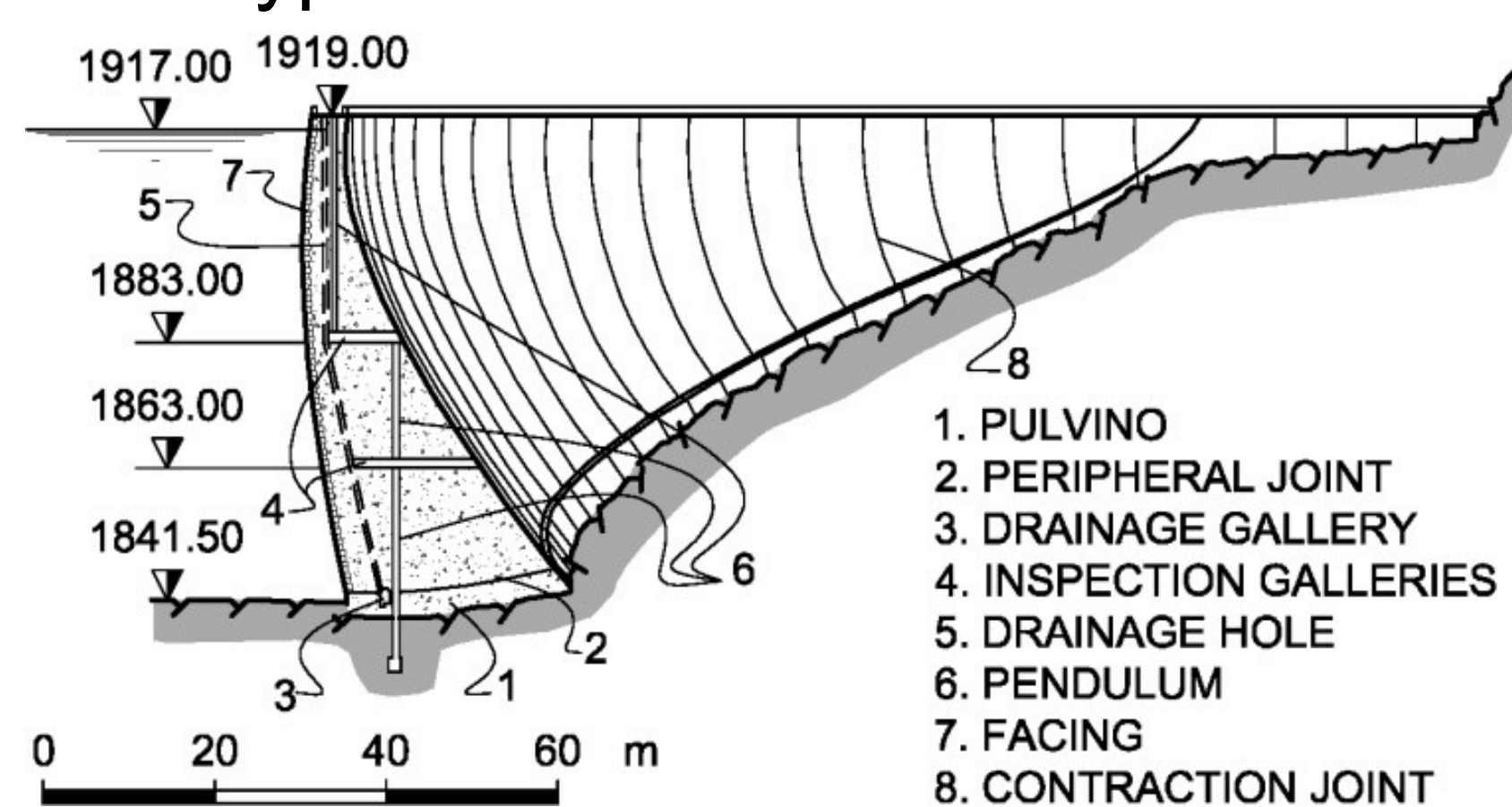


Figure 1: Typical dam section.

2 Problems and rehabilitation measures

Since the second half of the 70s the dam is showing an upstream drift (60 mm in 2008) and horizontal cracks in the upper inspection gallery, which are neither visible at upstream nor downstream faces. The cause of the permanent dam deformation is an ongoing alkali-aggregate reaction (AAR).

Structural models calibrated on the dam behavior indicated that the AAR causes an increase of the vertical compressive stress at the dam heel of up to 15 MPa, for unusual operating conditions (empty reservoir in summer), which do not comply with the safety margins required for this type of structure. Furthermore, the expansion causes also compressive stresses in the upper arches that reached maximum value of 11 MPa with full reservoir.

In order to avoid conditions with high compressive stress at the dam heel, a limitation in the minimum water level was adopted as a temporary measure in 2003.

The operational limitation was at long term not acceptable. Rehabilitation works consisting in the execution of 16 vertical slots up to 39 m high by means of diamond wire were proposed and finally executed in 2008 (Figure 2).

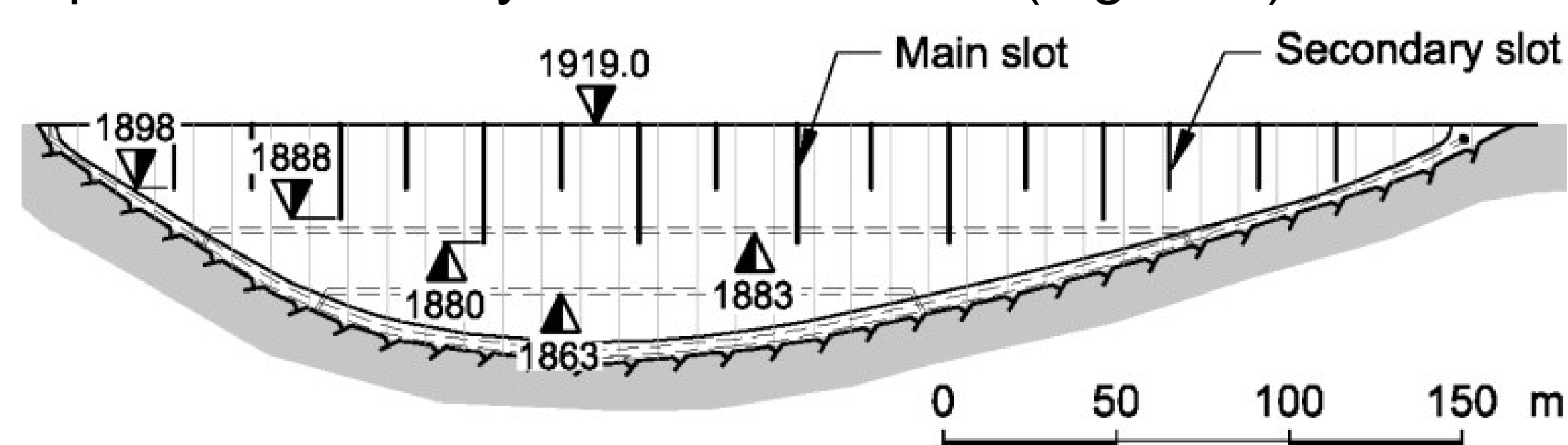


Figure 2: Position of the slot cuttings.

4 References

- [1] Amberg F., Bremen R., Brizzo N. (2009). Rehabilitation of the Pian Telessio dam (IT) affected by AAR-reaction. 23rd Congress on large dams, Brasilia, Q. 90, ICOLD.
[2] Amberg F., Stucchi R., Brizzo N. (2013). The effect of temperature on the development of the Alkali Aggregate Reaction at the Pian Telessio dam. 9th ICOLD European Club Symposium, Venice.

3 Experience and knowledge

The scope of the rehabilitation works was to release the swelling compressive stress in the arches by temporarily transform the dam into a structure formed by independent blocks. By releasing the stresses in the arches, the upstream drift would have been partially recovered and the compressive stress at the dam heel would have been reduced.

Although the works were carried out satisfactorily, the effect of the slot cutting on the structure was different from the one anticipated by the structural models: the drift recovery was 5-10 mm, less than the estimated value of 30 mm. This unexpected result, at least in the entity, was an opportunity to make some reflections on the behavior of dams affected by AAR.

In an arch dam affected by AAR, an upstream drift can be caused by two effects: a uniform concrete swelling that produces the drift by elongating the arches or a differential concrete swelling between upstream and downstream that causes a rotation of the cantilevers. The effect of the differential swelling is particularly relevant for arch-gravity dams, characterized by thick cantilevers.

An intervention with vertical slots can eliminate the effects of the uniform swelling, but leaves the differential swelling unaffected. Therefore, the upstream drift caused by the differential swelling cannot be recovered.

The behavior of the Pian Telessio dam during the rehabilitation works clearly showed that the actual swelling distribution in the dam was different than the anticipated one. In particular, the differential swelling was higher and the uniform swelling less than expected.

A consequence of the different swelling distribution (Figure 3), confirmed by structural analyses performed after the rehabilitation works, is that the compressive stress at the dam heel before the intervention was lower than the anticipated value.

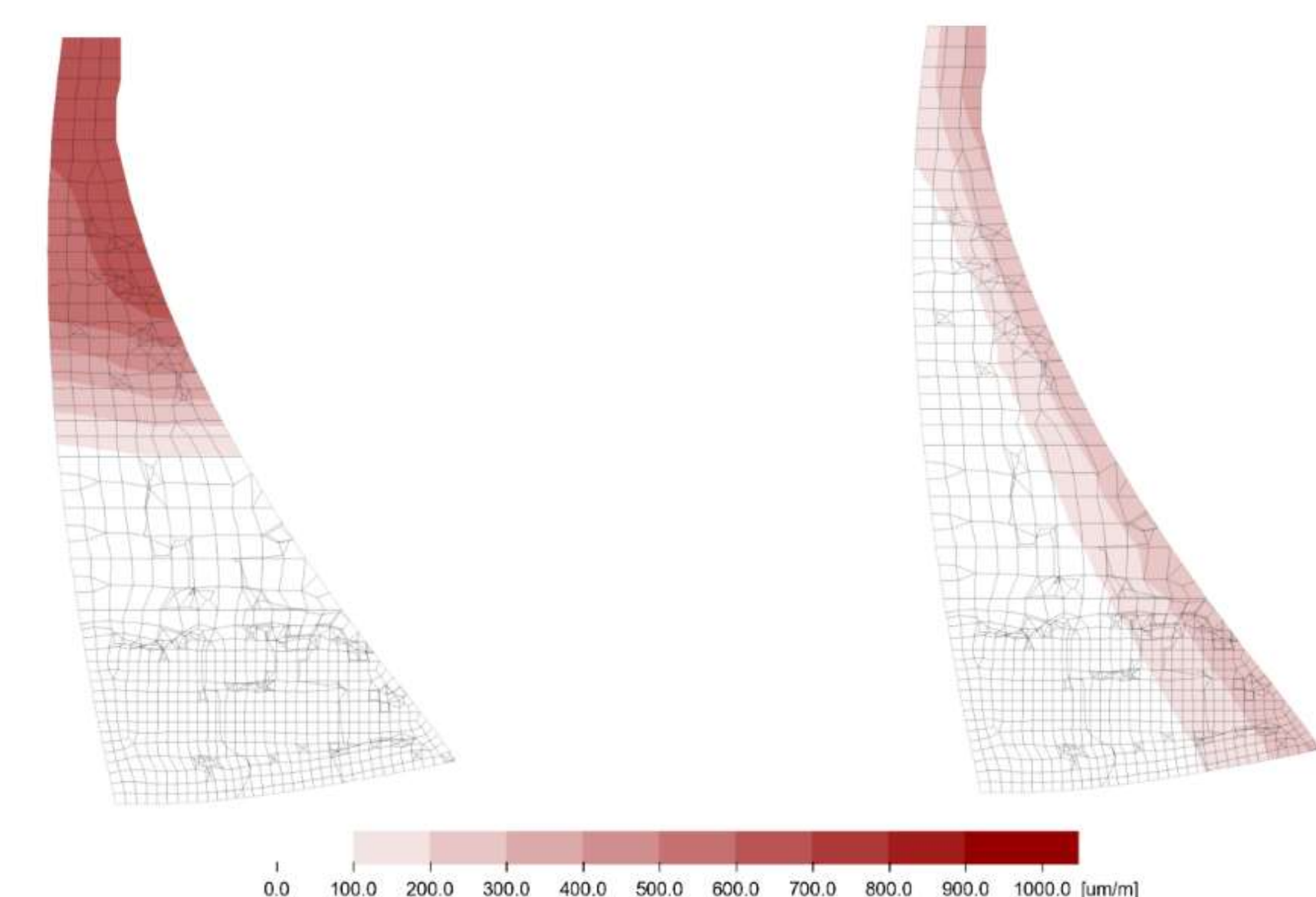


Figure 3: Swelling distribution before the rehabilitation works. Original structural model (left) and refined structural model (right) based also on the observation made during and after the rehabilitation works.

The experience gained with the execution of the remedial works of the Pian Telessio dam highlighted that estimating the swelling distribution in a dam, and therefore its state of stress and ultimately its safety conditions, basing on its displacements is a challenging task. In fact, due to the hyperstaticity of the structure, different swelling distributions can lead to the same displacements but with different stress distribution within the dam body. Therefore, in a dam affected by AAR the upstream drift is not necessarily an indicator of the safety conditions of the dam.

Barrage de Montsalvens, FR

Confortement de l'appui gauche, 1997 - 1998



Orateur/oratrice: Roger Bremen, Lombardi et Jean-Claude Kolly, Groupe E

1 Description du barrage

Construit dans les années 1919/1920, le barrage de Montsalvens est exploité par Groupe E à des fins hydroélectriques. De type voûte à double courbure, il a une hauteur de 52 m et une longueur au couronnement de 110 m. Ses arcs sont de rayons variables et d'épaisseur croissante en direction des appuis. L'épaisseur de la voûte varie entre 2.0 m à la clé et 22.5 m au pied.



Fig. 1: Vue aval du barrage

2 Pathologie et assainissement

Les travaux de confortement ont été entrepris suite à l'identification de déformations permanentes de l'appui gauche du barrage selon une direction perpendiculaire au litage du rocher. Ces dernières ont été attribuées à un mouvement relatif entre les couches de plus faibles résistances. L'éperon étant constitué de calcaire avec une structure en couches d'épaisseur de 10 à 30 cm. Les travaux entrepris ont compris le clouage de la paroi rocheuse sur une surface de 1900 m² à l'aide de 252 boulons (D=28mm, L=6m) ainsi que la mise en place de 169 barres d'armature (D=50mm, L_{max}=27 m) entièrement scellées.

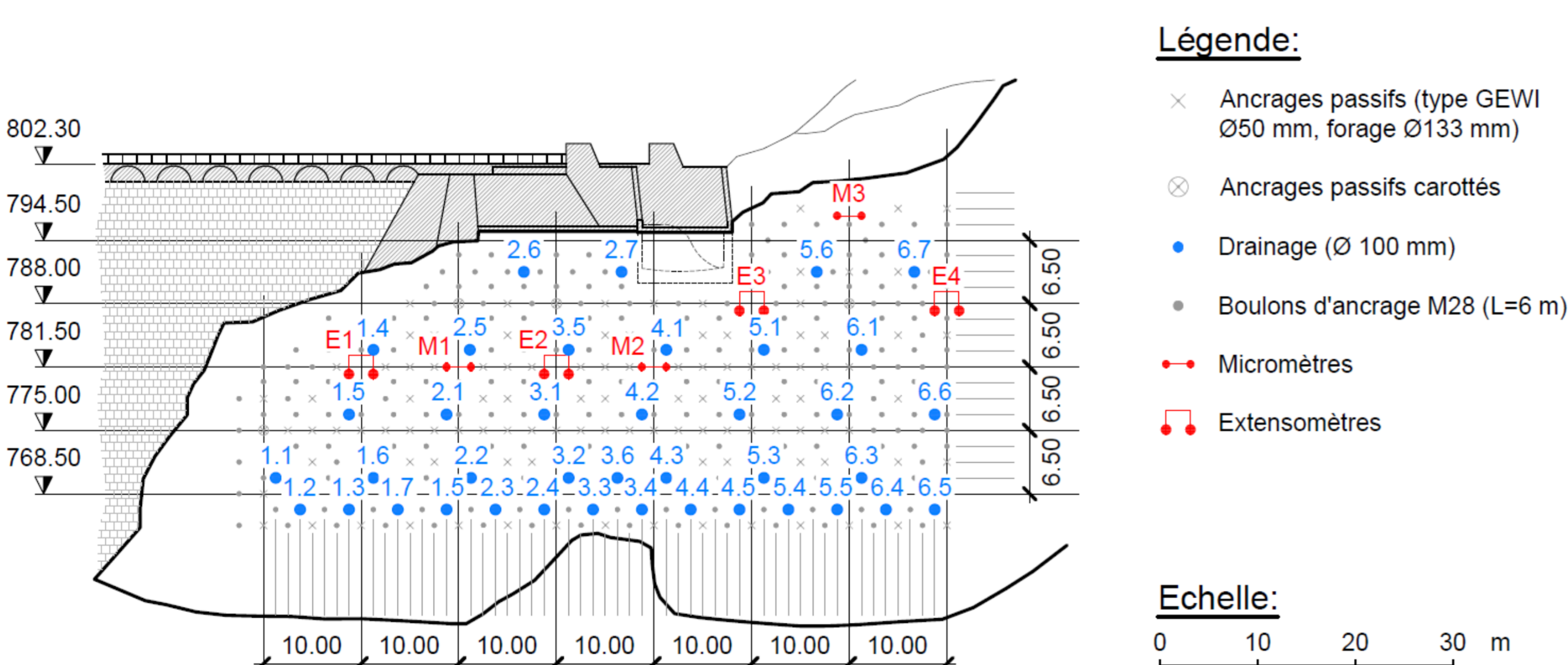


Fig. 2: Elévation des mesures de confortement réalisées.

Le dispositif d'auscultation a également été renforcé afin de mieux suivre l'évolution du massif. Il comprend un pendule inversé de 66m, 3 micromètres coulissants allant de 18 à 25m et 4 extensomètres à 4 barres. De plus, trois tirants de contrôles ont été mis à nu sur leur 8 premiers mètres et équipés de cellules de mesures de résistivité électrique.

4 Références

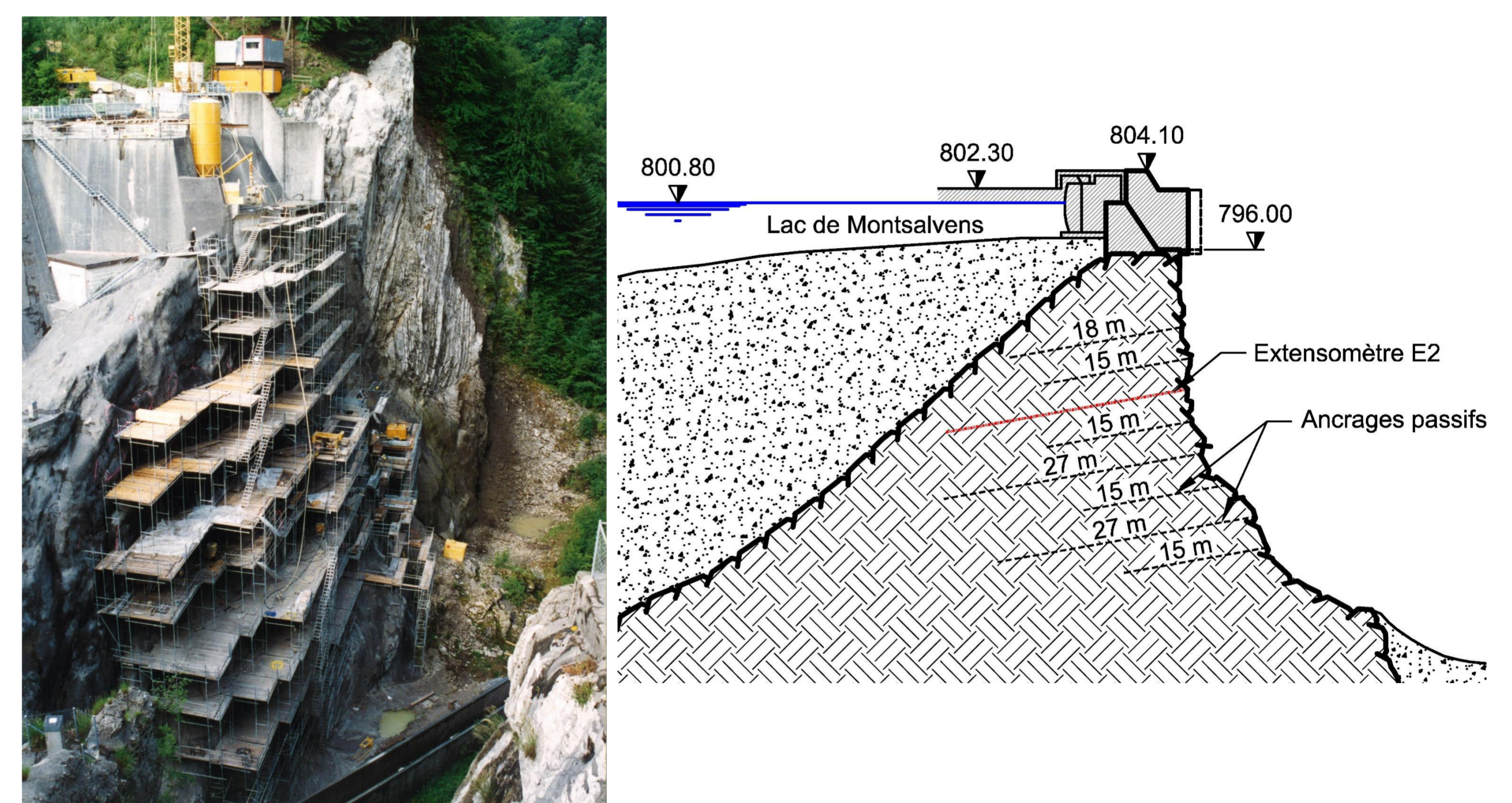
Plus de détails sur les travaux réalisés se trouvent dans les publications suivantes:

- "Confortement de l'appui gauche du barrage de Montsalvens", Philippe Lazaro et Daniel Golliard, Wasser, Energie, Luft, 91. Jahrgang, 1999, Heft 11/12
- "Renouvellement de l'évacuateur de crues du barrage de Montsalvens", Roger Bremen, Wasser, Energie, Luft, 94. Jahrgang, 2002, Heft 5/6

3 Retour d'expérience

Retour d'expérience

L'intervention sur l'éperon en rive gauche du barrage de Montsalvens est particulier de part la dimension de la surface d'intervention. Il n'existe pas d'exemples similaires notamment avec l'utilisation d'ancrages passifs. Avant l'intervention les déformations non réversibles de l'éperon rocheux étaient de l'ordre de 1-2 mm par an, tandis que ces mouvements sont actuellement de 0.2 mm/an en correspondance de la bordure de la zone frettée. La zone de l'éperon proche de l'appui du barrage ne présente pratiquement plus de déformations non réversibles.



Comportement dès la réalisation de l'assainissement

L'analyse quinquennale réalisée à la suite des travaux de confortement a notifiée qu'aucune anomalie n'était apparue dans le comportement de l'ouvrage. La mise en place du nouveau pendule démontre un comportement substantiellement réversible non seulement du barrage mais également de la fondation et de l'appui en rive gauche.

Evaluation de l'efficacité du confortement

Les constats sur l'efficacité du confortement après plus de 20 ans sont les suivants:

- Les mouvements d'ensemble de l'éperon rocheux sont stables avec des amplitudes non réversibles inférieurs à 0.2 mm/ans;
- Les mouvements différentiels au centre de la zone frettée sont faibles alors que ceux situés à l'extrémité droite sont un peu plus importants;
- Aucune pression hydrostatique est mesurée dans le massif.

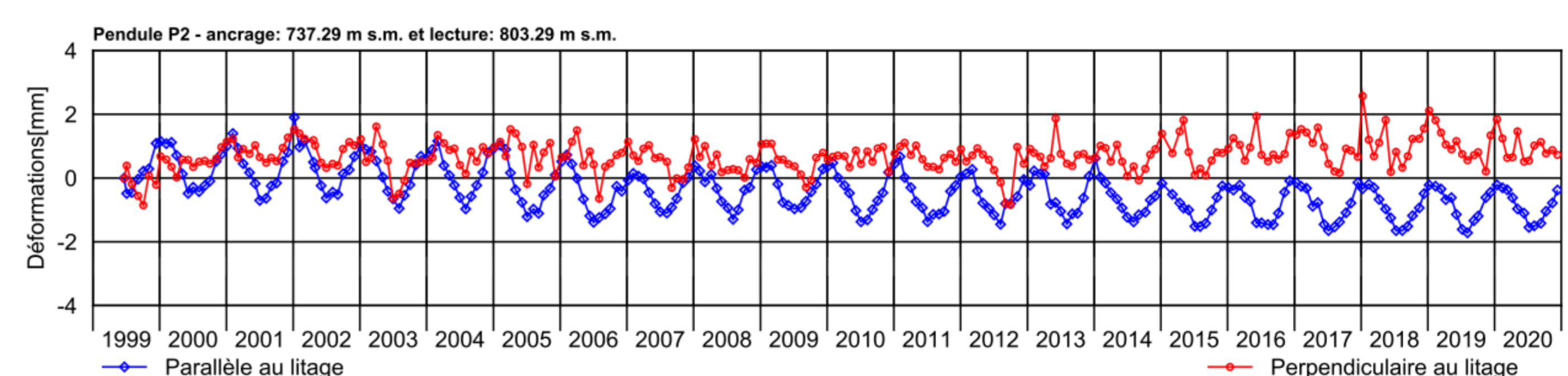


Fig. 3: Evolution des déformations mesurées par le pendule entre 1999 et 2020 dans les directions parallèle et perpendiculaire au litage du rocher.

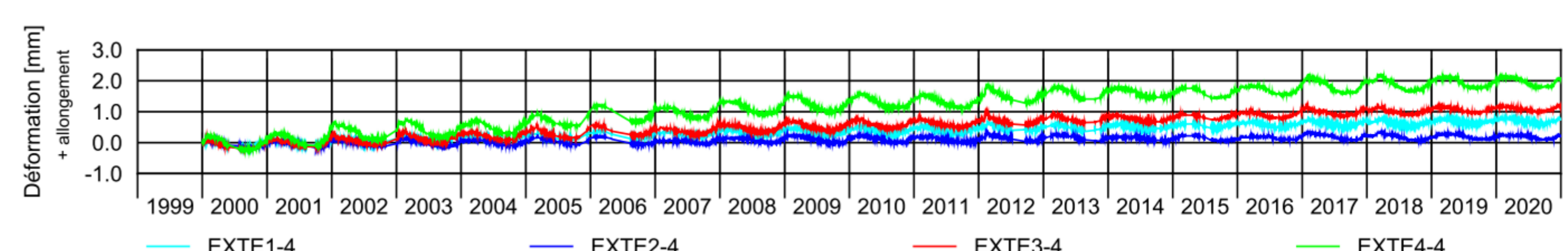


Fig. 4: Evolution des déformations mesurées par la plus longue barre de chaque extensomètre entre 1999 et 2020

Il ressort que pour l'instant le massif se comporte tel qu'escompté et que le confortement a été un succès.

Staudamm Bortelsee, VS

Stabilisierung mittels einer Materialanschüttung, 2005



Referent/in: Roger Bremen, Francesco Amberg, Lombardi AG



1 Beschreibung der Talsperre

Die Talsperre Bortelsee liegt im Simplontal oberhalb von Brig auf 2450 m.ü.M. Die im 1989 in Betrieb genommene Stauhaltung nützt einen natürlichen See welcher mit einem aus Moränenmaterial geschütteten Damm erhöht wurde. Der Damm ist mit einem zentral gelegenen, symmetrischen Dichtungskern ausgestattet.

Dieser Damm, welcher eine maximale Höhe von etwa 15 m und eine Kronenlänge von 310 m hat, bewirkt eine Erhöhung von etwa 13.5 m des natürlich vorhandenen Bortelsees, und schafft somit ein nutzbares Speichervolumens von rund 3.6 Mio. m³.



Abb. 1: Fotos des Staudamms

2 Problematik und Sanierungsmassnahmen

Seit 1990 wurden an der luftseitigen Böschung des Staudamms überdurchschnittlich hohe Gleitverschiebungen gemessen. Diese setzen sich mit einer durchschnittlichen Geschwindigkeit von etwa 1.3 cm pro Jahr fort. Nach der Einrichtung von Messinstrumenten und der Bewertung verschiedener Varianten wurde schliesslich beschlossen, eine Stabilisierung mittels einer Materialanschüttung durchzuführen.

Die Anschüttung erstreckt sich auf einer totalen Breite von 45 m und weist einen Querschnitt auf, welcher zwischen 22 und 41 m²/m variiert. Das geschätzte Materialvolumen beträgt somit rund 1'650 m³.

Das Schüttmaterial besteht aus dem gleichen Blockmaterial, mit welchem die Luft und wasserseitige Schutzschicht der Dammböschungen ausgeführt wurde.

Es handelt sich um Blockschüttmaterial, welches aus der gleichen Stelle entnommen wird, wo das Moränenmaterial für den Bau des Dammes gewonnen wurde.

Der Transport des Materials von der Entnahmestelle, etwa 700 m vom Damm entfernt, erfolgte mittels Helikopter.

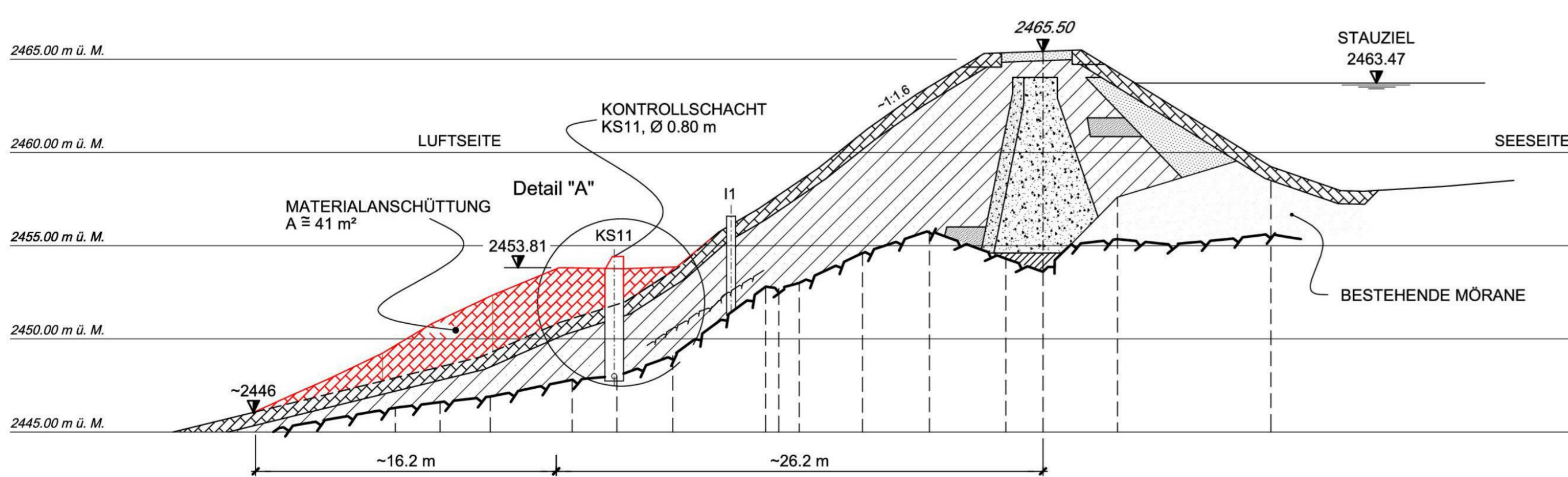


Abb. 2: Typischer Querschnitt des Staudammes Bortelsee mit zusätzlicher Schüttung der Berme im Jahr 2005.

4 Referenzen

Der nachstehende Bericht beschreibt die durchgeführte Verstärkung:
 - Kraftwerk Bortel, Staudamm Bortelsee, Stabilisierung der luftseitigen Dammböschung, Schlussbericht der durchgeführten Bauarbeiten und definitive Stabilitätsnachweise, 477.8-R-27A, Lombardi

3 Erfahrungen und Erkenntnisse

Die Anschüttung wurde im Jahre 2005 ausgeführt. Daraufhin wurden die horizontalen Verschiebungen weiter gemessen insbesondere anhand des Inklinometers I1, sowie anhand von geodätischen Messnetzen. Wie aus der graphischen Darstellung der Horizontalen Verformungen zu erkennen ist, hat die Verformungsgeschwindigkeit insbesondere in der Nähe der Oberfläche nur sehr langsam abgenommen.

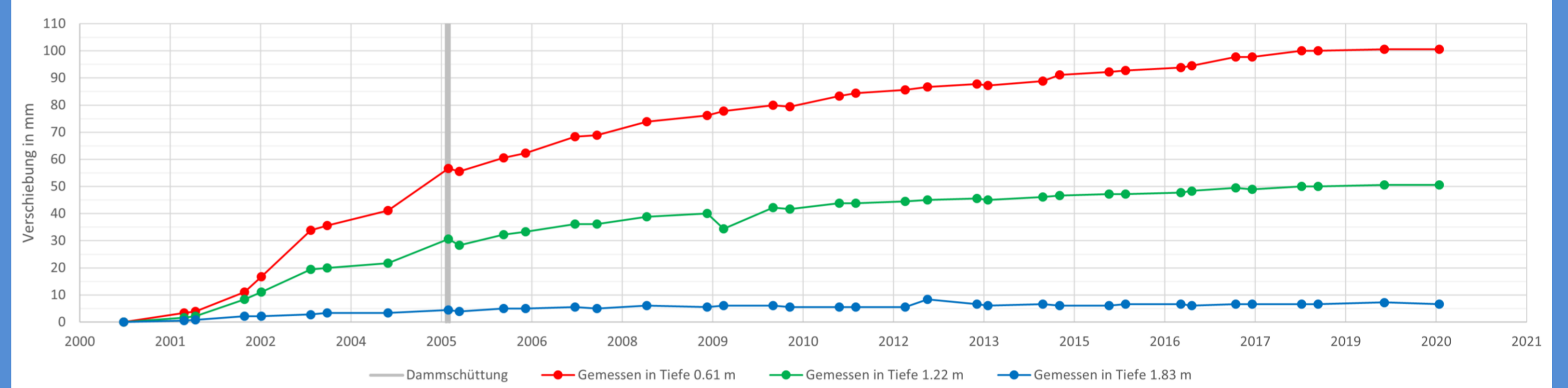


Abb. 3: Inklinometer: Verschiebungen in Abhängigkeit der Zeit (2000 - 2020)

Trotz einer kontinuierlichen Verlangsamung der Verformungen, kann erst in den letzten 3 Jahren von einer vollständigen Stabilisierung des Dammfusses ausgegangen werden, wie aus den Messwerten zu erkennen ist.

Der Einfluss den Anschüttung auf die Böschungsverformungen hat sich somit über etwa 15 Jahre verteilt bevor eine endgültige Stabilisierung eingetroffen hat. Diese Dauer war wesentlich grösser als ursprünglich angenommen und kann rechnerisch nur sehr bedingt nachvollzogen werden.

Nach mehr als 20 Jahren Untersuchungen und Bewertungen ist somit z.Z. das Verhalten des Dammfusses zufriedenstellend.

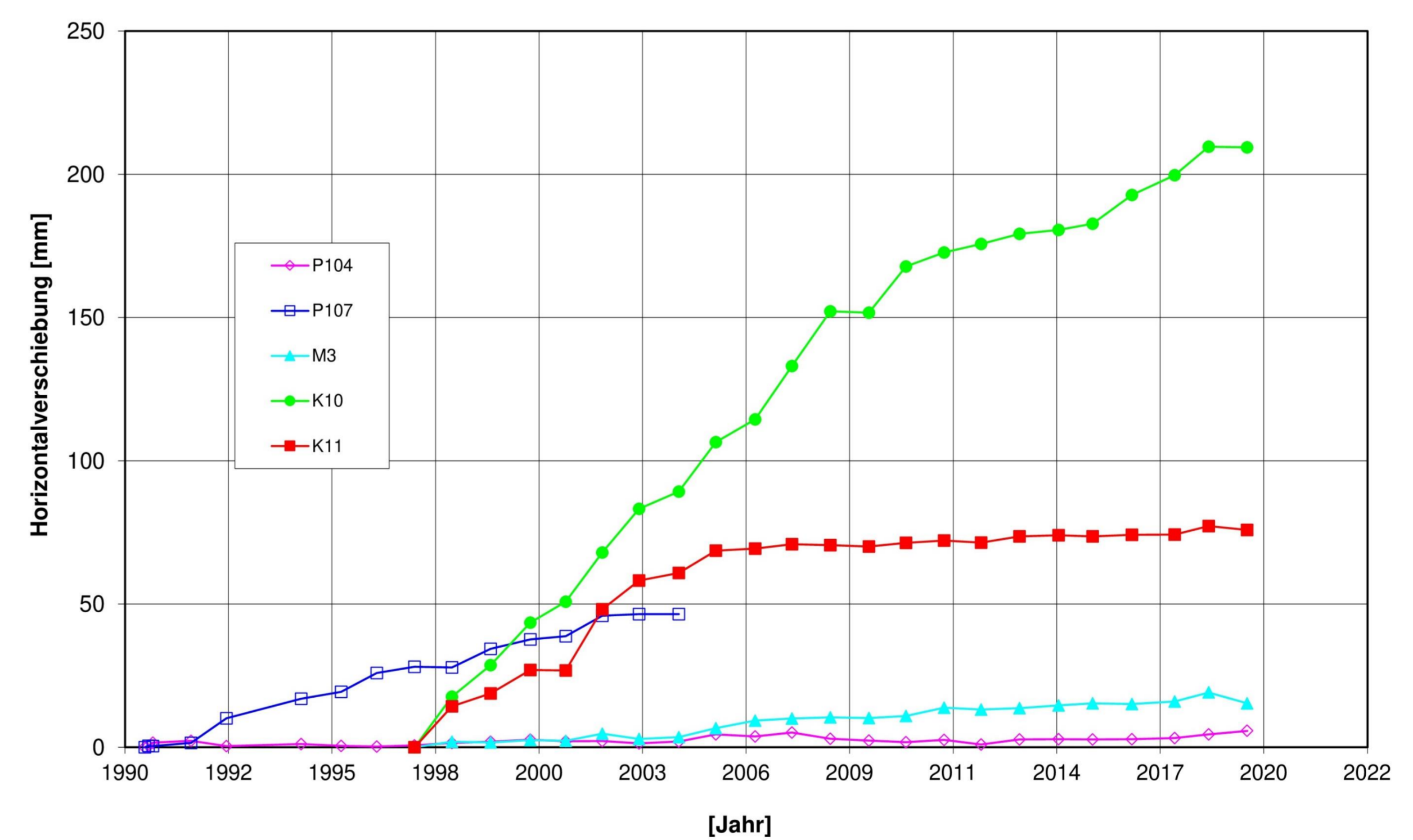


Abb. 4: Fotos während der Bauarbeiten.



Barrage de Salanfe

Détensionnement par sciage, 2012-2013

ALPIQ

Auteur: Raphaël Leroy

1 Description du barrage

Situé à l'altitude de 1925 msm, le barrage poids de Salanfe, d'une hauteur de 52 m pour une longueur de couronnement de 598.65 m a été construit de 1947 à 1953. Il forme le lac de retenue d'une capacité de 40 Mio m³. Le volume de béton est de 230'000 m³ avec une épaisseur au couronnement et à la base respectivement de 5 et 38.2 m. L'ouvrage se décompose en plan en quatre parties rectilignes: une partie centrale de 260.65 m, une aile droite en deux tronçons de 72.5 m et 76 m et une aile gauche de 189.50 m. Le dispositif d'auscultation est composé de pendules, rocmètres, prises de sous-pressions, débits, déflectomètre à fil invar, vinchons, paires de boulons, réseau géodésique et de nivellement.

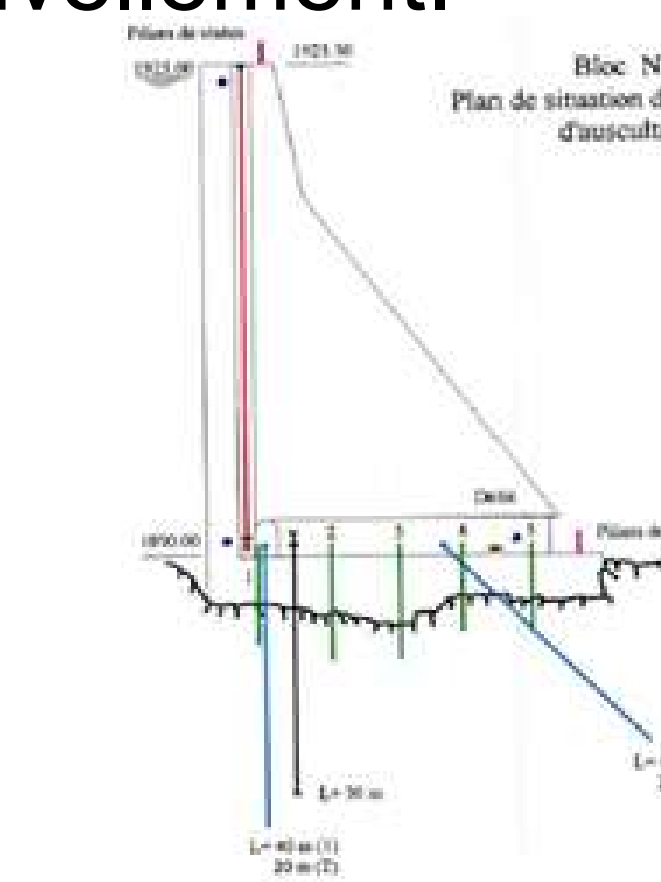


Fig 1: coupe - type

2 Pathologie et assainissement

Les déformations irréversibles et les fissures identifiées sur le barrage ont été attribuées au gonflement résultant d'une réaction alcali-granat du béton. Afin de limiter les effets d'une détérioration des propriétés structurales et mécaniques de l'ouvrage, une étude par modèle numérique a permis d'évaluer les effets de ce gonflement quant aux contraintes et de déformations.

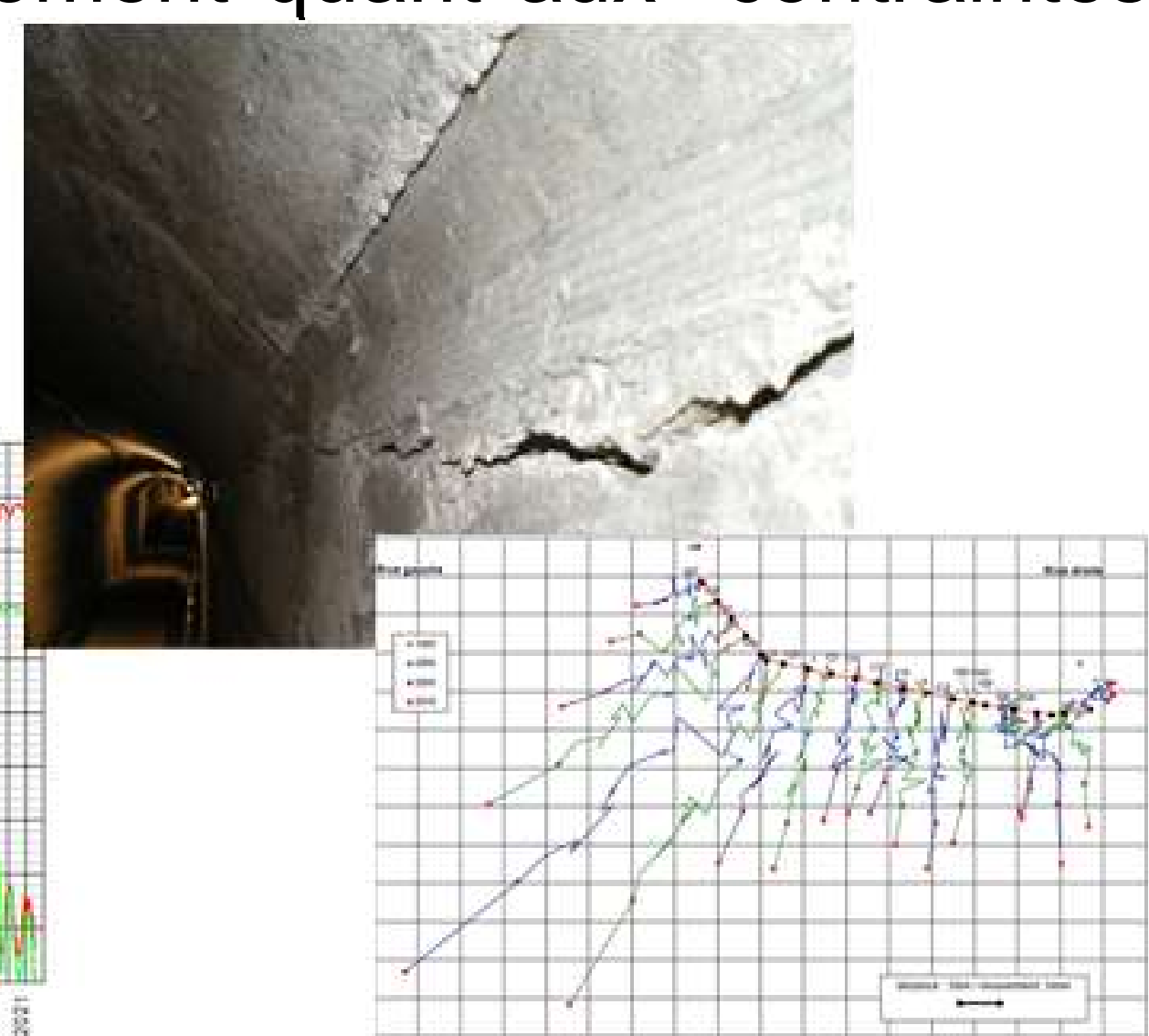
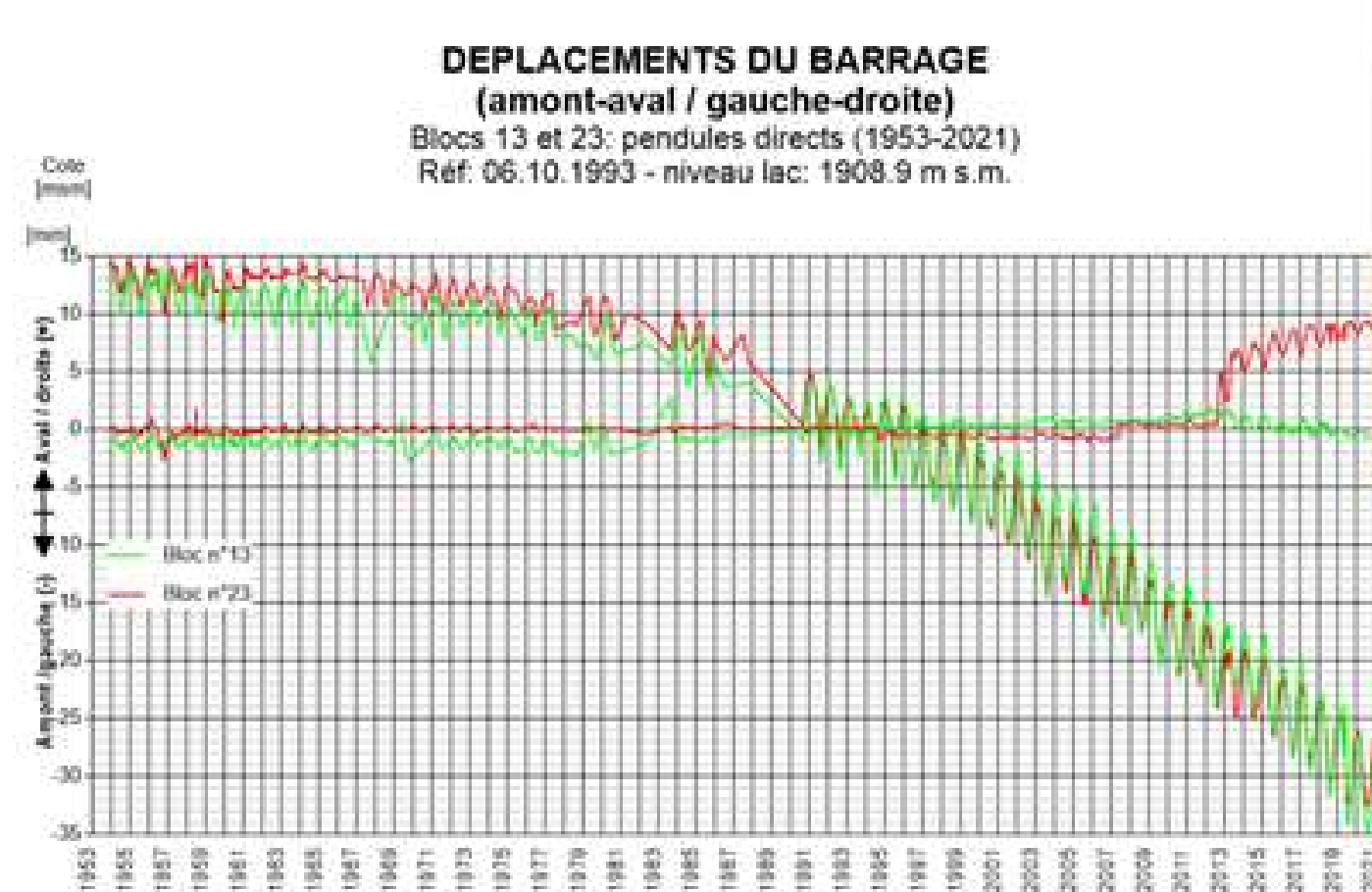


Fig. 2: pendule amont-aval – fissure – planimétrie du couronnement

Les résultats de simulations numériques ont permis l'évaluation d'un détensionnement. Entre 2012 et 2013, 22 traits de scie verticaux orientés dans la direction amont-aval, traversant le barrage de part en part ont été réalisés en deux temps – campagne d'essai, travaux principaux. Au total, 3'622 m² ont été sciés pour un volume de béton enlevé de 41 m³.



4 Références

Salanfe dam – Evolution of the monitoring system related to exploitation and ASR swelling needs - Leroy, R
Re-assessment and treatment-design of an ASR-affected gravity dam - Leroy, R & Seignol, J-F
Special Workshop on Chemical Expansion of Concrete in Dams & Hydro-electric projects. Granada - Charwood, R.
Hydro-power structure affected by alkali-aggregate reaction: a case-study involving numerical re-assessment - Seignol, J-F
Modélisation de l'effet des contraintes sur l'anisotropie de l'expansion dans les bétons atteints de réactions de gonflement interne - Toutlemond, F

3 Retour d'expérience

• Complexité

La pathologie est associées à des constats de déformations irréversibles et fissures. Une distribution spatiale et temporelle hétérogène rend complexe et difficile la maîtrise de l'avancement. En effet, plusieurs facteurs influence la réaction. Une combinaisons d'autres pathologies et/ou phénomènes peut complexifier la compréhension.

• Auscultation

Un dispositif d'auscultation évolutif et pérenne durant la vie de l'ouvrage doit permettre, en fonction des symptômes, de chercher de la pertinence dans l'information et la connaissance des phénomènes (réaction très lente). Pendant les travaux,. Il faut disposer d'une auscultation opérationnelle et donc, sensibiliser et éduquer l'entreprise quant à la présence d'un dispositif d'auscultation en identifiant et marquant les points de mesures à proximité des zones de chantier. La bonne formation de tout le personnel d'exploitation garantit la qualité. Les nouveaux équipements permettent une redondance. Le dispositif doit fonctionner dans des conditions extrêmes (eau/humidité, poussière, ventilation, ...)

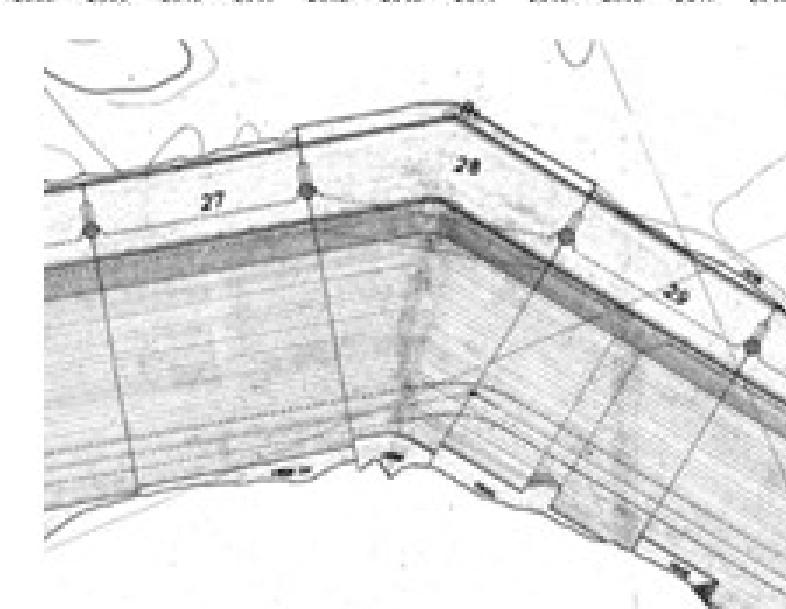
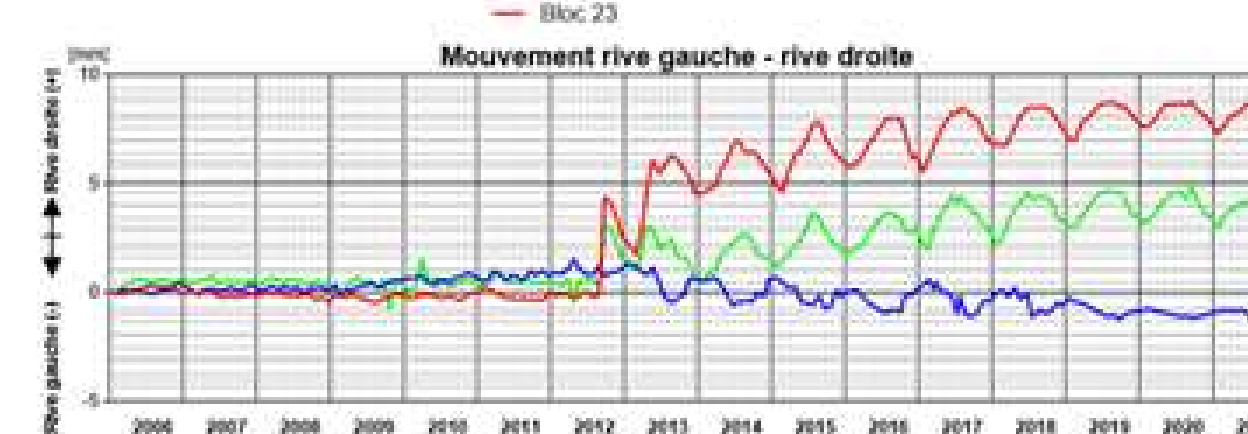
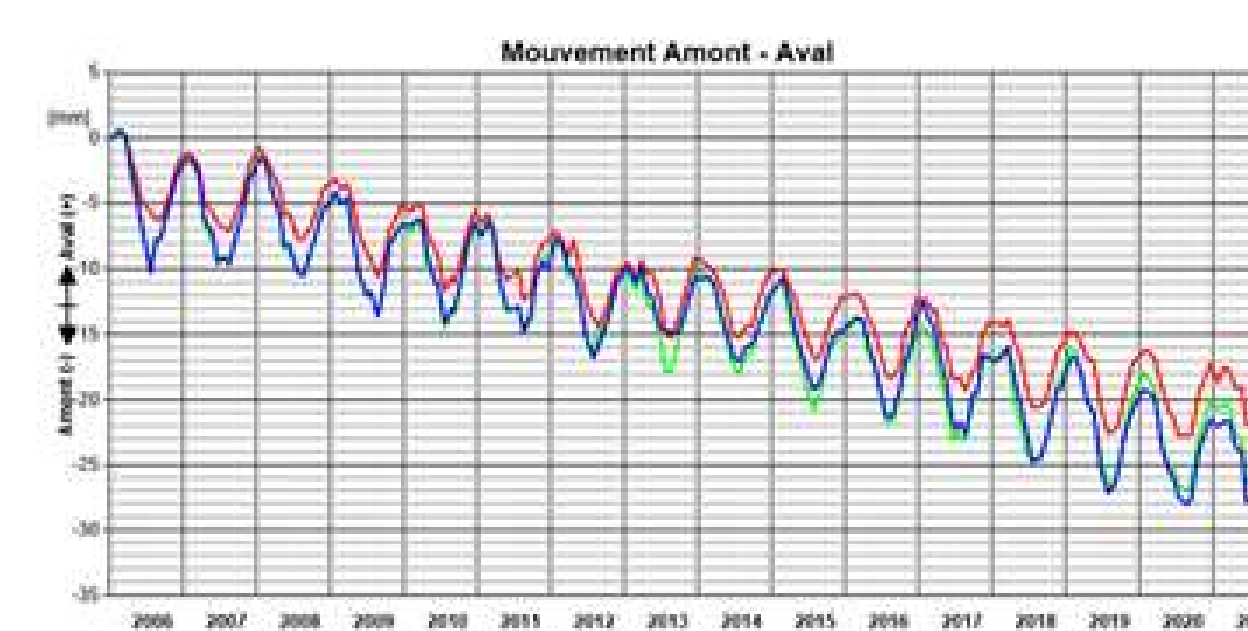


Fig. 3: Déplacement amont-aval / longitudinal de la partie centrale. Géométrie du coude rive gauche

• Constats

Après sciage 5 ans, les blocs de la parties longitudinale se comportent en barrage poids. Les traits de scie restés partiellement ouverts après le sciage se referment. **Le modèle surestime l'état de contrainte.** La cinétique de la réaction est très peu influencée par le sciage. Par effet de forme (angle fermé), l'irréversibilité planimétrique et verticale du coude principal se poursuit avec un endommagement structurel légèrement ralenti.

L'auscultation doit permettre de documenter sur le long-terme le comportement de l'ouvrage. En complément, les observations, le modèle numérique et les tests labo peuvent aider à comprendre le comportement. Les interventions majeures peuvent être dommageables pour le barrage occasionnant un passage pour l'eau et des concentrations de contraintes. La modélisation doit permettre de «maîtriser» ces phénomènes

A priori, les interventions sur des bétons gonflants ne doivent/devraient être justifiées, effectuées que:

- pour garantir la sécurité et le fonctionnement des équipements
- pour soulager des structures déformées
- pour garantir le mode structurel
- pour ancrer des éléments désolidarisés





Zen Binnen (VS), Rhonewerke AG

Problématique de la vidange de fond, 2013-2014



Micó Angel et Métrailler Patrick (HYDRO Exploitation SA, Sion)

1 Description du barrage

Le barrage hydroélectrique de Zen Binnen, mis en service en 1953, est situé au parc naturel de la vallée de Binn en Valais. Cet ouvrage est de type barrage poids sur sa partie inférieure et de type voûte sur sa partie supérieure.

Hauteur: 21.50 m

Volume de la retenue ~150'000 m³

Particularité: ouvrage en béton armé



Fig. 1: Parement aval. Vidange ouverte

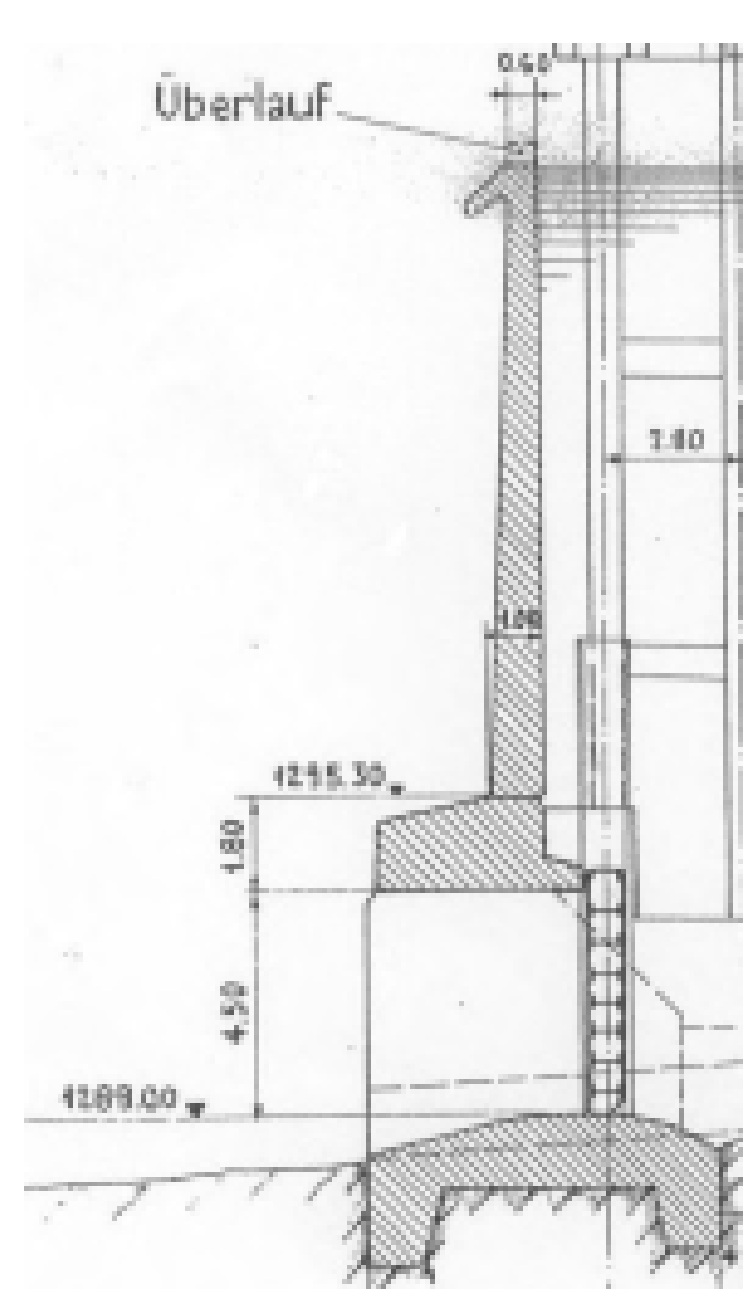


Fig. 2: Coupe à l'axe du barrage

2 Pathologie et investigations

Lors de la purge du 20.08.2013, la vidange de fond est bloquée (ouverture ~80 cm), rendant impossible la manœuvre. Conséquences:

- Vidange de la retenue et obstruction de la vidange
- Accumulation de sédiments à l'amont (~ 6 m)

Investigations

Inspection subaquatique avec ROV (Remote Operated Vehicle) développé par HYDRO Exploitation SA.



Fig. 3: Image du ROV. Vanne de décharge cassée, bloquée par une souche



Fig. 4: Entraînement de la vanne avec chaînes

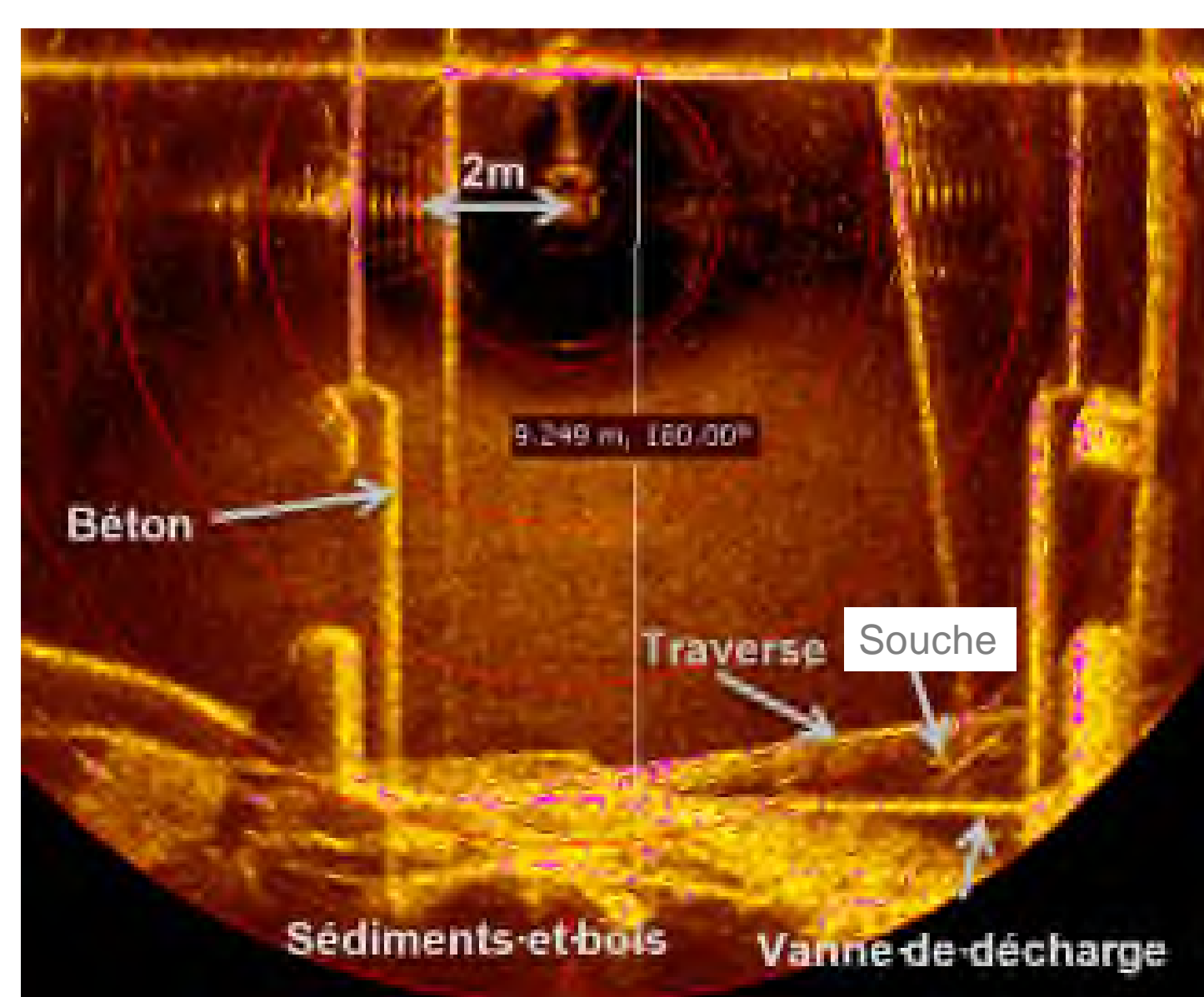


Fig. 5: ROV. Image sonar, intervention en eau turbide, traverse bloquée en travers

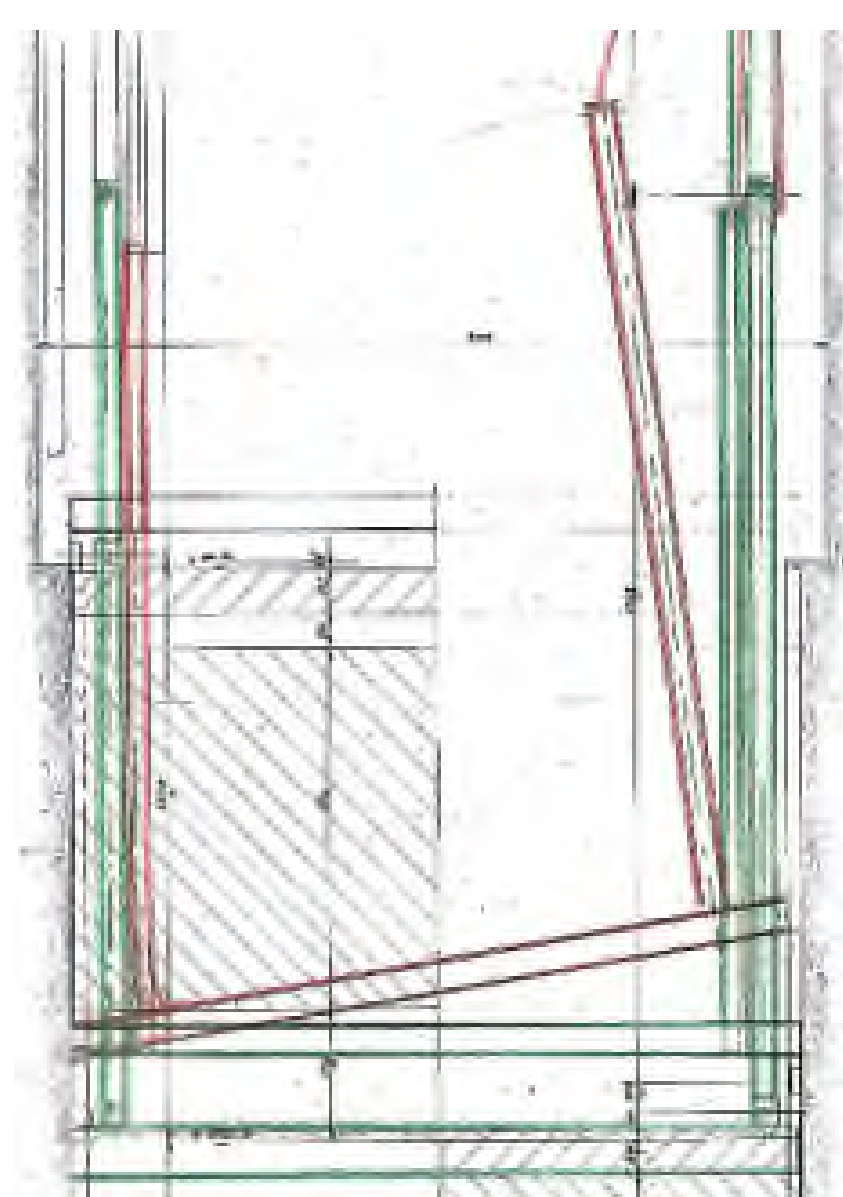


Fig. 6: Schéma de la traverse d'actionnement endommagée (en rouge)

Conclusions

La traverse d'actionnement de la vanne de décharge est cassée et bloquée par une souche.

3 Assainissement et retour d'expérience

Breve description de l'assainissement réalisé

- Déviation des eaux (construction d'une digue sur le lit de la retenue) et gestion des apports à l'amont
- Vidange de la retenue par pompage
- Dégagement et ouverture de la vidange
- Assainissement de la vanne de décharge
- Installation d'un entraînement redondant de la vidange (barres DYWIDAG)



Fig. 7: Construction de la digue



Fig. 8: Vidange de la retenue par pompage



Fig. 9: Dégagement de la vanne



Fig. 10: Assainissement de la vanne de décharge

Retour d'expérience

L'utilisation du ROV a permis l'identification précise de la problématique et quels éléments de la vanne sont endommagés.

L'incident du 20.08.2013 a provoqué une perte de la capacité de stockage de l'aménagement de ~ 8 mois.

Evaluation de l'efficacité de l'assainissement.

L'entraînement redondant permet d'assurer l'ouverture de la vidange de fond en cas de défaillance.



Fig. 11: Entraînement d'origine de la vidange (chaînes) et système redondant (barres DYWIDAG)

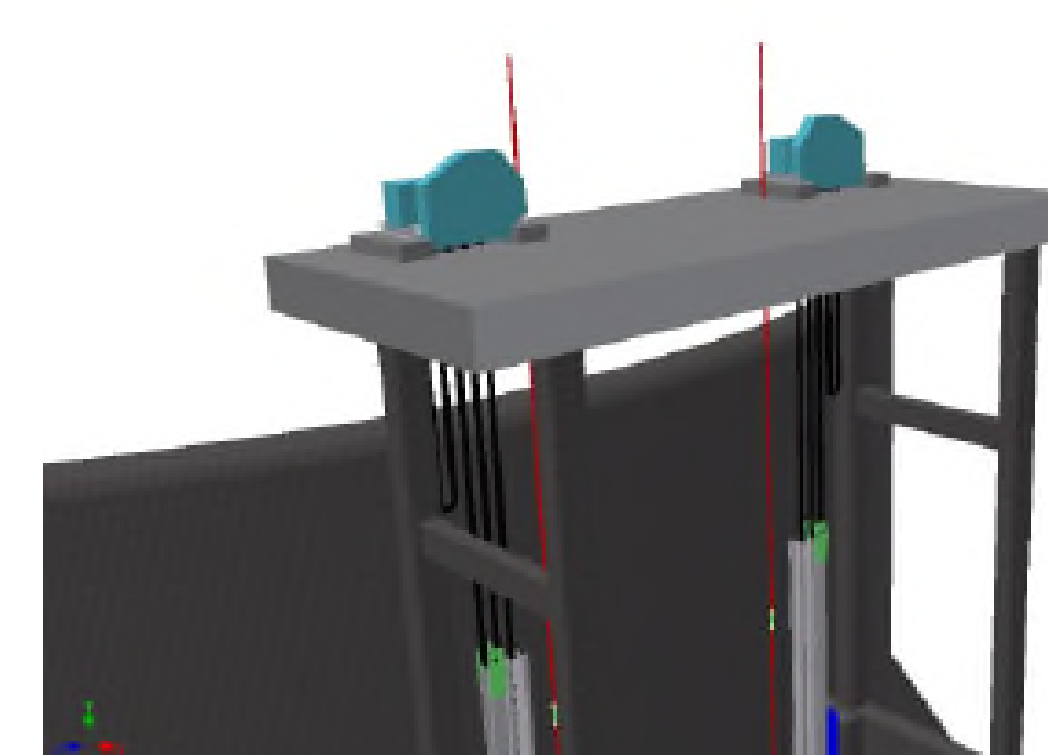


Fig. 12: Entraînement d'origine de la vidange. Barres DYWIDAG en attente

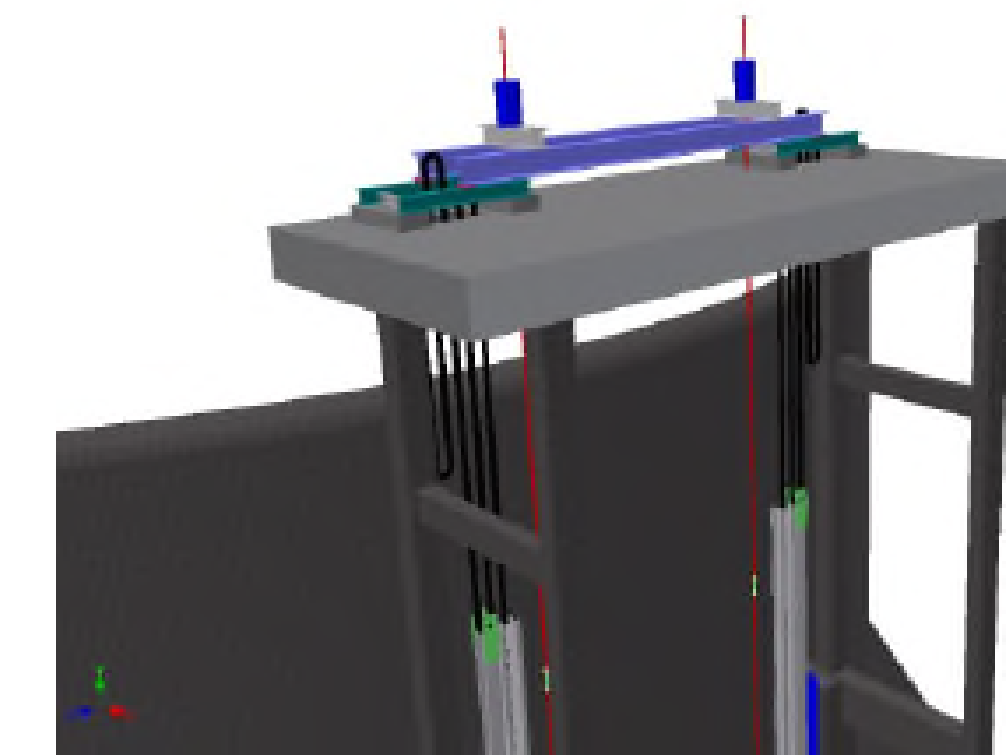


Fig. 13: Entraînement de la vidange en cas de défaillance (utilisation des barres DYWIDAG)