

METHODES ET TECHNIQUES INNOVANTES

dans la maintenance
et la réhabilitation
des barrages et des digues



Colloque
Chambéry
27 & 28 Nov. 2018



Edition CFBR - 2018
www.barrages-cfbr.eu

Méthodes et techniques innovantes dans la maintenance et la
réhabilitation des barrages et des digues

ISBN 979-10-96371-06-8– dépôt légal 4^{ème} trimestre 2018



Cette œuvre est sous licence Creative Commons Attribution - Pas
d'Utilisation Commerciale - Partage dans les Mêmes Conditions
3.0 France. Pour accéder à une copie de cette licence, merci de
vous rendre à l'adresse suivante
<https://creativecommons.org/licenses/by-nc-nd/3.0/fr>.

En couverture : Barrage du Chambon
© EDF



***Methodes et techniques innovantes
dans la maintenance
et la réhabilitation
des barrages et des digues***

***Chambéry, Centre de Congrès Le Manège
27 et 28 Novembre 2018***

- Innovations dans les diagnostics
- Innovations dans les opérations de réhabilitation

INTRODUCTION DU COLLOQUE

Bernard REVERCHON – Président du Comité d'Organisation

Colloque

METHODES ET TECHNIQUES INNOVANTES DANS LA MAINTENANCE ET LA REHABILITATION DES BARRAGES ET DES DIGUES

27 et 28 novembre 2018

CHAMBERY

Centre de Congrès Le Manège

Objet du Colloque

Rappelons un truisme bien robuste : les barrages, comme le reste d'ailleurs, vieillissent d'un an chaque année. La raréfaction de la construction de ces ouvrages ces trente dernières années conduit là aussi à une évidence : l'âge moyen des barrages français, s'il n'est pas encore canonique, augmente régulièrement pour être à ce jour de l'ordre de l'espérance de vie humaine. En remblai pour les plus anciens, puis en maçonnerie et enfin en béton pour les plus « récents », les barrages (et les matériaux qui le composent) subissent l'épreuve du temps. Les opérations de maintenance et de réhabilitation sont (et seront) très largement plus nombreuses en France que les constructions d'ouvrages. Pour les digues de protection, dans le contexte de la mise en place de la GEMAPI et des systèmes d'endiguement, il existe aussi des ouvrages anciens qui nécessitent de la maintenance et/ou des ouvrages conçus séparément dont le futur fonctionnement cohérent dans un même système d'endiguement nécessitera diagnostics et réhabilitations pour viser un niveau de protection homogène.

Certaines pathologies de long terme finissent un jour par se révéler, puis prendre de l'ampleur : gonflement des bétons, érosion interne des remblais et des fondations, pertes d'étanchéité conduisant à des longues montées en pression de massifs,.... Le challenge de la pérennité et de l'intégrité des barrages et des digues dans le temps, dans un champ de fortes contraintes, notamment économiques, conduit à développer des méthodes et des techniques innovantes (comme par exemple le refroidissement/chauffage d'un barrage voûte), et parfois totalement inédites. Certaines sont en devenir, d'autres mises en œuvre depuis suffisamment de temps pour en établir un premier retour d'expérience.

Ce colloque propose de visiter les **méthodes et techniques innovantes** introduites dans cette dernière décennie aussi bien dans la **préparation** des opérations de réhabilitation ou de maintenance que dans les **réalisations sur chantier**.

Il s'adresse ainsi à tous les acteurs de la profession : maîtres d'ouvrages/exploitants, bureaux d'études, maîtres d'œuvre, entreprises de travaux publics, experts indépendants et universitaires.

Ce colloque a été décidé en réunion de la Commission Exécutive du CFBR le 9 juin 2017.

Contenu du Colloque

L'étendue du sujet a conduit le comité d'organisation à restreindre le périmètre du colloque au seul domaine du **génie civil**, pour tous les types de barrages et de digues.

Deux critères principaux ont conduit le choix des communications présentées :

- Le maître mot du colloque est **l'innovation** : c'est le principal critère de sélection des communications
- L'autre critère retenu a été la richesse et l'importance du **Retour d'Expérience** de la technique ou de la méthode

Le colloque est finalement séquencé en deux thèmes :

Innovations dans les diagnostics

- Les dispositifs novateurs de reconnaissances, d'investigations et d'auscultation des ouvrages en particulier ceux supportés par des vecteurs aériens ou sous-marins
- Les nouvelles techniques développées dans la dernière décennie dans le domaine des reconnaissances géotechniques et géophysiques in situ et/ou l'exploitation des données recueillies
- Les dispositifs numériques d'aide aux expertises

Innovations dans les opérations de maintenance ou de réhabilitations

- Développement des techniques nouvelles dans le traitement des sols et dans les fondations sur terrain meuble,
- Nouvelles techniques de réhabilitation, renforcement, augmentation de la durée de vie des matériaux ou de conservation de leurs propriétés originelles
- Idées novatrices dans le traitement de pathologies des barrages : gonflement, perte d'étanchéité, fluage. Nouvelles approches de justification du bon comportement des barrages, limites de ces approches

Le Comité d'organisation/Comité scientifique

Il est composé de (par ordre alphabétique):

Pierre AGRESTI – ARTELIA
Florent BACCHUS – BETCGB
Olivier BORY – CFBR (Secrétaire général)
Jean Marie BOUTET - EDF-CIH
Catherine CASTEIGTS – SCP
Patrice CHARDARD – EIFFAGE Génie Civil
Olivier CHULLIAT- EDF-CIH

Gaétan DAUTOIS – TRACTEBEL
Thibaut GUILLEMOT – ISL
Bernard REVERCHON – CFBR (Président)
Laurent THAREAU - CNR
Guillaume VEYLON – IRSTEA
Eric VUILLERMET - BRL Ingénierie

Remerciements

Le comité d'organisation remercie chaleureusement tous les auteurs de communications et les orateurs qui ont contribué à présenter à la communauté des barragistes une vision des méthodes, techniques et dispositifs innovants développés en France ces dernières décennies dans le domaine des barrages et des perspectives issues de la recherche en cours dans ce domaine. Un colloque ne peut cependant pas prétendre à l'exhaustivité, mais les professionnels intéressés pourront approfondir des sujets particuliers en prenant contact avec les auteurs et en consultant la bibliographie.

Un grand merci aussi à tous les membres du comité d'organisation, qui nous ont fait profiter de leur expérience et n'ont pas compté leur temps pour l'élaboration de l'appel à communication, le choix des articles à retenir à partir des résumés reçus, leur relecture critique et les contacts avec les auteurs et enfin l'animation des sessions du colloque.

Un grand merci également à Amélie MAURIN DUMOUCHEL et Caroline FLAMBEAUX qui ont secondé Olivier BORY dans l'organisation de ce colloque.

Tous les membres du comité de pilotage espèrent que ce colloque suscitera auprès de vous un intérêt particulier, et répondra pleinement à vos attentes.

Le Comité d'Organisation

SOMMAIRE

THEME A - INNOVATIONS DANS LES DIAGNOSTICS

SOUS-THEME A1 – INVESTIGATIONS

Présentation A.11 – article 1	page 11
DIAGNOSTICS D’OUVRAGES PAR VECTEURS AERIENS ET SOUS-MARINS Valérie GIRARD, Mélanie TRON, Coline BROTHIER, Olivier SAMAT, Frederic GUILLOT, Yann GAYET, Didier CASSAN	
Présentation A.12 – article 2	page 23
UN RECOURS CROISSANT AUX ROBOTS D’INSPECTIONS ET DRONES POUR LES BARRAGES ET LES DIGUES Gaëtant DAUTOIS, Benjamin COUTAND, Nicolas TROLONGE	
Présentation A.13 – article 3	page 37
CONTROLES NON DESTRUCTIFS DE TYPE ACFM SUR LE BLINDAGE DE LA VIDANGE DE FOND DU BARRAGE DE GENISSIAT Nicolas CROCHETON	

SOUS THEME A2 - RECONNAISSANCES

Présentation A.21 – article 9	page 47
TECHNIQUES DE RECONNAISSANCES INNOVANTES POUR LES ETUDES D’EVALUATION DE LA SURETE DES BARRAGES EN REMBLAIS Olivier BORY, Benjamin GIRARD, Jean-Robert COURIVAUD, Christophe VERGNIAULT	
Présentation A.22 – article 10	page 59
RETOUR D’EXPERIENCE SUR L’UTILISATION DES METHODES GEOPHYSIQUES PAR ONDES DE SURFACE (MASW ET BRUIT DE FOND) POUR LES ETUDES DE STABILITE DYNAMIQUE DES DIGUES DU CANAL DE LA DURANCE Christophe VERGNIAULT, Fanny DUBIE, Benjamin GIRARD, Florence RENALIER	
Présentation A.23 – article 11	page 71
APPORTS DE LA DIAGRAPHIE NUMERIQUE EN FORAGE - EXEMPLE D’UTILISATION AU BARRAGE DU CHAMBON François TAULE, Olivier CHULLIAT	
Présentation A.24 – article 34	page 85
AMELIORATION DE LA CARACTERISATION DE L’INTERFACE BARRAGE-FONDATION Grégory COUBARD, Guilhem DEVEZE, Christophe VERGNIAULT	

SOUS THEME A3 – AUSCULTATION

Présentation A.31 – article 4	page 97
SURVEILLANCE PAR FIBRE OPTIQUE DES OUVRAGES HYDRAULIQUES EN REMBLAI : RETOUR D’EXPERIENCE D’EDF ET PERSPECTIVES DE DEPLOIEMENT APRES 17 ANS DE DEVELOPPEMENTS Jean-Robert COURIVAUD, François MARTINOT	
Présentation A.32 – article 5	page 111
EXPLOITATION D’UN SYSTEME D’AUSCULTATION INCLUANT UNE SURVEILLANCE PAR FIBRE OPTIQUE DES DIGUES DU RHIN ENTRE STRASBOURG ET IFFEZHEIM Cyril GUIDOUX, Jean-Robert COURIVAUD, Fanny DUBIE, Vincent SPEISSER	
Présentation A.33 – article 6	page 123
EVALUATION PERMANENTE DE LA SECURITE DES BARRAGES, DES DIGUES, DES RESERVOIRS, DES VOIES NAVIGABLES AVEC DETECTION DISTRIBUEE PAR FIBRE OPTIQUE Vincent GARAU, Régis BLIN, Daniele INAUDI	
Présentation A.34 – article 7	page 133
AUSCULTATION D’UN BARRAGE EN TERRE SOUMIS A L’EROSION: DU DIAGNOSTIC AUX TRAVAUX DE CONFORTEMENT Chiara CURZI, Thu Nga LE	

Présentation A.35 – article 8.1 page 145
CAPTEURS VIBRATOIRES CONNECTÉS POUR L'AUSCULTATION CONTINUE DES OUVRAGES : EXEMPLE DU BARRAGE VOUTE DE RIBOU (CHOLET) Farouk FRIGUI, Sylvain GENET, Jean-Pierre FAYE, Sébastien JUDENHERC

Présentation A.36 – article 8.2 page 157
TOUR D'HORIZON DES MESURES DE REPONSE DE BARRAGES SOUS BRUIT AMBIANT Nicolas HUMBERT, Abdoul DIALLO, Thierry GUILLOTEAU

SOUS THEME A4 – ANALYSE DE COMPORTEMENT

Présentation A.41 – article 12 page 163
LES CALCULS CYCLIQUES POUR ACCOMPAGNER LE SUIVI ET LA MAINTENANCE (?) DES BARRAGES-VOUTES Frédéric ANDRIAN, Mathieu ROY, Pierre AGRESTI et Yann FOURNIE

Présentation A.42 – article 13 page 175
MODELISATION DU COMPORTEMENT DE BARRAGE DE BETON A L'AIDE DE NEURONES MIX Yifeng LIN, Christine NORET

THEME B – INNOVATIONS DANS LES OPERATIONS DE MAINTENANCE

SOUS THEME B1 – INNOVATION DANS L'AMELIORATION DE L'ETANCHEITE DES OUVRAGES

Présentation B.11 – article 18 page 189
RETOUR D'EXPERIENCE SUR LES MEMBRANES D'ETANCHEITE PVC EN PAREMENT AMONT DE BARRAGES Nathalie ROSIN-CORRE, Christine NORET, Géraldine MILESI, Gaëtan DAUTOIS, Marc HOONAKKER, Pierre AGRESTI

Présentation B.12 – article 19 page 207
GÉOMEMBRANES EN PVC-P SUR DES BARRAGES FRANÇAIS : RETOUR D'EXPÉRIENCE ET INNOVATION Olivier BORY, François DELORME, Alberto SCUERO, Gabriella VASCHETTI

Présentation B.13 – article 20 page 218
REX DE L'ETAT DE LA GEOMEMBRANE PVC-P DU CHAMBON APRES 20 ANS D'EXPLOITATION ET DEVELOPPEMENT D'UN OUTIL POUR LE SUIVI DES GEOMEMBRANES PVC-P Olivier BORY, François DELORME, Jonathan TIREAU, Frédéric TAILLADE, Gabriella VASCHETTI

Présentation B.14 – article 22 page 235
EFFICACITÉ ET DURABILITÉ DES ÉCRANS ÉTANCHES « SOIL MIXING » DANS LES DIGUES Sébastien PATOUILLARD, Fabrice MATHIEU, Lucile SAUSSAYE

Présentation B.15 – article 23 page 245
TRAVAUX D'INJECTION DES FISSURES DU BARRAGE DE BIMONT Romain GIUNTI, Katia LALICHE, Christine NORET, Loïc SABAU

SOUS-THEME B2 – INNOVATIONS DANS LE RENFORCEMENT DES OUVRAGES

Présentation B.21 – article 15 page 257
BARRAGE VOUTE DE LAOUZAS (EDF) – CONFORTEMENT DE LA BUTÉE ROCHEUSE A L'AVAL DES PLOTS CENTRAUX ET REQUALIFICATION DE L'OUVRAGE François MOREL, Emmanuel ROBBE, Jean-Luc KRUSZYK, Marc HOONAKKER, David SABATIER

Présentation B.22 – article 16 page 270
UTILISATION DES TIRANTS ACTIFS POUR LE CONFORTEMENT DES BARRAGES – RETOUR D'EXPERIENCE ET ETUDES DE CAS Guillaume VEYLON, Paul ROYET, François MOREL, Alexis PIRON, Akim SALMI

Présentation B.23 – article 17 page 285
LE RENFORCEMENT DES OUVRAGES HYDRAULIQUES EN REMBLAIS PAR BIOCALCIFICATION : BIENTOT UNE REALITE Annette ESNAULT-FILET, Ira GUTJAHR; Rémi BEGUIN, Aurélie GARANDET, Amandine VIGLINO ; Astrid MONDOLONI, Jean-Michel MONIER, Fabrice EMERIAULT, Jean MARTINS

Présentation B.24 – article 14 page 299
MAITRISE DE L'ETAT THERMIQUE DES BARRAGES VOÛTES : EXEMPLE DU BARRAGE DE GAGE II Claire PRALONG, Christian SCHADEGG, Emmanuel ROBBE

SOUS-THEME B3 – INNOVATIONS DANS LES OPERATIONS DE REHABILITATION

Présentations B.31 & B.32 – art 24 page 309
REX DES REMBLAIS DEVERSANTS AVEC PROTECTION EN BCR ET APPLICATION A DE FUTURS CONFORTEMENTS François DELORME, Francis FOUSSARD, Jean-Jacques FRY, Olivier MUNOZ, Akim SALMI, Patrice THOMAS

Présentation B.33 – article 26 page 325
QUINZE ANS ET ONZE PKW PLUS TARD - RETOUR D'EXPERIENCE SUR LA CONCEPTION ET LA CONSTRUCTION D'EVACUATEURS DE CRUE LABYRINTHES DE TYPE PKW Frederic LAUGIER, Julien VERMEULEN

Présentation B.34 – article 24 page 345
COMBI GAGNANT DES DIA « DEVERSOIRS INNOVATIFS ASSOCIES » AU SERVICE DE LA REHABILITATION PASSIVE DES BARRAGES VIS-A-VIS DU PASSAGE DES CRUES – THEORIE ET CAS D'ETUDE Arnaud CHAPUIS

POSTERS

Poster P1 – article 31 page 359
DIAGNOSTIC EXHAUSTIF (EX. EXAMEN TECHNIQUE COMPLET) D'OUVRAGES DE GRAND LINEAIRE (CANAUX) SANS VIDANGE Bruno DAUMAS, Jean-Robert COURIVAUD, Isabelle PENOT, Coralie BILGER, Stéphane AIGOUY

Poster P2 – article 32 page 371
RECONNAISSANCES APPROFONDIS POUR DETERMINER LA RESISTANCE DES CULEES A LA POUSSEE D'UN BARRAGE-VOUTE Frédéric ANDRIAN, Jean-Thomas MECHIN, Pierre AGRESTI, Vanina GBIORCZYK

Poster P3 – article 33 page 381
UTILISATION DE L'IMAGERIE ELECTRIQUE EN 3 DIMENSIONS Jean-Marc RAGOT, Delphine TOURNIER

Poster P4 – article 35 page 391
METHODES DE CALCUL INNOVANTES POUR LES ETUDES D'EVALUATION DE LA SURETE DES OUVRAGES EN REMBLAIS Olivier BORY, Benjamin GIRARD, Jean-Robert COURIVAUD

Poster P5 – article 37 page 399
CONCEPTION ET REALISATION D'UN DISPOSITIF DE SURVEILLANCE DU PHENOMENE D'EROSION INTERNE DE LA FONDATION SUPERFICIELLE DU BARRAGE DE CHARMES Thibault CARLIER, Justine FAURE, Frédéric POINSOT

Poster P6 – article 38 page 411
CONFORTEMENT DU DEVERSOIR D'HERBENS PAR MISE EN ŒUVRE D'UN RIDEAU DE PALPLANCHES Florian CARRAZ, Olivier GUILHEM, Carole BUISSON, Olivier MINJARD, Nicolas DALON, Théo ARNAUD

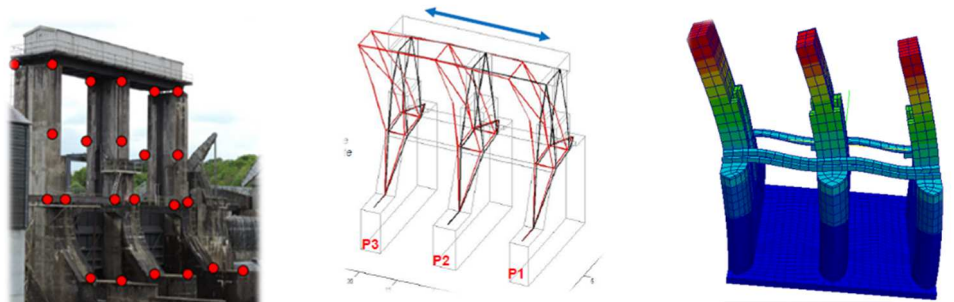
A - Innovations dans les diagnostics



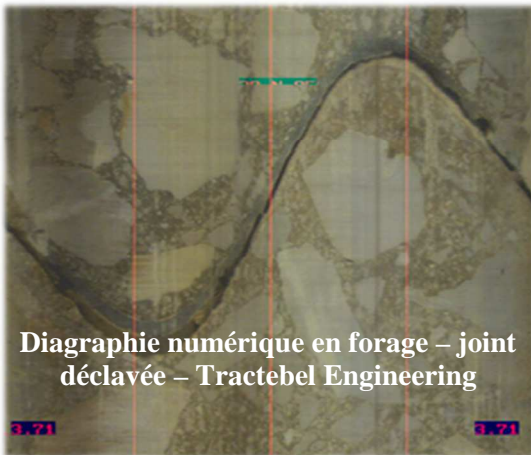
Scanner 2D porté sur ROV - SubCMarine



Modèle 3D du barrage de Plan d'Aval
EDF - SubCMarine

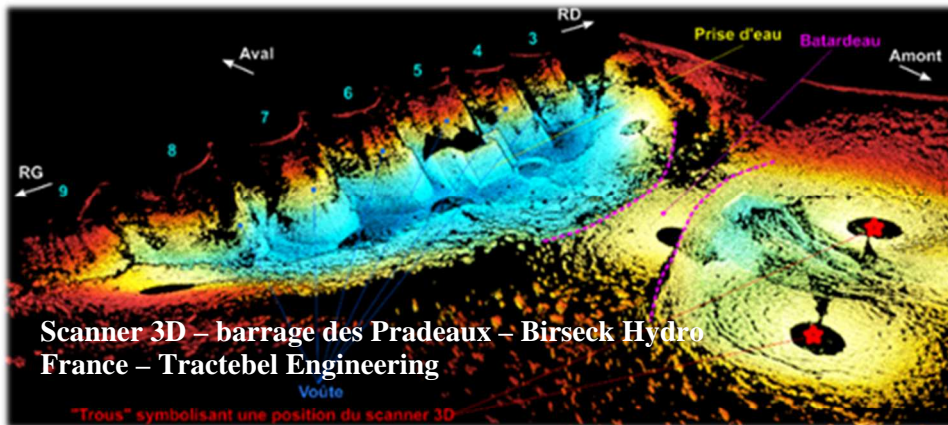


Barrage de Jousseau - système d'enregistrement vélocimétrique - EDF



Diagraphie numérique en forage – joint déclavée – Tractebel Engineering

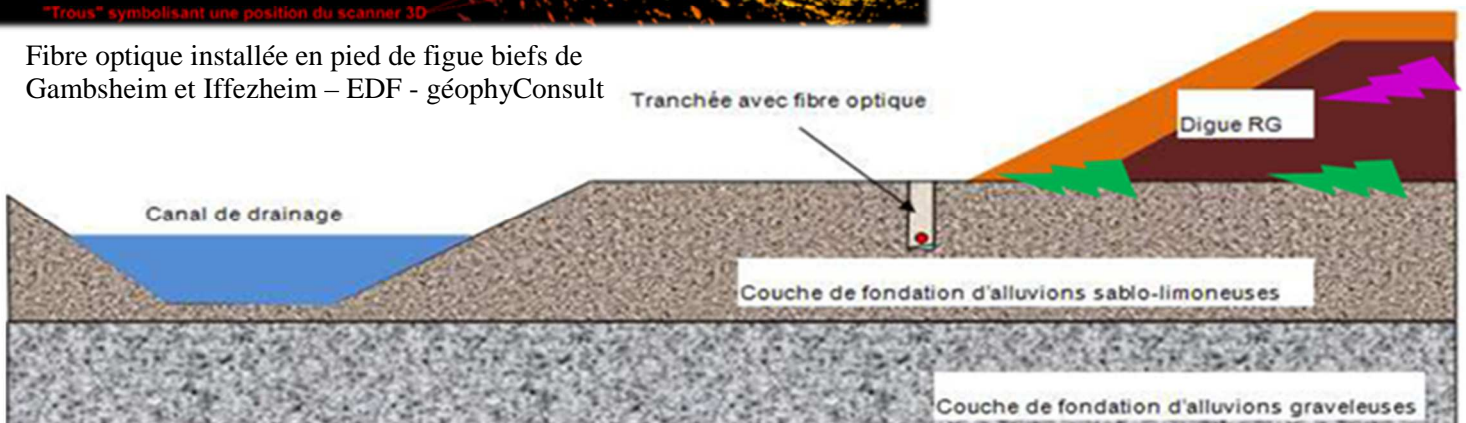
- A1 – Investigations
- A2 – Reconnaissances
- A3 – Auscultation
- A4 – Analyse de comportement



Scanner 3D – barrage des Pradeaux – Birseck Hydro France – Tractebel Engineering

"Trous" symbolisant une position du scanner 3D

Fibre optique installée en pied de fige biefs de Gamsheim et Iffezheim – EDF - géophyConsult



DIAGNOSTICS D'OUVRAGES PAR VECTEURS AERIENS ET SOUS-MARINS

Dam survey with UAV and ROV

Valérie GIRARD¹, Mélanie TRON¹, Coline BROTHIER⁵

Olivier SAMAT², Frederic GUILLOT², Yann GAYET³, Didier CASSAN⁴

¹ EDF-CIH, 37 rue Diderot, 38042 GRENOBLE Cedex, FRANCE valerie.girard@edf.fr melanie.tron@edf.fr

² SUBCMARINE, 18 rue Alfred Nobel, 69320 FEYZIN France os@subcmarine.com, fg@subcmarine.com

³ GEOKALI-SCM, 7 avenue du Présenteur 07400 ROCHEMAURE FRANCE yann.gayet@geokali.com

⁴ INTERO, 99 Allée Nord – ZA Les Blaches, 38270 JARCIEU didier.cassan@intero-integrity.com

⁵ EDF-DTG, 21, av de l'Europe, 38000 GRENOBLE, France coline.brothier@edf.fr

MOTS CLÉS

Examen Technique Complet, ETC, Drone, ROV, Subaquatique, Diagnostic Exhaustif, conduite forcée.

PLAN D'AVANT.

RÉSUMÉ

DIAGNOSTIC D'OUVRAGES PAR VECTEURS AERIENS ET SOUS-MARINS

Les grands barrages font l'objet d'examens périodiques réglementaires (Diagnostiques Exhaustifs) dont l'objectif premier est de s'assurer que l'état du barrage et des ouvrages remplissant une fonction de sûreté est satisfaisant. Ces diagnostics permettent de détecter d'éventuels désordres sur les parties visibles ou habituellement immergées des ouvrages, et d'en apprécier leur évolution.

Le diagnostic des parties immergées peut être effectué par des examens subaquatiques, qui, avec l'apparition et le perfectionnement des techniques acoustiques, peuvent être réalisées dans des milieux turbides. Les moyens récents permettent également l'examen de galeries et conduits, ainsi que les mesures d'épaisseur des composants métalliques avec une précision satisfaisante. L'avenir offre également de belles perspectives quant à l'examen des ouvrages immergés confinés sur de longues distances, l'amélioration des techniques acoustiques, le traitement d'images acoustiques...

Concernant les parties émergées, traditionnellement visitées à la jumelle ou par cordistes, de nouveaux vecteurs supportant des appareils photo numériques (mât télescopique, filin métallique, puis plus récemment drones) permettent l'acquisition d'images de qualité et une caractérisation précise des pathologies. L'acquisition d'un grand nombre d'images permet désormais la réalisation de modèles 3D par photogrammétrie. La difficulté de ce type de prestation réside dans le cadrage des pathologies et du niveau de détail à relever ainsi que dans le stockage et la pérennisation des données.

La combinaison des données acquises par ces différentes méthodes présente un véritable intérêt pour améliorer le diagnostic et fiabiliser les opérations de maintenance à réaliser.

ABSTRACT

DAM Survey with UAV and ROV

The main objective of large dams survey is to ensure that works and components are safe. These investigations provide information about visible or usually immersed parts of the structures, potential disorders and their evolution.

The investigation of submerged parts can be performed in turbid water thanks to birth and improvement of acoustic techniques. Nowadays, it is also possible to investigate pipes and galleries, and to carry out thickness measurements of metal components with great accuracy level. Future prospects of underwater examination are about confined exams, long galleries exams, improvement of acoustic techniques, processing of acoustic images ...

Emergent parts investigations were traditionally carried out with binoculars or rope access. Currently, new vectors supporting digital cameras (telescopic mast, wire rope, then more recently drones...) allow the acquisition of quality images and disorder characterization with high accuracy level. Large amount of picture captured allow the production of 3D models by photogrammetry. The difficulties of this technology is first to specify what to capture and to find a suitable detail level. Storage solution and sustainability of the data are also a development focus.

The combination of the data acquired by these different ways really improve the diagnosis results and allow reliable maintenance operations.

1. SURVEILLANCE DES OUVRAGES A EDF, CADRE REGLEMENTAIRE

Le décret 2015-526 du 12 mai 2015 impose, pour les barrages de classe A ($H \geq 20\text{m}$, $H^2 \times V^{0.5} \geq 1500$) et B ($H \geq 10\text{m}$, $H^2 \times V^{0.5} \geq 200$), de réaliser, dans le cadre de l'Etude de Dangers (tous les dix ans pour les ouvrages de classe A et tous les quinze ans pour les ouvrages de classe B), un examen dit « Diagnostic Exhaustif » qui a pour but de faire un bilan de l'état des parties de l'ouvrage habituellement immergées ou inaccessibles. Ces examens (dénommés Examens Techniques Complets ou ETC dans le décret 2007-1735 du 11 décembre 2007) se substituent aux visites décennales.

Le principal objectif de cet examen est de s'assurer que l'état du barrage et des ouvrages remplissant une fonction de sûreté est satisfaisant et qu'ils peuvent remplir leurs fonctions. Cet examen permet de déceler, visualiser et repérer les différentes singularités, qu'elles soient nouvelles ou évolutives. L'ensemble des informations recueillies permet d'évaluer les conséquences des dégradations constatées sur la sécurité.

2. EXAMENS SUBAQUATIQUES DES PARTIES IMMERGÉES

Les années 2000 ont vu le développement des examens subaquatiques permettant de s'affranchir des traditionnelles vidanges d'ouvrage lorsque la visibilité le permettait. Les ouvrages faisant l'objet d'un tel examen sont généralement les parements amont des barrages, les ouvrages de prise d'eau et les ouvrages de vidange de fond.

Depuis quelques années, avec l'apparition et le perfectionnement de la robotique et des techniques acoustiques, les visites subaquatiques peuvent être réalisées dans des milieux turbides. Les moyens récents permettent également l'examen de galeries et conduits avec une précision satisfaisante. Tout récemment, en 2016, un examen de conduit métallique avec mesures d'épaisseur en continu a pu être effectué.

Ainsi au fil des années, les problématiques de visibilité, de repérage, de maniabilité ont été surmontées, par l'innovation permanente des entreprises spécialisées.

Les opérations subaquatiques, effectuées dans le cadre des examens techniques complets, s'effectuent en combinant différentes technologies : des systèmes de positionnement (bouts, balises acoustiques, profondimètre, ...), un porteur (R.O.V. – Remotely Operated Vehicle), des systèmes d'acquisition (caméra télévisuelle, caméra acoustique...), des moyens de détection (sonar, ...), des moyens de caractérisation (pointeurs laser, ...) et un ombilic permettant de véhiculer la puissance et les informations jusqu'au poste de pilotage et d'examen en surface.

Les examens sont réalisés suivant un plan d'examen ciblé et pré-défini (par exemple, le long des joints de plot d'un barrage poids). Les informations de navigation du robot, l'imagerie, les mesures, retransmises en temps réel au poste de pilotage et d'examen, permettent d'effectuer les diverses analyses et de s'assurer de la conformité du levé. Cette méthode autorise également la détection de singularités en dehors du plan d'examen afin de proposer un suivi le plus exhaustif possible.

En tout état de cause, l'examen technique nécessite d'une part, une bonne connaissance de l'ouvrage et des zones sensibles et/ou susceptibles d'être le siège de singularités afin de définir le périmètre à examiner et, d'autre part la présence continue des opérateurs ainsi que d'un spécialiste de l'ouvrage pour l'identification et la caractérisation des ces singularités.

Ce type d'examen permet de s'affranchir d'une vidange de l'ouvrage, tout en garantissant des observations de qualité satisfaisante.

3. EXAMENS PAR IMAGERIE DES PARTIES ÉMERGÉES

Les parties émergées des ouvrages, traditionnellement visitées à la jumelle ou par cordistes, ont vu l'apparition de la méthode CNS (Cartographie Numérique de Structure) dans les années 1990, puis il y a tout juste 10 ans, l'apparition d'examens réalisés au moyen d'appareils photos placés sur différents vecteurs (mât télescopique, filin métallique, puis plus récemment drones) permettant l'acquisition d'images de qualité et la caractérisation précise des singularités.

En 2014, le premier modèle 3D de barrage effectué par photogrammétrie à partir d'images drones a été réalisé. La difficulté de ce type de prestation réside dans le cadrage des singularités et du niveau de détail à relever ainsi que dans le stockage et la pérennisation des données. Les ouvrages les plus généralement examinés sont les parements amont émergés, les parements aval, les ouvrages annexes ...

Les examens par drone mettent en jeu un vecteur (le drone) et un capteur (l'appareil photo numérique) couplé dans certains cas à un système Lidar.

Les examens sont réalisés suivant des plans de vols permettant d'acquérir de façon exhaustive des clichés des surfaces à examiner. Les clichés sont effectués avec un certain niveau de recouvrement nécessité par le post traitement. Les images font ensuite l'objet d'un assemblage par photogrammétrie conduisant à l'obtention d'un modèle 3D texturé de l'ouvrage.

Le relevé des singularités est effectué a posteriori, de façon plus ou moins automatisée.

La restitution s'effectue sur une orthophotographie (2D) de l'ouvrage avec le repérage des principales singularités.

Ce type d'examen permet de réaliser une acquisition de données précises et exhaustive, sans avoir à mettre en œuvre d'intervention sur cordes, ce qui améliore considérablement les conditions de sécurité des intervenants. D'autre part, le modèle 3D généré permet l'exploitation des données à d'autres fins que celles d'inspection (plans, calculs, nuage de points, ...).

4. EXEMPLE D'APPLICATION : L'EXAMEN TECHNIQUE COMPLET DU BARRAGE DE PLAN D'AVAL

4.1 Description succincte du barrage de Plan d'Aval

Le barrage de Plan d'Aval fait partie de l'aménagement d'Aussois, mis en service en 1950. Il est constitué de deux barrages séparés par un éperon rocheux et reliés par une culée centrale :

- un barrage voûte en béton en rive gauche, d'une hauteur de 43 m ;
- un barrage poids arqué en béton en rive droite, d'une hauteur de 37,5 m ; le parement amont de ce barrage est revêtu de pierres de taille maçonnées ;
- une culée centrale appuyée sur le merlon rocheux divisant la vallée en deux parties.

Le couronnement du barrage se situe à la cote de 1 948,50 m.

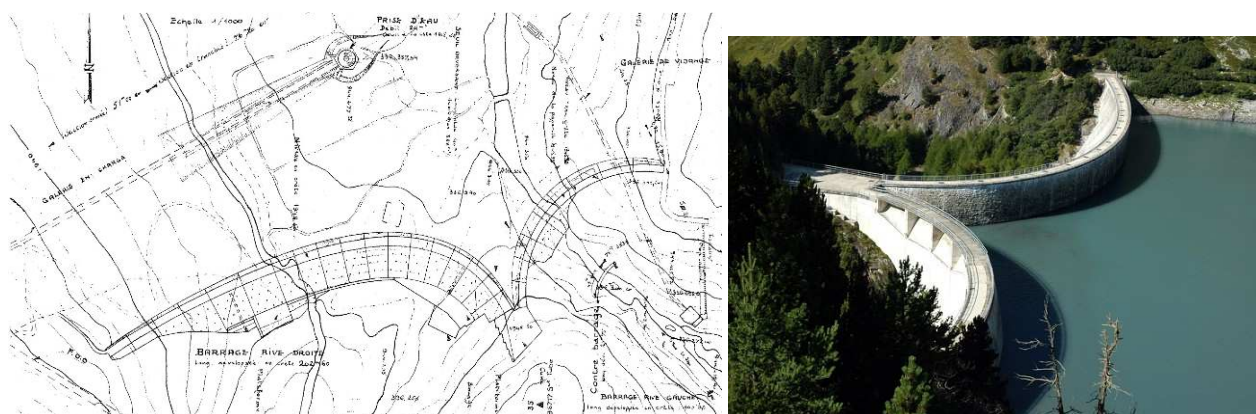


Figure 1 – Vue en plan et vue amont de l'ouvrage de Plan d'Aval

4.2 Contexte de l'Examen Technique Complet réalisé en 2017

En référence au décret 2015-526 du 12 mai 2015 et à l'arrêté d'application du 11 décembre 2017, le barrage de Plan d'Aval est classé en catégorie A, ce qui impose au concessionnaire la réalisation d'un Examen Technique Complet tous les 10 ans.

4.3 Examen subaquatique

- Moyens particuliers

Les outils opérationnels mobilisés lors de l'ETC de Plan d'Aval ont été choisis pour assurer une qualité d'examen optimale compte tenu des contraintes environnementales particulières (variations de la turbidité de l'eau, de la cote de la retenue et durées d'intervention limitées).

L'utilisation de la robotique sous marine (R.O.V.) couplée aux systèmes embarqués d'imagerie télévisuelle et acoustique haute résolution (caméra acoustique, scanner 2D, scanner 3D) a permis d'effectuer un examen exhaustif des parties immergées conformément aux exigences de l'exploitant et de l'Administration.

La mise en œuvre d'un système de positionnement du R.O.V, par balise acoustique spécifique, a permis la localisation (précision absolue décimétrique) des éléments marquants mis en évidence par les différents systèmes d'imagerie embarqués.

La combinaison de ces technologies (imagerie et positionnement) a permis le géoréférencement en temps réel de l'ensemble des observations.

Le coût d'un tel examen et du traitement de données associée est de l'ordre de 50k€.

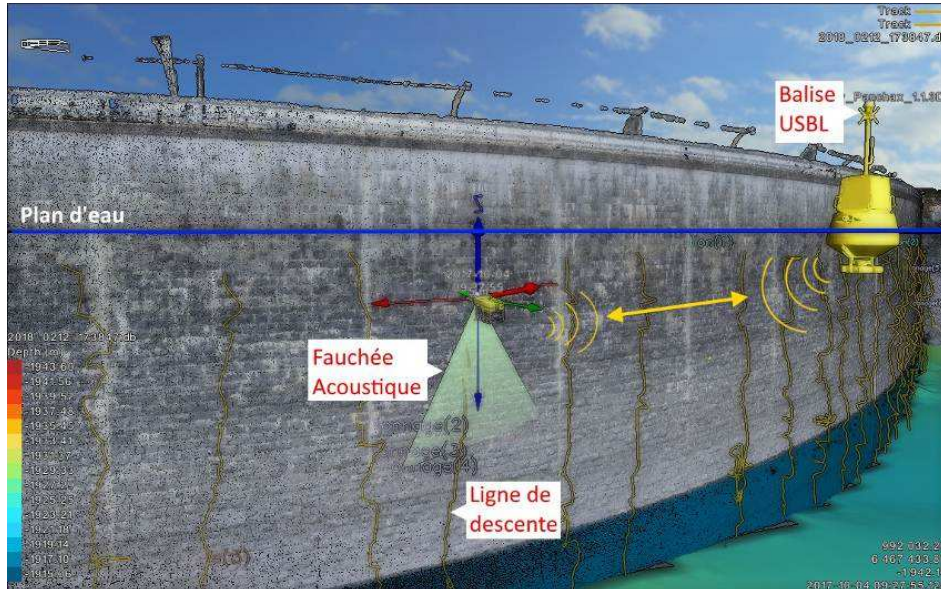


Figure 2 - Illustration du protocole de levé et positionnement temps réel du R.O.V : La balise USBL, calée par rapport à un repère GPS communique avec le pingeur positionné sur le robot via ondes acoustiques afin de donner le positionnement du robot sous l'eau. La fauchée acoustique représentée illustre la zone de balayage de la caméra acoustique permettant les relevés en milieux turbides.

- Résultats

La caméra acoustique offre une qualité d'observation très satisfaisante en milieu turbide, avec des seuils de détection centimétriques, permettant la détection de singularités de l'ordre du centimètre.

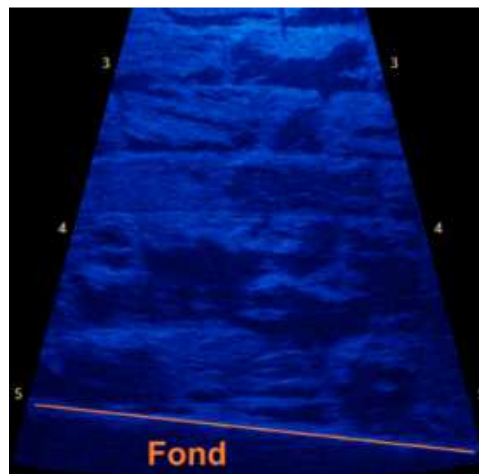


Figure 3 – Image acoustique du parement amont maçonné du barrage poids rive droite de Plan d'Aval

En complément, lorsque la turbidité le permet, l'association d'une caméra acoustique et d'une caméra télévisuelle permet l'obtention d'images complémentaires pour la caractérisation des singularités détectées.

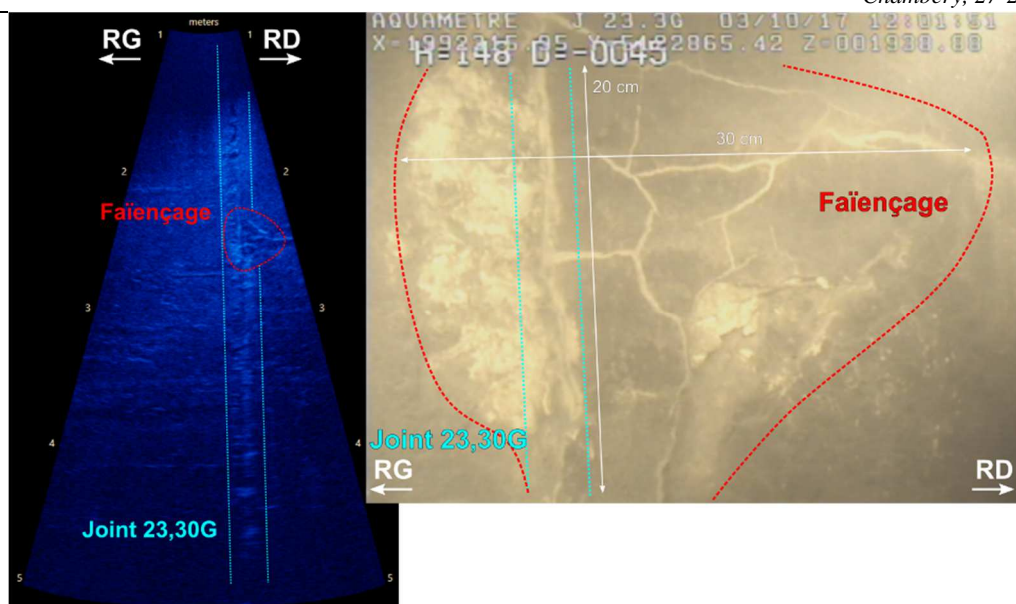


Figure 4 - Observation à la caméra acoustique (à gauche) et à la caméra télévisuelle (à droite) d'un défaut de faièçage sur le parement amont du barrage voûte rive gauche de Plan d'Aval

Dans le cadre de l'Examen Technique Complet 2017 du barrage de Plan d'Aval, l'imagerie acoustique a également été mise en œuvre pour établir un diagnostic de l'état d'envasement à proximité et à l'intérieur de l'entonnement du conduit de vidange de fond de la retenue. Les informations recueillies permettront d'alimenter les études en cours relatives au traitement de la problématique d'envasement de la retenue.

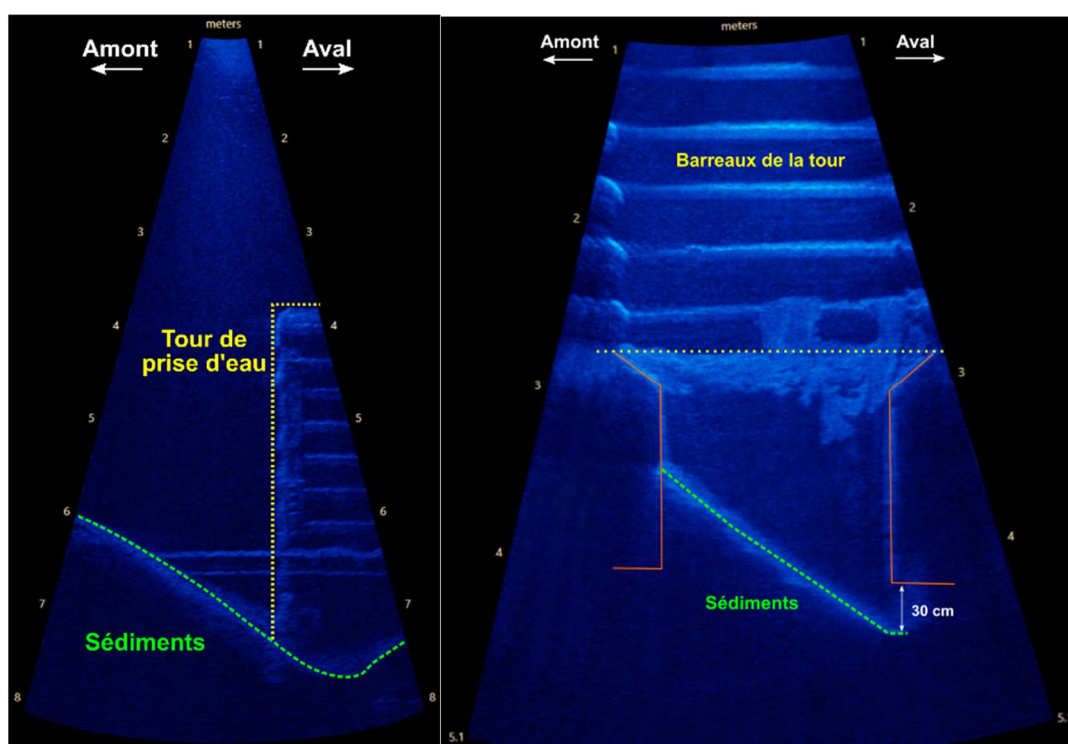


Figure 5 - Observation à la caméra acoustique de l'état d'envasement à proximité (à gauche) et à l'intérieur (à droite) de l'entonnement du conduit de vidange de fond du barrage de Plan d'Aval

L'utilisation d'un sonar panoramique 3D (dit aussi « scanner 3D », sonar avec tête pivotante balayant un faisceau sous forme de pinceau acoustique utilisé en mode statique) a permis de reconstituer en trois dimensions les structures complexes afin d'en contrôler leur état général, et les niveaux d'envasement.

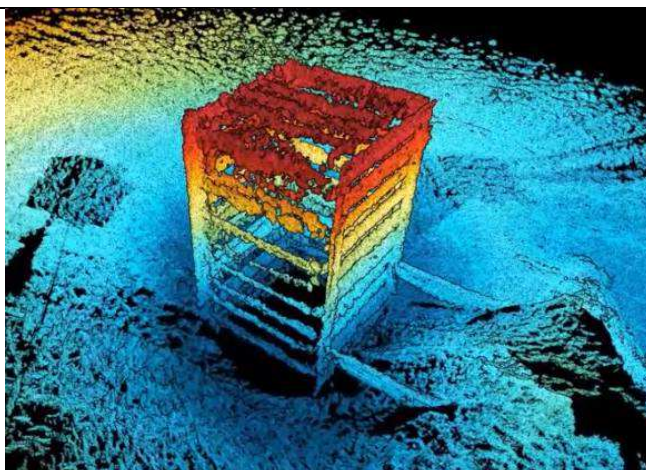


Figure 6 - Observation au scanner 3D de l'entonnement du conduit de vidange de fond du barrage de Plan d'Aval

4.4 Examen aérien par drone

- Moyens particuliers

La modélisation 3D aérienne des ouvrages de génie civil, s'est appuyée sur un procédé de modélisation 3D hybride, par intégration de données laser (obtenues à partir de 21 stations) et photogrammétriques (à partir de 6 000 clichés réalisés par drone permettant de fournir une résolution native des images de 2,5 mm/pixel) : le calcul de corrélation dense entre les images s'appuie non pas sur quelques points de calage relevés au théodolite, mais sur les millions de points du scan laser.

Cette méthode permet de produire des modèles 3D de haute précision : la qualité géométrique du scan laser est conservée, alors que les zones invisibles au scanner sont complétées par le levé photogrammétrique permettant d'obtenir une incertitude globale de l'assemblage des stations laser de 6 mm.

Au-delà de la géométrie, la photogrammétrie apporte une texture très fine permettant un examen exhaustif détaillé, y compris sur des zones difficiles d'accès.

Le coût d'un tel examen et du traitement de données associée est de l'ordre de 15k€.



Figure 7 – Modélisation aérienne par lasergrammétrie et photogrammétrie du barrage de Plan d'Aval

- Résultats

Dans le cadre de l'Examen Technique Complet 2017 du barrage de Plan d'Aval, l'examen par drone a été réalisé en redondance des méthodes historiques initialement prévues (examen visuel direct depuis la retenue pour la partie supérieure du parement amont, depuis le pied aval pour le parement aval, et examen sur cordes pour les seuils et pertuis de l'évacuateur de crue). Cette redondance a été mise en œuvre de manière à caractériser les apports et les limites de l'examen par drone par rapport aux méthodes traditionnelles. Les apports de l'examen par drone sont les suivants :

- exhaustivité du relevé, constituant un examen complet à date présentant l'intérêt de recenser les zones ne faisant pas l'objet d'observations particulières en 2017 mais pouvant faire l'objet d'observations ultérieures et permettant ainsi l'appréciation de leur évolution ;
- précision et qualité de l'observation visuelle, comparées à celles obtenues par les méthodes traditionnelles ;
- possibilité de bâtir un modèle 3D de l'ouvrage pouvant être exploité (coupes, relevés dimensionnels, ...) et utilisé en vue de calculs ou de préparation d'interventions ;
- sécurité, réduction significative des risques SST liés à l'intervention en comparaison aux méthodes historiques (intervention par bateau et sur cordes) ;
- rapidité de déploiement (à titre d'exemple sur Plan d'aval : temps de préparation de 2 jours et intervention terrain de 3 jours)

Cependant, l'examen par drone présente les limites suivantes :

- absence de contact direct permettant de sonder l'ouvrage pour caractériser de manière complète les singularités observées ;
- utilisation conditionnée suivant certains seuils par les contraintes climatiques (vent, pluie, ...).
- post-traitement conséquent (à titre d'exemple sur Plan d'aval : post traitement de 15 jours) ;
- problématique de gestion et d'utilisation des données (acquisition de logiciels dédiés et moyens informatiques, formation des utilisateurs, sécurité et pérennité des données, manipulation du modèle 3D...).

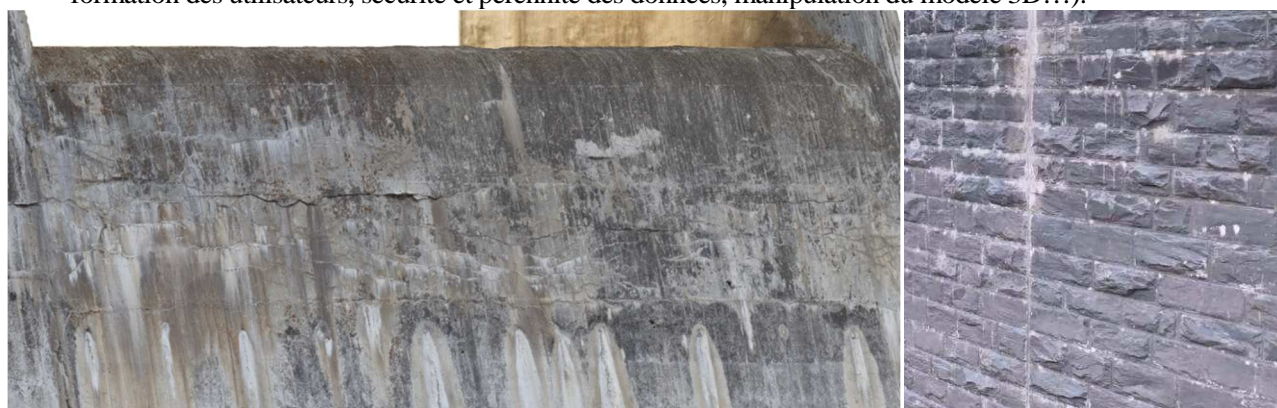


Figure 8 - Observation au drone d'un des seuils de l'évacuateur de crue (à gauche) et du parement amont maçonné du barrage poids rive droite (à droite) de Plan d'Aval



Figure 9 – Modèle 3D du barrage de Plan d'Aval – SubC Marine – 2017



Figure 10 - Réalisation d'une vue écorchée (« coupe ») du barrage voûte rive gauche de Plan d'Aval à partir du modèle 3D, constitué d'un nuage de points texturé, bâti sur la base des relevés effectués par drone et laser

4.5 Restitution combinée

- Méthodologie et moyens

La restitution combinée des données acquises par drone aérien et matériels subaquatiques, constitue une avancée novatrice dans l'appréhension des examens, en permettant d'accroître à la fois l'accessibilité, la lisibilité, la pertinence et l'exhaustivité des relevés.

Pour le barrage de Plan d'Aval, la restitution cartographique a été réalisée sous deux formes :

- la représentation 2D des observations sur un plan en élévation sous un format numérique léger permettant la représentation complète et synthétique des observations. Le lien avec les détails (images acoustiques, numériques, caractéristiques dimensionnelles) est facilité par la création de liens dynamiques. Cette représentation permet également une restitution homogène et cohérente en termes de « grain » de précision entre un levé exhaustif (photogrammétrie des parties émergées) et ciblé (examen subaquatique), notamment grâce à l'examen par un prestataire unique, qui bénéficie de l'appui de l'expert CIH pour l'examen des parties immergées.

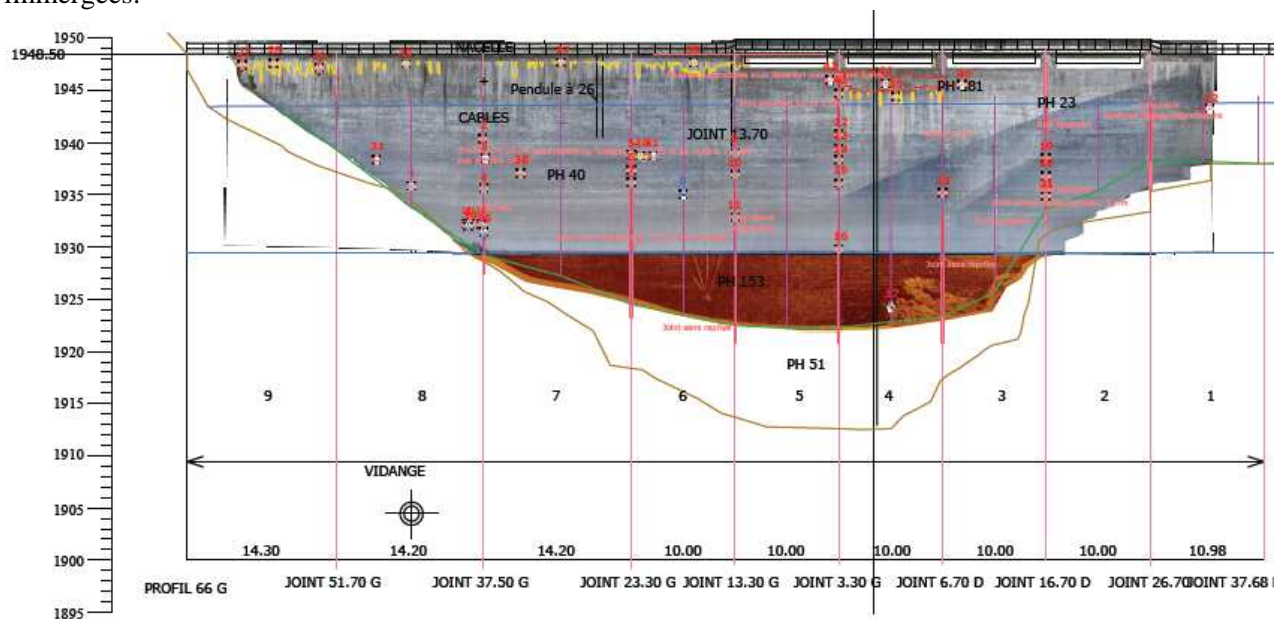


Figure 11 – Extrait de restitution 2D – SubCMarine – 2017



Figure 12 – Technologies d'examen – SubCMarine – 2017

- la représentation tri-dimensionnelle permettant l'évolution dans un environnement virtuel géoréférencé (x,y,z). Cette plate forme cartographique géoréférencée permet de stocker (base de donnée propriétaire portable), visionner en pleine résolution et gérer de façon interactive (sous forme de viewer 3D) l'intégralité des données issues des différentes acquisitions sur un ouvrage (examens aérien, subaquatique et bathymétrie, par exemple).

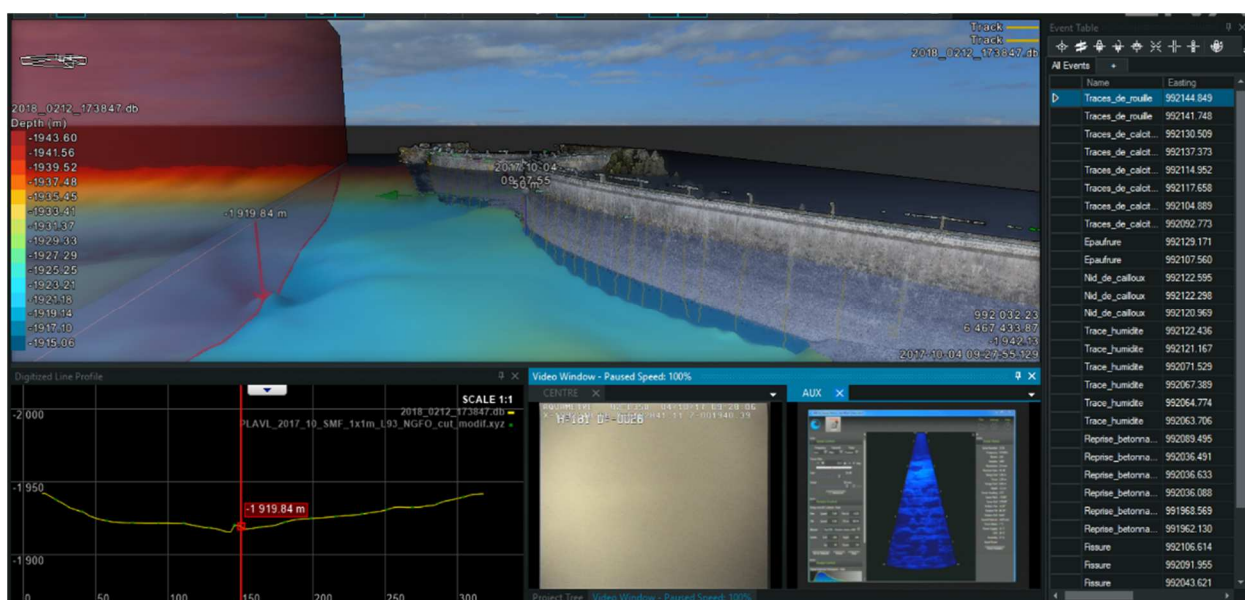


Figure 13 – Extrait de restitution 3D – SubCMarine – 2017

5. PERSPECTIVES

5.1 Axes de développement

- Examens subaquatiques

L'avenir offre de belles perspectives quant à l'examen des ouvrages immergés confinés sur de longues distances, l'amélioration des techniques acoustiques, le traitement d'images acoustiques...

Les développements en cours portent sur :

- le positionnement et la cartographie semi-automatique subaquatique dans l'intérêt de faire converger la précision géométrique des données et la précision de positionnement absolu des mobiles subaquatiques en milieu non ouvert en utilisant la combinaison de différentes techniques de positionnement (GPS/USBL, centrale inertielle, DVL, et SLAM - Simultaneous Localisation And Mapping) ;

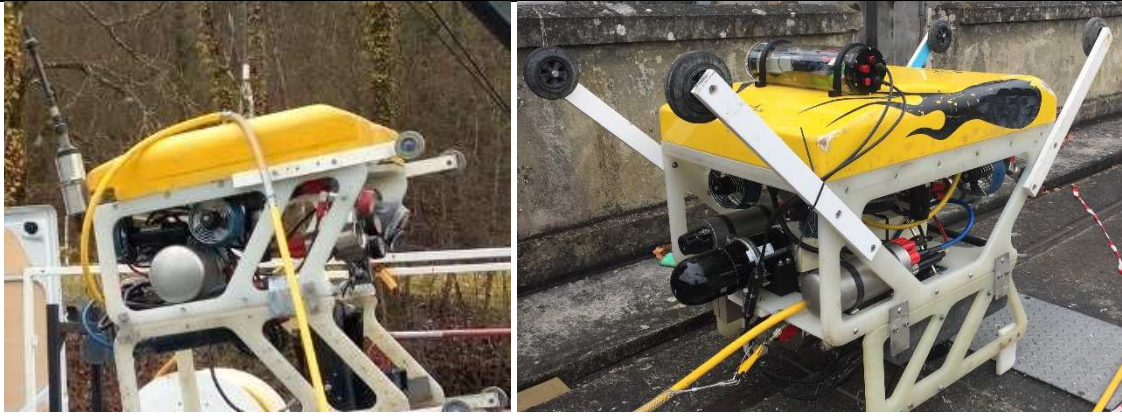
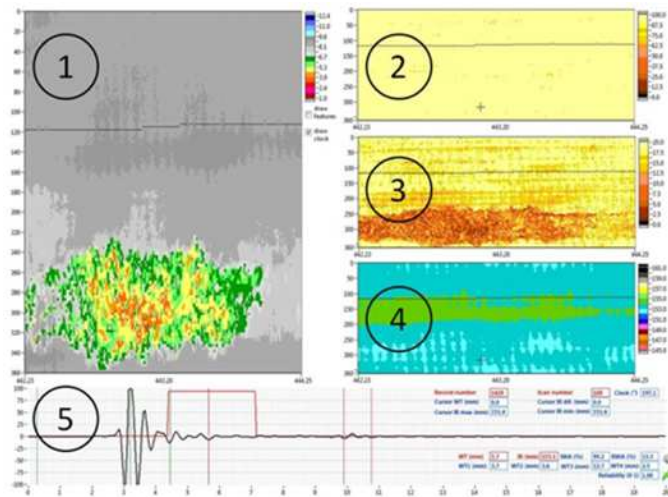


Figure 14 – Systèmes de positionnement (USBL à gauche, couplage INS/DVL à droite) – SubCMarine – 2017

- la robotique pour les applications longues distances (examens de galeries et conduites forcées de plusieurs kilomètres) avec notamment le développement de machines à énergie embarquée pour optimiser la traînée d'un ombilic conséquent.
- la mesure d'épaisseur haute densité par ultrasons dans des conduites forcées permettant des taux de mesure approchant les 70% de la surface.



Figure 15 – Système de mesure d'épaisseur en continu – SubCMarine / Intero – 2017



- (1) Epaisseur (t),
- (2) Echo de la face interne
- (3) Echo de la face externe
- (4) Distance de l'axe à la face interne (IR)
- (5) Signal Ultrason

Figure 16 – Histogramme de mesure d'épaisseur haute densité par ultrasons – SubCMarine – 2017

- **Examens par drone**

Depuis 2016, EDF R&D travaille sur le traitement et l'analyse des données acquises par drones pour l'examen et la détection de singularités sur les ouvrages. Pour le génie civil, des traitements ont permis de re-assembler des images haute résolution acquises par drones et reconstituer un modèle 3D précis par photogrammétrie pour détecter et localiser des singularités de taille submillimétrique. Des travaux sont en cours pour classifier de manière automatique les singularités (de type fissures, nids de cailloux, ...) à partir de réseaux de neurones.

L'objectif est de dresser un état exhaustif des dégradations du béton et de suivre leur évolution par rapport aux examens précédents. Cela permettra également de suivre et de caractériser les réparations qui ont pu être faites entre deux acquisitions.

D'autres travaux sont menés sur des relevés thermographiques pour détecter à partir de cartographies géoréférencées des défauts d'étanchéité des ouvrages. Dans ce cas, une analyse conjointe et simultanée des images télévisuelles et thermiques est nécessaire pour la détection de fuites.

- **Restitution combinée, stockage**

Afin de faciliter l'accès aux données et leur exploitation SubCMarine développe des outils permettant la restitution des données sur plateforme numérique de type BIM (Building Information Modeling) compte tenu de l'acquisition d'informations de plus en plus dense dues à la production de nuages de points, modèles 3D, informations géoréférencées... (cf. Figure 13). Ce type de plateforme constitue une interface permettant un accès fluide et simplifié aux différentes données acquises (bathymétrie, défauts, caractéristiques dimensionnelles, examens subaquatiques et aériens...).

5.2 Problématiques

La multiplicité des données acquises, en termes de technologie (images télévisuelles, acoustiques, nuages de points, ...) et de volume (quantité d'images, de vidéos, modèle 3D, ...), posent la question du stockage, de la pérennité et de la sécurité de ces données. De plus, l'accès aux données doit être rapide et fluide pour les différents utilisateurs.

Une réflexion et des expérimentations sont également en cours au sein d'EDF-DTG pour homogénéiser et fiabiliser le stockage des données, faciliter la visualisation des jeux de données 2D et 3D acquis par drones et permettre une comparaison rapide entre deux acquisitions.

6. CONCLUSION

Les examens de barrage réalisés en particulier lors des Examens Techniques Complets, peuvent s'appuyer aujourd'hui sur différents moyens et méthodes éprouvés et complémentaires, en fonction du milieu et des conditions d'observation.

Ces techniques témoignent de l'innovation et des progrès réalisés dans ce domaine, dans le but de rendre les examens de plus en plus fiables et exhaustifs, afin de garantir une bonne maîtrise de la sûreté des ouvrages tout en accroissant considérablement les conditions de sécurité des intervenants.

Les examens subaquatiques présentent un gain conséquent, relativement à la réalisation d'une vidange de l'ouvrage. Les examens par drone présentent un gain d'un point de vue qualitatif et sécurité d'intervention.

Cependant, la qualité de la restitution reste dépendante du spécialiste métier qui appréhende l'examen en fonction des spécificités de l'ouvrage.

D'autre part, la quantité de données acquise pose la problématique du stockage, de la pérennité et de l'utilisation des données, sujets qui constituent des axes de réflexion et de développement.

UN RECOURS CROISSANT AUX ROBOTS D'INSPECTIONS ET DRONES POUR LES BARRAGES ET LES DIGUES

A GROWING USE OF ROBOTS AND UAVs FOR THE SURVEYS OF DAMS AND LEVEES

Gaëtan DAUTOIS, TRACTEBEL ENGINEERING

Tour Part-Dieu - 129, rue Servient - 69326 Lyon CEDEX 3 – FRANCE
Courriel : gaetan.dautois@tractebel.engie.com

Benjamin COUTAND, TRACTEBEL ENGINEERING

Tour Part-Dieu - 129, rue Servient - 69326 Lyon CEDEX 3 – FRANCE
Courriel : benjamin.coutand@tractebel.engie.com

Nicolas TROLONGE, TRACTEBEL ENGINEERING

5 rue du 19 mars 1962 – 92622 Gennevilliers – FRANCE
Courriel : nicolas.trolonge@tractebel.engie.com

MOTS CLÉS

Examen technique complet, inspections subaquatiques, ROV, caméra acoustique, scanner 2D/3D, Travaux, diagnostic, réhabilitation, topographie.

RÉSUMÉ

Les inspections visuelles sont un des piliers de l'auscultation et de la surveillance des ouvrages, en particulier les ouvrages hydrauliques. Ces inspections ont été inscrites dans les premières réglementations portant sur les barrages et ont été maintenues à chaque évolution de ces textes.

La décennie écoulée a donné naissance à des robots d'inspection, notamment aériens et sous-marins, élargissant très largement le périmètre des inspections en s'affranchissant de conditions d'accès jugées jusqu'alors difficiles voire impossibles pour l'Humain, ou nécessitant des actions pénalisantes pour l'exploitation des ouvrages, telles que les vidanges.

Ces robots ont la faculté d'être équipés d'un panel complet d'outils de contrôle visuel et de mesure et contribuent à atteindre l'exhaustivité voulue des inspections périodiques des barrages et des digues.

Le présent article décrit l'évolution des moyens mis en œuvre par les Propriétaires de barrages et de digues pour l'inspection de leurs ouvrages et expose, sur des applications concrètes réalisées ou exploitées par TRACTEBEL, des résultats parmi le champ des possibles offerts par ces outils de dernière technologie.

ABSTRACT

Visual inspections are a major component of infrastructure monitoring and in our case hydraulic structures. These inspections have indeed been enforced in the first regulations regarding dam monitoring and are still a key point of today's directives.

During the last decade, technological breakthrough made possible the use of submarine robots and Unmanned Aerial Vehicles (UAV) for inspections in previously difficult or inaccessible areas.

These robots can be fully equipped with tools such as optical or infrared sensors, measuring tools, which enable the dam or levee owner to gather a more thorough set of data during periodical inspections.

The current article describes the evolution of tools used by the dams and levees owners for the inspection of their structures and reports some of the results obtained with actual applications carried out or analyzed by TRACTEBEL.

Les inspections visuelles sont un des piliers de l'auscultation et de la surveillance des barrages et des digues. Les dimensions imposantes de ces ouvrages, les accès périlleux aux sites ou à des parties d'ouvrage, et naturellement la présence d'eau, sont des obstacles à une inspection visuelle directe exhaustive de l'opérateur. Les progrès techniques réunis de la robotique et de l'imagerie offrent un panel d'outils variés pour l'inspection des ouvrages de génie-civil, dans les airs ou sous l'eau. Utilisés depuis une large décennie, les outils d'inspection robotisés ont perpétuellement évolué depuis. TRACTEBEL met en œuvre directement ou indirectement ces outils dans ses missions ; sont présentées ci-après une sélection d'opérations récentes illustrant les possibilités et les apports offerts dans nos métiers par ces moyens relativement nouveaux.

1. UTILISATION DES ROBOTS DE PLONGEE POUR LES INSPECTIONS PERIODIQUES DES BARRAGES ET L'IDENTIFICATION DE LEURS PATHOLOGIES

1.1. Evolution de la réglementation et émergence des robots de plongée

En application des réglementations successives fixant les obligations des propriétaires de grands barrages, l'inspection décennale hier, le diagnostic exhaustif aujourd'hui, constituent un pilier majeur de la surveillance.

Selon la circulaire abrogée n° 70/15 du 14/08/1970 modifiée par la circulaire n° TE/8562 du 29/09/1983, un grand barrage devait faire l'objet d'une visite complète comportant un examen des parties habituellement noyées cinq ans après sa mise en service, et tous les 10 ans ensuite.

Ces visites devaient être effectuées en principe après vidange complète de la retenue. Toutefois, des dérogations pouvaient être accordées par l'Administration centrale des Services de contrôle pour le cas où cette vidange totale soulèverait des difficultés spéciales ; la visite complète des parties noyées pouvait alors, soit n'être effectuée que partiellement, soit être effectuée de façon indirecte, par exemple avec l'aide d'hommes-grenouilles, de scaphandriers ou de caméras de télévision étanches.

Les Revues de Sécurité, créées par le décret n°2007-1735 du 11/12/2007 avec un périmètre élargi, ont remplacé les inspections décennales. Pour des barrages de classe A, la Revue de Sécurité intégrait les constats obtenus à l'issue d'Examens Techniques Complètes (ETC) effectués sur les parties habituellement noyées ou difficilement accessibles sans moyens spéciaux de l'ouvrage.

L'arrêté du 29 février 2008 définit explicitement l'ETC :

« On entend par examen technique complet l'examen de l'ensemble de l'ouvrage y compris des parties habituellement noyées ou difficilement accessibles ou observables sans moyens spéciaux. »

L'examen technique complet d'un barrage concerne notamment le parement amont et les organes hydrauliques de sûreté de l'ouvrage. » (art. 7-II). « Les modalités de mise en œuvre des examens sont approuvées par le préfet. » (art. R214-129-I et art. 20-III).

Il convient de noter que les règles instituées n'exigent plus systématiquement de vidange complète de la retenue pour l'ETC.

Le décret n°2015-526 du 12/05/2015 renomme l'Examen Technique Complet en un Diagnostic Exhaustif et celui-ci est désormais inclus aux Etudes De Dangers (EDD), la Revue de Sécurité indépendante ayant été abrogée et également intégrée aux EDD.

La privation du volume d'eau dans la retenue du fait d'une vidange est une contrainte forte quel que soit l'usage de l'ouvrage (irrigation, eau potable, soutien d'étiage, hydroélectricité, nautisme et/ou halieutisme). En outre, les impacts d'une vidange sur le fonctionnement de l'ouvrage peuvent se faire ressentir plusieurs saisons après l'achèvement de la vidange selon le volume de la retenue et l'hydrologie du cours d'eau. Les pertes financières, le manque à gagner du fait de l'interruption de la production, sont importantes.

D'autre part, une vidange de barrage est une opération réglementée qui nécessite une étude d'impact sur le milieu naturel et fait l'objet d'une autorisation préfectorale préalable, via la production d'un dossier de demande d'autorisation de vidange. Les délais de préparation des études et les délais d'approbation sont longs et difficilement maîtrisables. La préservation des populations piscicoles présentes dans la retenue et la maîtrise de la qualité des eaux relâchées en aval de l'ouvrage sont des critères imposés et rigoureusement contrôlés par les Autorités de Contrôle ; malgré les dispositions mises en œuvre visant à restituer une eau « propre », on ne peut être à l'abri d'un aléa en cours d'opération venant anéantir les efforts consentis et dégrader la qualité d'eau.

Enfin, dans certains cas, la vidange de la retenue est déconseillée voire impossible : par exemple lorsque la vidange menace la stabilité de berges, lorsque des sédiments stockés en fond de retenue constituent un danger pour l'environnement, intrinsèquement (digue de stériles miniers) ou en cas de remise en suspension (vestige d'une industrie ancienne peu vertueuse vis à vis de l'environnement) ou lorsque les volumes à vidanger sont très importants.

Pour toutes les raisons évoquées ci-avant, les Maîtres d'Ouvrage privilégient donc la plupart du temps le recours à des moyens subaquatiques, sous réserve que la vidange ne soit pas rendue nécessaire par des travaux.

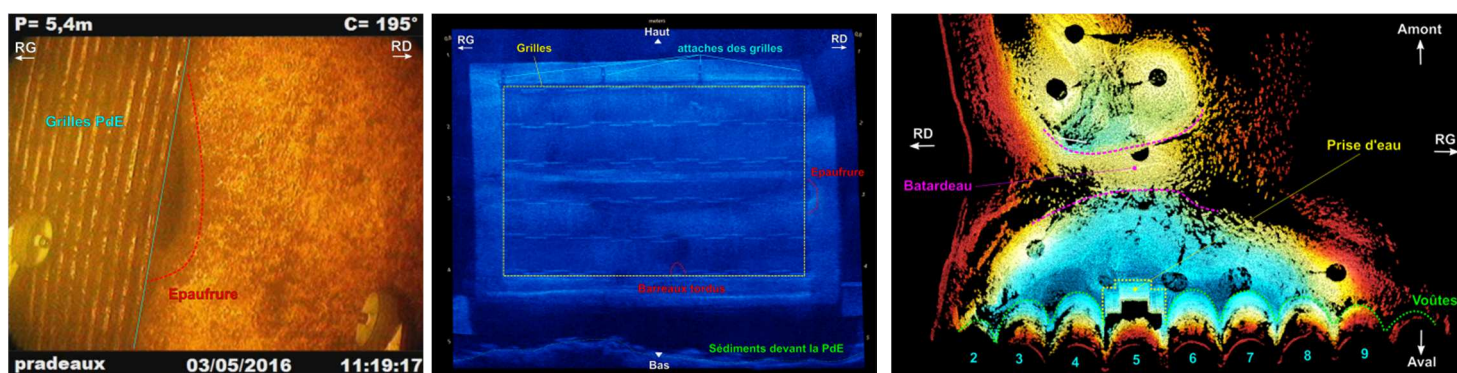
Dans un premier temps, des sociétés spécialisées en travaux en milieux confinés ou subaquatiques ont été mandatées pour réaliser les inspections des parties immergées ou difficiles d'accès des barrages. Les inspections étaient réalisées par des plongeurs professionnels équipés de caméras ou d'appareils photos étanches.

La turbidité des eaux, la méconnaissance des opérateurs dans le domaine particulier des barrages et des phénomènes physiques associés sont autant de facteurs techniques qui bridaient les résultats escomptés de ces inspections subaquatiques. Le facteur humain, vis-à-vis des conditions de plongée, profondeur et température, limitait également les résultats et les conditions de ces inspections subaquatiques.

Ces contraintes ont conduit à utiliser des engins robotisés, qui sont en continuel perfectionnement et désormais dotés d'outils acoustiques de prise de vue permettant de s'affranchir de la turbidité, ainsi que d'autres fonctionnalités innovantes d'investigation. Depuis 2009, TRACTEBEL côtoie des Entreprises spécialisées dans l'inspection de barrages avec des ROV (Remotely Operated Vehicle) équipées de caméras acoustique, qui sont intervenus dans un premier temps sur les ouvrages de la Compagnie Nationale du Rhône, alors précurseur dans la mise en œuvre de ces moyens.

Les prestataires sont plus nombreux ces dernières années mais tous ne disposent pas d'une expérience égale et ne garantissent pas la même qualité de résultats.

Désormais, les prestataires spécialisées sont capables de proposer des inspections subaquatiques en utilisant des caméras traditionnelles, des caméras acoustiques, des scanners 2D et 3D véhiculés par des robots de plongée de dimensions ajustables selon la nature des ouvrages à inspecter.



Caméra optique – caméra acoustique – Scanner 3D

Ces mêmes robots peuvent également être équipés de sondes ultrasons permettant des mesures d'épaisseur, de bras mobiles multifonctions, de capteurs GPS... avec une large palette d'applications, allant jusqu'à la réalisation des relevés exhaustifs d'épaisseur de matière de conduites.

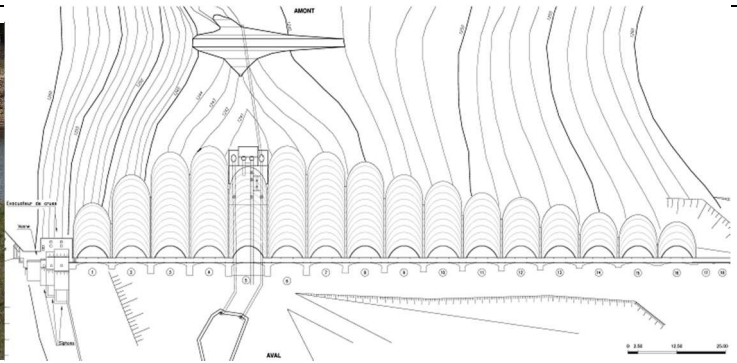
Sont présentés ci-après des applications récentes des techniques d'inspections subaquatiques par ROV.

1.2. Exemples de réalisation

Examen Technique Complet du barrage des Pradeaux – Birseck Hydro France (63)

Le barrage des Pradeaux est un barrage à voûtes multiples construit entre 1936 et 1940. Il est composé de 16 voûtes minces de 0,40 m d'épaisseur, inclinées à 45° et de 9,80 m de diamètre extérieur, prenant appui sur 17 contreforts de 1,00 m d'épaisseur, espacés de 10 m.

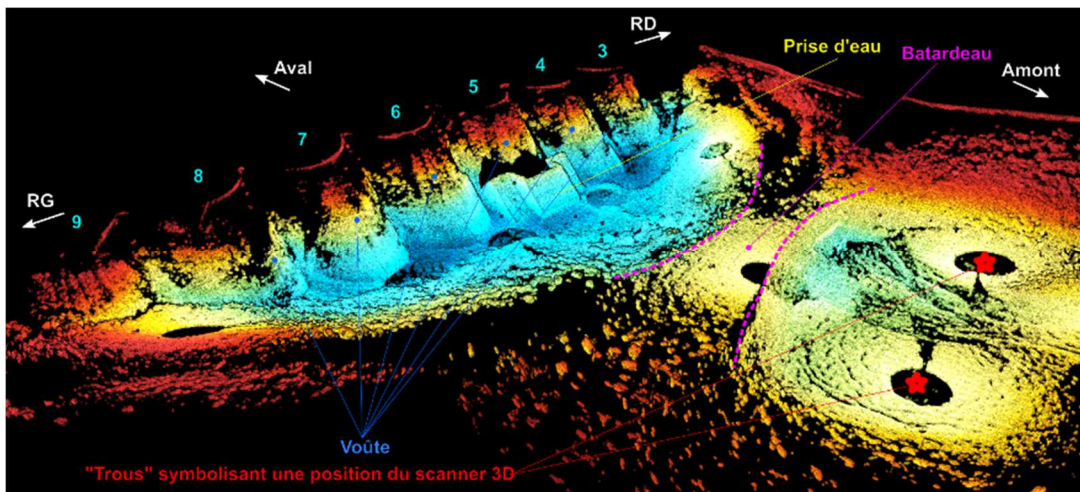
Le barrage des Pradeaux, haut de 27 m par rapport au Terrain Naturel, est de classe B. L'ouvrage, l'usine hydroélectrique de Grandrif, le barrage de régulation de Barrot et l'usine associée sont exploités par Birseck Hydro France.



Barrage des Pradeaux – Parement amont et vue en plan

Le barrage des Pradeaux a fait l’objet d’un Examen Technique complet en 2016 selon le mode opératoire suivant :

- Inspection directe par barque du parement amont au-dessus de la cote 1251 NGF aux différentes cotes de retenue ci-après :
 - Cote de retenue à 1261 NGF env. (RN – 3,7 m) ;
 - Cote de retenue à 1256,30 NGF (RN – 8,4 m) ;
 - Cote de retenue à 1251 NGF env. (RN – 13,7 m).
- Inspection par moyens subaquatiques (optiques et acoustiques : ROV, caméras, scanner 2D et 3D) du parement amont sous la cote 1251 NGF.
- Inspection par moyens subaquatiques (ROV et caméra optique) des conduites RG et RD.
- Inspections des ouvrages et structures du barrage accessibles sans moyens spéciaux (parement aval, couronnement, évacuateur des crues, etc.).
- Inspections des équipements du barrage visibles sans moyens spéciaux (vantellerie, armoire électrique, etc.) couplées aux inspections interne des conduites.
- Inspection par cordistes des ouvrages et structures difficiles d’accès (parement aval et conduits des siphons).



Retenue du barrage des Pradeaux – scanner 3D

La retenue a été abaissée, puis régulée par turbinage à la centrale de Grandrif, jusqu’à sa cote minimale d’exploitation (1251 NGF) ; il n’a donc pas été nécessaire de produire un dossier de demande d’autorisation de vidange.

Les robots et outils acoustiques d’inspection ont été employés pour l’inspection des parties d’ouvrage sous la cote 1251 NGF, en particulier l’ouvrage de prise d’eau situé au pied amont de la voûte de plus grande hauteur du barrage et les éléments de fixation de la membrane CARPI sur la plinthe de pied du barrage. L’état 0 était constitué par les constats d’inspection réalisés au cours de la vidange de 2007 pour les travaux de pose de la membrane CARPI.



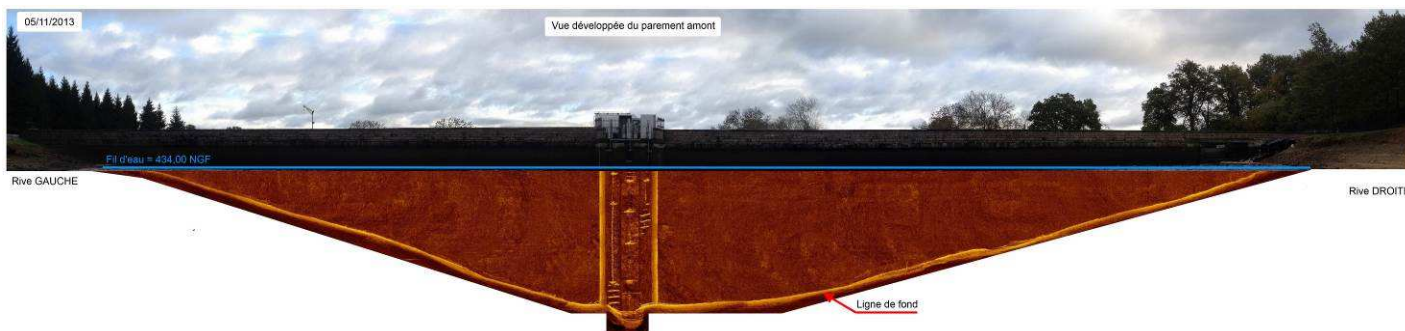
Prise de vidange Rive Droite - barrage des Pradeaux

Outre l'inspection du génie-civil de l'ouvrage et des équipements hydromécaniques, un scanner 3D de la retenue a été effectué (levé bathymétrique de la retenue) afin d'observer l'état d'envasement de la retenue et le batardeau en terre érigé dans la retenue lors de la construction du barrage.

La combinaison des outils d'inspection dont disposaient le ROV a permis d'observer les parties immergées de l'aménagement incluses dans l'ETC, et en particulier de faire le constat de l'absence d'évolutions des désordres identifiés en 2007 : Vases inexistantes au pied amont de l'ouvrage, intégrité du batardeau en remblai en amont du barrage, absence d'aggravation des défauts connus du génie-civil du barrage, bon état des parties d'ouvrage ciblés par les travaux, etc.

Examen technique complet du barrage des Gannes – Ville de Commentry (03)

Le barrage des Gannes, propriété de la Ville de Commentry dans l'Allier (03), a été construit sur le ruisseau du Banny entre 1905 et 1907. Il est situé sur la commune de Durdat-Larequille et a pour vocation d'alimenter en eau potable et industrielle la ville de Commentry.

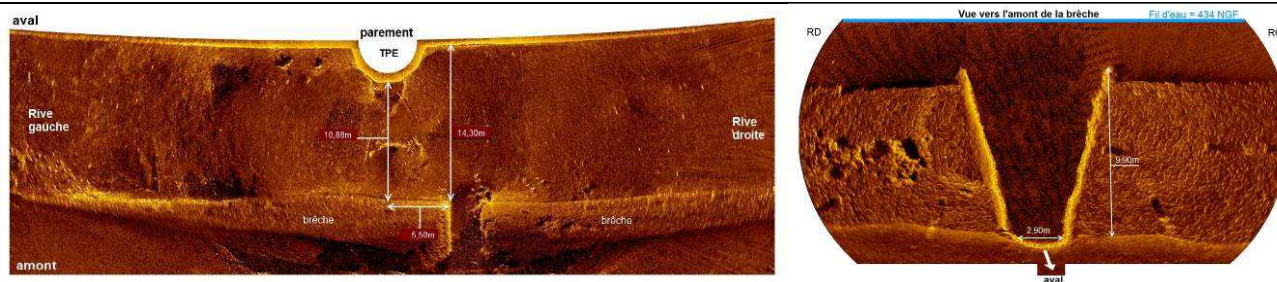


Montage – élévation du parement amont du barrage des Gannes

Le barrage des Gannes, de classe B, est un barrage poids en maçonnerie légèrement arqué de hauteur 23 m par rapport au Terrain Naturel.

Le barrage des Gannes a fait l'objet d'un Examen Technique Complet en 2014. Le parement amont du barrage a été inspecté en eau, à cote de retenue normale, par une caméra acoustique et un scanner 2D.

Outre le parement amont, l'inspection a ciblé le barrage amont immergé dans la retenue, dans lequel une brèche avait été réalisée lors de la construction du barrage des Gannes. Via le scanner 2D et les outils de mesure embarqués sur le ROV, il a été possible d'observer et de mesurer le barrage amont et sa brèche pour lesquels le Maître d'Ouvrage ne disposait d'aucune information dans ses archives.



Barrage amont immergé et sa brèche - barrage des Gannes

Travaux de chemisage de la galerie de débit réservé du barrage d’Etables – Ville de Saint-Claude (39)

Ces mêmes robots, mis en œuvre lors des inspections réglementaires des barrages, peuvent également être utilisés lors des phases préalables à la réalisation de travaux pour reconnaître préalablement des parties d’ouvrage d’accès difficile. Cela a été mis en œuvre notamment par TRACTEBEL au barrage d’Etables en 2017.

L’aménagement hydroélectrique d’Étables (Jura), construit entre 1930 et 1932, est constitué du barrage d’Étables et de l’usine hydroélectrique de Porte-Sachet. Le Maître d’Ouvrage de l’aménagement est la Régie Municipale de l’Eau et de l’Électricité de la Ville de Saint Claude. L’exploitation du barrage et de l’usine est confiée par la Régie Municipale de Saint-Claude à EDF, jusqu’en 2019.

En novembre 2016, la ville de Saint-Claude a mis en service un groupe de turbinage du débit réservé lorsque celui-ci est passé de 0,5 m³/s à 2,02 m³/s (soit le dixième du module inter annuel de la Bienne au droit du Pont du Gaz, situé à l’aval du barrage). La microcentrale a été implantée dans la galerie de dérivation provisoire de la Bienne, condamnée par un bouchon en béton à la mise en eau du barrage; la galerie de débit réservé, aménagée dans le bouchon de la DP, conduit l’eau de la retenue vers la centrale. Cette galerie a une géométrie complexe en S, désaxée par rapport au plan vertical et de section variable.

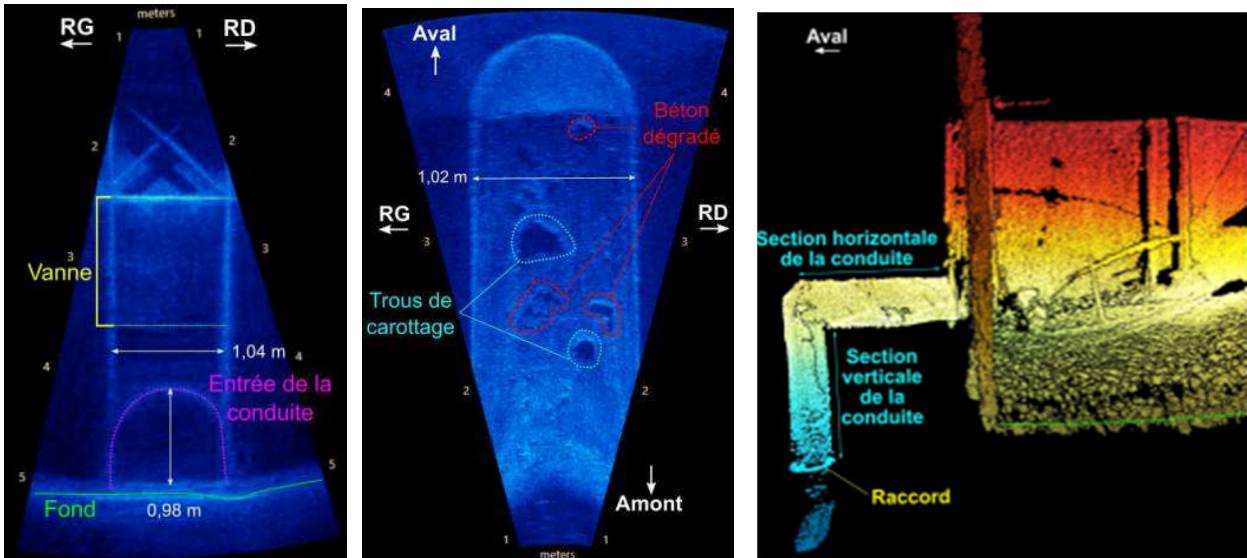
Suite à la mise en service, des venues d’eau sont apparues sur la culée rive gauche du barrage, à l’aval immédiat de la vanne de la passe n°1 dont l’origine semblait être le tronçon de la galerie amont de débit réservé. En effet, en raison d’une méconnaissance du génie civil de cette partie d’ouvrage et du maintien en exploitation de l’ouvrage pendant les travaux, ce tronçon n’avait pas été revêtu.

La Ville de Saint-Claude a engagé les travaux de chemisage de la galerie en béton incriminée, dont les études ont été menées en 2017 et dont les travaux sont en cours de réalisation pour une réception programmée au mois d’octobre 2018.

L’élément de base des études est un relevé topographique de la galerie de débit réservé, réalisé sur recommandations de TRACTEBEL. Ce relevé est apparu essentiel compte tenu de la complexité de la géométrie de la galerie.

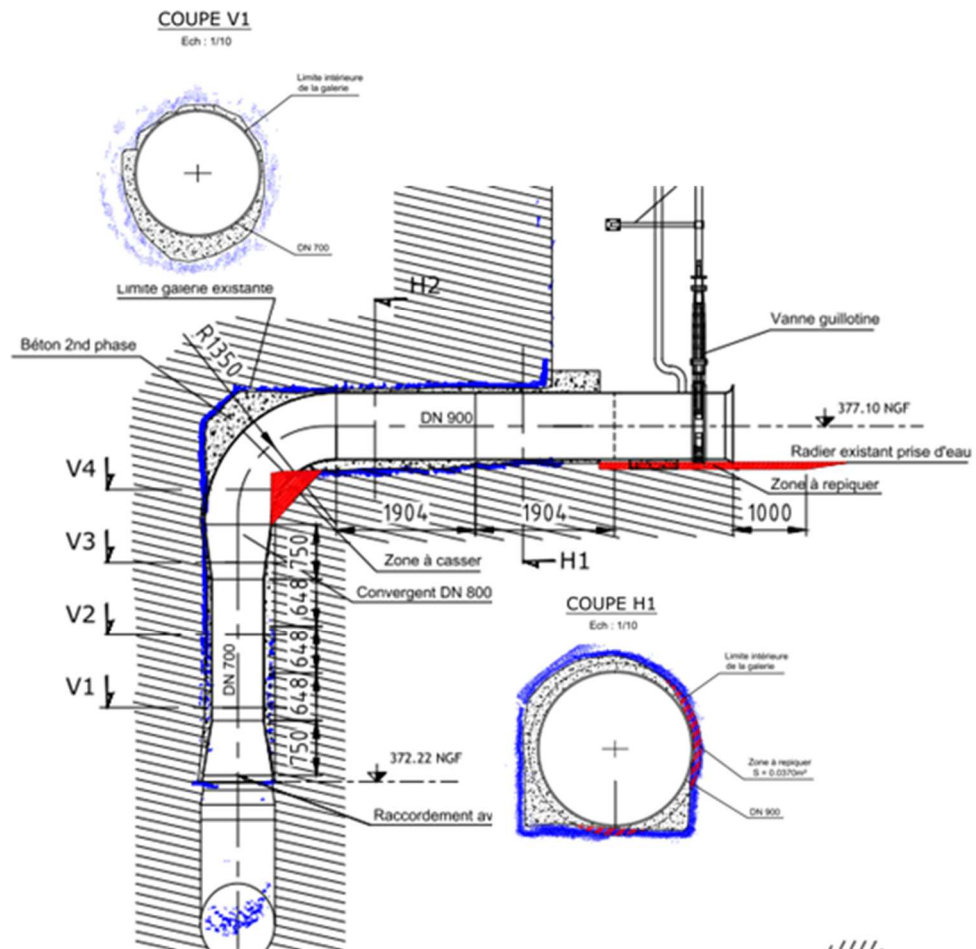
L’aménagement d’Etables étant en eau, le relevé a été effectué par un ROV équipé d’un scanner 3D qui permet par rapport à la caméra acoustique ou le scanner 2D, d’obtenir une représentation par un nuage dense de points référencés de la partie d’ouvrage observée. L’assemblage a posteriori des nuages acquis par le ROV fournit un modèle numérique 3D précis de l’ouvrage. Le modèle ainsi obtenu de la galerie de débit réservé du barrage d’Etables a été mis à profit pour la conception en phase étude puis la fabrication en phase travaux d’un chemisage métallique dans la galerie en béton.

La fabrication a été lancée par l’Entreprise titulaire dès la notification du marché de travaux sans attendre la vidange du plan d’eau, les délais de fabrication étant longs et incompatibles avec la durée d’assec envisagée.

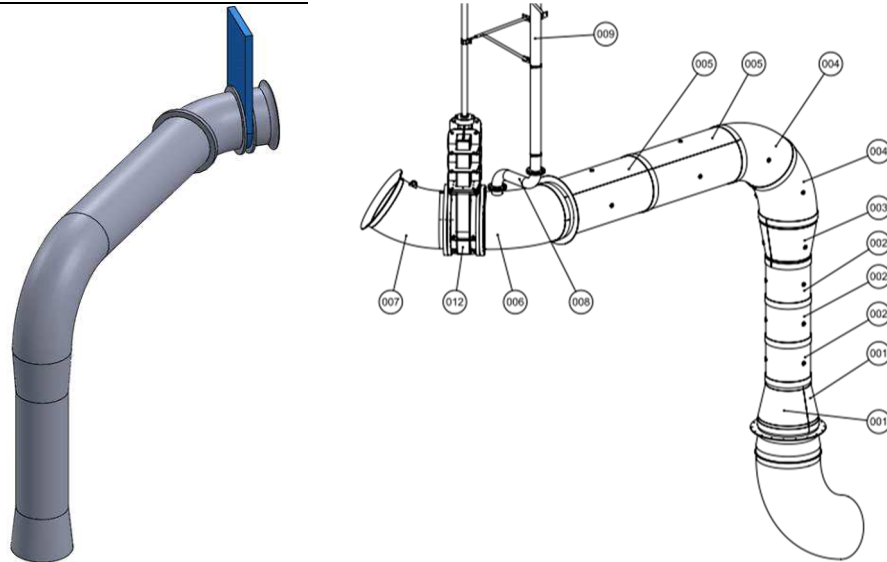


Galerie de débit réservé – Localisation et caractérisation des défauts par caméra acoustique – Scanner 3D

Les études ont permis d'arrêter les dimensions de la conduite, en particulier les ouvertures des coudes, le diamètre du tronçon vertical et du tronçon horizontal (validé par un calcul de l'optimum économique), les longueurs des virolles, les zones et quantités de béton à démolir pour la pose de la conduite. Elles ont également permis de proposer un phasage des travaux.



Montage – Superposition du profil de la galerie (scanner 3D) sur le profil en long et les coupes de l'ouvrage



Modèle Solidworks (phase Etudes) – Plan d’exécution de la conduite forcée (phase Travaux).

2.L’UTILISATION DES DRONES APPLIQUE A UN CAS CONCRET : DIAGNOSTIC DE L’ENVASEMENT DE LA RETENUE DU BARRAGE DE PUY TERRIER

Depuis 2015, TRACTEBEL propose à ses partenaires des prestations valorisant l’utilisation de drones, pour la réalisation de supports visuels de communication, pour des inspections techniques d’ouvrages et pour la réalisation de levés topographiques. Ainsi, TRACTEBEL dispose d’un parc de drones à fonctions multiples et d’Ingénieurs rôdés au pilotage de ces appareils et au traitement de leurs données.

Nous présentons ci-dessous un exemple récent d’un levé topographique réalisé par TRACTEBEL au barrage du Puy-Terrier dans les Deux-Sèvres.

2.1 Contexte et description de l’aménagement

Propriété du Conseil Général des Deux-Sèvres, le barrage du Puy Terrier est exploité par la Société Publique Locale (SPL) des Eaux du Cébron. Le barrage du Puy-Terrier sur le Cébron est un ouvrage en remblai construit entre les années 1980 et 1982 et mis en service en 1982.

La digue principale du barrage du Puy-Terrier est réalisée en remblai homogène muni d’un dispositif de drainage et de filtration au centre et en pied aval de l’ouvrage. La hauteur de la digue atteint un maximum de 22 m en partie centrale (26 m de haut au-dessus de la fondation) pour une longueur totale rive à rive de près de 245 m. Le profil central de la digue présente une épaisseur en base de 122 m ; l’épaisseur en crête atteint 7 m. La pente de la recharge amont du barrage est de 3 / 1, la pente aval est de 2,5 / 1.



Vue aérienne du barrage de Puy Terrier depuis l’amont à retenue vide, septembre 2016.

La retenue du barrage du Puy Terrier s’étend sur 190 ha et stocke un volume d’eau de 11,5 hm³ à la cote 117 NGF.

Depuis sa mise en eau en 1982 le barrage n'avait jamais été vidangé. En septembre 2016, la retenue est vidangée complètement ce qui a permis de réaliser un levé topographique aérien de la cuvette. La comparaison entre les courbes Hauteur-Volume initiale et celle de 2016 permet d'établir un diagnostic sur l'état d'envasement de la retenue.

2.2 Méthodologie de levé topographique

Le levé topographique peut se décomposer en trois phases distinctes :

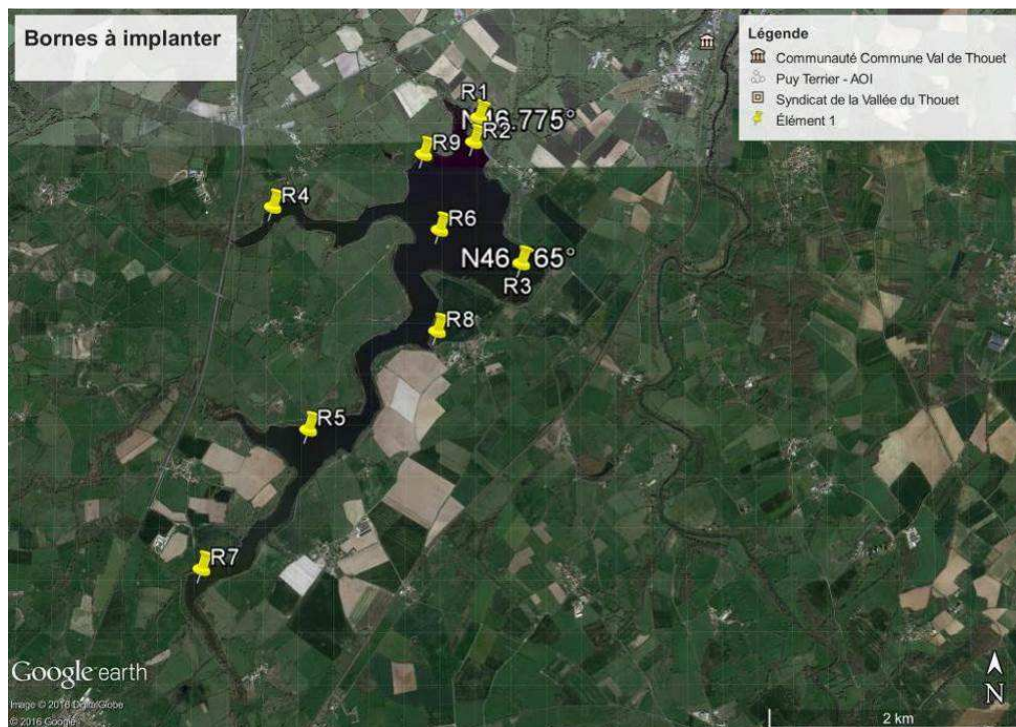
- La préparation du levé et mise en place de bornes au sol ;
- Le survol de la zone par drone ;
- Le post-traitement photogrammétrique.

Préalablement aux vols, il a été entrepris la pose et l'observation de bornes de référence et de contrôle :

- Les bornes de référence servent à caler le modèle numérique d'élévation (MNE) ;
- Les bornes de contrôle servent à estimer la précision du modèle numérique d'élévation.

Ces bornes sont matérialisées par des carrés au sol clairement visibles depuis les airs.

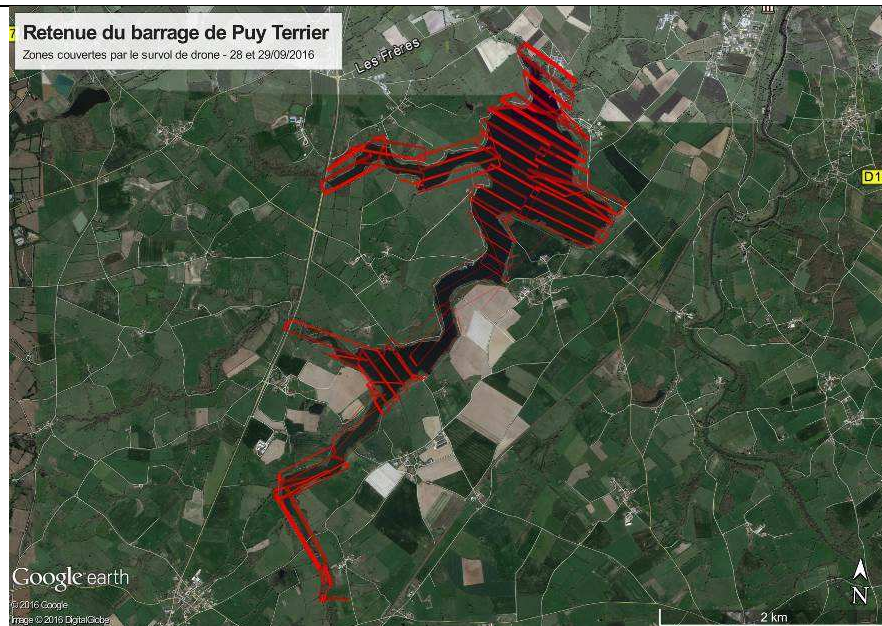
Un total de cinq bornes de référence et quatre bornes de contrôle ont été matérialisées et observées.



Positions des bornes implantées au sol.

Le levé de ces bornes a été réalisé à l'aide d'un GPS différentiel en utilisant la méthode Real Time Kinematic (RTK). Le système GPS différentiel est constitué d'une base appelée « BASE » et d'un mobile appelé « ROVER ». La base dont la position est connue transmet les corrections par liaison radio au mobile. Une correction calculée par la base est apportée aux mesures par communication radio à 450 MHz. Le constructeur annonce pour le mobile une précision horizontale de +/- 1cm et une précision verticale de +/- 2 cm.

L'ensemble des vols a été réalisé à l'aide du drone multirotors Iris+ de la société 3DRobotics équipé d'un capteur optique SONY RX100 de 20 MPixels de définition. L'ensemble des vols permet de couvrir la totalité de la zone de la cuvette de la retenue comme le montre la figure suivante.



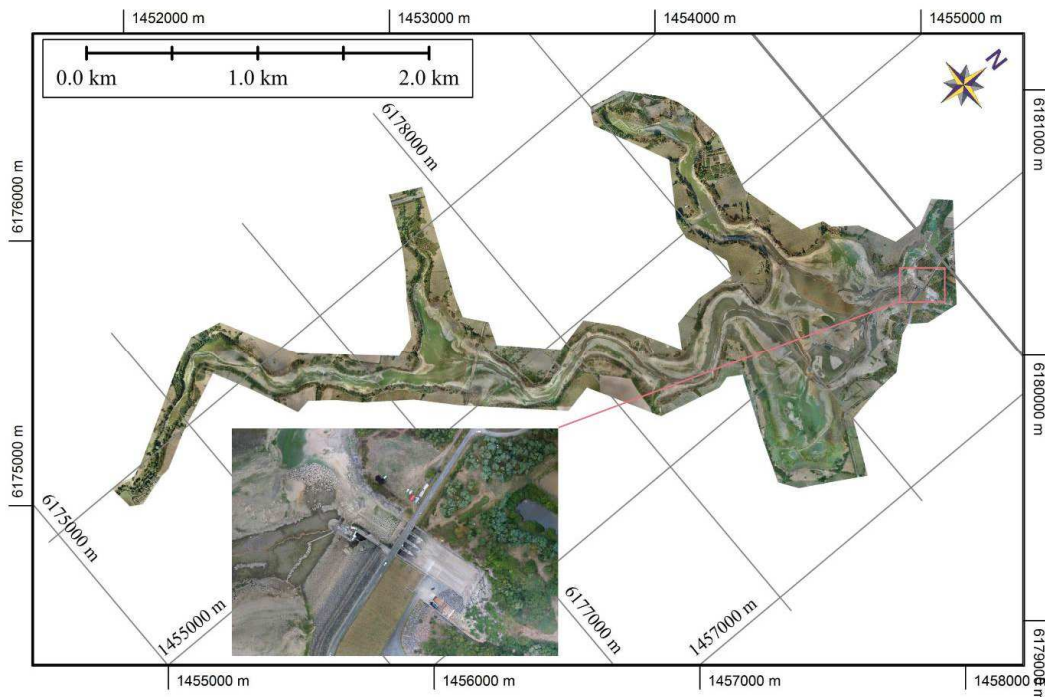
Trajets réalisés lors du survol par drone sur la retenue du barrage de Puy Terrier

La troisième phase du levé topographique correspond au post-traitement photogrammétrique. Les étapes nécessaires à ce post-traitement, qui permet la création d'un MNE et d'orthophotos géoréférencés, sont les suivantes :

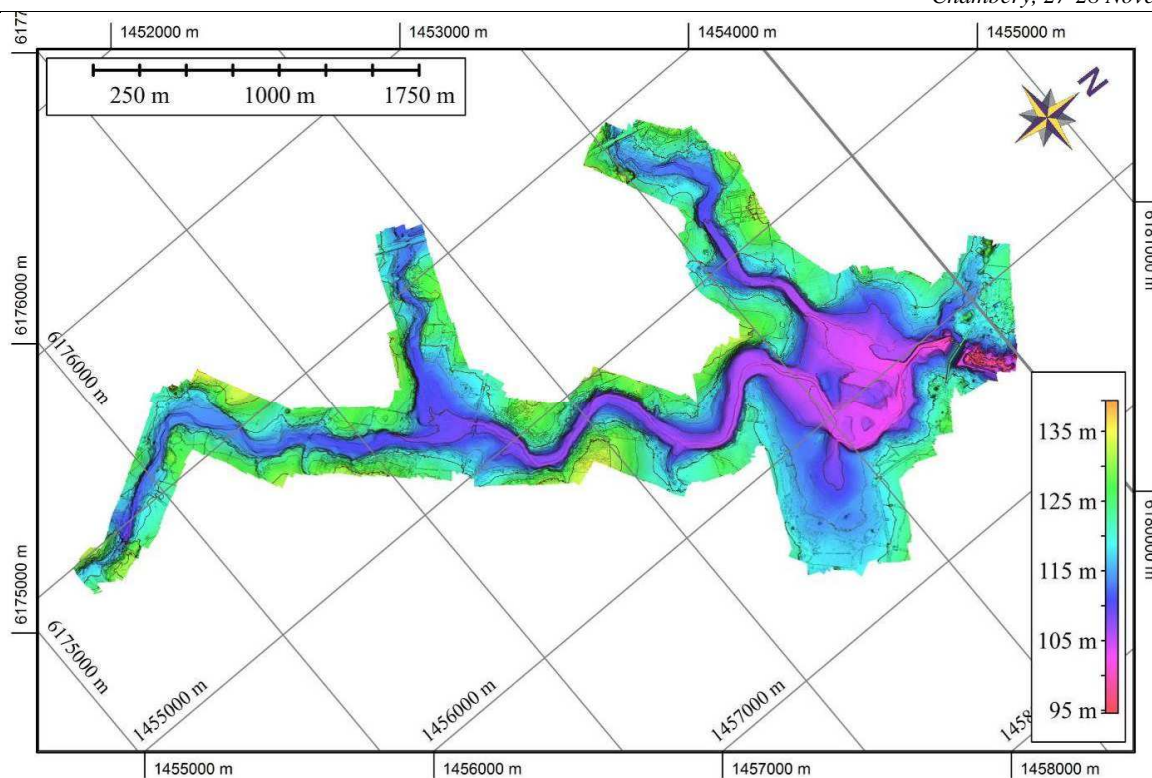
- Alignement des photographies prises par le drone. A l'image d'un puzzle, dont les prises de vues aériennes représentent les pièces, le logiciel de photogrammétrie identifie un certain nombre de pixels de chacune des photographies pour les positionner les unes par rapport aux autres.
- Localisation des bornes de référence sur la mosaïque de clichés aériens obtenue lors du processus d'alignement. Cette étape permet de géoréférencer le levé topographique avec précision.
- Création d'un nuage de points. Ce nuage de points, géoréférencé est la base du rendu topographique : il sert à la génération des données finales : orthophotographies, modèle numérique d'élévation (MNE), plan topographique, etc.

2.3 Résultats obtenus

Les images suivantes présentent les résultats obtenus lors du levé topographique de la retenue du barrage de Puy Terrier. L'orthophotographie obtenue présente une résolution de 3 cm/pixel sur une superficie d'environ 2 km².



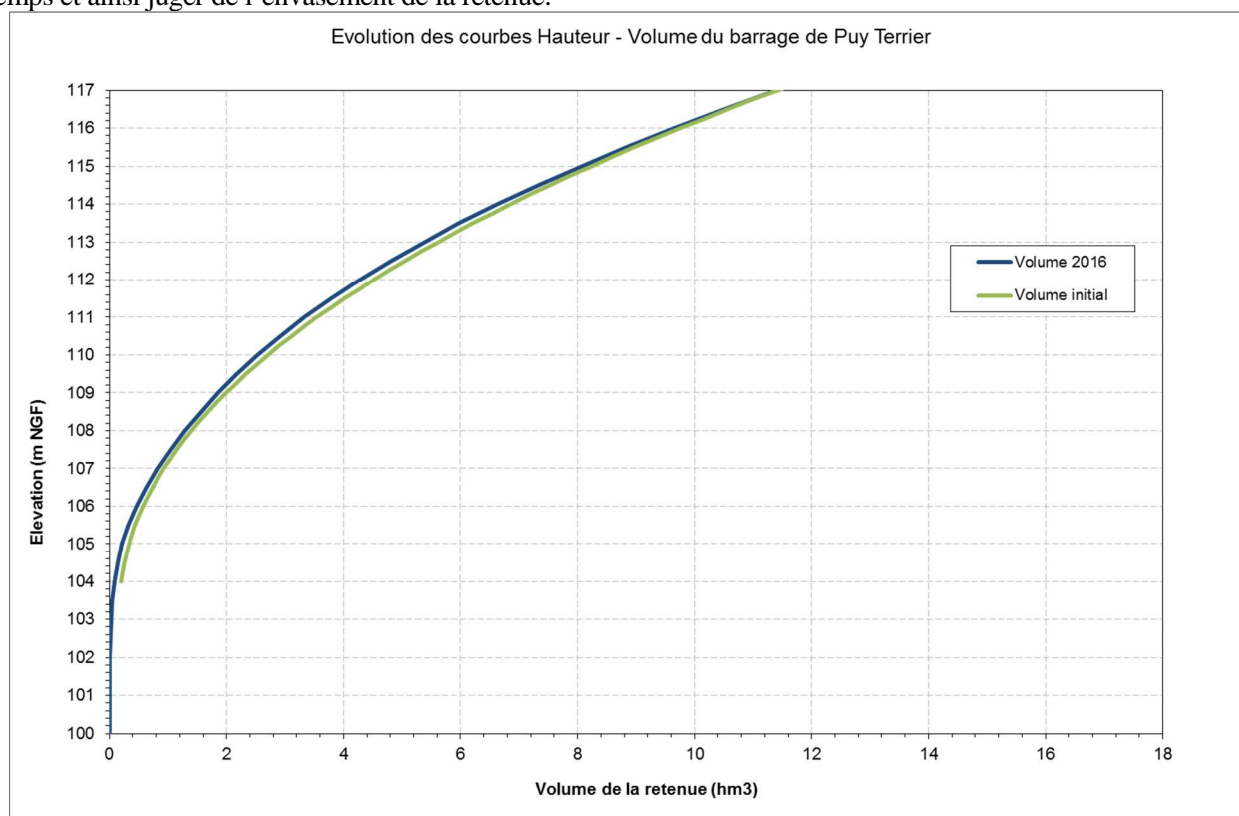
Orthophotographie de la cuvette de la retenue



Topographie de la cuvette de la retenue

L'estimation de la précision du relevé est réalisée en comparant les coordonnées des quatre bornes de contrôle levées par GPS différentiel et les coordonnées fournies par le MNE issu du levé drone et de son post-traitement photogrammétrique. L'écart planimétrique moyen mesuré est de 4 cm avec un écart maximum de 8 cm. En altimétrie, la précision est similaire avec un écart moyen mesuré de 6 cm et un écart maximum de 10 cm.

La précision décimétrique de ce levé est convenable pour permettre la comparaison des courbes Hauteur-Volume dans le temps et ainsi juger de l'envasement de la retenue.



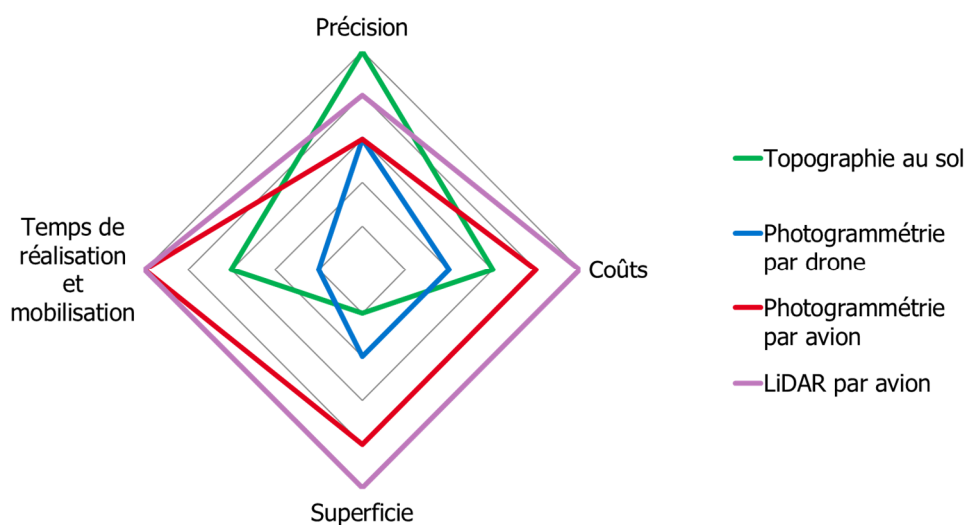
Comparaison des courbes Hauteur – Volume initiale et 2016

La comparaison de la courbe Hauteur – Volume initial, avant mise en eau du barrage, et de la courbe réalisée à partir du levé topographique de 2016, après 34 années d’exploitation, montre que les deux courbes sont quasiment identiques, permettant de conclure que l’envasement dans cette retenue est faible voire insignifiant depuis la mise en eau du barrage. Des doutes peuvent cependant être émis sur la possibilité d’estimer à ce jour l’envasement, la précision de la courbe HSV initiale n’étant pas définie. Le levé topographique permet par contre d’avoir un état de référence « 2016 » précis pour évaluer le futur envasement de la retenue.

D’un point de vue plus général, la réalisation d’une topographie de la cuvette de retenue d’un barrage lors de la construction permet d’avoir une base fiable pour estimer l’envasement futur de la retenue. L’appui d’un drone permet de réaliser un levé topographique présentant les avantages suivants :

- Délais de mobilisation courts : les délais de mobilisation et d’obtention des autorisations de vol sont en général très courts, un simple préavis de vol 48h à l’avance est généralement nécessaire sur une grande partie du territoire français. La préparation de la mission est ainsi facilitée par rapport à un levé topographique aérien ;
- Rapidité du levé sur site : la mobilisation d’un drone durant une journée peut permettre de couvrir une surface supérieure à 10 km² sous réserve de bonnes conditions météorologiques, très largement supérieure à la couverture journalière d’un levé topographique terrestre ;
- Coût réduit : la rapidité d’exécution, la mobilisation de matériel présentant un coût d’investissement abordable (de l’ordre de 20 k€) permet de fournir des prestations de topographie à un coût de l’ordre de 500 à 3 000 €/km² (le coût varie principalement en fonction de la superficie, de la complexité de la zone à lever et de la précision souhaitée) ;
- Risques réduits pour les opérateurs : dans le cas de la réalisation d’une mission dans la cuvette d’un réservoir, la présence de vase peut rendre le levé terrestre risqué voire dangereux.

La réalisation de topographie par drone est complémentaire des moyens de topographie plus habituel : les levés terrestres étant adaptés à des surfaces de l’ordre du km², les levés par drones pour des surfaces allant jusqu’à 20 à 30 km² et les levés aérien par photogrammétrie ou LiDAR pour des surfaces supérieures à 30 km² comme l’illustre la figure suivante.



Comparaison des différents moyens de levés topographiques

Cet article s’est attaché à développer une des réalisations d’inspection par drones réalisée par TRACTEBEL. D’autres inspections ont également déjà été réalisées et en particulier le diagnostic d’un barrage voûte dont la stabilité et l’étanchéité pouvaient être menacée par la présence de dièdres rocheux présents en fond de vallée.

Ce diagnostic devait s’appuyer sur un relevé exhaustif de cette fondation et en particulier du pendage des familles de joints, de leur fréquence spatiale et de leurs dimensions. Un survol par drone multirotors équipé d’un capteur optique au-dessus du barrage et de sa fondation a permis, par méthode photogrammétrique, de créer une orthophotographie haute résolution et un modèle numérique 3D de la fondation. L’étude et la caractérisation des joints de fondation ont ensuite été réalisées à partir de ces éléments qui permettent une vision d’ensemble de la fondation.

3. CONCLUSION

Les applications offertes par les robots d'inspections sont nombreuses et viennent s'étoffer progressivement en lien avec les avancées des technologies qui les constituent (miniaturisation des outils, condensation du volume des données, aide au pilotage, éloignement du ROV de son point de base, etc.).

Ces nouveaux outils permettent la réalisation d'inspections qualitatives pour la surveillance des ouvrages, pour la réalisation de diagnostics ou pour la préparation de travaux dans des zones difficilement accessibles. Ces moyens permettent des actions rapides et des coûts maîtrisés. Enfin, pour le cas des ouvrages hydrauliques, ils sont une alternative crédible aux vidanges systématiques des retenues environnementalement et administrativement très lourdes à mettre en œuvre, puisqu'il est aujourd'hui autorisé d'envisager l'inspection par robot de parties d'ouvrages réputées inaccessibles par des moyens classiques.

REMERCIEMENTS

Société publique Locale des Eaux du Cébron
Birseck Hydro France
Commune de Saint-Claude
Commune de Commentry

RÉFÉRENCES ET CITATIONS

Circulaire n° 70/15 du 14/08/1970 modifiée par la circulaire n° TE/8562 du 29/09/1983
Décret n°2007-1735 du 11/12/2007
Fiches référentiels du BETCGB (avril 2009)
Décret n°2015-526 du 12/05/2015

CONTROLES NON DESTRUCTIFS DE TYPE ACFM SUR LE BLINDAGE DE LA VIDANGE DE FOND DU BARRAGE DE GENISSIAT

*Non destructive tests with ACFM method on the steel lining of the Genissiat
dam bottom outlet*

Nicolas CROCHETON

TRACTEBEL ENGINEERING S.A., Agence de Lyon, 129, rue Servient, 69326 LYON
nicolas.crocheton@tractebel.engie.com

MOTS CLÉS

Travaux, vantellerie, blindage, diagnostic, défauts, soudures, non-destructif.

CND, ACFM, GENISSIAT.

RÉSUMÉ

La méthode ACFM est une technique relativement récente pour le contrôle de défauts sur des éléments métalliques. Elle est basée sur l'exploitation des courants de Foucault pouvant être diffusés en surface de pièces brutes ou de cordons de soudure. Cet article se propose de présenter les principales caractéristiques de cette méthode ainsi qu'un cas d'application au travers du diagnostic du blindage de la vidange de fond du barrage de Génissiat ; ceci dans le but de mettre en avant les avantages et les limitations associés pour une utilisation dans un contexte de maintenance préventive des équipements hydromécaniques.

ABSTRACT

The ACFM method is a relatively recent technic for testing of defects on metallic components. It is based on use of the Eddy currents that can be scattered on surfaces of plain parts or welding seams. This article aims to present the main characteristics of this method added with a case study from the diagnosis of the steel lining of the Genissiat Dam bottom outlet; in order to highlight the pros and cons, with the related limitations for application within the field of preventive maintenance of hydromechanical equipment.

1. INTRODUCTION

Le barrage de Génissiat sur le Rhône dispose d'un ouvrage de vidange de fond destiné à vidanger la retenue amont. Cette vidange peut contrôler ou couper le débit ($700 \text{ m}^3/\text{s}$) au moyen d'une vanne glissante entourée d'un blindage métallique de 20 m de long environ.

Cet ouvrage, particulièrement important pour la sûreté du barrage, est soumis à de fortes contraintes dues aux écoulements à haute vitesse. Après des constatations d'usure des surfaces, la Compagnie Nationale du Rhône (CNR) qui exploite cet aménagement a souhaité réaliser un diagnostic de l'état du blindage métallique ; La prestation a été attribuée à TRACTEBEL.

Outre des mesures d'épaisseur de tôles, le diagnostic devait inclure le contrôle surfacique des soudures accessibles du blindage. La méthode sélectionnée se devait d'être rapide et simple à mettre en œuvre ; notamment du fait de la présence de peinture plombée sur les soudures.

C'est ainsi que la méthode de contrôle non destructif ACFM (Alternative Current Filed Measurement) a été retenue et proposée à la CNR, en partenariat avec notre sous-traitant spécialisé en contrôles non destructifs, le CETIM.

Issue du secteur pétrolier offshore, cette méthode est relativement récente. Elle offre des avantages certains comme une rapidité de contrôle et une performance de détection accrue. De plus, cette technique reste efficace même sur des surfaces revêtues de peinture et présentant des rugosités médiocres.

Peu employée dans le domaine de l'hydroélectricité, cette méthode s'est révélée adaptée au contrôle surfacique sur site d'un équipement ancien.

2. DESCRIPTION DE L'OUVRAGE

Le barrage de Génissiat sur le Rhône a été mis en service en 1948 et il est aujourd'hui exploité par la CNR.



Figure 1 : Vue aérienne du barrage de Génissiat.

Cet aménagement comporte les ouvrages suivants :

- 1 usine en pieds de barrage ($6 \times 66 \text{ MW}$ - $750 \text{ m}^3/\text{s}$) ;
- 1 évacuateur de surface ($1200 \text{ m}^3/\text{s}$) ;
- 1 évacuateur de demi-fond ($1300 \text{ m}^3/\text{s}$) ;
- 1 vidange de fond ($700 \text{ m}^3/\text{s}$ sous une charge amont de 71,5 m).

La vidange de fond, objet du diagnostic réalisé, est constituée d'un pertuis unique formé de galeries amont et aval séparées par une section centrale blindée dans laquelle est positionnée une vanne de service.

La galerie amont est une galerie en charge et la galerie aval est une galerie à écoulement libre.

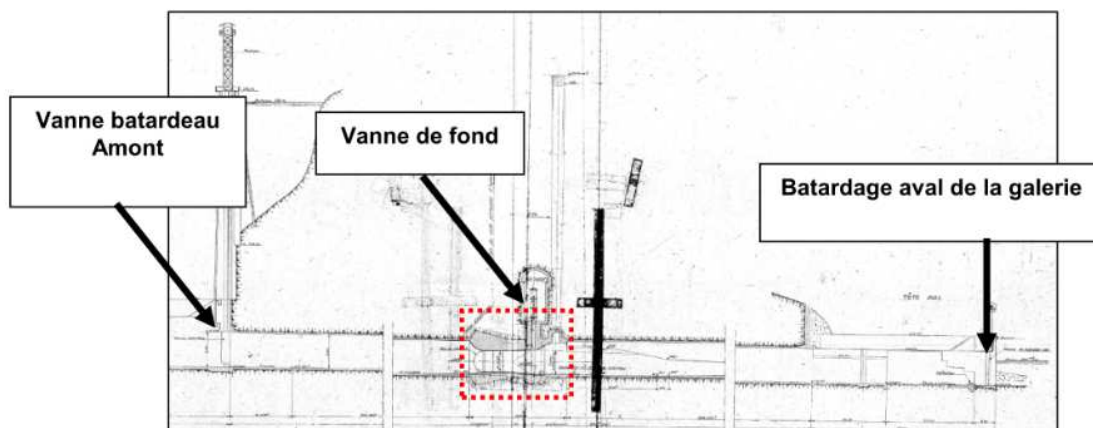


Figure 2 : Coupe longitudinale du chemin d'eau de la vidange de fond.

Cette vidange peut contrôler ou couper le débit au moyen d'une vanne de fond de type vanne glissante sous carter. Toute la zone en amont et en aval immédiat à cette vanne dispose d'un blindage métallique de 20 m de long environ.

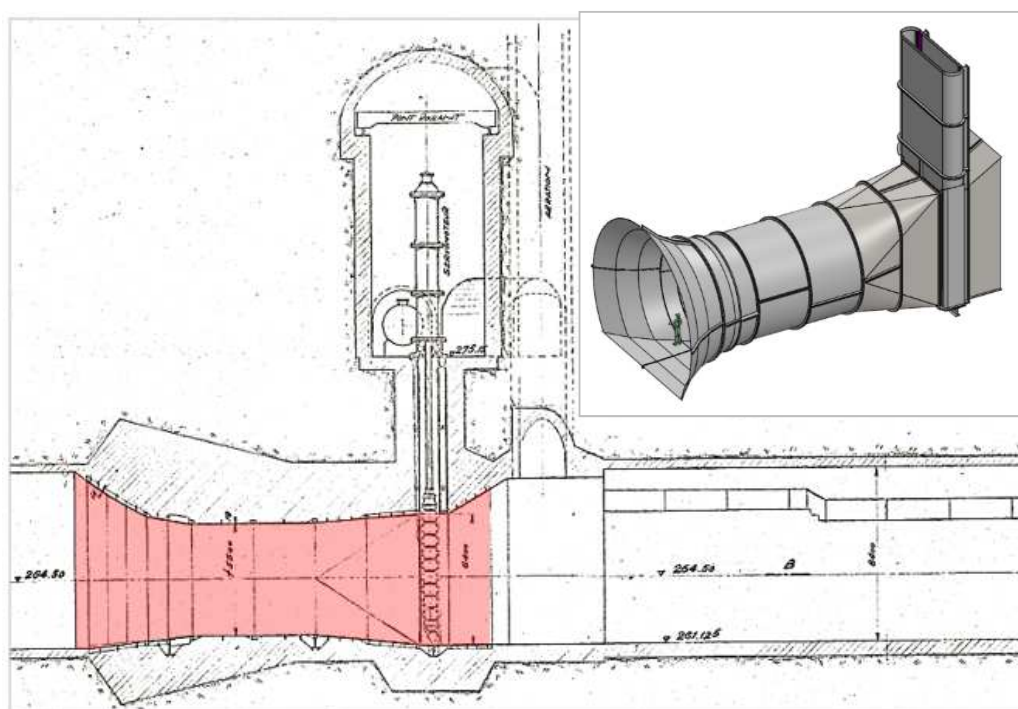


Figure 3 : Coupe longitudinale de la vanne de vidange de fond avec son blindage (En surbrillance).

Le blindage amont mesure 16,05 m de long et il dispose d'une section courante $\varnothing 5,5$ m. La section de passage du pertuis au droit de la vanne mesure 6,4 m de haut par 3,5 m de large. Le blindage aval mesure 2,02 m de long et il dispose d'une section de sortie de 6,4 m de haut par 3,5 m de large.

Lors de la construction de l'équipement, les éléments de blindage ont été assemblés sur site au moyen de brides boulonnées qui sont depuis noyées dans le béton de seconde phase. Les brides ont été soudées en atelier sur les tôles de blindage ; les cordons internes de ces soudures sont visibles dans le pertuis et contrôlables.

Les principaux éléments de blindage comportent également des soudures de raccordement des différentes tôles entre elles : soudures bout-à-bout en pleine section sur le rond-carré et soudures d'angles entre les panneaux du blindage aval par exemple.

L'épaisseur nominale des tôles de blindage est de 18 mm. Ces tôles sont composées d'un acier au carbone dont l'analyse de la composition chimique a révélée qu'il s'agissait d'une nuance équivalente au S185/S235/S275.

Les surfaces sont recouvertes de corrosion et d'une peinture d'origine contenant du plomb, lorsqu'elle subsiste.



Figure 4 : Vue depuis l'amont (A gauche) et vue d'une soudure (A droite).

3. LA TECHNIQUE ACFM

3.1 Origines

La technique ACFM (Alternative Current Field Measure) est une méthode de contrôle non destructif basée sur les courants de Foucault et permettant le contrôle de fissures en surface de matériaux métalliques.

Cette technique a été initialement développée et brevetée par les entreprises britanniques TSC (Eddyfi Technologies) et TWI à la fin des années 1990 pour répondre aux besoins du secteur pétrolier offshore. Avant l'apparition de l'ACFM, les compagnies pétrolières et gazières n'avaient aucune méthode de contrôle vraiment adaptée à leurs besoins. En effet, l'eau, ainsi que les sédiments déposés sur les pieds des plateformes en mer empêchaient l'utilisation des méthodes traditionnelles que sont la magnétoscopie et le ressuage. Celles-ci nécessitent notamment de nettoyer le métal et d'appliquer des solvants et révélateurs ce qui est impossible à réaliser sous eau.

Le marché de l'offshore étant historiquement poussé par les pays du Nord de l'Europe, se sont eux qui ont pris en main le développement et la promotion de la méthode.

Après l'industrie offshore, l'ACFM a trouvé des applications dans la pétrochimie (Contrôles d'oléoducs, d'appareil à pression, etc.) et dans la marine (Soudures de coques de navires). Elle apparaît également aujourd'hui sur des secteurs tels que les ouvrages d'art (Ponts métalliques), le rail (Contrôles des rails, roues et essieux), l'automobile ou le nucléaire (Contrôles sous eau en milieu radioactif).

3.2 Principe

La technique ACFM utilise un ordinateur numérique pour injecter, par l'intermédiaire d'une sonde, un courant alternatif induit dans la peau du matériau à contrôler.

Le courant créé par induction en surface du matériau génère lui-même un champ magnétique induit, perpendiculaire au sens du courant, qui sera perturbé en présence d'un défaut sur la structure ; le champ magnétique étant alors dévié par le défaut.

La sonde de contrôle comporte des capteurs dédiés à la mesure des perturbations du champ magnétique selon deux directions X et Z pour les transmettre au système d'acquisition.

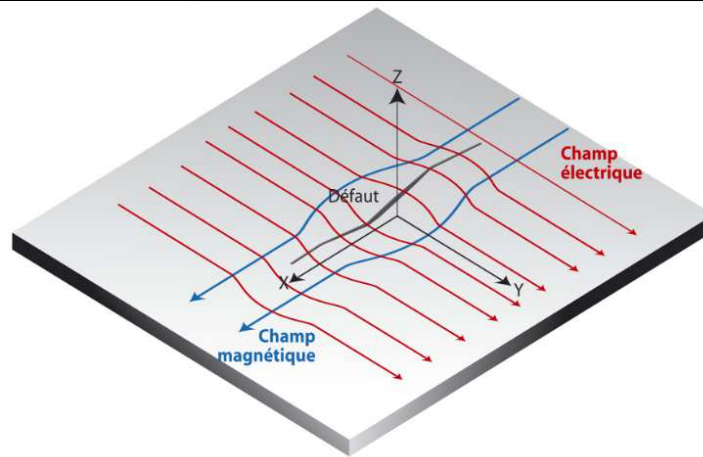


Figure 5 : Principe de propagation des champs électriques et magnétiques autour d'un défaut.

Sur l'écran d'acquisition, deux tracés permettent de visualiser les composantes X et Z du champ magnétique en fonction de la position de la sonde ; X étant placé dans le sens du champ magnétique et Z étant dirigé vers le haut. La présence d'une fissure dans l'axe X provoque une divergence du champ magnétique qui se traduit à l'écran par un pic négatif dont l'amplitude est proportionnelle à la profondeur de la fissure.

L'axe Z permet quant à lui de mesurer la longueur du défaut, par la présence de pics opposés au début et à la fin de la fissure.

Une troisième courbe représente X en fonction de Z selon une représentation appelée « tracé papillon ». Elle permet de confirmer la présence d'un défaut en s'affranchissant de la base de temps pour mesurer les dimensions de la fissure.

Il est à noter par ailleurs que ce mode d'acquisition des signaux permet d'enregistrer les résultats. En disposant du paramétrage de l'appareil, il est donc possible de reproduire dans le temps un même diagnostic et d'en comparer les résultats.

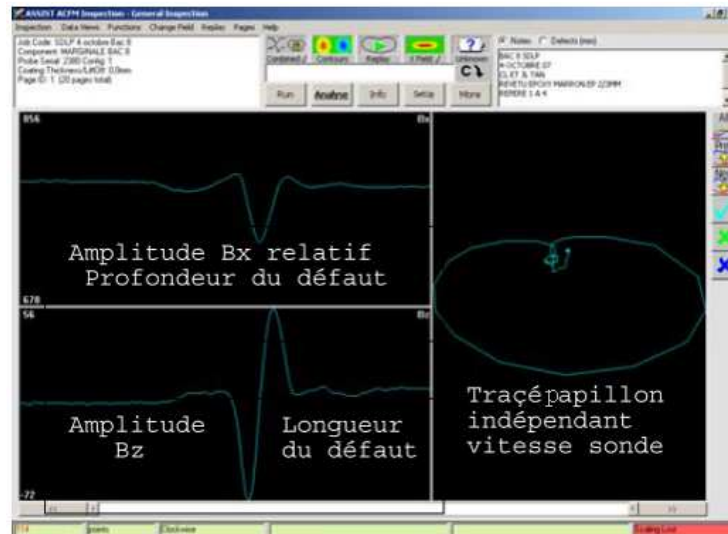


Figure 6 : Aperçu des signaux visualisés en présence d'un défaut.

3.3 Types d'indications détectables

La méthode ACFM est utilisée pour la détection et le dimensionnement de défauts plans débouchants, pour les matériaux ferritiques et les fontes (Le matériau doit être conducteur). L'examen peut être effectué sur toutes les surfaces accessibles : surfaces simples planes ou courbes, cordons de soudures de tôles bout-à-bout ou cordons de soudures d'angles.

L'ACFM permet de détecter un défaut débouchant orienté parallèlement au sens du balayage mesurant 10 mm de longueur par 1 mm de profondeur. Pour des conditions optimales, il peut être possible de détecter un défaut de 5 mm de long qui soit également moins profond à condition d'utiliser des sondes de forte sensibilité mais nécessitant une durée de contrôle plus longue.

De part son principe, l'utilisation d'un champ magnétique induit n'impose aucun contact entre la sonde et le matériau à inspecter. Cela autorise donc l'utilisation de l'ACFM sans qu'aucune préparation de surface ne soit nécessaire ; même à travers une couche de peinture, de rouille, de calamine ou de sédiments pouvant aller jusqu'à 5 mm d'épaisseur.

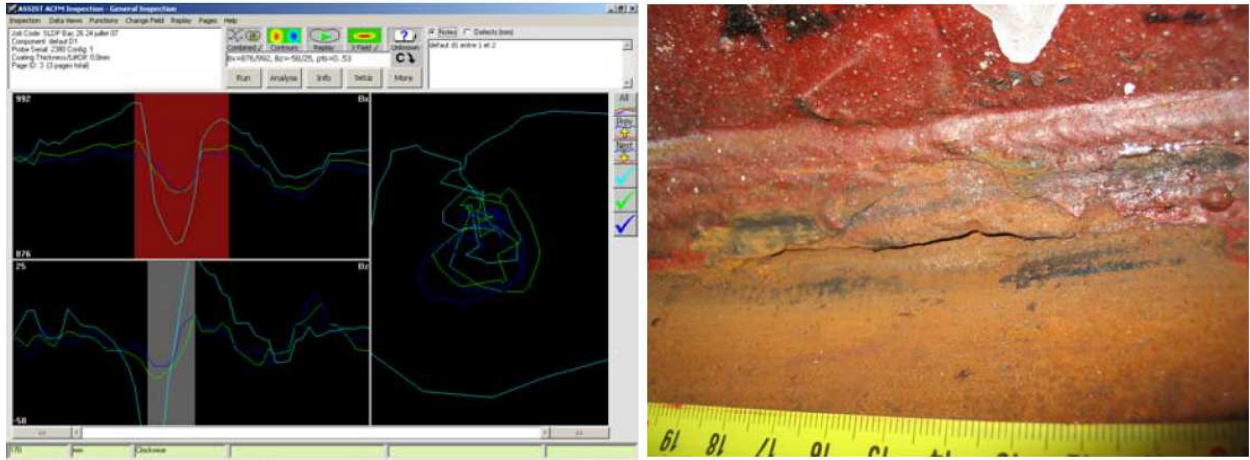


Figure 7 : Exemple d'un défaut détecté.

Le tableau ci-après présente un comparatif des défauts détectables par ACFM en comparaison des méthodes traditionnelles :

Paramètres	Méthodes de contrôle surfacique		
	ACFM	Magnétoscopie	Ressuage
Positons de défauts détectables	Débouchants ou sous-jacents	Débouchants ou sous-jacents	Débouchants et ouverts
Type de défauts détectables	Fissures de 5 mm de long minimum	Fissures ou défauts ponctuels	Fissures ou défauts ponctuels
Sensibilité à l'orientation du défaut	Oui	Oui	Non
Caractérisation de la profondeur de défaut	Oui	Non	Non
Contrôle au travers d'un revêtement	Oui, jusqu'à 5 mm	Oui mais perte rapide de sensibilité	Non
Enregistrement des résultats	Oui	Non	Non

Figure 8 : Comparaison des méthodes de contrôle surfacique.

3.4 Réglementation

La technique ACFM n'est pas encore normalisée en France. Elle a toutefois été approuvée par les entreprises de certification qui l'utilisent de plus en plus. Cette technique a été introduite comme méthode de contrôle depuis 1990 et fait l'objet d'une recommandation technique publiée par le COFREND en 2003 0. Ce document regroupe les bonnes pratiques à adopter pour le contrôle avec des appareils ACFM.

Il n'existe pas encore de certification COFREND pour cette méthode. Des organismes de certification (Tel que Lloyd's ou DNV) proposent néanmoins des formations qualifiantes reconnues dans le monde industriel.

3.5 Mise en œuvre

Le contrôle d'une structure par la méthode ACFM s'effectue à l'aide d'un appareil de mesure spécifique, d'un PC qui assure l'affichage et la sauvegarde des résultats et d'une sonde adaptée à la forme de la pièce et à la nature du matériau à contrôler.



Figure 9 : Aperçu d'une situation de contrôle par ACFM (A gauche) et de sondes du fabricant TSC (A droite).

Les sondes employées couramment mesurent 15 mm de large environ. Elles comportent deux capteurs (Bx et Bz) permettant de détecter des défauts selon deux directions en un seul passage. Il existe également des sondes multiéléments permettant d'étendre la surface de la zone contrôlée en un passage.

L'équipement est facilement utilisable par une ou deux personnes (Exemple : Opérateur ACFM + cordiste) et la zone à contrôler peut être distante de 50 m par rapport au PC d'acquisition.

Le temps de mise en œuvre est très court du fait de l'absence de préparation des surfaces. La vitesse de contrôle est ensuite de l'ordre de 25 mm par seconde pour chaque passage. Avec une sonde simple, deux passages seront nécessaires pour détecter des fissures longitudinales et transversales dans une soudure.

4. APPLICATION SUR LE BLINDAGE DE LA VIDANGE DE FOND DE GENISSIAT

Lors du diagnostic, le blindage était configuré hors d'eau (Batardeaux amont et aval installés avec collecte en amont des débits de fuite).

Seules les soudures accessibles à hauteur d'homme et par un échafaudage au droit de la vanne ont été contrôlées ; l'objectif du diagnostic étant de disposer d'un aperçu de l'état général des structures.

Les contrôles ont été réalisés par le CETIM au moyen d'un Générateur ACFM TSC AMIGO associé à une sonde type crayon. Le fonctionnement correct de l'équipement a été testé à l'aide d'un témoin de vérification. Il s'agit d'une plaque d'acier comportant deux défauts électro-érodés de dimensions 20 x 2 mm et 50 x 5 mm.

Les examens ont été réalisés par des inspecteurs COFREND niveau 2 (UT).



Figure 10 : Aperçu des conditions d'intervention lors du contrôle du blindage.

Pour les soudures d'angles et droites, trois balayages successifs ont été réalisés :

- Deux balayages le long de chacune des zones de liaison de la soudure ;
- Un balayage approximativement au centre du cordon.

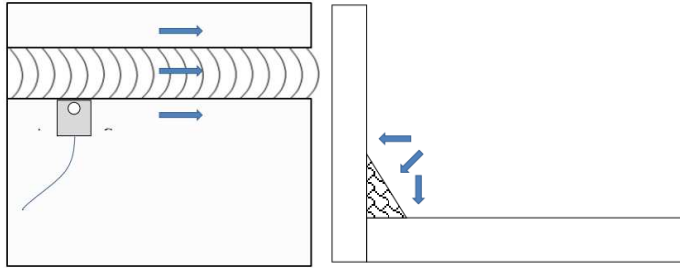


Figure 11 : Balayages types réalisés sur les cordons de soudures (épaisseurs tôles : 18 mm).

La vitesse de balayage de la sonde était estimée à 20 mm par seconde. Cela représente ainsi une durée de l'ordre de 4 minutes pour le contrôle complet d'un mètre de cordon de soudure.

Par comparaison, la durée de contrôle d'une soudure par ressuage (de 1 à 3 m) aurait été sensiblement plus longue en considérant 15 minutes de nettoyage (de plus sous confinement), 15 minutes pour l'imprégnation du liquide pénétrant, puis encore 15 à 30 minutes pour l'application du révélateur, l'observation et la documentation des résultats. Avec le ressuage, plusieurs zones de soudure peuvent éventuellement être traitées en parallèle, ce qui n'est pas le cas de l'ACFM, mais le temps de contrôle resterait de l'ordre de deux à trois fois moins rapide.

De même, il est admis que l'ACFM permet un gain de temps de l'ordre de 50% par rapport à la méthode de la magnétoscopie.

Malgré l'état de surface irrégulier des tôles, la technique ACFM a permis de détecter plusieurs indications de défauts situées sur des soudures de raccordement vertical entre les rainures de la vanne et le blindage aval.

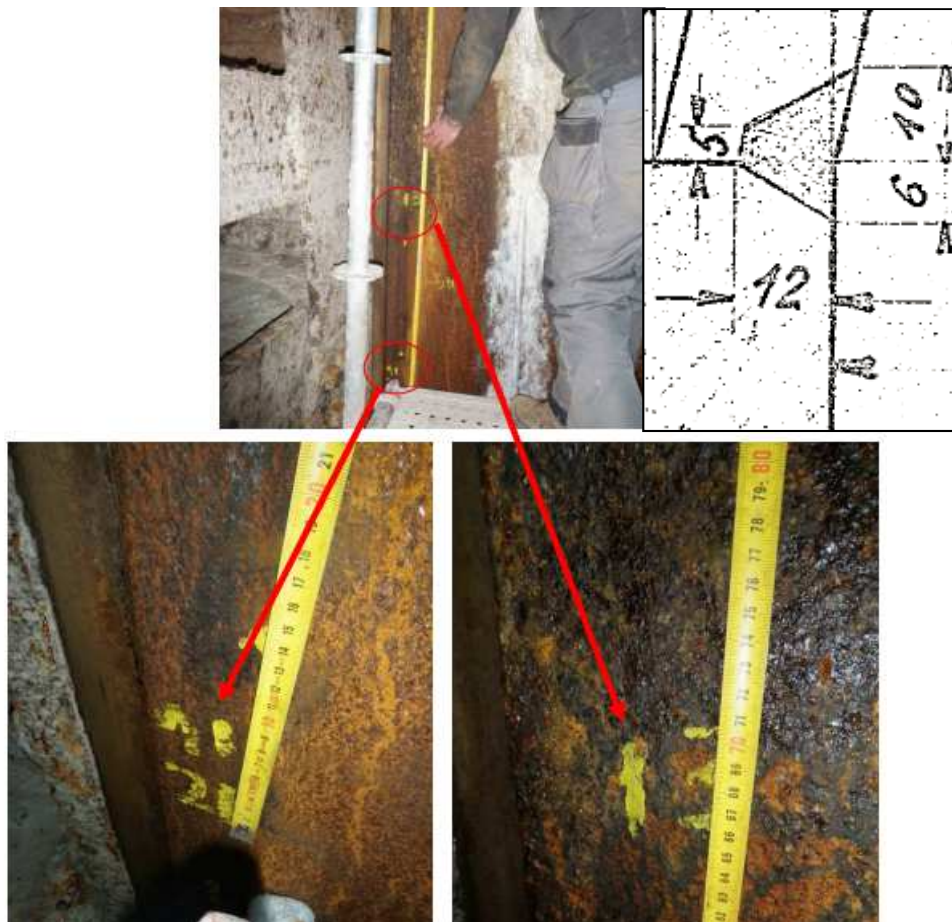


Figure 12 : Soudure verticale entre la rainure de vanne et le blindage aval ayant révélé plusieurs indications.

Les défauts détectés étaient des fissures débouchantes mesurant de 20 à 30 mm. Une inspection visuelle n'aurait pas permis de voir d'anomalie en surface en raison de la présence de zones corrodées et partiellement peintes. Après nettoyage des zones, la présence de fissures a pu être observée.

Ces fissures sont situées à l'aval immédiat des rainures de la vanne ce qui correspond à une zone sensible à la cavitation sous écoulement.

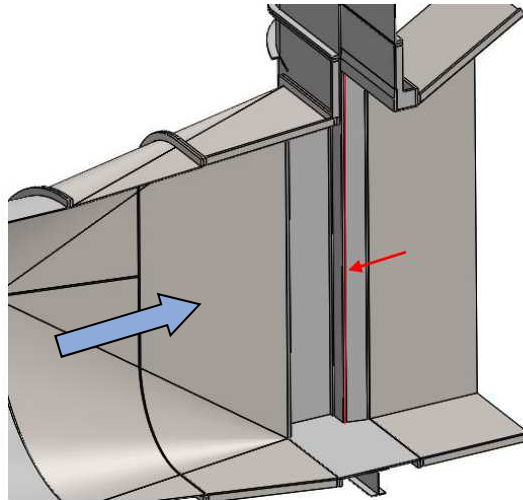


Figure 13 : Aperçu de la position des cordons de soudure ayant révélé plusieurs indications.

Sur les cordons de soudure du raccordement blindage amont / rainures de vanne, les contrôles n'ont pas pu être concluants du fait d'une érosion importante des surfaces (cratérisation des surfaces sur plusieurs millimètres avec arêtes vives). Un meulage de préparation des surfaces aurait été nécessaire afin d'adoucir la géométrie pour supprimer les angles vifs venant perturber la propagation des champs magnétiques.



Figure 14 : Aperçu d'une soudure à l'état de surface trop irrégulier pour un contrôle ACFM.

Sur la section amont du blindage, aucun défaut n'a été détecté.

6. CONCLUSION

Dans le cadre du diagnostic de la vidange de fond du barrage de Génissiat, la méthode ACFM s'est révélée appropriée en permettant un contrôle rapide sur des surfaces non préparées.

D'une manière générale, il ressort que le principal avantage que procure la méthode ACFM par rapport au ressuage ou à la magnétoscopie est le gain de temps. Celui-ci s'avère non négligeable du fait de la vitesse de contrôle mais aussi du fait de l'absence de besoin de préparation/réparation des surfaces. Il s'agit là d'un avantage majeur de cette méthode puisqu'il est possible de contrôler une surface même en présence d'un revêtement de plusieurs millimètres d'épaisseur ; ce qui est une situation courante pour des équipements en service.

En termes de coûts, cette méthode permettra ainsi de réduire de 40 à 50% le temps de contrôle à pied d'œuvre, en plus du gain de temps apporté par l'absence de préparation de surface (Importance variable selon les configurations d'ouvrages). L'investissement initial de l'appareillage de mesure ne devra cependant pas être négligé ; celui-ci étant sensiblement plus élevé qu'avec les méthodes traditionnelles.

Un autre avantage de cette méthode est celui de pouvoir sauvegarder les enregistrements des mesures. Il est ainsi possible de reproduire à l'identique un même contrôle pour suivre l'évolution d'un défaut par exemple. Pour un équipement ancien dont la question du remplacement se pose, la possibilité de suivre précisément l'évolution des soudures structurelles peut ainsi permettre de prolonger sa durée de vie avec une meilleure maîtrise des risques.

La possibilité d'une utilisation sous-marine est également un avantage important pouvant s'appliquer au domaine de l'hydroélectricité puisque les inspections en eau peuvent être réalisées à intervalles plus rapprochées tout en étant plus économiques. Les derniers développements de la méthode ACFM portent d'ailleurs sur les inspections sous-marines depuis des robots pilotés à distance. Cette technique aurait pu être envisagée à Génissiat si des travaux de rénovation n'avaient pas imposé par ailleurs de vidanger le pertuis.

Outre le fait que cette méthode ne soit pas encore pleinement reconnue par les codes et normes, il faudra rester conscient des types de défauts limités pouvant être détectés par cette méthode, à savoir les fissures débouchantes ou sous-jacentes de 5 à 10 mm de long minimum qui sont des défauts plutôt susceptibles d'apparaître au cours de la vie d'un équipement. Cela en fait donc principalement une méthode destinée au suivi d'équipements en service dont la qualité de fabrication a déjà été validée par ailleurs.

REMERCIEMENTS

Compagnie Nationale du Rhône.

CETIM.

RÉFÉRENCES ET CITATIONS

- (1) Recommandation pour le contrôle des soudures par la mesure du champ d'un courant alternatif, Alternating Current Field Measurement, méthode dite ACFM, Edition COFREND Cahiers Techniques, juillet 2003.
- (2) C. Laenen, M. Lugg, Inspection des soudures de fond des réservoirs au moyen de la technique acfm avec sondes multiéléments, Journées COFREND 2008.
- (3) Revue MESURES n°799, novembre 2007, « L'ACFM n'a pas peur de l'eau ni de la rouille ».

TECHNIQUES DE RECONNAISSANCES INNOVANTES POUR LES ETUDES D'ÉVALUATION DE LA SURETE DES BARRAGES EN REMBLAIS

*New investigation methods for safety assessment studies
on embankment dams*

Olivier BORY¹, Benjamin GIRARD¹, Jean-Robert COURIVAUD¹, Christophe VERGNIAULT²

¹ EDF-CIH, Savoie Technolac, 73373 Le Bourget-du-lac Cedex, olivier.bory@edf.fr, benjamin.girard@edf.fr, jean-robert.courvivaud@edf.fr

² EDF-TEGG, 905, Avenue du camp de Menthe Cedex 02, 13097 Aix-en-Provence, christophe.vergniault@edf.fr

MOTS CLÉS

Reconnaissances géotechniques, reconnaissances géophysiques, carottages gros diamètres, polarisation spontanée en eau, acoustique en eau, triaxiaux gros diamètres, triaxiaux non saturés, essais d'érosion

RÉSUMÉ

Les études d'évaluation de la sûreté des barrages en remblais nécessitent de bien caractériser l'état des ouvrages ainsi que les propriétés des matériaux. Cet article présente des méthodes de reconnaissances innovantes, utilisées dans le cadre de ces études, qui ont permis d'avoir une meilleure connaissance de ces ouvrages.

ABSTRACT

Safety assessment studies on embankment dams require to have a good knowledge of the condition of the structure, and the properties of materials. This article outline several innovative investigation methods, used in these studies, which allowed to have a better description of these dams.

1. INTRODUCTION

Le parc EDF comporte de nombreux ouvrages hydrauliques en remblais, de toutes les classes (A à D), de toutes dimensions (linéaire de quelques mètres à plusieurs dizaines de kilomètres), et construits de la fin du XIX^e siècle au début des années 1980. En complément des études réglementaires, Etudes de Dangers et Revues de Sûreté, EDF mène sur certains ouvrages en remblai des études d'évaluation approfondie de la sûreté. Ces études ont pour objectif d'évaluer les marges de sécurité de l'ouvrage vis-à-vis de ses modes de rupture potentiels, à l'aide des méthodes à l'état de l'art. Ces études peuvent être réalisées soit dans le cadre d'une commandite interne, afin de permettre au Maître d'Ouvrage de définir un plan de maintenance, soit dans le cadre d'une demande spécifique de l'Autorité de Contrôle.

L'analyse des marges de sécurité d'un ouvrage en remblai vis-à-vis de ses modes de rupture potentiels passe par la définition de quatre modèles : le modèle géométrique, le modèle géologique, le modèle géotechnique et le modèle hydraulique. La capacité à définir des modèles qui reflètent le plus justement possible les zones les plus faibles de l'ouvrage mais toutefois sans conservatisme excessif est un enjeu essentiel pour tout maître d'ouvrage, afin de garantir à la fois le meilleur niveau de sûreté et la performance économique de son parc hydraulique.

Dans le déroulement des études d'évaluation approfondie de la sûreté, l'étape des reconnaissances, topographiques, géophysiques et géotechniques est essentielle pour la définition des modèles de l'ouvrage.

Cette communication présente certaines techniques de reconnaissances géophysiques et géotechniques innovantes utilisées dans le cadre de ces études, qui ont été développées dans l'objectif d'améliorer la caractérisation des ouvrages :

- ✓ reconnaissances géophysiques destinées à la caractérisation des fuites à travers le corps des ouvrages ou en fondation) :
 - méthode acoustique,
 - méthode de la polarisation spontanée en eau,
- ✓ reconnaissances géotechniques / méthodes de prélèvement d'échantillons de sol :
 - utilisation de carottages gros diamètres pour le prélèvement de matériaux grossiers,
 - utilisation de gaines gros diamètres pour le prélèvement d'échantillons intacts grossiers,
- ✓ reconnaissances géotechniques / essais de laboratoire pour la caractérisation des paramètres de résistance mécanique et de résistance à l'érosion des sols :
 - triaxiaux gros diamètre pour caractériser les propriétés mécaniques des matériaux grossiers,
 - triaxiaux non saturés pour caractériser les propriétés mécaniques non saturées des matériaux,
 - essais de caractérisation de la résistance des sols à l'érosion interne ou l'érosion par surverse.

Ces méthodes et techniques ont été développées et mises en œuvre notamment sur des ouvrages de grand linéaire dans le but d'avoir une meilleure connaissance de l'état et du comportement de ces ouvrages et d'optimiser leur maintenance, y compris réhabilitations/confortements.

2. RECONNAISSANCES GEOTECHNIQUES

2.1 Utilisation de carottages gros diamètres pour le prélèvement de matériaux grossiers

Une caractéristique essentielle des matériaux meubles est la courbe granulométrique. La répartition entre les éléments de différentes tailles va conditionner la plupart des propriétés, en particulier de résistances mécanique et à l'érosion. Décrire un ouvrage en remblai nécessite donc de connaître les fuseaux granulométriques de ses différents constituants. L'étude des ouvrages en remblais existants, lorsque les documents de conception/construction sont incomplets ou n'ont pas été retrouvés, nécessite généralement des prélèvements d'échantillons afin de (re-)déterminer les fuseaux granulométriques ou (ré-) estimer les propriétés de résistance mécanique et de résistance à l'érosion.

Il arrive très fréquemment dans les régions où les terrains sont de nature alluvionnaire que la plage des diamètres minimaux et maximaux d'un matériau constituant un ouvrage en remblai et/ou sa fondation soit très large. C'est le cas en particulier des digues latérales du canal de la Durance. Les digues de cet ouvrage de grand linéaire ont été construites le plus souvent par réutilisation des déblais d'excavation (creusement du canal, galerie, usine,...), et ces

matériaux n'ont pas toujours été criblés. De ce fait, on trouve une grande variété de matériaux, de l'argile pure à la grave crue pluri-décimétrique, en passant par des matériaux mélangés comprenant à la fois de l'argile, des limons, des sables et des éléments grossiers.

Pour prélever des échantillons d'ouvrages en remblai de la manière la plus complète possible, une règle usuelle indique qu'il faudrait utiliser un carottier dont le diamètre intérieur de l'outil de prélèvement soit au moins égal à trois fois le diamètre des plus gros éléments. Cette règle ne peut être respectée lorsque le matériau présente des éléments pluri-décimétriques, puisque cela conduirait à utiliser des diamètres d'outil non disponibles (450 à 600 mm).

Face au problème de récupération d'échantillons représentatifs de ces sols à granulométrie très étalée, les méthodes et moyens de sondages carottés utilisés le plus fréquemment en France (diamètre des carottes de l'ordre de 100 mm), se heurtent à deux difficultés techniques principales :

- un taux de récupération faible dans les matériaux sans cohésion, dû à un lessivage des sables lors de la remontée du carottier, qui peut conduire à une mauvaise estimation de la répartition granulométrique du sol en place ;
- une incapacité à prélever les éléments les plus grossiers sans les fracturer.

Ces limitations des méthodes de prélèvement peuvent conduire à de mauvaises interprétations et modélisations des sols constitutifs d'un ouvrage en remblai et de sa fondation et in fine à des erreurs de diagnostic lors des analyses de risque de rupture.

Afin de limiter ces risques, EDF a fait appel à une méthode de carottage utilisée depuis de nombreuses années en Allemagne, la méthode Düsterloh, mise en œuvre avec un carottier de gros diamètre (≥ 200 mm).

Appliquée sur les digues du canal de la Durance, la méthode Düsterloh (carottage par battage à sec en basse-fréquence) en diamètre intérieur 200 mm, a donné de très bons résultats pour récupérer des échantillons complets des matériaux de remblai. La Figure 1 illustre un échantillon prélevé avec un bon taux de récupération dans un horizon comportant des éléments fins et des graves de grande dimension (>10 cm) : taux de récupération $> 90\%$. La Figure 2 présente l'atelier de forage avec la méthode Düsterloh positionné en crête de la digue latérale du canal.



Figure 1 : Echantillon prélevé dans un horizon comportant des éléments fins et des graves de grande dimension



Figure 2 : Atelier de carottage avec la méthode Düsterloh

2.2 Utilisation de gaines gros diamètres pour le prélèvement d'échantillons intacts grossiers

Pour caractériser en laboratoire au mieux les matériaux dans leur état *in situ*, on cherche parfois à prélever des échantillons le plus intact possible. Cela est nécessaire par exemple si l'on veut estimer la densité des matériaux en place, ou leur teneur en eau, ou encore effectuer des essais mécaniques ou d'érosion sans reconstituer les échantillons. Cependant, dès lors qu'il y a prélèvement, l'échantillon est forcément en partie remanié, et il est particulièrement difficile d'obtenir des échantillons intacts dans les horizons grossiers.

Pour les études sur le canal de la Durance, des échantillons le plus intact possible ont été prélevés par carottage avec la méthode Düsterloh en diamètre 200 mm, avec une gaine inox de 50 cm de hauteur (méthode brevetée par l'entreprise Stoelben GmbH). Cette innovation a notamment permis de réaliser des mesures de densité, de teneur en eau, des essais triaxiaux, et des essais d'érosion sur des matériaux sablo-graveleux intacts. Cette méthode a apporté une amélioration importante de la précision des estimations de la densité humide ainsi que des paramètres de résistance mécanique, grâce à la prise en compte de la fraction grossière dans les essais triaxiaux gros diamètre. Elle permet également d'analyser le risque de suffusion dans des érodimètres qui sont également de gros diamètre, afin de mieux caractériser le risque d'initiation de ce type d'érosion interne.



Figure 3 : carottier prototype avec récupération de gaine inox 200mm prélevée

3. RECONNAISSANCES GEOPHYSIQUES

3.1 Recherche de fuite par la méthode acoustique

3.1.1 Méthode manuelle

La recherche du point d'entonnement d'une fuite sur un barrage étanché par un masque amont n'est pas toujours une chose facile. Les compartiments du réseau de drainage permettent de diminuer la surface à investiguer, mais il est parfois difficile de trouver l'emplacement exact de l'origine de la fuite, notamment lorsqu'aucun indice visuel (fissure, joint, dégradation,...) n'est apparent, ou que la visibilité est insuffisante. Il arrive même parfois que les défauts du masque amont ne génèrent pas de fuite, ou du moins une fuite insignifiante.

Une méthode a fait ses preuves pour cette recherche, notamment sur les ouvrages en remblais munis d'un masque amont étanche et drainé. Il s'agit de la méthode acoustique, dont le principe consiste à écouter à l'oreille, à l'aide d'un hydrophone, les bruits le long du radier ou du parement amont, et à parcourir ainsi la surface du masque amont, jusqu'à trouver le point d'entonnement de la fuite. L'oreille et la mémoire humaine ont en effet cette capacité, lorsqu'elles sont très bien exercées, de pouvoir reconnaître un bruit de fuite, et ceci parfois au milieu d'un bruit ambiant d'une autre origine.

Plusieurs conditions sont nécessaires à la faisabilité de cette méthode : il faut que le plan d'eau soit suffisamment calme pour que le niveau du bruit ambiant ne soit pas trop important par rapport au niveau du bruit de la fuite recherchée. Cela peut nécessiter par exemple de limiter ou couper le débit dans un canal, arrêter l'usine, couper les prises d'eau... Une autre limite de cette méthode est qu'elle ne permet de détecter que les fuites générant du bruit (souvent à cause d'un écoulement turbulent), mais qu'elle est incapable de déceler une fuite de type percolation diffuse à travers un milieu poreux faiblement perméable, qui est silencieuse. La Figure 4 illustre une campagne de recherche de point d'entonnement de fuite sur un tronçon du canal de la Durance. Les bruits entendus par l'opérateur sont classés par niveau d'intensité, et représentés spatialement. Dans cet exemple, la position du point d'entonnement de la fuite est très nette, et permet d'envisager une caractérisation du cheminement de la fuite (traçage) et/ou une réparation.

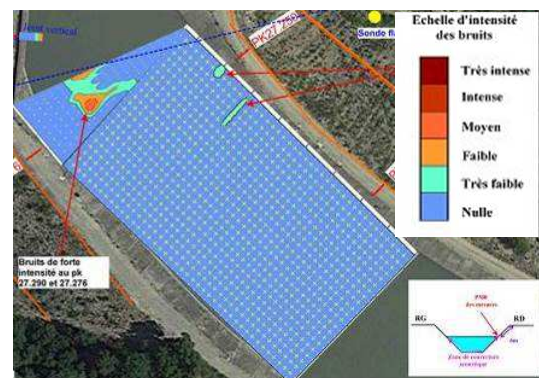


Figure 4 : cartographie des résultats de la recherche de fuite par la méthode acoustique

3.1.1 Méthode par analyse du signal

Afin de rendre cette méthode moins dépendante des capacités de mémorisation acoustique de l'opérateur, EDF a mené en collaboration avec l'université de Grenoble un développement permettant de localiser les entonnements de fuite à l'aide d'un traitement du signal acoustique enregistré. Pour y parvenir, les enveloppes des spectres de densité d'énergie acoustiques de différentes familles de bruit ont été produites, à partir d'enregistrement effectués sur différents ouvrages.

Comme l'illustre la Figure 5 ci-contre, 4 classes de bruit ont été caractérisées : la classe 1 correspond au bruit ambiant minimal, la classe 2 correspond aux bruits de fuite, la classe 3 au bruit naturel masquant (vent, pluie, clapot) et la classe 4 au bruit anthropique masquant. Cette méthode consiste donc à enregistrer les bruits le long du masque amont à l'aide d'une chaîne d'acquisition des mesures de haute performance qui a été spécialement conçue pour cette application, puis à traiter le signal acoustique enregistré en chaque point, et enfin à comparer sa densité spectrale aux gabarits présentée sur le Figure 5. Cette méthode présente l'avantage, par rapport à la méthode manuelle, de pouvoir fournir une justification objective de la localisation d'un bruit de fuite, de limiter l'influence de l'opérateur dans l'interprétation des mesures et de pouvoir conserver l'enregistrement de la justification.

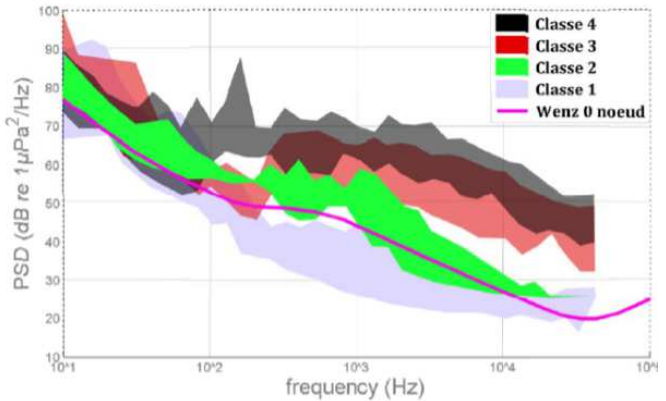


Figure 5: Gabarits des densités spectrales de bruits

3.2 Recherche de fuite par la méthode de polarisation spontanée en eau

La mesure de Polarisation Spontanée (PS) est basée sur le principe physique qu'un courant, dit d'électrofiltration, est généré lorsqu'il y a un écoulement au sein d'un milieu poreux (Revil et Jardani, 2013). De nombreux travaux universitaires appliqués aux cas des fuites dans les ouvrages hydrauliques (Bolève et al., 2009) ont montré qu'il y a une baisse du potentiel d'électrofiltration au niveau de l'entonnement d'un point de fuite (coté retenue). A l'inverse, à terre, l'exutoire d'un écoulement à travers un milieu poreux génère une augmentation de ce potentiel. A plusieurs reprises, la mise en œuvre de cette méthode a consisté à effectuer les mesures à l'aide d'une électrode fixe et d'une électrode de mesure posée soit au fond de la retenue pour la mesure en eau, soit en pied de digue pour la mesure à terre, selon un maillage prédéfini. Comme toute méthode passive, les variations de potentiel dues aux phénomènes d'électrofiltration sont apparues relativement faibles (de l'ordre de 5 à 10 mVolts) et elles peuvent donc facilement être masquées par d'autres sources de potentiel (oxydo-réduction, présence d'ouvrages métalliques dans le voisinage ou courants vagabonds, bruit EM anthropique).

Des résultats contradictoires ont donc conduit EDF à s'intéresser aux seuils de sensibilité de cette méthode et aux techniques de mise en œuvre et d'analyse. Pour cela, un ouvrage considéré comme un modèle analogue de digue, a été conçu conjointement par EDF et le CER de Rouen et réalisé par le CER. Ce modèle de digue est géométriquement représentatif de certains ouvrages du parc EDF et dispose d'infiltrations contrôlées (cf. Figure 6). Un monitoring PS avec 16 électrodes en crête confirme qu'un bruit environnemental important est présent (d'environ 3 mV crête à crête, cf. Figure 7).

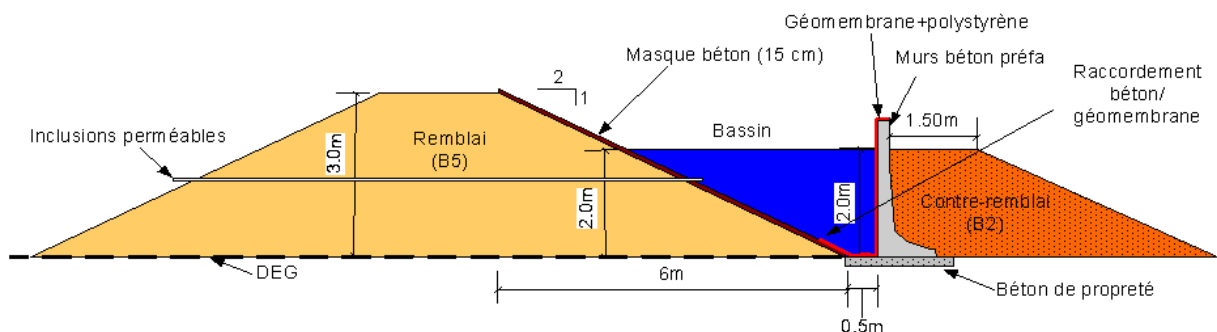


Figure 6 : Modèle analogue de digue avec des infiltrations contrôlées

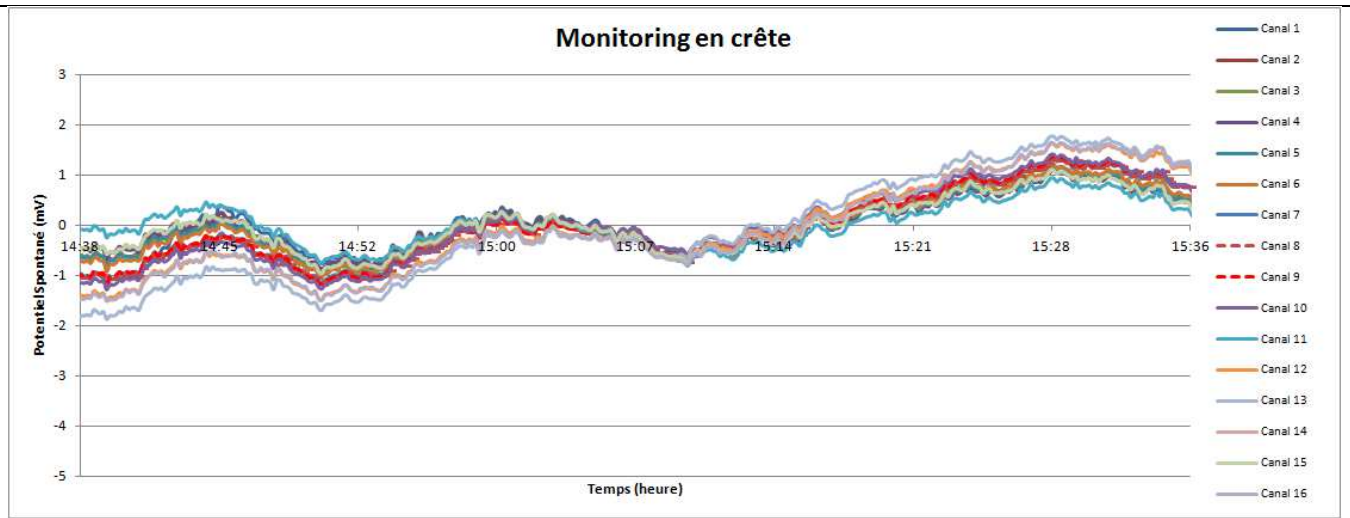


Figure 7 : Monitoring du signal PS avec 16 capteurs en crête de la maquette de digue

Une modélisation numérique couplée hydraulique – électrique de cet ouvrage (par A. Revil, A. Soueid Ahmed d'IsTerre) a montré que le signal du potentiel spontané mesuré en surface est autour de -3.5 mV. En revanche, l'anomalie observée au niveau de la fuite est de l'ordre de -10 mV.

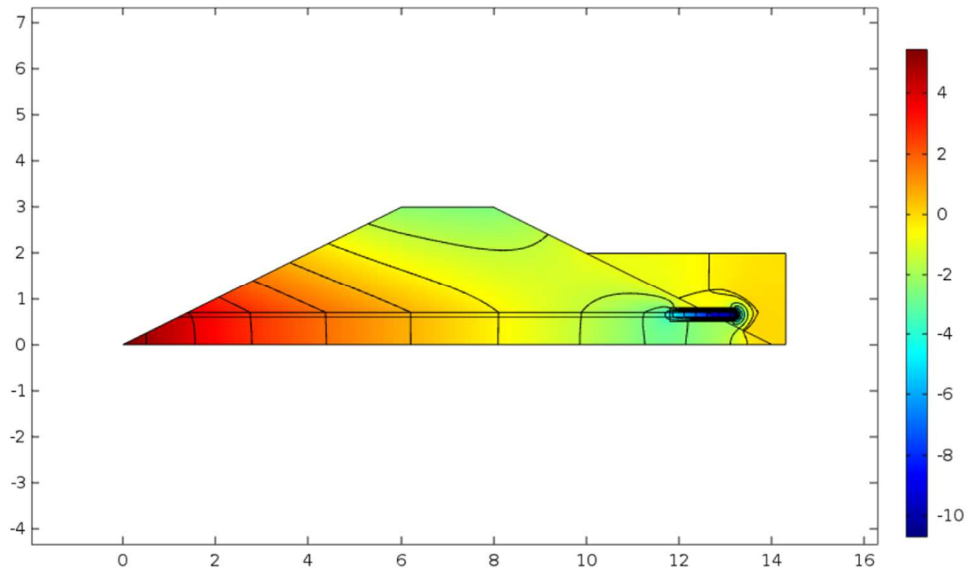


Figure 8 : Simulation de la distribution du potentiel spontané (en mV)

Les mesures réalisées lors de l'ouverture (Figure 9) et la fermeture (Figure 10) de la fuite contrôlée, avec 3 électrodes dans le sable au voisinage du point d'entonnement, confirment les résultats de la simulation numérique.

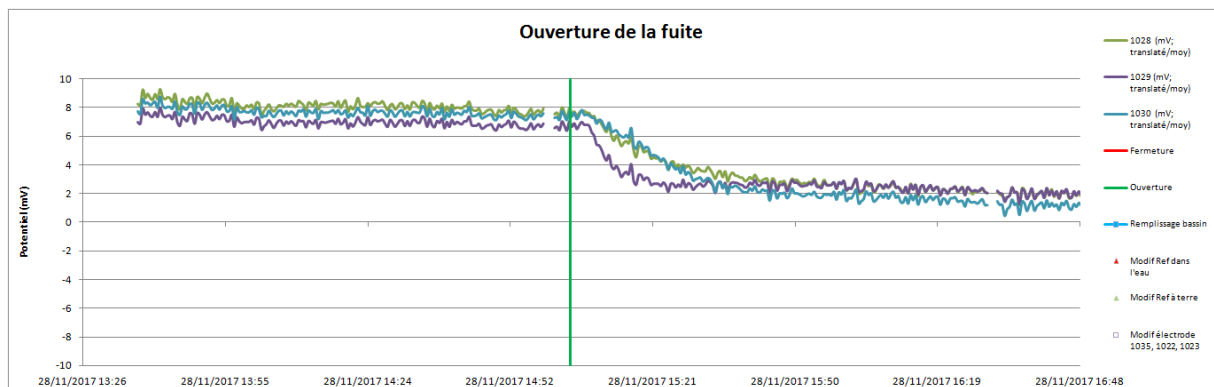


Figure 9 : Mesure du signal PS dans un tas de sable au droit du point d'entonnement lors de l'ouverture de la vanne contrôlant la fuite

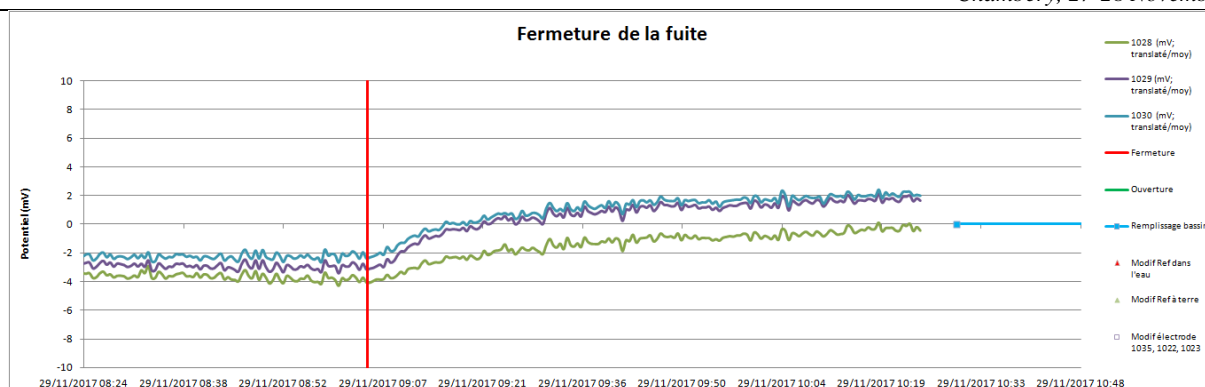


Figure 10 : Mesure du signal PS dans un tas de sable au droit du point d'entonnement lors de la fermeture de la vanne contrôlant la fuite

A ce jour, l'outil de modélisation numérique couplée hydraulique – électrique est validé par comparaison avec les mesures sur un modèle analogique (maquette de digue). Il apparaît maintenant nécessaire d'utiliser ce nouvel outil, afin de confirmer la sensibilité de la méthode dans un contexte donné, préalablement aux mesures sur le terrain, afin de définir le domaine d'application, car l'anomalie PS liée à un écoulement est fonction de la vitesse d'écoulement, des matériaux constituant la digue, de la résistivité du milieu et du bruit électromagnétique dans l'environnement.

4. ESSAIS DE LABORATOIRE

4.1 Utilisation d'essais triaxiaux gros diamètre

La caractérisation des paramètres de résistance mécanique des matériaux granulaires peut s'effectuer par l'intermédiaire d'essais réalisés in situ ou par des essais de laboratoire. Ces deux approches sont souvent complémentaires : en effet les essais in situ étant effectués en conditions réelles, ils souffrent moins des effets d'échelles connus en laboratoire. En revanche les essais de laboratoire permettent de mieux appréhender l'influence des paramètres d'état du sol (tel que la densité ou la teneur en eau par exemple) puisque ces derniers y sont contrôlés.

Pour les sols granulaires, l'essai de laboratoire le plus complet permettant de déterminer les caractéristiques de frottement et de cohésion est l'essai triaxial. Les laboratoires pratiquant ce type d'essai normalisé sont nombreux, mais les cellules d'essais dont disposent ces derniers sont généralement de taille inférieure à 150 mm de diamètre, ce qui ne permet pas de tester certaines classes de sols. Le tableau ci-après synthétise les diamètres maximums de sol en fonction de la taille de la cellule.

Ø cellule	Sédiments à granulométrie étalée les plus grossiers = Ø cellule / 5	Sédiments à granulométrie uniforme Ø éléments les plus grossiers = Ø cellule / 10
38mm	≈ 7 mm	≈ 4 mm
50mm	10 mm	5 mm
70mm	14 mm	7 mm
100mm	20 mm	10 mm
300mm	60 mm	30 mm

Tableau 1: Correspondance entre diamètre de la cellule et taille maximale des grains du sol

Ces sols grossiers étant par ailleurs difficilement caractérisables par des essais in situ, leurs paramètres mécaniques sont généralement définis avec prudence et à dire d'expert et donc avec un certain degré de conservatisme.

Afin d'être en mesure de tester sans écrêtement des matériaux de remblai présentant des éléments grossiers, EDF a procédé en 2016 à un recensement des laboratoires français dotés d'une cellule triaxiale de grand diamètre. Ce recensement a permis d'identifier trois laboratoires (parmi lesquels deux laboratoires universitaires ou de recherche publique) équipés d'une cellule de 300 mm de diamètre.

Des essais dans de telles cellules sont actuellement en cours pour le CIH et doivent permettre d'obtenir les résistances mécaniques réelles de sols présentant des éléments de grande taille (jusqu'à 60 mm de diamètre).



Figure 11: Cisaillement en cours



Figure 12: Eprouvette cisailée

4.2 Utilisation d'essais triaxiaux non saturés

L'essai de référence en mécanique des sols pour caractériser les propriétés de cisaillement des matériaux meubles est l'appareil triaxial. Il permet notamment d'estimer les propriétés mécaniques de frottement, en écrasant plusieurs éprouvettes de sol, à différents confinements. Conformément à la norme NF P 94-074, la plupart des essais triaxiaux sont réalisés après saturation en eau des éprouvettes. Ce protocole est bien adapté pour décrire le comportement des sols sous nappe (en milieu saturé). Il a l'avantage de fournir des résultats intrinsèques, qui ne dépendent pas du degré de saturation du matériau. Cependant, les barrages en remblai ne sont (heureusement !) pas entièrement saturés. C'est le cas notamment des digues latérales des canaux de la Durance. Ces remblais ont été compactés généralement du côté sec de l'optimum, et sont équipés d'une étanchéité amont qui les isole du canal. Dès lors, il est intéressant de s'intéresser aux propriétés non saturées de ces remblais, qui correspondent à leur état *in situ*. En effet, dans le cas des sols comportant une fraction fine suffisante, une cohésion capillaire apparaît, fortement dépendante du degré de saturation, qui peut augmenter significativement les propriétés mécaniques.

La prise en compte de cette cohésion capillaire, qui est bien réelle tant que l'étanchéité de type masque amont du canal reste efficace, s'avère être un élément important dans la démonstration de la stabilité statique de certains ouvrages en remblai.

La réalisation d'essais triaxiaux non saturés est une première approche envisageable. Il convient d'utiliser des éprouvettes dans un état hydrique proche de l'état réel de l'ouvrage. Une difficulté apparaît au cours de l'essai, puisque le degré de saturation pourra évoluer durant l'écrasement de l'éprouvette, influençant la cohésion capillaire et ainsi les propriétés mécaniques mesurées. La mesure de la succion de l'éprouvette pendant l'essai est alors indispensable pour comprendre à chaque instant le comportement du matériau et permettre l'interprétation des résultats.

Des essais triaxiaux non saturés avec mesure en continu de la succion ont été réalisés sur certains tronçons en remblais du canal de la Durance. Ces essais ont montré que les matériaux de ces remblais peuvent présenter une cohésion capillaire significative, et ont participé à son estimation. Plusieurs méthodes ont été utilisées pour mesurer et étalonner les mesures de succion. La méthode au papier filtre, qui fait l'objet de la norme ASTM D5298-10, la méthode psychrométrique avec une sonde à effet Peltier (Figure 14) placée au cœur de l'échantillon, et la méthode par tensiométrie en reliant la céramique poreuse aux extrémités de l'éprouvette à un capteur de pression négative. La Figure 13 illustre une éprouvette montée et instrumentée pour la mesure de la succion pendant l'essai triaxial.



Figure 13 : éprouvette montée et instrumentée

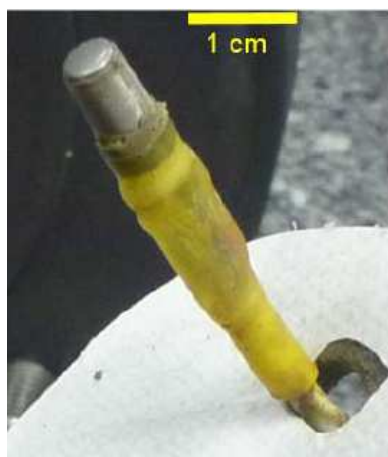
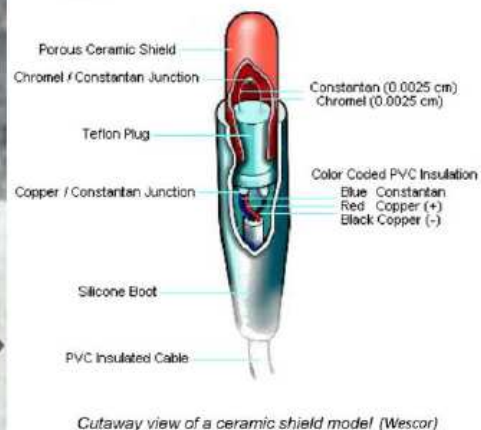


Figure 14 : sonde psychrométrique à effet Peltier



Cutaway view of a ceramic shield model (Wescor)

4.3 Essais d'érosion

Les essais d'érosion ont commencé à être développés à partir de la fin des années 1990 pour caractériser la résistance à l'érosion interne et l'érosion par surverse des ouvrages hydrauliques en remblai. Partant du constat que les mécanismes d'érosion interne et par surverse ne sont pas bien décrits par les paramètres classiques utilisés en géotechnique, plusieurs de ces essais d'érosion ont été associés à une loi d'érosion spécifique incluant de nouveaux paramètres à déterminer expérimentalement.

La loi d'érosion utilisée, proposée par Partheniades en 1962, s'écrit de la manière suivante [équ. 1] :

$$dJ/dt = K_D (\tau - \tau_c) \text{ si } \tau > \tau_c$$

$$dJ/dt = 0 \text{ si } \tau \leq 0$$

avec :

dJ/dt , la perte de masse érodée au cours du temps ;

τ , la contrainte de cisaillement exercée par l'écoulement (interne ou de surverse) sur les grains de sol ;

K_D , le coefficient d'érosion, caractérisant l'érodabilité du sol, est déterminé expérimentalement par l'essai d'érosion ;

τ_c , la contrainte critique d'érosion, caractérisant l'érodabilité du sol, est déterminé expérimentalement par l'essai d'érosion.

EDF utilise aujourd'hui de manière opérationnelle toute une panoplie d'essais d'érosion pour l'analyse du risque d'érosion par surverse ou du risque d'érosion interne, chaque essai étant dédié à représenter un processus d'érosion particulier.

4.3.1 Le Jet Erosion Test (JET)

Le Jet Erosion Test a été développé par le laboratoire HERU de l'ARS à Stillwater, USA, au cours des années 1990. Cet essai fait l'objet de la norme ASTM D5852 – 00 [1]. Il a été conçu pour représenter le processus d'érosion par surverse des ouvrages en remblai homogènes constitués de sols fins cohésifs (processus d'érosion « en marches d'escalier » ou « Headcut migration » en anglais). Cet essai peut être mis en œuvre in situ ou au laboratoire, dans ce dernier cas, à partir d'échantillons généralement remaniés prélevés par carottage. Il consiste à appliquer un jet d'eau vertical immergé sur l'axe d'un échantillon de sol de forme cylindrique (Figure 15). L'approfondissement $J(t)$ provoqué par le jet est mesuré au cours du temps par l'opérateur. Les mesures de cet approfondissement sont ensuite approchées par une modélisation selon la loi d'érosion ci-avant ([équ. 1]), d'où l'on déduit les paramètres d'érosion K_D et τ_c [2]. Le diamètre du jet de cet essai impose un écrêtement des matériaux testés à 4,5 mm.

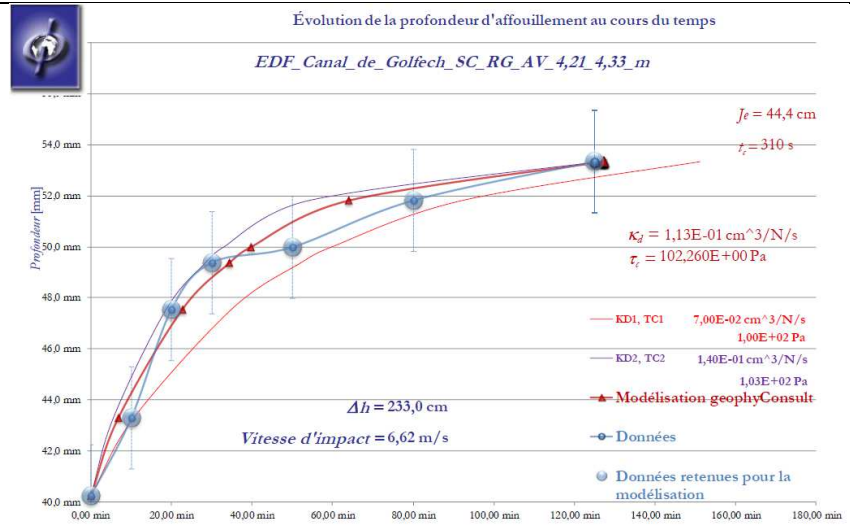
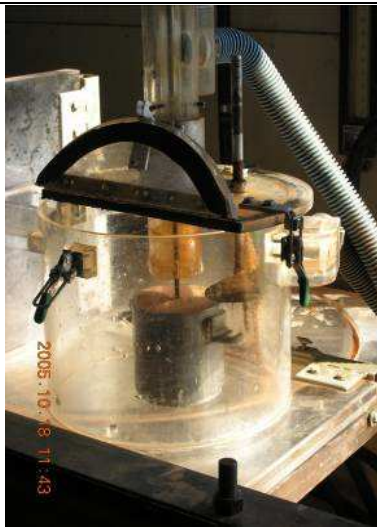


Figure 15 : JET de laboratoire (photo ARS/HERU)

Figure 16 : Modélisation de l'essai de JET

EDF a conduit plusieurs travaux de recherche en collaboration avec des instituts français et américains (IRSTEA, USBR, USACE et ARS) pour évaluer et valider cette approche, à partir d'études expérimentales et numériques ([3], [4]). Les résultats de l'essai de Jet Erosion Test sont utilisés par EDF de deux manières, dans l'évaluation du risque d'érosion par surverse :

Ils permettent de classer le degré de résistance à l'érosion par surverse du sol testé de manière relative par rapport à toute une série de sols testés (classification dite de « Hanson », en référence à son auteur). Ce classement, qui reste qualitatif, permet d'apprécier rapidement si le sol testé se situe parmi les sols considérés comme très érodables, érodables, moyennement résistants, résistants ou très résistants.

Les paramètres K_D et τ_c sont utilisés comme données d'entrée des logiciels de calcul d'érosion par surverse WinDamC ou HR Breach, qui permettent de calculer le processus d'érosion dû à l'écoulement de surverse et l'hydrogramme de brèche associé, avec une représentation des processus d'érosion par surverse d'un remblai homogène constitué de matériaux fins cohésifs à l'état de l'art.

4.3.2 Le Hole Erosion Test (HET)

Le Hole Erosion Test, ou essai d'érosion de trou, a été conçu sur la base du Pinhole test pour représenter la résistance à l'érosion d'un sol fin cohésif soumis à une érosion interne de type érosion de conduit. Il consiste à forer un conduit initial de 6,4 mm dans l'axe d'une éprouvette de sol placée horizontalement et à appliquer une différence de charge hydraulique entre les faces amont et aval de cette éprouvette, ce qui génère un écoulement à travers le conduit. L'essai, qui peut être effectué à charge hydraulique ou à débit contrôlé (Figure 17). Dans les deux cas, la différence de charge amont – aval et le débit sont mesurés, ce qui permet d'en déduire l'accroissement du diamètre du conduit au cours du temps ([5], [6]). A partir de cet accroissement du diamètre du conduit au cours du temps, les paramètres d'érosion K_D et τ_c sont déduits de l'équation [1].

L'essai de HET est utilisé pour l'analyse du risque d'initiation d'érosion interne par le mécanisme d'érosion de conduit (ou de fissure). La contrainte critique d'érosion obtenue à l'aide de cet essai est comparée à la contrainte de cisaillement au sein du conduit initial qui est considéré comme pouvant être présent au sein de l'ouvrage. Cette analyse de première approche permet d'estimer si un risque significatif d'érosion de conduit est présent ou non dans l'ouvrage pour les situations de chargement considérées.

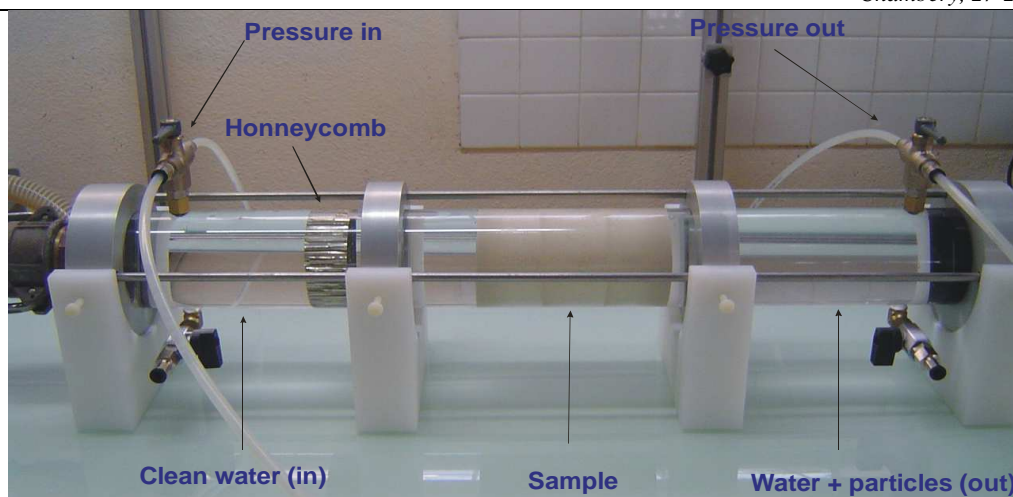


Figure 17 : essai d'HET (photo IRSTEA)

4.3.3 Le Contact Erosion Test (CET)

L'essai de Contact Erosion Test est issu de développements conduits par l'université de Grenoble, la CNR et EDF (cf. [7]). Cet essai a été conçu pour analyser en laboratoire le risque d'érosion interne de type érosion de contact entre deux couches de sol présentant un fort contraste de perméabilité. L'essai est réalisé dans une cellule parallélépipédique où sont mises en place une couche de sol perméable et une couche de sol peu perméable, représentatives de l'interface réelle siégeant dans l'ouvrage étudié. Ces deux couches de sol sont surmontées d'une vessie qui permet d'appliquer une contrainte verticale. Une différence de charge hydraulique est appliquée entre l'amont et l'aval de la cellule, ce qui génère un écoulement qui va circuler préférentiellement dans la couche perméable. Le débit et la turbidité sont mesurés à l'aval de la cellule (cf. Figure 18).

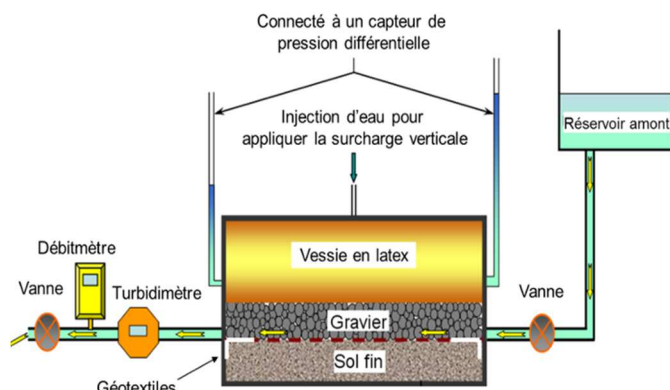


Figure 18 : Essai de CET



Figure 19 : érodimètre triaxial de grand diamètre du laboratoire GeM

4.3.4 L'érodimètre triaxial

L'érodimètre triaxial a été développé par le laboratoire GeM de l'université de Nantes – St Nazaire [10]. Cet essai a été conçu pour étudier le processus d'érosion interne de type de suffusion dans les matériaux limono-sablo-graveleux et ses conséquences sur les caractéristiques de propriétés de résistance mécanique de ces matériaux. Il combine ainsi un essai de suffusion à écoulement vertical descendant et un essai triaxial pouvant recevoir des échantillons remaniés ou intacts de diamètre interne 200 mm (cf. Figure 19).

5. CONCLUSION

Des avancées significatives dans les moyens et méthodes d'investigation des ouvrages en remblais ont été réalisées au cours des dix dernières années. Elles permettent de mieux prélever certains types de matériaux, de mieux caractériser les écoulements de fuite à travers le remblai et sa fondation superficielle et de mieux caractériser les paramètres de résistance mécanique et de résistance à l'érosion. Ces meilleures caractérisations permettent de rendre plus robustes les analyses de risque de rupture pour les différents modes de rupture potentiels des ouvrages en remblai. Ces méthodes ont vocation à être utilisées par l'ensemble de la profession, dans la mesure où elles

contribuent à fiabiliser les études de diagnostic de sûreté et qu'en conséquence elles présentent un double intérêt, vis-à-vis de la sûreté d'une part et vis-à-vis de l'optimisation des opérations de maintenance d'autre part.

En particulier, l'usage des méthodes suivantes devraient être généralisé dès à présent :

La méthode Düsterloh gros diamètre pour les sondages carottés dans des matériaux alluvionnaires à granulométrie étalée, à dominante sablo-graveleuse ;

Les essais d'érosion Jet Erosion Test, Hole Erosion Test, Contact Erosion Test et Erodimètre triaxial, respectivement pour les analyses des mécanismes d'érosion par surverse, d'érosion de conduit, d'érosion de contact et de suffusion.

6. RÉFÉRENCES ET CITATIONS

- [1] Norme ASTM D5852 – 00 (2007). Standard Test Method for Erodibility Determination of Soil in the Field or in the Laboratory by the Jet Index Method.
- [2] Hanson G. J., Robinson K.M., Cook K.R. 2002. Scour below an overfall : Part II. Prediction. Transactions of the American Society of Agricultural Engineers 45, n°4, p. 957-964.
- [3] P.-L. Regazzoni. Confrontation et analyse d'érodimètres et caractérisation de la sensibilité à l'érosion d'interface. Thèse de doctorat. Université de Nantes, 2009.
- [4] F. Mercier. Modélisation numérique de l'érosion d'un sol cohésif par un écoulement turbulent. Thèse de doctorat. Université d'Aix-Marseille. Juin 2013.
- [5] Wan C.F., Fell R., 2004. Investigation of Rate of Erosion of Soils in Embankment Dams. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering 130, n°4, pp. 373-380.
- [6] Bonelli S., Brivois O. 2008. The scaling law in the hole erosion test with a constant pressure drop. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics vol. 32, n°13, pp. 1573-1595.
- [7] R. Béguin. Etude multi-échelle de l'érosion de contact au sein des ouvrages hydrauliques en terre. Thèse de doctorat. Université de Grenoble, décembre 2011.
- [8] Bolève, A., 2009, Localisation et quantification des zones de fuites dans les digues et les barrages par la méthode de potentiel spontané, Thèse, Université de Savoie Mont-Blanc, 223 pp.
- [9] Revil A. and A. Jardani, 2013, The Self-Potential Method, Theory and Applications in Environmental Geosciences, ISBN: 9781107019270, Cambridge University Press.
- [10] Marot D., Bendahmane F., Andrianatrehina R., Gelet R., Erodimètre triaxial de grandes dimensions pour la caractérisation de la sensibilité à l'érosion et du comportement mécanique de sols grossiers. XVèmes Journées Nationales Génie Côtier – Génie Civil. La Rochelle, 29 au 31 mai 2018.

RETOUR D'EXPERIENCE SUR L'UTILISATION DES METHODES GEOPHYSIQUES PAR ONDES DE SURFACE (MASW ET BRUIT DE FOND) POUR LES ETUDES DE STABILITE DYNAMIQUE DES DIGUES DU CANAL DE LA DURANCE

*Feedback on the use of surface waves methods for dynamic stability studies of
embankment dams*

Christophe VERGNIAULT¹, Fanny DUBIE², Benjamin GIRARD², Florence RENALIER³

¹ EDF-DI-TEGG, 905, Ave du camp de Menthe, 13097 Aix-en-Provence, christophe.vergniault@edf.fr

² EDF-CIH, Savoie Technolac, 73373 Le Bourget-du-lac Cedex, fanny.dubie@edf.fr, benjamin.girard@edf.fr

³ GEOPHYCONSULT, 159, quai des Allobroges – 73000 Chambéry. florence.renalier@geophyconsult.com

MOTS CLÉS

Reconnaisances géophysiques, ondes de surface, risque sismique, stabilité dynamique, remblais.

RÉSUMÉ

Cet article revient sur l'utilisation par EDF des ondes sismiques de surface (méthode MASW) pour la caractérisation de la stabilité de barrages en remblais vis-à-vis de l'aléa séisme.

ABSTRACT

This article is a feedback on the use by EDF of surface waves properties for the assessment of earth dams dynamic stability.

1. INTRODUCTION

Dans le cadre de l'analyse de la sûreté des digues du canal de la Durance, EDF-CIH cherche à qualifier les remblais du canal et leur fondation vis-à-vis du risque sismique. Le canal de la Durance, situé sur une partie de son linéaire à proximité de la faille de la Durance, s'étend sur environ 200 kilomètres entre le barrage de Serre-Ponçon (04) et l'étang de Berre (13) et présente des remblais pouvant atteindre jusqu'à 40 mètres de hauteur sur terrain naturel. Pour mener à bien les études de stabilité dynamique, des compléments de reconnaissances de sol s'avèrent nécessaires afin de répondre à deux objectifs :

- le premier est d'identifier des zones potentiellement liquéfiables,
- le second est de classer les sols de fondation conformément au référentiel nucléaire d'EDF (RFS 2001).

Pour répondre à ces questions la démarche géotechnique classiquement admise, et même réglementaire dans certains cas, est de réaliser des essais in-situ de type SPT (Standard Penetration Test) ou CPT (Cone Penetration Test) et des crossholes. En raison des linéaires importants des digues, EDF-CIH a souhaité innover en explorant la possibilité d'utiliser la méthode de géophysique de surface MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves), introduite par Park et al. en 1999. En effet, les ondes de surface sont classiquement utilisées pour déterminer un profil vertical des vitesses de cisaillement de façon non invasive (profil 1D de Vs).

Dès lors, l'identification des zones potentiellement liquéfiables se fait dans un premier temps sur la base d'une cartographie étendue de la rigidité de ces terrains à partir d'une succession de profils de 1D de Vs (Pseudo 2D), associée à une connaissance précise des niveaux de nappe. Les zones d'études peuvent être préalablement ciblées par un zonage utilisant des informations bibliographiques (géologiques, géotechniques et hydrologiques) ou d'autres reconnaissances géophysiques de grand rendement. Les zones ainsi identifiées sont ensuite caractérisées plus finement par des essais in-situ (SPT ou CPT). L'utilisation de la MASW en première approche permet ainsi de limiter les essais SPT ou CPT et de ce fait de réaliser des gains importants en termes de coûts et de délais (voir par la suite).

La classification des terrains de fondation (conformément au référentiel choisi) se fait sur la base d'une évaluation de la Vs30 (vitesse quadratique moyenne des ondes de cisaillement sur les 30 premiers mètres du sol). Cette donnée indique l'amplification du signal sismique (connu au rocher) à considérer dans les études de stabilité des ouvrages sous sollicitation sismique. Cette donnée s'acquiert généralement par des essais en forages de type cross-hole ou down-hole. Ici aussi l'utilisation de la MASW en première approche permet de prioriser les zones en établissant une cartographie pseudo-2D des terrains.



Figure 1: Canal de la Durance.

Pour mener à bien cette démarche innovante, EDF-DI-TEGG a établi un protocole d'acquisition et d'analyse des ondes de surface adapté aux digues. De plus, la possibilité d'utiliser le bruit de fond, enregistré avec la même antenne linéaire, a également été démontrée par EDF, ce qui permet d'augmenter la redondance des données. Ces points sont nécessaires pour obtenir des résultats robustes, car la méthode MASW a été développée en considérant un certain nombre d'hypothèses fortes qui ne sont pas forcément respectées sur les digues de par leur topographie ou les variations latérales.

L'ensemble de cette approche a été mise en œuvre en 2017 sur plusieurs tronçons du canal de la Durance et est présenté ci-après.

2. THEORIE DE L'ANALYSE EN ONDES DE SURFACE

2.1 Les ondes de surface : définition

Les ondes de surface sont générées en présence d'une surface libre, comme la surface du sol. Les ondes de Rayleigh en particulier sont définies pour un milieu invariant latéralement, et résultent des interférences entre les ondes de volume (ondes P de compression et SV de cisaillement) directes et, le cas échéant, réfléchies aux différentes interfaces. Elles induisent un mouvement des particules elliptique dans le plan vertical de propagation (**Figure 2**). L'amplitude du mode fondamental décroît avec la profondeur, pour devenir négligeable à environ une longueur d'onde. La vitesse des ondes de Rayleigh dépend essentiellement de la vitesse des ondes de cisaillement (V_s), et dans une moindre mesure, de la vitesse des ondes de compression (V_p) et de la densité.

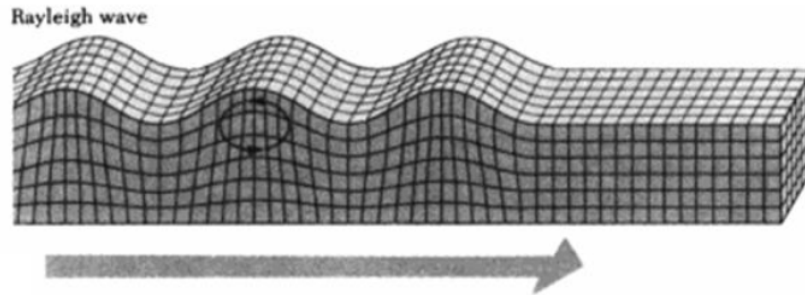


Figure 2 : Polarisation du mode fondamental de l'onde de Rayleigh. Tiré de Lay and Wallace (1995).

Dans un milieu invariant latéralement, mais verticalement hétérogène (milieu 1D), la vitesse des ondes de surface est dispersive : des ondes de différentes longueurs d'onde pénètrent jusqu'à différentes profondeurs et donc se propagent à des vitesses différentes (Figure 3). La courbe décrivant la vitesse des ondes de surface en fonction de leur fréquence est appelée courbe de dispersion.

En milieu 1D, la propagation des ondes de surface est un phénomène multimodal : à chaque fréquence, différents modes de vibrations (mode fondamental et modes supérieurs) existent et peuvent ou non être excités. Si dans la majorité des situations le mode fondamental prédomine, dans d'autres cas les modes supérieurs peuvent être excités et doivent être pris en compte dans l'analyse. Dans certains cas en particulier, l'énergie peut sauter d'un mode à l'autre et l'on observe alors une courbe de dispersion effective. La répartition de l'énergie sur les différents modes dépend des propriétés dynamiques du sol en 3 dimensions (vitesses et atténuations), ainsi que de la source (type de source et position).

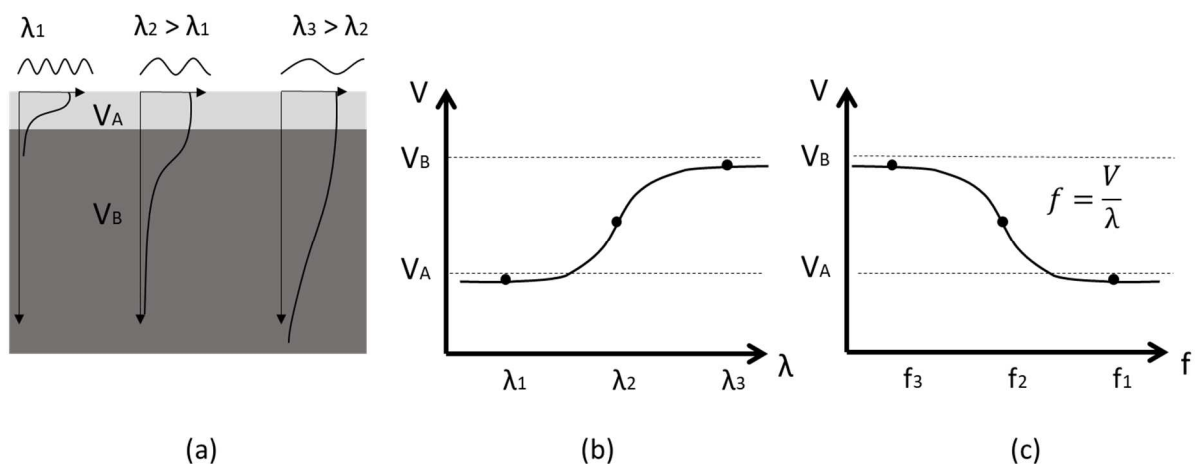


Figure 3 : Dispersion de la vitesse des ondes de surface (mode fondamental) sur un milieu bicouche A sur B caractérisé par des vitesses d'ondes de cisaillement $V_s = V_A$ et V_B respectivement. Trois longueurs d'ondes λ sont représentées. a) Représentation schématique du milieu ; b) courbe de dispersion en vitesse de phase – longueur d'onde ; c) courbe de dispersion en vitesse de phase – fréquence. Tiré de Foti et al. (2017).

2.2 Analyse des ondes de surface pour estimer la vitesse des ondes de cisaillement V_s

L'objectif de l'analyse des ondes de surface est d'estimer le profil vertical de la vitesse des ondes de cisaillement $V_s(z)$ en inversant la courbe de dispersion mesurée expérimentalement pour identifier les paramètres du modèle. L'analyse des ondes de surface est généralement décomposée en trois étapes : acquisition des données sismiques (enregistrement de sismogrammes), traitement des données (estimation de la courbe de dispersion) et inversion (optimisation des paramètres du modèle).

L'application de la méthode MASW en particulier met en œuvre un réseau linéaire de capteurs similaire à celui utilisé pour la sismique réfraction. Le log V_s obtenu in fine représente une moyenne au droit de l'ensemble du dispositif, et est généralement représenté au centre du dispositif. Pour les profondeurs d'investigation visées dans le génie civil, on utilise habituellement des géophones basse fréquence (typiquement 4.5 Hz) enregistrant les vitesses de déplacements du sol à la suite d'un choc (sismique active) généré par une source artificielle (masse de 5kg ou chute de poids accélérée). Il est également possible d'analyser la propagation des ondes contenues dans le bruit sismique ambiant (sismique passive), qui contient des fréquences plus basses que les ondes générées en sismique active, et permet ainsi d'obtenir des informations à plus grande profondeur.

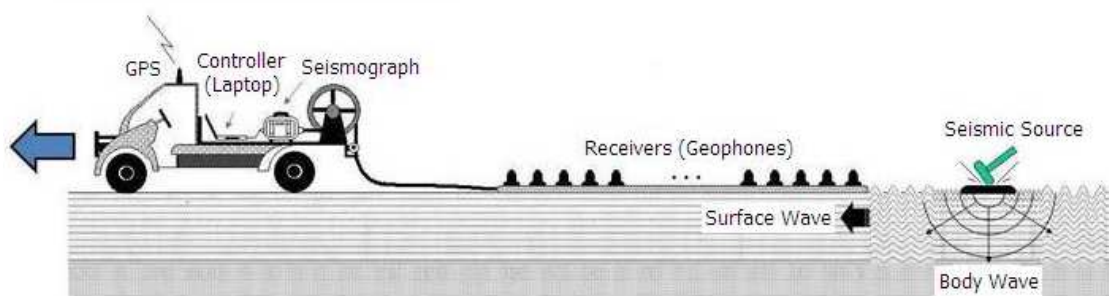


Figure 4: Illustration du dispositif de mesure

Les techniques de traitement du signal permettant d'estimer la courbe de dispersion sur la gamme de fréquence du signal enregistré reposent sur deux hypothèses : (1) les vitesses de phase ne varient pas le long du dispositif de mesure, c'est-à-dire que les propriétés dynamiques du milieu ne varient qu'avec la profondeur (milieu 1D) ; et (2) la propagation peut être assimilée à une propagation en onde plane, c'est-à-dire qu'on est assez loin de la source pour que les ondes de surface soient suffisamment développées, et qu'il n'y a pas de réflexions provenant d'hétérogénéités présentes de part ou d'autre du plan de propagation.

Enfin, l'étape d'inversion repose elle aussi sur l'hypothèse d'un milieu 1D. Différents types d'algorithmes sont utilisés pour minimiser au mieux la différence entre courbe de dispersion mesurée et courbe de dispersion modélisée (misfit). Les algorithmes de recherche locale sont basés sur la résolution de l'équation liant cette différence aux paramètres du modèle. Les algorithmes de recherche globale sont basés sur le test d'un très grand nombre de modèles pour identifier ceux qui présentent une différence acceptable.

2.3 Limites de l'analyse des ondes de surface

L'analyse en ondes de surface reposant sur la résolution d'un problème inverse, elle est affectée par la non-unicité de la solution : différents modèles peuvent expliquer aussi bien les données (qui sont de plus associées à une incertitude de mesure) ; en ce sens, les algorithmes de recherche globale permettent de visualiser l'incertitude sur la solution.

De plus, la résolution dépend fortement de la profondeur : une fine couche pourra être détectée en surface, mais pas en profondeur.

L'existence des modes supérieurs et leur excitation difficilement modélisable rend délicate l'analyse en ondes de surface sur des structures à dispersion complexe.

Enfin, la méthode repose très fortement sur l'hypothèse d'un milieu invariant latéralement (tabulaire), hypothèse qui n'est pas vérifiée dans le cas des digues dans la direction transversale et parfois aussi longitudinale, et qui peut également ne pas être vérifiée au niveau de la structure du sous-sol.

3. METHODOLOGIE D'EDF POUR FIABILISER LES RESULTATS

Bien souvent les méthodes géophysiques ont été développées pour une finalité première très différente des nouveaux cas d'application émergeant au cours du temps. Ceci nécessite de s'interroger sur la validité de la méthode vis-à-vis des nouveaux cas étudiés. En conséquence, EDF a développé un processus de validation de l'application d'une méthode géophysique appliquée aux besoins des différents parcs, par une approche combinant l'expertise de mesures in-situ, la simulation analogique et la simulation numérique (Steck 2018). L'application de cette démarche à la méthode MASW appliquée aux digues a permis d'identifier un certain nombre d'éléments clefs à prendre en compte pour maximiser les chances d'avoir un résultat robuste. Ceci se traduit par des évolutions régulières des exigences d'EDF vis-à-vis de cette méthode géophysique.

3.1 Apport du bruit de fond suivant une antenne linéaire

L'analyse du bruit de fond sismique enregistré avec la même flûte de capteurs (géophones formant une antenne linéaire) que la MASW peut apporter une information à plus basse fréquence que la MASW, ou *a minima* redondante mais en s'affranchissant des effets de champ proche (Fioleau, 2017). Cette redondance d'informations permet de converger vers une courbe de dispersion statistiquement plus juste. Toutefois, pour obtenir un résultat robuste, il est nécessaire que le traitement de la donnée du bruit de fond suivant une antenne linéaire soit fait par une méthode d'auto-corrélation spatiale dite SPAC, (Aki, 1957; Bettig et al., 2001) et non la méthode F-K (Lacoss et al., 1969) ou la méthode ReMi (Louie, 2001). De plus, la longueur d'onde maximale (λ_{max}) que l'on peut mesurer de façon fiable (avec 10% d'erreur entre les courbes redondantes) est de l'ordre de la longueur L du profil, ce qui est cohérent avec les travaux de Bodet (2005). Enfin, il faut garder en mémoire que comme pour toute méthode passive, le rapport signal/bruit le jour de la mesure peut être un véritable facteur limitant l'exploitation de cette donnée (le vent, la pluie affectent fortement les enregistrements, de même que l'absence de signal en milieu isolé).

3.2 Impact de l'existence ou non d'un milieu tabulaire au droit du dispositif de mesure

L'exemple choisi pour illustrer les limites de la méthode est celui d'une acquisition MASW sur un barrage d'altitude en remblai de 15 m de haut (large de 3 m en crête et 15 m à la base). Les tirs pour les mesures par ondes de surface ont été réalisées aux deux extrémités d'un premier dispositif de capteurs et juste à un bout d'un deuxième dispositif mais couvrant la même zone. Des mesures de bruit de fond ont été enregistrées avec les 2 flûtes de récepteurs. Au total, 5 courbes de dispersion ont été déterminées à chaque point d'application de la mesure. Dans la plupart des cas, les 5 courbes sont cohérentes (triangles verts sur la figure 6) et une courbe moyenne peut être utilisée pour réaliser l'inversion afin d'obtenir un log Vs. En revanche, dans certains cas, 1 à 2 courbes sont incohérentes avec les autres (triangles jaunes) ou pire toutes les courbes divergent (triangles rouges). Les zones où la redondance des mesures n'est pas assurée sont des zones où il y a des variations latérales dans le sous sol, en lien avec les rives du barrage (visibles sur les images géoradar de la figure 6) et l'évacuateur appuyé sur une remontée du substratum dans le tiers rive gauche (RG). On a donc vérifié sur ce cas expérimental qu'en cas de non tabularité du sol (ici prise dans le sens longitudinal uniquement) la courbe de dispersion obtenue en effectuant le tir à un bout du dispositif est différente de celle obtenue par un tir à l'autre bout. Dans ce cas de figure ces courbes sont donc inexploitable. En revanche, dans un cas de tabularité, on a vérifié qu'il y avait bien symétrie. Cela illustre bien, l'intérêt d'avoir un design de la campagne adapté au cas par cas qui comprend d'une part, une visite de site pour implanter au mieux les profils et d'autre part, permette de vérifier l'hypothèse de « tabularité » pour que l'analyse MASW ait du sens.

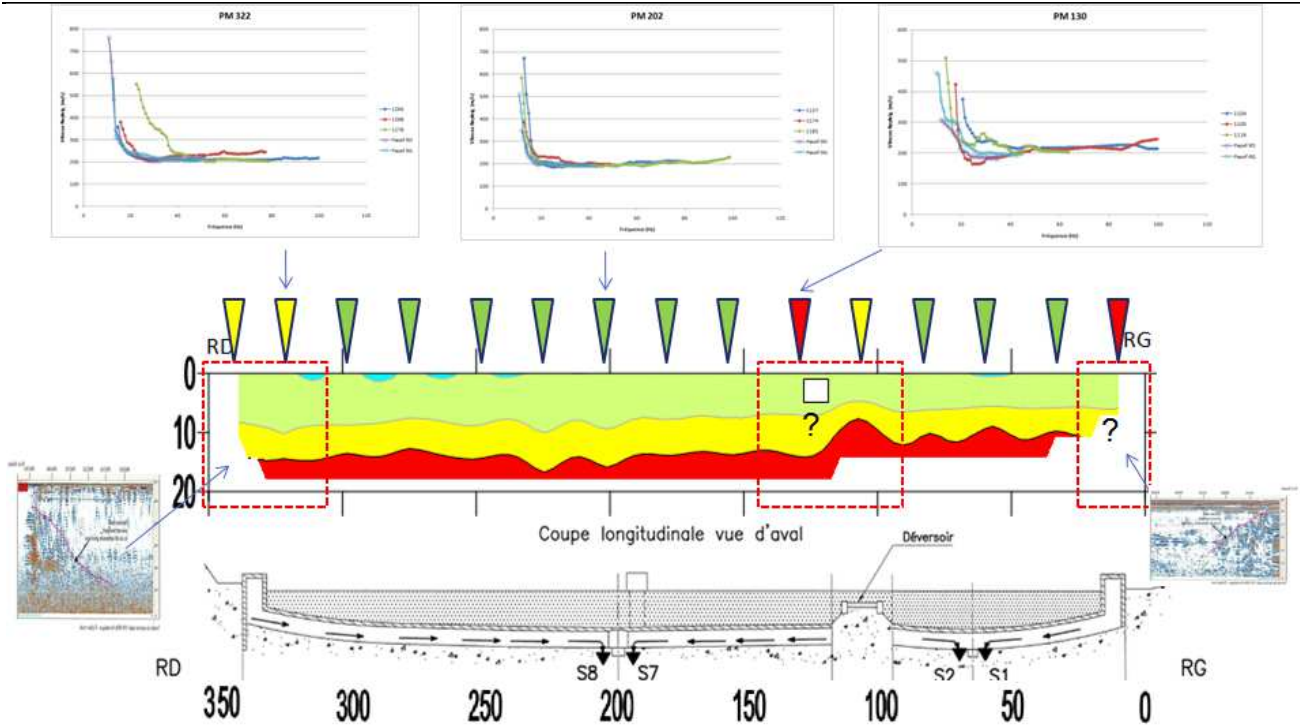


Figure 5: Figure composite avec une coupe MASW (Vert $200 < V_s < 400$ m/s, jaune $400 < V_s < 600$ m/s, rouge $V_s > 600$ m/s), la coupe du barrage, un profil géoradar au droit de chaque rive et des courbes de dispersion types. Lorsque les 5 courbes de dispersion d'un même point de mesure sont cohérentes, le triangle est vert ; lorsqu'une ou deux courbes divergent il est jaune, lorsque qu'elles divergent toutes les unes par rapport aux autres il est rouge.

3.3 Existence d'effets 3D

A plusieurs reprises, l'analyse des mesures MASW sur les digues a été confrontée à une discontinuité de l'énergie du mode fondamental aux hautes fréquences sur les diagrammes de dispersion, limitant l'analyse autour de 30 Hz. Ce phénomène a pu être reproduit sur un modèle analogique de digue de 3 m de haut (Figure 6). En effet, on retrouve sur le diagramme de dispersion de l'acquisition MASW en crête de la digue des perturbations autour de 35 Hz et 45 Hz qui pourraient faire croire à l'existence d'une inversion de vitesse et des modes supérieurs relativement énergétiques. Toutefois, avec un intertracé très petit (25 cm) et une source peu énergétique (marteau et non masse), manifestement dans ce cas on conserve suffisamment de continuité pour pouvoir poursuivre le pointé aux hautes fréquences. Ce dernier point ouvre des perspectives pour fiabiliser l'analyse MASW des 3 à 5 premiers mètres et ceci sera testé à grande échelle en 2018. Maintenant, intéressons-nous à 4 zones d'enregistrement successives (fenêtres actives) de 5 m de long, de la flûte (0-5 m, 5-10 m, 10-15 m, 15-20 m) pour un même tir. Sur les diagrammes de dispersion de ces enregistrements (Figure 6), on constate une augmentation des interférences entre le mode fondamental et des modes supérieurs en fonction de l'offset. Ce constat tend à accréditer l'hypothèse que sur les digues des modes supérieurs sont en lien avec des échos latéraux (différents des harmoniques). On peut également noter que l'influence d'une structure GC enterrée a également été étudiée par l'acquisition sur le contre remblai du modèle analogique, soutenant le mur béton fermant la retenue. De toute évidence, la proximité du mur béton perturbe le diagramme de dispersion en générant des modes supérieurs. Un constat analogue peut être fait pour des mesures directement en pied de digue. Il apparaît donc nécessaire de s'éloigner (lorsque cela est possible) d'une structure ou d'un pied de digue pour réaliser une mesure MASW dite en champ libre.

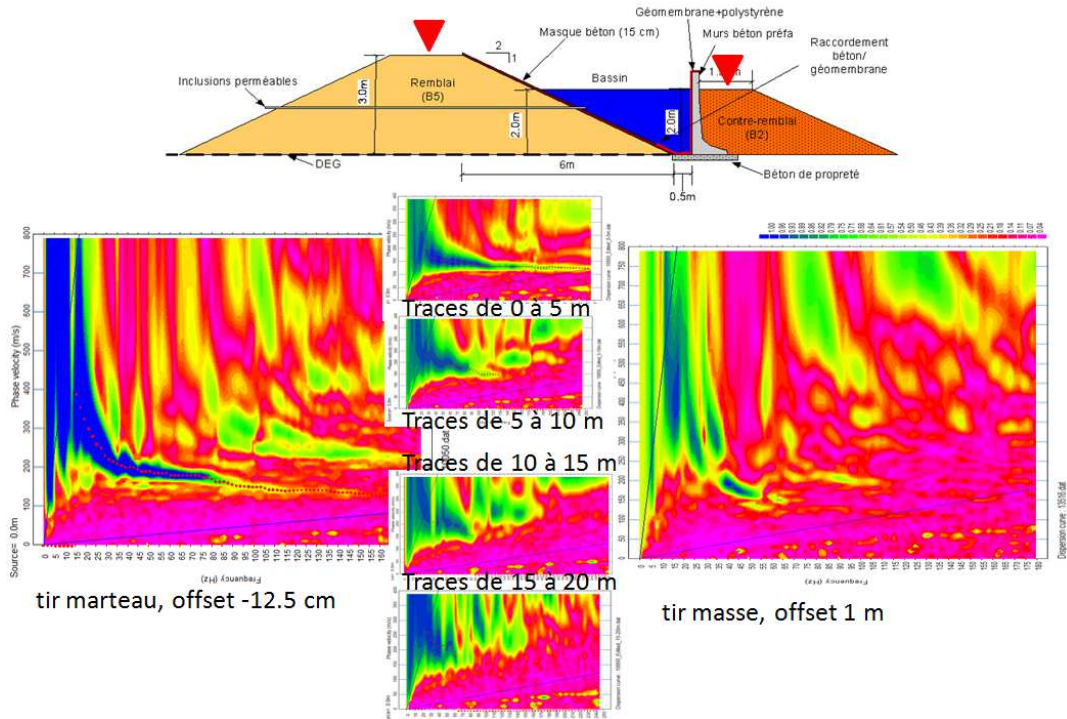


Figure 6: Figure composite représentant la géométrie du modèle analogique avec la position des profils MASW (triangles rouges), sur la même colonne les diagrammes de dispersion associés, enfin au milieu les diagrammes de dispersion du profil en crête pour 5 fenêtres actives à différentes distances du tir.

Donc, en fonction de l'importance des interférences entre modes, le domaine de fiabilité du résultat doit être réduit et ceci doit être clairement identifié sur les résultats.

3.4 Modélisation numérique

Des travaux de simulation numérique menés par le BRGM (Bitri, 2010) confirment également l'existence de signaux complexes sur les digues. En effet, ils montrent que lorsque le milieu a plusieurs strates, 2 modes sont identifiables sur le diagramme de dispersion et la topographie de la digue semble amplifier l'énergie du mode supérieur au détriment du mode fondamental (Figure 7). Ce phénomène est amplifié par des digues élancées (hautes, étroites, pentes raides).

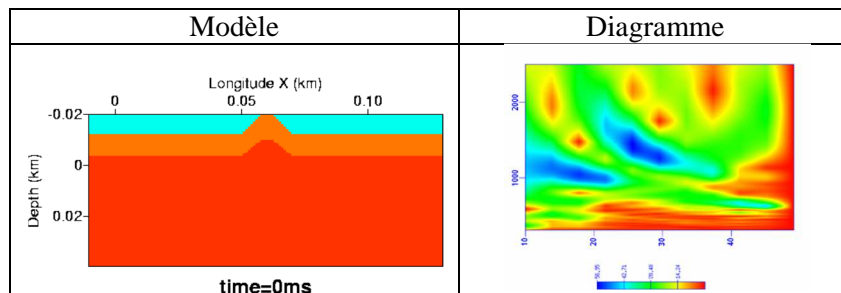


Figure 7: Modèle simulé et diagramme de dispersion issu du signal synthétique

En l'état de nos recherches sur les mesures par ondes de surface appliquées aux problématiques des parcs d'EDF, on peut déjà conclure que ces mesures sont possibles sur les digues. Qu'un résultat suffisamment robuste peut être atteint en respectant les critères d'une implantation adaptée (homogénéité apparente des zones d'étude) et un design permettant une redondance d'informations, afin de contrôler la qualité et définir le domaine de fiabilité. En fonction de la complexité du site et de l'exigence du besoin (par exemple détection d'une couche spécifique peu épaisse ou d'une série de couches de faible vitesse), la nécessité de caler les résultats avec une autre approche reste nécessaire. L'optimisation de cette autre approche est encore à l'étude.

4. UTILISATION DES MESURES DE MASW DANS LES ETUDES DE STABILITE

4.1 Méthodologie d'évaluation des marges de stabilité dynamique pratiquée à EDF et objectifs de la MASW

Le schéma qui suit détaille la méthodologie développée à EDF pour l'évaluation des marges de stabilité dynamique des ouvrages en remblai.

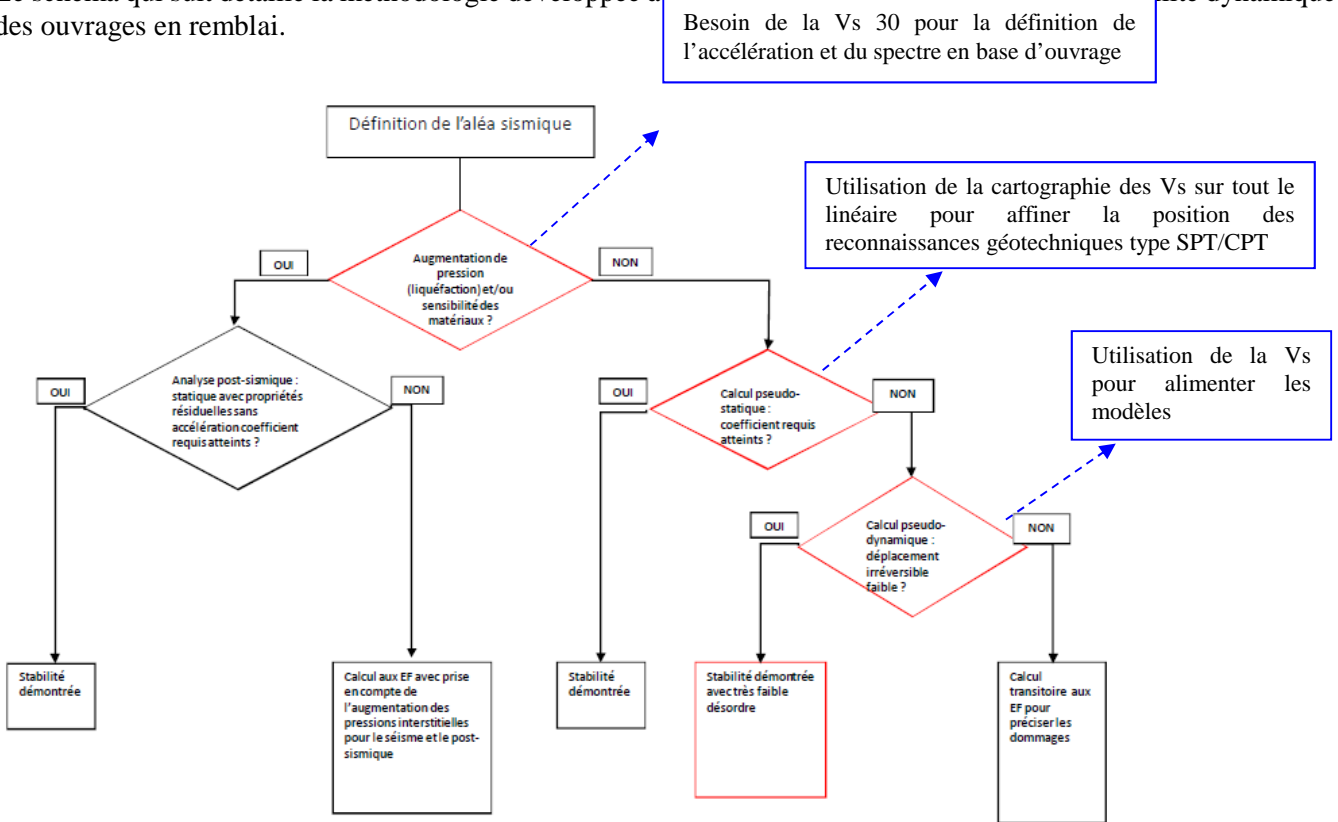


Figure 8: Méthodologie d'évaluation des marges de stabilité dynamique pratiquée à EDF

4.3. Etude de la liquéfaction

Pour l'étude de la liquéfaction, les mesures MASW ont été utilisées pour avoir une cartographie pseudo-2D (interpolation entre une série de logs 1D) de l'ensemble des valeurs de V_s sur le linéaire de l'ouvrage étudié. Le maillage des logs 1D doit être déterminé en fonction de la taille des singularités recherchées.

C'est en recoupant ensuite la valeur de la V_{s1} (Figure 9) avec la position de la nappe, que des reconnaissances type SPT ou CPT ont été préconisées pour préciser le risque de liquéfaction dans les zones les plus sensibles. Cette analyse se base sur les travaux de Andrus et Stokoe (2004, voir Figure 10) qui évaluent le potentiel de liquéfaction d'un sol en fonction de la valeur de sa V_{s1} et de sa nature (graveleux, limoneux, sableux etc...).

$$V_{s1} = V_s C_v = V_s \left(\frac{P_a}{\sigma'_v} \right)^{0.25}$$

Figure 9: Formule donnant la V_{s1} (= V_s corrigée du confinement)

Limiting Upper Value of V_{s1} in Gravelly Soils

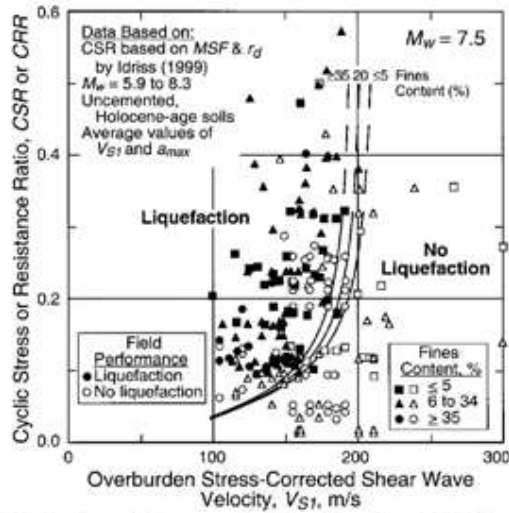


FIG. 8. Curves Recommended for Calculation of CRR from v_{s1} Measurements along with Case History Data Based on Revised Values of MSF and r_d Proposed by Idriss (1999)

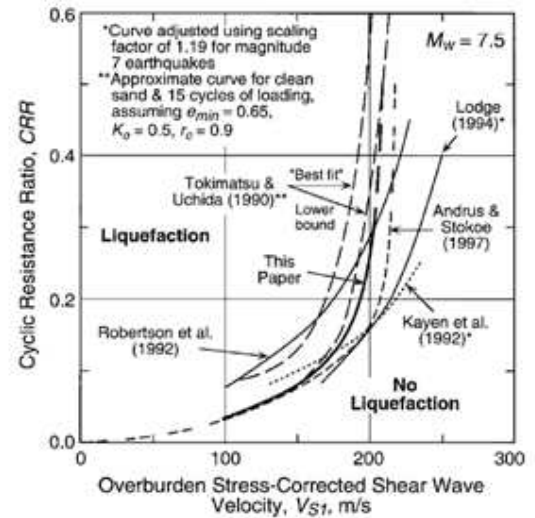


FIG. 9. Comparison of Seven Proposed CRR - V_{s1} Curves

Figure 10: Extrait de l'article de Andrus

4.2 Définition de l'aléa sismique : Classification des sols

Si l'approche forfaitaire est retenue pour la détermination de l'aléa sismique de référence d'un ouvrage, la classification des sols de fondation est définie dans le tableau ci-dessous, issu de l'Eurocode 8. Comme le montre le tableau, la classification nécessite d'avoir réalisé des essais au carottier SPT ou d'avoir déterminé la V_{s30} des terrains (l'approche en C_u n'étant généralement pas retenue). A cela s'ajoute la connaissance de la profondeur du substratum.

Classe de sol	Description du profil stratigraphique	Paramètres		
		$V_{s,30}$ (m/s)	NSPT (coups/30 cm)	c_u (kPa)
A	Rocher ou autre formation géologique de ce type comportant une couche superficielle d'au plus 5 m de matériau moins résistant	> 800	-	-
B	Dépôts raides de sable, de gravier ou d'argile sur-consolidée, d'au moins plusieurs dizaines de mètres d'épaisseur, caractérisés par une augmentation progressive des propriétés mécaniques avec la profondeur	360 – 800	> 50	> 250
C	Dépôts profonds de sable de densité moyenne, de gravier ou d'argile moyennement raide, ayant des épaisseurs de quelques dizaines à plusieurs centaines de mètres	180 – 360	15 – 50	70 – 250
D	Dépôts de sol sans cohésion de densité faible à moyenne (avec ou sans couches cohérentes molles) ou comprenant une majorité de sols cohérents mous à fermes	< 180	< 15	< 70
E	Profil de sol comprenant une couche superficielle d'alluvions avec des valeurs de V_s de classe C ou D et une épaisseur comprise entre 5 m environ et 20 m, reposant sur un matériau plus raide avec $V_s > 800$ m/s			
S1	Dépôts composés, ou contenant une couche d'au moins 10 m d'épaisseur d'argiles molles/vases avec un indice de plasticité élevé ($I_p > 40$) et une teneur en eau importante.	< 100 (valeur indicative)	-	10 – 20
S2	Dépôts de sols liquéfiables d'argiles sensibles ou tout autre profil de sol non compris dans les classes A à E ou S1.			

Figure 11: classification des sols de fondation selon l'approche forfaitaire de l'Eurocode 8

Selon l'approche forfaitaire, la classe de sol détermine le coefficient d'amplification à appliquer à l'accélération sismique définie au rocher (on parlera de Peak Ground Acceleration) : par exemple, le coefficient d'amplification est de 1,35 pour un sol de classe B tandis qu'il atteint 1,8 pour un sol de classe E. Sur de grands linéaires comme le canal de la Durance, l'utilisation de la MASW, en comparaison à l'utilisation de sondages ponctuels de type SPT,

permet d'effectuer un zonage latéralement plus précis des sols par l'apport d'une vision d'ensemble sur tout le linéaire. De plus, l'expérience a montré que l'utilisation de la Vs30 engendrait parfois un classement moins pessimiste que par l'approche SPT : en effet l'approche Vs30 est une moyenne sur 30 m, tandis que l'approche SPT pousse à considérer le résultat le plus faible sur la profondeur investiguée.

Si l'approche déterministe est choisie, les études à EDF s'appuient sur la RFS 2001 issue du référentiel nucléaire. L'amplification est alors pseudo-forfaitaire et deux classes de sols sont définies, cette fois-ci uniquement en fonction de la Vs30 :

- ✓ Un sol « rocher » défini par $Vs30 > 800$ m/s.
- ✓ Un sol « moyen » défini par $300 < Vs30 < 800$ m/s. Pour ces sols, la détermination de l'amplification à prendre en compte est définie au cas par cas.

Si cette classe de sol n'est pas spécifiquement définie dans le référentiel d'EDF, le lecteur aura compris qu'un sol dont la Vs30 serait inférieure à 300 m/s serait qualifié de sol « mou ». La RFS ne définit pas de règle pour déterminer l'amplification due à ces sols, qui sont équivalents à des sols de classes D ou E de l'Eurocode 8. Dans ce cas de figure les premières études réalisées ont considéré l'amplification de l'Eurocode 8.

Pour chaque profil de calcul, la Vs30 a été déterminée à partir des mesures MASW réalisées en pied des remblais.

4.4. Etudes pseudo dynamiques

La valeur de Vs est utilisée comme donnée d'entrée dans les modèles pseudo dynamiques développés par Sarma (1979), Makdisi et Seed (1978) et autres. En fonction de la méthode retenue, il faut soit connaître la Vs30 (en champ libre) des terrains et le profil Vs du remblai, soit connaître le profil Vs du remblai et de la fondation (entre l'ouvrage et le substratum rocheux).

Pour plus de détails sur ces méthodes, se référer à l'article CFBR de 2018 « Méthodes de calcul innovantes pour les études d'évaluation de la sûreté des ouvrages en remblais ».

5. CONCLUSION ET PERSPECTIVES

Les mesures MASW présentent l'avantage, d'une part, de répondre à plusieurs besoins dans les études de stabilité (classification des sols pour la définition de l'aléa sismique, liquéfaction, etc) et d'autre part, d'être employables, dans une certaine mesure, en mode « grand rendement ». Ceci peut se révéler très utile sur les ouvrages de grand linéaire, notamment pour mieux cibler la position de reconnaissances ponctuelles plus précises et nécessaires pour conclure au risque de liquéfaction.

A ce jour, l'acquisition et l'analyse MASW en conformité avec un protocole EDF ont été réalisées par différentes sociétés de services. Chaque campagne a permis d'apporter des améliorations au protocole EDF, notamment du point de vue de la qualité des mesures et de leur interprétation. Une fois que ces éléments auront été stabilisés il sera possible de définir un protocole général d'utilisation. De plus, les campagnes réalisées ont permis de faire monter en compétence les prestataires de service, ce qui doit permettre, outre la fiabilisation des résultats, de progresser d'avantage sur le coût kilométrique des campagnes MASW.

Le retour d'expérience d'EDF est que la MASW permet d'obtenir une mesure de la Vs30 des terrains avec une incertitude de l'ordre de 10 à 15%. En raison d'une résolution verticale qui se dégrade avec la profondeur et des interférences sur les mesures des 2 à 5 premiers mètres, contrairement à un crosshole, l'incertitude sur les vitesses de cisaillement des tranches de la colonne de sol étudiée est deux fois plus élevée. Ces performances sont toutefois suffisantes pour la plupart des contextes rencontrés. Or la réalisation d'un forage crosshole prend généralement 15 jours et représente une dépense d'environ 30 k€, alors que pour une durée et un coût comparables il a été possible de couvrir plusieurs kilomètres de sols en MASW. Certes, il faut également prendre en compte le fait que le maillage doit être optimisé en fonction d'un zonage préalable basé sur des connaissances géologiques, géotechniques et hydrologiques ou d'autres reconnaissances géophysiques de grand rendement.

Certaines autres limites de cette méthode sont également à prendre en compte, comme les irrégularités fortes du substratum, les effets 3D qui peuvent rendre l'analyse impossible pour des structures très élancées (noyau, bajoyer vertical) ou à proximité d'une variation structurelle importante (fondation, bajoyer, pied de digue, recharge etc....).

Il est donc nécessaire que la campagne respecte un certain nombre de critères, comme une implantation adaptée (homogénéité apparente des zones d'étude) et un design permettant une redondance d'informations, afin de contrôler la qualité et définir le domaine de fiabilité.

Enfin, il faut garder à l'esprit qu'en fonction de la complexité du site et de l'exigence du besoin (par exemple détection d'une couche spécifique peu épaisse ou d'une série de couches de faible vitesse), la nécessité de caler les résultats avec une autre approche de type crosshole reste nécessaire. L'optimisation de cette approche additionnelle sous la forme d'un pseudo-crosshole est un sujet actuellement à l'étude dans le cadre du projet « Dynamique des sols ». De plus, la possibilité d'améliorer la résolution latérale d'une approche pseudo-2D (analyse CMP, MASWCC ou tomographie S associée à un profil de réflexion) est également en cours d'étude dans le cadre des projets « Surhycates II » et « Dynamique des sols ». Dans le futur, il faudra aussi approfondir la compréhension de méthodes déjà proposées par des sociétés de services, mais encore trop peu étudiées pour envisager leur utilisation à grande échelle (scattering, perturbation de la propagation du bruit type DCOS, [Mouton et al. 2007]).

6. RÉFÉRENCES ET CITATIONS

Andrus, R.D. et K. H. Stokoe (2000) Liquefaction resistance of soils from shear-wave velocity. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. Volume 126 Issue 11. DOI : 10.1061/(ASCE)1090-0241(2000)126:11(1015)

Aki K.: Space and time spectra of stationary stochastic waves, with special reference to microtremors (1957) *Bull. Earthq. Res. Inst.*, Volume 35, pages 415–456.

Bettig B., Bard P. Y., Scherbaum F., Riepl J., Cotton F., Cornou C. and Hatzfeld D. (2001): Analysis of dense array noise measurements using the modified spatial auto-correlation method (SPAC): application to the Grenoble area., *Bolletino Geofis. Teor. Ed Appl.*, 42(3–4), 281–304.

Bitri A., Jousset P., Samyn K., Naylor A.(2010) River dykes investigation and effects of the topography on seismic surface waves propagation, Poster EGU.

Bodet L. (2005): Limites théoriques et expérimentales de l'inversion de la dispersion des ondes de Rayleigh : apport de la modélisation numérique et physique, Thèse de Doctorat, Ecole Centrale de Nantes..

Fioleau S., Vergniault C. et Cornou C. (2017) La sismique par ondes de surface à partir d'enregistrements du bruit de fond suivant une antenne linéaire, Journées scientifiques AGAP, 2017.

Foti S., F. Hollender, F. Garofalo, D. Albarello, M. Asten, P.-Y. Bard, C. Comina, C. Cornou, B. Cox, G. Di Giulio, T. Forbriger, K. Hayashi, E. Lunedei, A. Martin, D. Mercerat, M. Ohrnberger, V. Poggi, F. Renalier, D. Sicilia, et V. Socco (2017), Guidelines for the good practice of surface wave analysis: a product of the InterPACIFIC project. *Bulletin of Earthquake Engineering*, DOI 10.1007/s10518-017-0206-7.

Hayashi K. et H. Suzuki (2004) CMP cross-correlation analysis of multi-channel surface-wave, *Exploration Geophysics*, N°35, p 7-13.

Lacoss R.T, Kelly E.J. et M.N. Toksöz (1969): Estimation of Seismic Noise Structure using Arrays, *Geophysics*, vol 3E February, p. 21-38.

Lay T. et T. Wallace (1995). *Modern global seismology*, Academic Press

Louie J. N. (2001): Faster, better: Shear wave velocity to 100 meters depth from refraction microtremor arrays, *BSSA*, 91(2), 347–364, doi: 10.1785/0120000098.

Mouton E., G. Durand, A. Clément et P. Mériaux (2007). Recherche d'anomalies dans les digues par ondes de surface (MASW et DCOS) : application sur le site expérimental de l'Agly. 6^{ème} colloque GEOFCAN – 25-26/09/2007 – Bondy, France

Makdisi F.I. et H.B. Seed (1978), Simplified procedure for estimating dam and embankment earthquake-induced deformations, *Journal of the geotechnical engineering division*, GT7, p 849-867.

Park C., R. Miller et J. Xia (1999), Multi - channel analysis of surface waves, *Geophysics*, 64 (3), 800-808.

Sarma S. K. (1979), Stability analysis of embankments and slopes. *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, 1979, 105, 1511–1524, ISSN 0093-6405

Steck B., C. Vergniault, J.R. Courivaud, (2018) Méthodologie de mise en œuvre des méthodes géophysiques électriques pour les diagnostics de sûreté des ouvrages hydrauliques en remblai, Communication C-21, Cogech.

APPORTS DE LA DIAGRAPHIE NUMERIQUE EN FORAGE EXEMPLE D'UTILISATION AU BARRAGE DU CHAMBON

Contributions of digital logging in bore holes Example at Chambon dam

François TAULE
EDF-UP Alpes, 37 rue Diderot 38 GRENOBLE
francois.taule@edf.fr

Olivier CHULLIAT
EDF- CIH, 37 rue Diderot 38 GRENOBLE
olivier.chulliat@edf.fr

MOTS CLÉS

Travaux, forage, fissuration, diagraphie numérique,
Chambon.

RÉSUMÉ

Depuis une quinzaine d'années, la diagraphie numérique est utilisée pour inspecter les forages sur les aménagements hydrauliques, en particulier pour reconnaître la fondation et le contact béton-rocher. Cette technologie apporte un réel gain par rapport aux méthodes plus traditionnelles.

Cette technologie a été utilisée lors des travaux de confortement du barrage du Chambon. Ce barrage, construit entre les années 1929 et 1935, est soumis à des phénomènes de gonflement du béton, à l'origine de différents désordres.

Pendant la campagne de confortement par tirants horizontaux et sciages de 2013-2014, il a été décidé de profiter de la réalisation des 430 forages horizontaux traversants pour procéder à leur inspection systématique par diagraphie numérique. L'enjeu était d'acquérir les images des 4 500 mètres linéaires de forage et d'y relever toutes les discontinuités présentes, puis de les représenter en 3D afin de mieux comprendre leur organisation et d'en effectuer des analyses statistiques.

La densité de forages (supérieure à 1 forage pour 15 m² de parement amont) a constitué une opportunité unique d'investiguer le niveau de fissuration du barrage. Aucune méthode non destructive n'avait en effet permis de le caractériser.

La bonne qualité des images a permis de relever plus de 2 000 discontinuités réparties en 7 familles, dont 700 fissures. Globalement, le barrage apparaît moins endommagé qu'imaginé à l'issue des reconnaissances de 2007-2010 : le taux de fissuration global est relativement faible avec une fissure tous les 6 mètres de forage en moyenne.

ABSTRACT

For fifteen years, digital logs in bore holes have been carried out to inspect foundations, concrete-rock interfaces and structures. They are a real improvement of traditional test core examination.

A particular use was carried out on Chambon dam. This dam was built between 1929 and 1935 and suffers severe alkali-aggregate reaction, causing several types of pathologies as a result of the concrete expansion.

During the reinforcement works with horizontal tie rods in 2013 and 2014, it was decided to take advantage of 430 horizontal drill holes to carry out their systematic digital logging inspection. The challenge was to acquire images of the 4500 linear meters of crossing holes and to identify all the discontinuities, then to represent them in 3D to better understand their organization and perform statistical analysis.

The good quality of the images made it possible to identify more than 2000 discontinuities divided into 7 families, including 700 cracks. Overall, the dam appears less damaged than at the end of the 2007-2010 reconnaissance: the global cracking rate is relatively low, with a crack every 6 meters of drill hole on average.

The drilling density (more than 1 borehole per 15 m² of upstream face) was a unique opportunity to investigate the cracking level of the dam. No non-destructive method had previously made it possible to characterize it.

1. LA DIAGRAPHIE NUMERIQUE

Jusqu'au début des années 2000, la reconnaissance de l'état d'un béton ou d'un rocher se faisait principalement par la réalisation de forages carottés. C'était l'examen de ces carottes, avec les informations des paramètres de forage, qui permettait de « construire » une représentation de l'état du matériau investigué, en particulier son état de fissuration. Cette méthode a le défaut, d'une part de ne pas pouvoir orienter les plans de fissuration et d'évaluer l'ouverture des fissures et d'autre part, de parfois entraîner une dégradation du matériau de la carotte.

D'autres méthodes complémentaires peuvent être associées (cross hole,...) afin de caractériser les matériaux en place, mais sont difficiles à mettre en œuvre et nécessitent un post traitement des données sophistiqué, pour une interprétation à une échelle beaucoup plus large.

Au début des années 2000, avec la miniaturisation de l'électronique et des caméras vidéo venant du Japon, une nouvelle technologie d'inspection des forages a vu le jour. Avec une caméra numérique qui se déplace dans le forage, il est ainsi possible de créer une carotte « numérique » à partir de l'enregistrement vidéo des parois du forage. Avec l'enregistrement de la trajectométrie (champ magnétique terrestre, position de la caméra, inclinaisons du forage, etc...), en même temps que l'image, il est alors possible d'orienter cette carotte sans erreur.

L'enjeu de cette inspection est d'arriver à avoir :

- un déplacement de la caméra le plus constant possible pour ne pas avoir de flou dans la restitution photographique et respecter les échelles ;
- un suivi précis du déplacement de la caméra pour avoir la position de l'image enregistrée la plus fiable possible et ainsi une reconstitution de la carotte numérique fidèle ;
- un centrage de la caméra dans le forage pour ne pas avoir de distorsion ou de zone d'ombre.

A partir de cette carotte numérique, il est ainsi possible de connaître l'état du matériau en place et de relever précisément la position, l'ouverture, l'orientation et l'état des fissures. Avec plusieurs forages, on peut alors dresser une représentation graphique de l'état de fissuration du matériau.

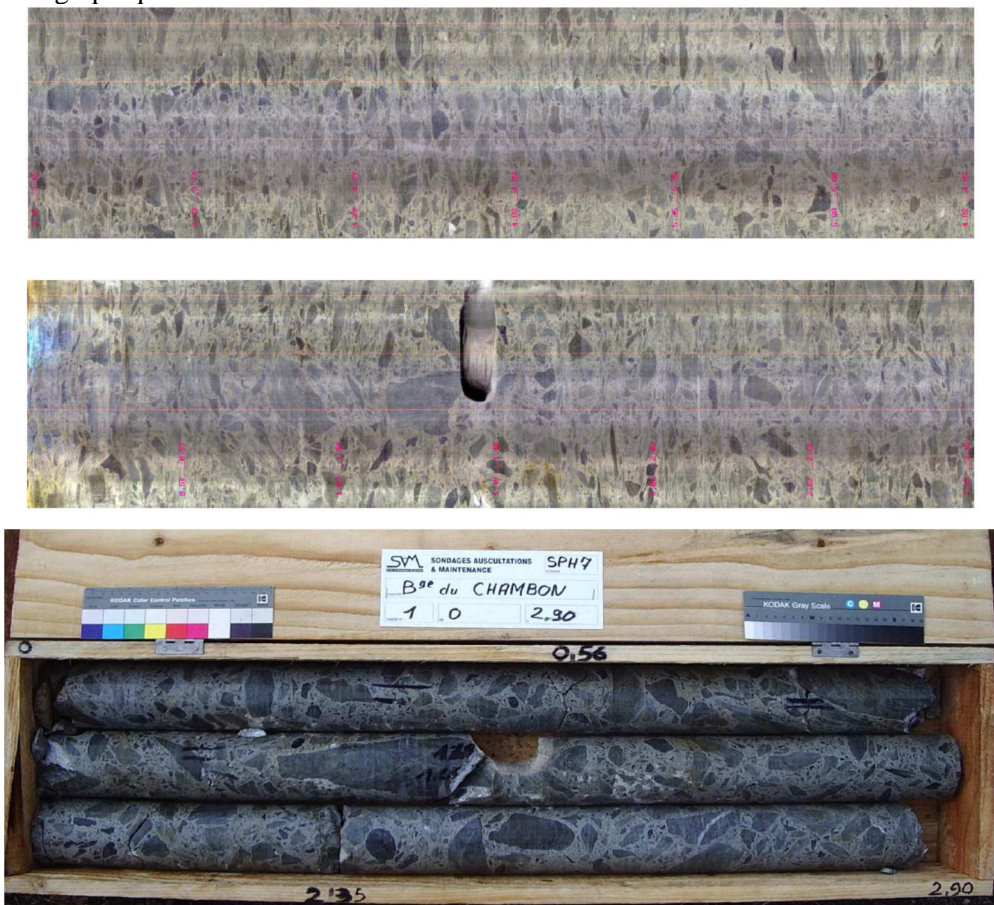


Figure 1 : Image d'une "carotte numérique" et de sa carotte physique

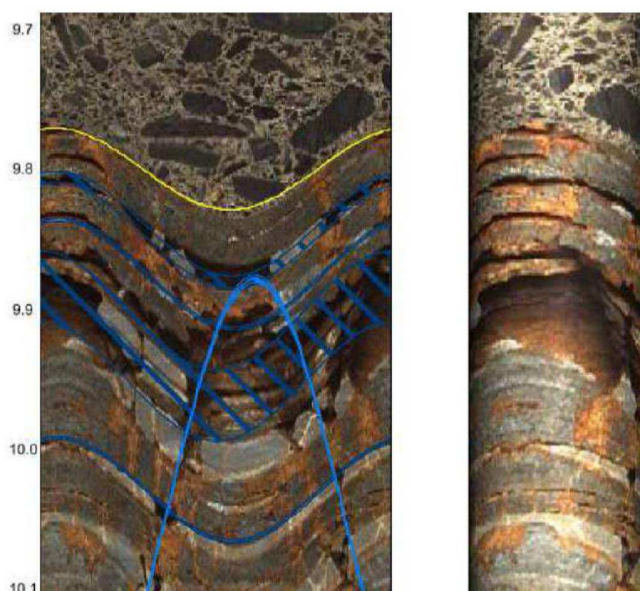


Figure 2 : Exemple de contact béton-rocher

2. APPLICATION AU BARRAGE DU CHAMBON

Ne sont exposés dans cet article que les principaux éléments relatifs à la caractérisation de la fissuration de l'ouvrage lors des travaux de 2013-2014. Pour plus de détails sur le barrage du Chambon et sa pathologie, le lecteur pourra se référer aux nombreux autres articles et documents des colloques précédents du CFBR et du CIGB cités en bibliographie.

Le barrage du Chambon, mis en eau en 1935, est soumis à d'importants phénomènes de gonflement du béton depuis sa construction, à l'origine de différents désordres. Plusieurs campagnes de travaux en lien avec cette pathologie ont été menées au cours de son exploitation, en particulier une opération de décompression par micro-saignées de 1995 à 1997.

L'ouvrage a fait l'objet d'une nouvelle campagne de reconnaissances en 2007 et 2008, portant essentiellement sur la caractérisation de la fissuration en partie haute de l'ouvrage, basée en grande partie sur la réalisation de forages de reconnaissance carottés.

Une fissuration sub-v verticale très largement présente au niveau du voile de drainage dans la partie courbe a été mise en évidence essentiellement entre les cotes 1010 et 1030 m NGF, mais non-continue. Cependant, il ne pouvait être exclu que cette fissuration, en combinaison avec d'autres discontinuités (joints de reprise subhorizontaux, joints de construction et sciages amont-aval), puisse délimiter des blocs amont potentiellement instables sous séisme.

Si des liaisons entre différents drains avaient pu être établies localement par les forages de reconnaissance de 2007-2008, il n'avait par contre pas été possible de déterminer l'étendue et l'architecture précise des réseaux de fissures.

Un projet de confortement du barrage a alors été soumis au Comité Technique Permanent des Barrages et Ouvrages Hydrauliques, qui a émis un avis favorable le 11 juin 2011. Il s'articulait essentiellement autour des points suivants :

- la mise en place de tirants précontraints complétés d'un maillage en fibres de carbone en parement amont, en partie haute du barrage,
- la reprise de sept des huit traits de scie initiaux et l'approfondissement de deux d'entre eux,
- le remplacement de la membrane d'étanchéité amont,
- le ragréage des zones dégradées du parement aval,
- un complément d'auscultation et de drainage.

3. LES TRAVAUX 2013 – 2014 : 4 500 M DE FORAGE DANS LE CŒUR DE L'OUVRAGE

Les travaux ont été réalisés en 2013 et 2014.

Le traitement de la fissuration dans le plan de drainage d'élévation s'est basé sur la mise en place de 415 tirants afin de clouer ces fissures subverticales et reconstituer le monolithisme de l'ouvrage (voir Figure 3).

De manière générale, la zone la plus fissurée se situe dans la partie courbe du barrage, entre les cotes 1010 et 1038 m NGF (estimation large). Bien que moins fissurée, la partie sous le couronnement a également été confortée, car la plus propice à « s'ouvrir » en cas de séisme. Le linéaire de ces forages représente 4 250 ml.

Enfin, le confortement a été étendu à titre préventif à l'ensemble du couronnement (hors ancien évacuateur de crue, car la problématique de « plaque amont » y est absente : absence de voile de drainage d'élévation et bétonnage des passes en 1995 réalisé avec du béton non-gonflant). En effet, une amorce de fissuration était visible dans les puits de drainage $\Phi 800$ mm, en calotte de la galerie 1000 en zone centrale et dans la descenderie en rive droite. Le phénomène étant attendu évolutif, 4 lignes de tirants horizontales ont été ajoutées dans ces zones (contre 9 dans la partie courbe). La maille générique adoptée est de 3,70 m en horizontal pour ne pas interférer avec les montants verticaux de fixation de la membrane d'étanchéité et 4 m en vertical (3,50 m entre les deux lignes supérieures). De nombreuses adaptations ont été apportées pour tenir compte des particularités locales de l'ouvrage.

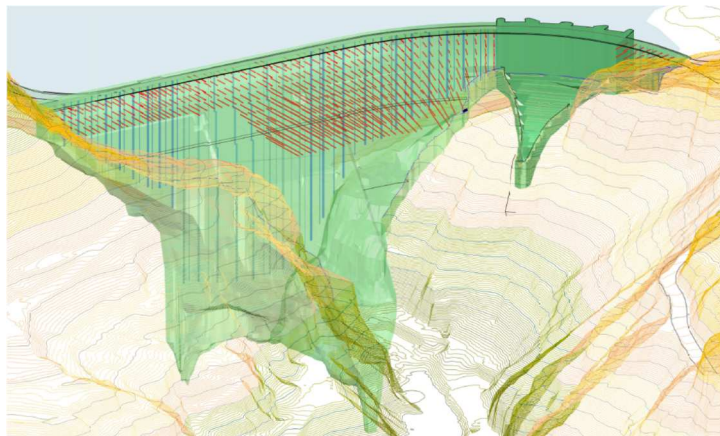


Figure 3 : tirants (en rouge) et plan de drainage d'auscultation (en bleu)

Les lignes de tirants se situent aux cotes 1010, 1014, 1018, 1022, 1026, 1030, 1034, 1038 et 1041,50 m NGF.

Les « verticales » de tirants ont été dénommées « Files ». 71 files ont été numérotées de la rive gauche vers la rive droite, l'ancien EVC se situant entre les files 8 et 9.

Les tirants ont été nommés selon leur file et leur altitude (exemple : T35-1030).

Les forages ont été réalisés au carottier, selon 4 diamètres : 88, 108, 120 et 150 mm, définis par le nombre de torons du tirant.

Une niche a été pratiquée en parement amont et en parement aval de chaque tirant, pour accueillir les têtes d'ancrage et les dispositifs de frettage (diamètre 550 à 750 mm). Les profondeurs des niches vont de 620 à 750 mm en parement amont et de 700 à 1190 mm en parement aval. L'examen des parois des niches n'a pas été inclus dans les diagraphies numériques quand elles étaient réalisées (caméra pas adaptée à ces grands diamètres et inspection possible de visu). Ainsi, certaines inspections ont été réalisées avec l'une ou l'autre des niches déjà faite, d'autres non. Il manque alors cette partie de la carotte numérique. Le recalage des échelles de longueur a dans tous les cas été fait sur l'intersection du forage avec le parement aval.

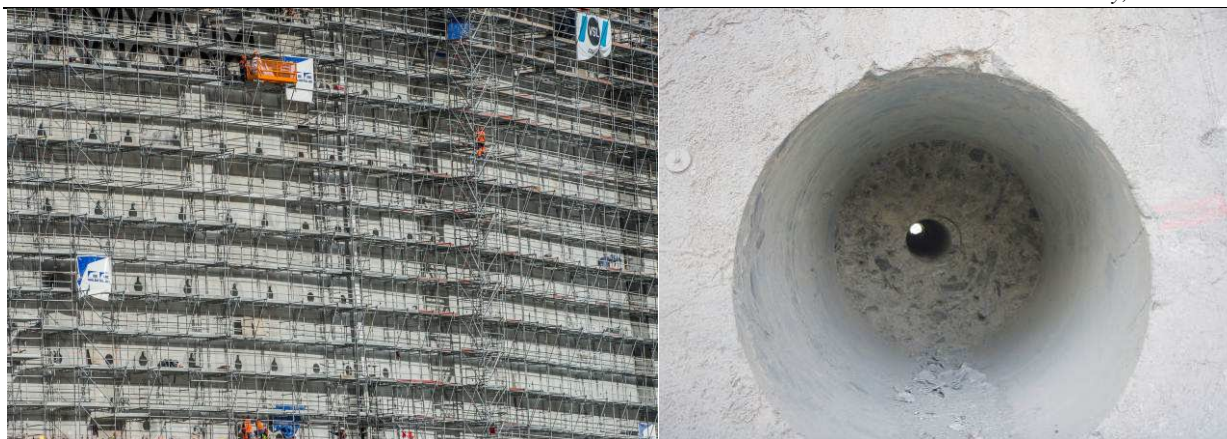


Figure 4 : parement amont avec les échafaudages et une niche avec le forage traversant

L'inspection s'est aussi intéressée aux forages qui définissent les sous-sections des sciages (19 forages de diamètre 90 mm – 250 m de longueur).

4. ACQUISITION DES DONNEES

4.1 Intervenants

Le lot 1 du projet de confortement du barrage du Chambon (tirants, maillage carbone, ragréage parement aval, accès, levage), attribué à Bouygues-VSL, prévoyait la réalisation d'une diagraphie numérique de l'ensemble des forages des 415 tirants réalisés. Cette prestation a été sous-traitée à la société Hydrophy. Elle incluait également le repérage des défauts et leur caractérisation, ainsi que leur représentation dans un outil en 3 dimensions.

En 2011, un plot d'essai de 4 tirants (inclus dans le projet global de confortement, en partie basse du plot 10/11) avait été réalisé par l'entreprise Freyssinet. Les diagraphies numériques en avaient alors été réalisées par Colas Caméra et ont été intégrées au modèle global (longueur cumulée : 86 ml).

Le lot 2 du projet de confortement (sciages) a été attribué à l'entreprise Marietta s.p.a. Les diagraphies numériques des forages des sciages S1, S2, S4, S5 et S6 ont également été sous-traitées à Hydrophy et intégrées au modèle global (longueur cumulée : 254,5 ml).

Enfin, les trois forages de l'ancien sciage S3, qui avaient été inspectés par Colas Caméra lors de la campagne de reconnaissances de 2007-2008, ont également été intégrés au modèle global.

4.2 Conditions d'intervention

L'acquisition des données a été réalisée en 37 jours répartis sur 18 interventions entre le 22 mai et le 13 décembre 2013.

L'acquisition a été réalisée soit depuis les échafaudages amont, soit depuis les échafaudages aval, en fonction des contraintes d'accessibilité. Chaque tête de tirant amont et aval était accessible de plein pied depuis les échafaudages.

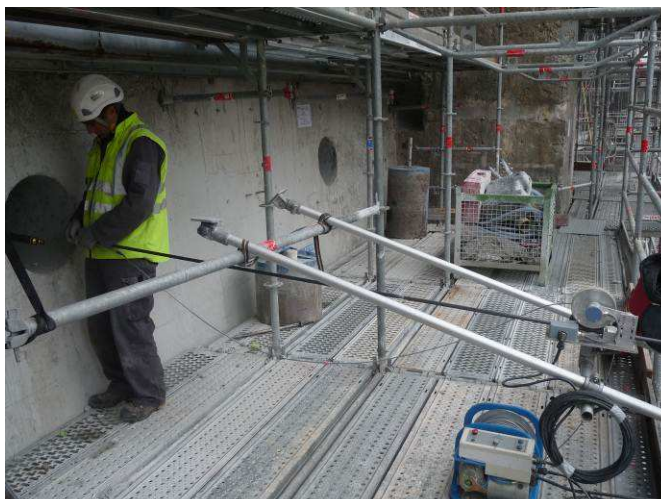


Figure 5 : passage de la caméra depuis le parement amont

4.3 Matériels et modes opératoires

En préalable de l'inspection, l'entreprise Bouygues réalisait un lavage à l'eau. Quelques forages, notamment au début, ont cependant présenté quelques dépôts sur la génératrice inférieure, ce qui n'a pas empêché le repérage des fissures.

L'imagerie de paroi a été réalisée avec une sonde OBI52 Electromind® (imageur / trajectométrie).

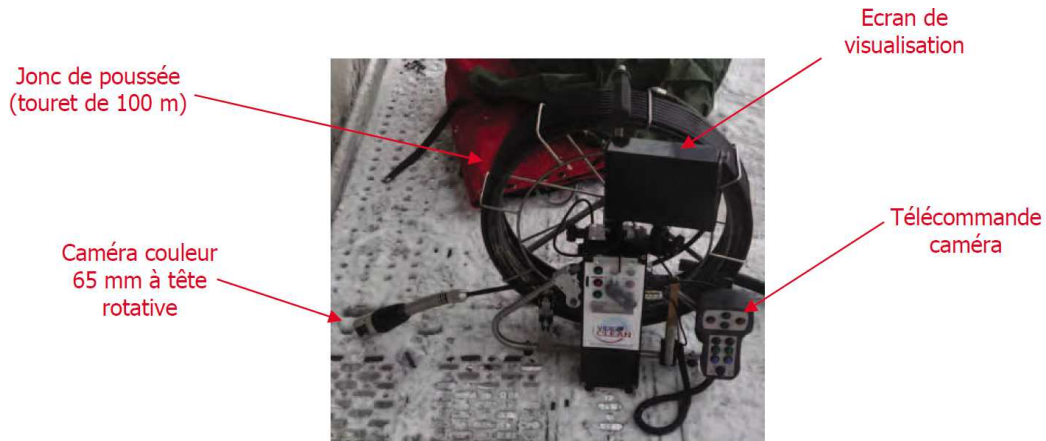


Figure 6: Matériel utilisé

Les données ont été acquises en continu le long de chaque forage, avec un pas d'enregistrement de 0,25 à 1,40 mm, en fonction de la vitesse d'avancement. Les images orientées ont été enregistrées à l'aller et au retour dans le forage.

Les images HD ont ensuite été traitées sous le logiciel WellCad®.

La longueur totale des forages inspectés a été de 4492,1 ml.

Pour chaque forage, les logs ont été constitués de :

- la fiche signalétique du forage,
- le log OPTV® développé, avec pointage des défauts,
- la carotte numérique,
- les logs d'identification et de description des fissures,
- les logs des paramètres des fissures (azimut du plan, azimut du pendage, pendage, ouverture) dans le référentiel du forage et dans le référentiel géographique.

Quel que soit le sens d'acquisition des mesures, depuis l'amont ou depuis l'aval, l'origine des mesures est constituée par l'intersection du forage avec le parement aval, indépendamment de la présence d'une niche.

Une synthèse au format Excel® (fichier pointage.xls) reprend toutes les caractéristiques des défauts (X, Y, Z, azimut, pendage, ouverture, nom, distance depuis le point d'entrée aval, description).

La longueur des forages étant connue très précisément, il a été facile de rapporter la position des défauts depuis le parement amont.

5. MISE EN FORME DES DONNEES

5.1 Familles de discontinuités

Sept familles ont été retenues pour le classement des discontinuités :

- **RF1** : fissures sub-verticales orientées RG-RD situées dans tout le corps du barrage (en particulier dans la zone du voile de drainage d'élévation amont). Les travaux de confortement de 2013-2014 ont eu pour but de traiter la problématique de ces fissures sur la stabilité de l'ouvrage en cas de séisme (détachement d'un bloc). La famille RF1 a été subdivisée en deux catégories selon l'ouverture : < 4 mm (RF1a) et \geq 4 mm (RF1b).

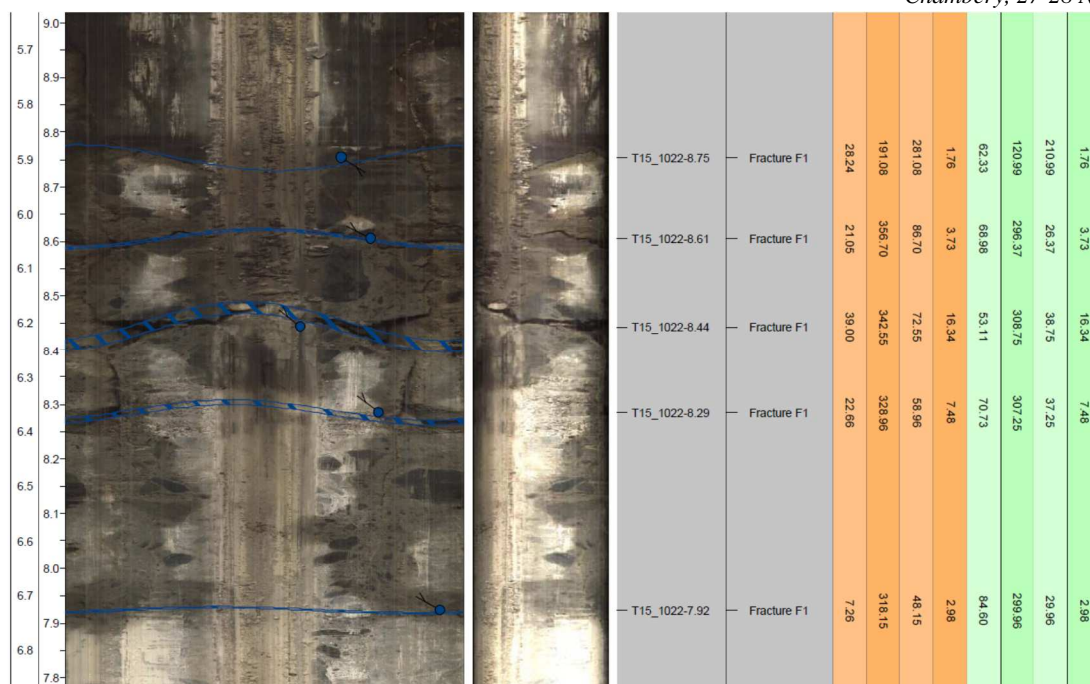


Figure 7 : forage T15-1022 (plot 12/13), zone fissurée présentant 5 fissures de la famille RF1, dont la plus ouverte identifiée lors des inspections (au centre de l'image), située à 8,44 m du parement aval (ouverture : 16,34 mm)

- **RF2** : autres fissures (c'est-à-dire hors RF1, RF3 et CBB0).

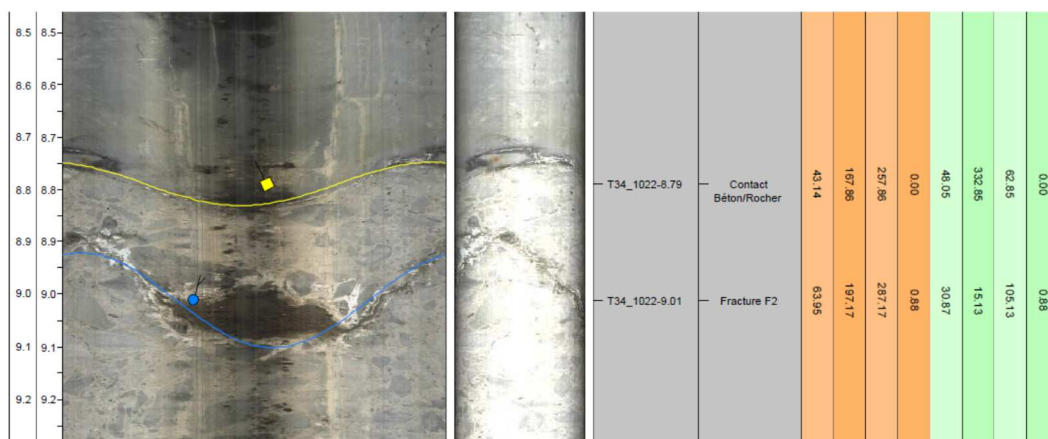


Figure 8 : forage T34-1022 (plot 7/8) fissure inclinée à 30,9° par rapport à l'horizontale (en bleu clair), située à 9,01 m du parement aval (ouverture 0,88 mm)

- **RF3** : fissures sub-horizontales inclinées d'environ 5% vers l'amont, correspondant a priori à des reprises de bétonnage.

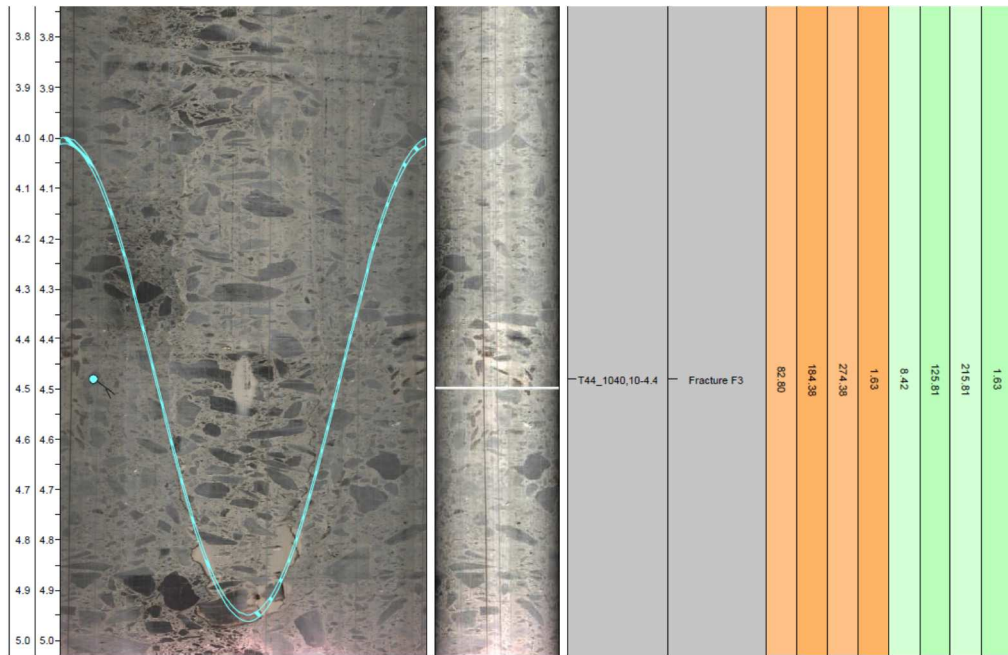


Figure 9 : forage T44-1040,10 (plot 5/6) fissure inclinée à 8,4° par rapport à l'horizontale, située à 4,4 m du parement aval (ouverture 1,63 mm)

- **CBB** : contact béton / bloc cyclopéen. La famille CBB a été subdivisée en deux catégories selon l'ouverture : ouverte (CBB_o) ou fermée (CBB_f).

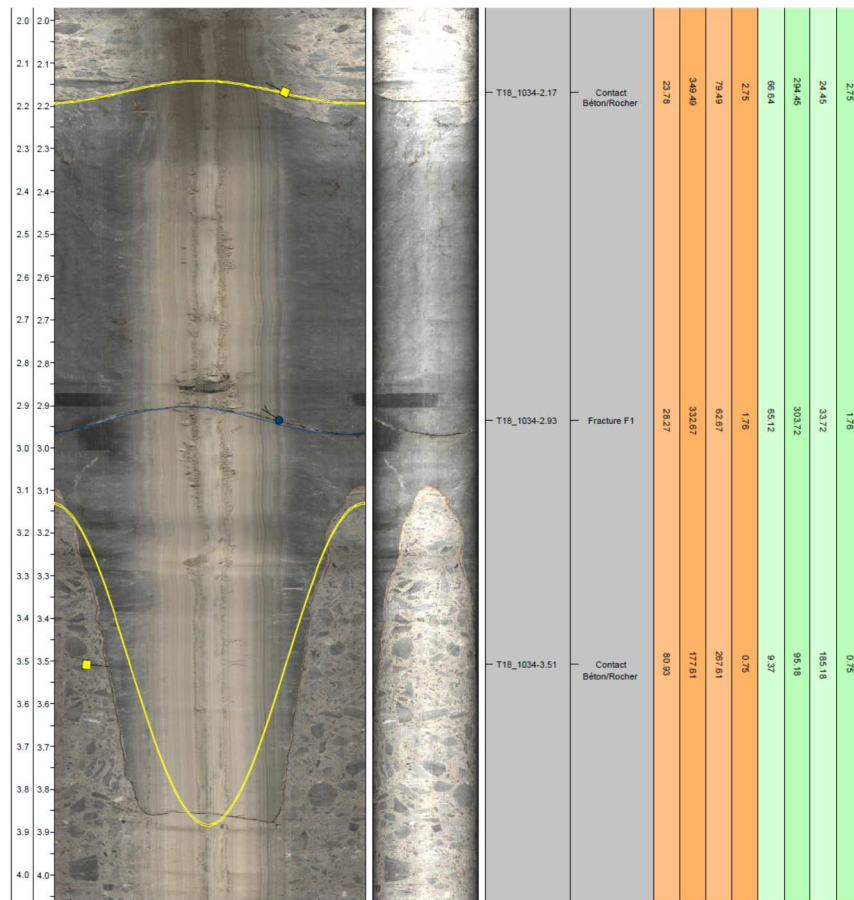


Figure 10 : forage T18-1034 (plot 11/12), bloc cyclopéen (taille 0,9 m) entre 2,17 m et 3,51 m du parement aval. Le contact amont présente une ouverture d'environ 0,75 mm, le contact aval 2,75 mm. On peut noter que le bloc lui-même est traversé par une fissure de la famille RF1

- **RB** : reprise de bétonnage verticale (concernant essentiellement le plot 3^{bis}/4, au niveau du bétonnage des anciennes rainures à brimbales). La famille RB a été subdivisée en deux catégories selon l'ouverture : ouverte (RBo) ou fermée (RBf).

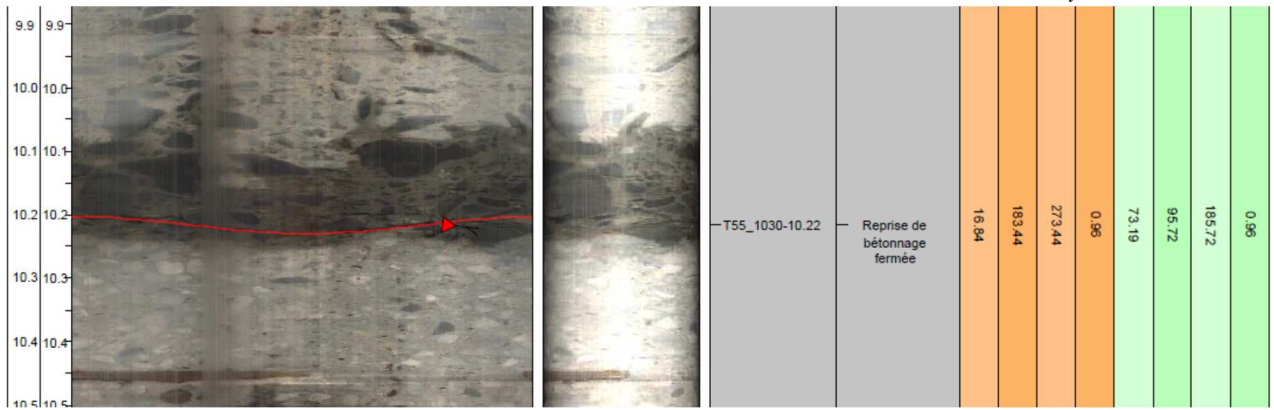


Figure 11 : forage T55_1030. Contact entre deux bétons à 10,22 m du parement aval. On voit nettement la différence entre les granulats d'origine du barrage provenant de la carrière rive droite et les granulats roulés ayant servi au remplissage des rainures à brimbales des anciennes vannes de garde des adductions des usines de Saint-Guillaume 1.

- **S**: ségrégation (ouverte : nid de cailloux ou fermée : répartition granulométrique hétérogène des granulats).

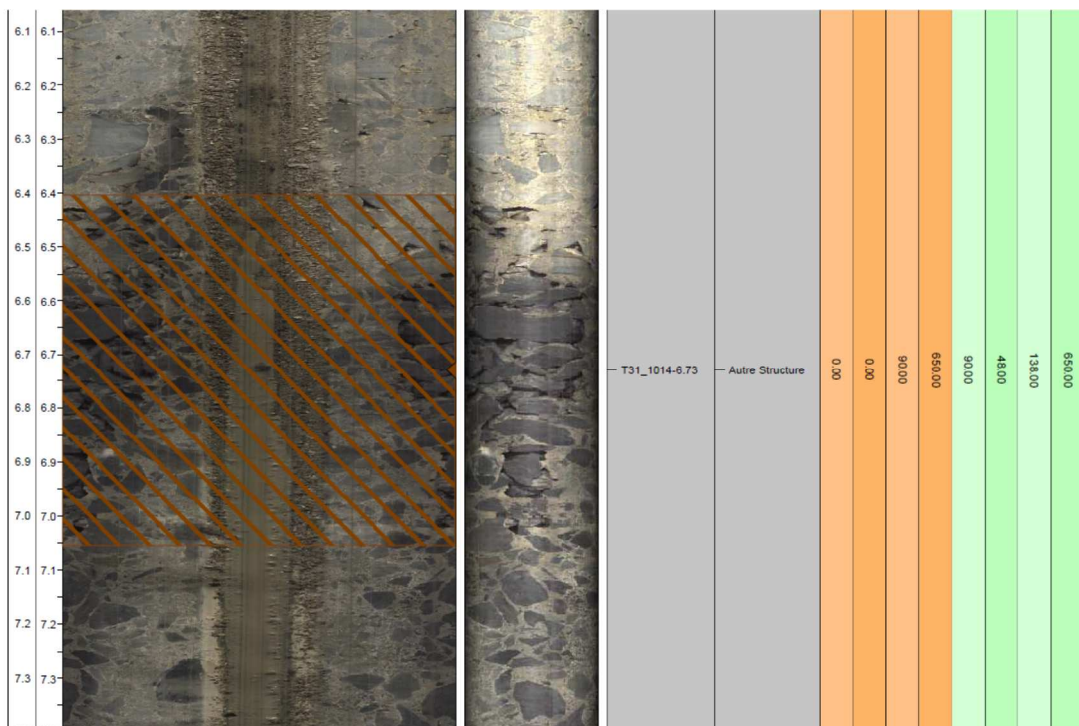


Figure 12 : forage T31-1014 (plot 8/9), ségrégation à 6,73 m du parement aval de 0,65 m de long

- SC** : surcarottage. Sur un certain nombre de logs déroulés des forages, un liseré sombre perpendiculaire au forage apparaît entre 30 et 40 cm du fond de la niche amont. Il s'agit en fait d'une ombre due à un très léger changement de section du forage. En effet, les niches amont, comme aval, ont été carottées en gros diamètre. L'extraction de la carotte s'effectuait à l'aide d'un éclateur à béton. Le diamètre de l'éclateur étant légèrement supérieur à 108 mm, les forages en diamètre 88 et 108 mm ont dû faire l'objet d'un surcarottage sur 1 m environ à leurs extrémités. Ces liserés sombres (à ne pas confondre avec des fissures de la famille RF1) ont été repérés un à un sur les images haute définition.



Figure 13 : forage T49-1038 (plot 4/5). Limite de surcarottage à 4,78 m du parement aval (trait bleu rectiligne) qui avait été initialement classée dans la famille RF1 (l'ombre donne l'impression d'une fissure ouverte de 3 mm)

- Au** : Autres discontinuités liées à la présence d'aciers, de bois, d'un forage, etc....

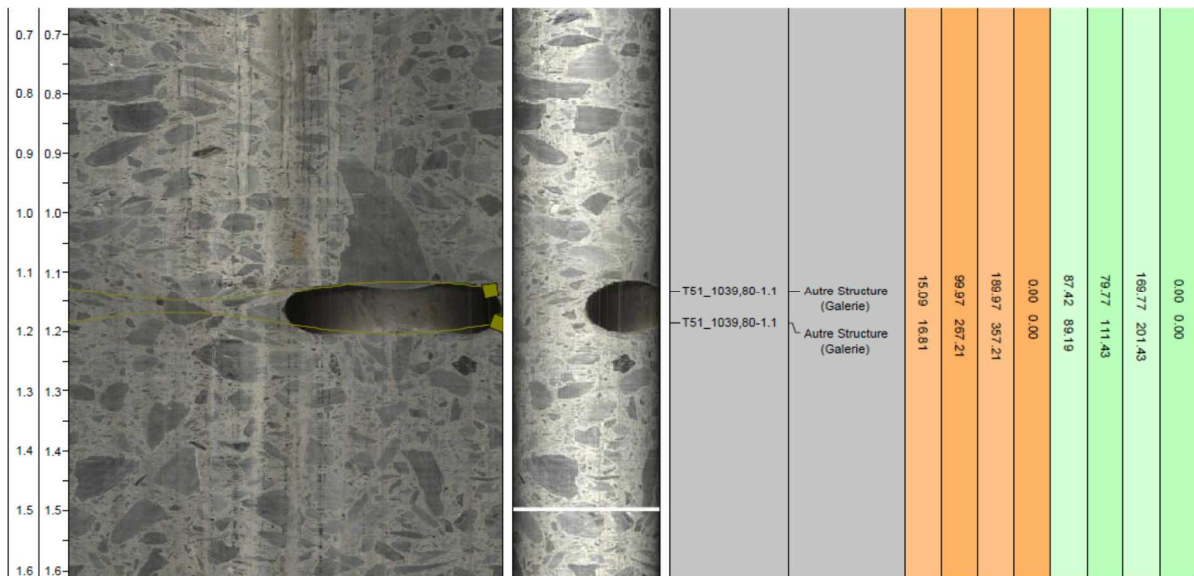


Figure 14 : forage T51-1039,80 ; forage vertical de 6 cm de diamètre situé à 1,1 m du parement aval

5.2 Représentation 3D

Une représentation tridimensionnelle de l'ensemble des défauts a été réalisée à partir du fichier pointages.xls, à l'aide du logiciel Arcscene® (ArcGIS®).

Chaque défaut a été représenté par un disque géoréférencé, orienté dans l'espace (azimut, pendage), dont la couleur correspond à sa famille.

L'enveloppe du barrage, les joints inter-plots et les forages ont également été représentés.

Les données ont ensuite été exportées sous format .3ws (WebGL®), consultables à partir d'un navigateur internet

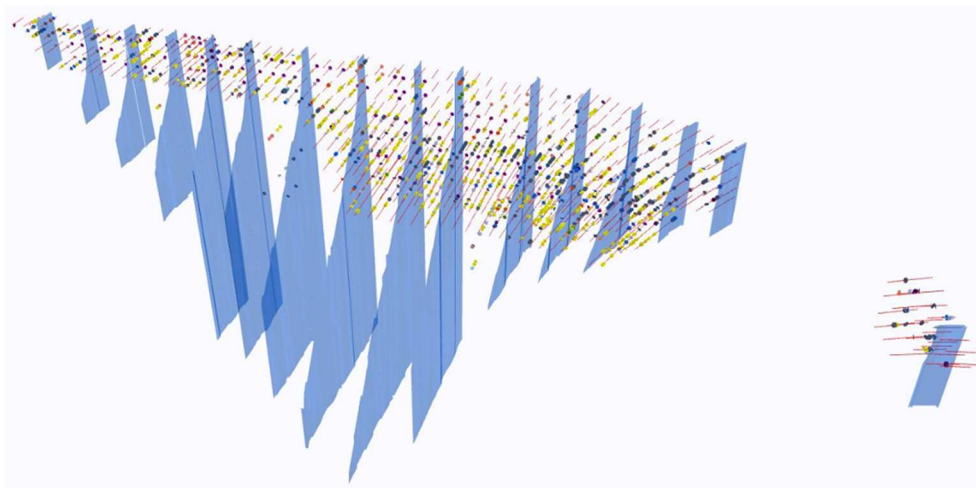


Figure 15 : représentation de l'ensemble des discontinuités

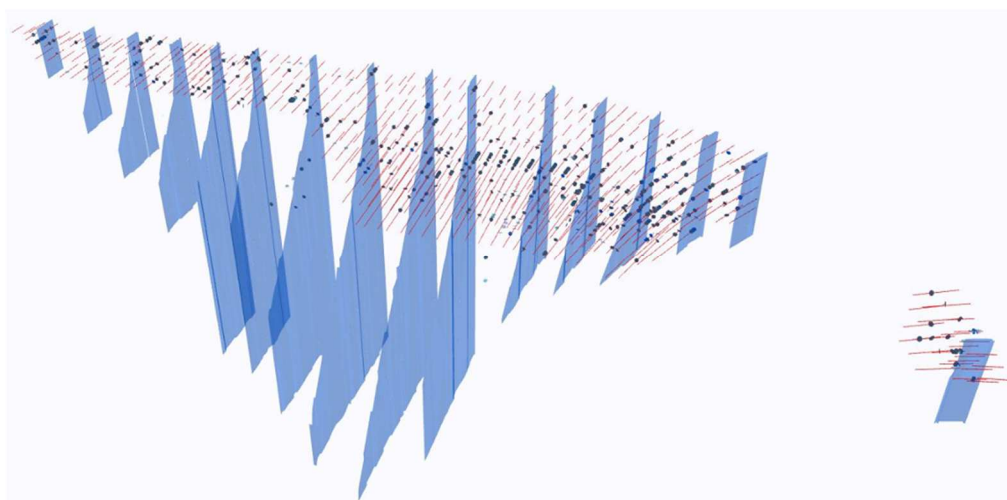


Figure 16 : représentation de l'ensemble des fissures

L'examen de la représentation 3D de la fissuration observée dans les forages ne met pas en évidence de continuité entre les fissures à l'échelle de plusieurs forages, confirmant l'absence de « plaque amont » sur une grande étendue. Elle confirme en outre que le confortement par tirants et maillage carbone a bien été centré sur la zone endommagée.

La figure ci-après de la zone courbe montre bien l'absence de continuité des fissures sur plusieurs forages adjacents.

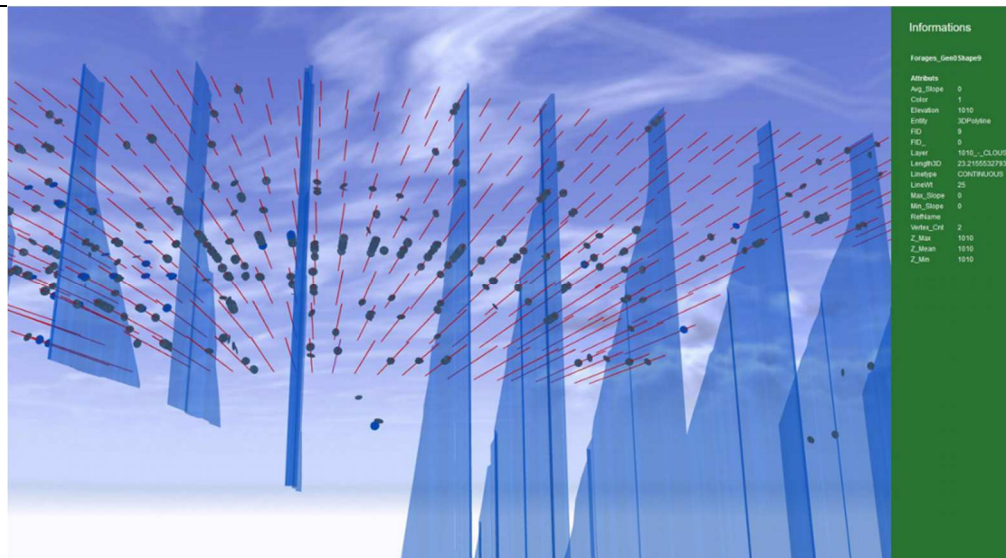


Figure 17 : vue en contre-plongée par l'amont de la zone courbe (plot 6 à 13)

5.3 Analyse des données

Le recensement des discontinuités par famille s'établit comme suit :

Famille	Nombre	Densité (Nbre / 100 ml de forage)
RF1	566	12,6
RF1a	514	11,4
RF1b	52	1,2
RF2	41	0,9
RF3	43	1,0
CBB	949	21,1
CBBf	901	20,1
CBB0	48	1,1
RB	29	0,6
S	133	3,0
SC	143	3,2
Autres	143	3,2
Total	2 047	45,6

Au total, 2 047 discontinuités ont été recensées, dont 698 fissures (RF1+RF2+RF3+CBB0), pour une longueur de forage totale inspectée de 4492,1 ml (soit une densité moyenne de 15,5 fissures / 100 ml de forage, mais selon une distribution hétérogène).

La famille de fissures la plus représentée est RF1, en cohérence avec ce qui avait été observé sur l'ouvrage lors des campagnes de reconnaissance.

Cette famille RF1, dont les fissures présentes dans la zone du drainage d'élévation et à l'amont de celui-ci ont justifié les travaux de confortement de la partie haute, a ainsi été rencontrée 566 fois. Dans 10% des cas environ, l'ouverture est supérieure ou égale à 4 mm. L'ouverture maximale observée est de 16 mm. Elle se situe au niveau du plot 12/13, à la cote 1022 m NGF, à environ 5,7 m du parement amont.

On peut par ailleurs noter qu'environ 5% des interfaces blocs cyclopéens / béton rencontrées sont ouvertes.

L'analyse de la répartition des fissures par altitude montre une forte concentration dans la tranche comprise entre les cotes 1020 et 1024 m NGF, diminuant relativement symétriquement vers le haut et vers le bas. Cette répartition confirme le diagnostic réalisé de 2008 à 2010.

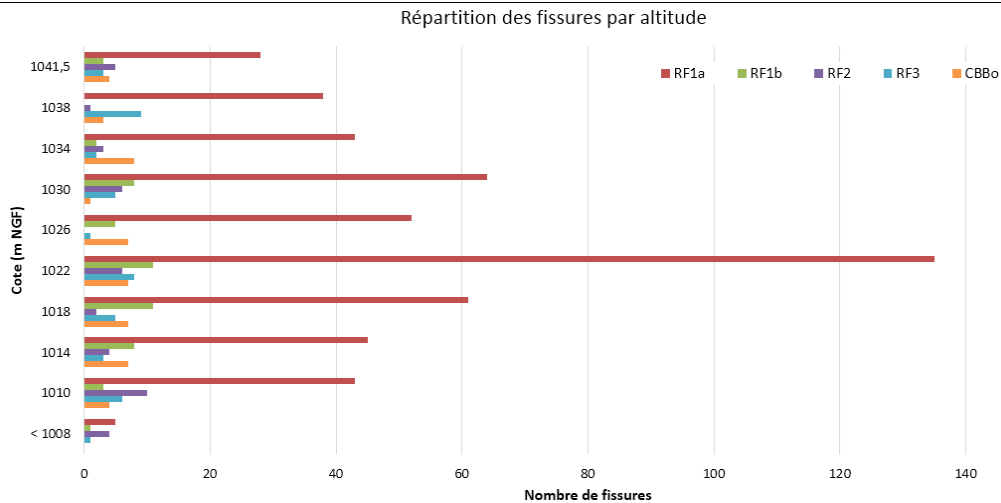


Figure 18 : répartition par altitude des fissures

L'analyse par ouverture des fissures montre que :

- environ la moitié des fissures ont une ouverture inférieure à 1 mm,
- le nombre de fissures décroît exponentiellement avec l'augmentation de leur ouverture,
- au-delà d'une ouverture de 5 mm, quasiment toutes les fissures appartiennent à la famille RF1,
- pour des ouvertures inférieures à 5 mm, la famille RF1 présente sensiblement la même répartition par gamme d'ouverture que les autres familles.
- toutes les fissures d'ouverture supérieure à 4 mm sont situées dans les 10 premiers mètres amont du barrage (avec une concentration maximale entre 3 et 5 m). Elles sont situées principalement sur les lignes 1022 et 1018.

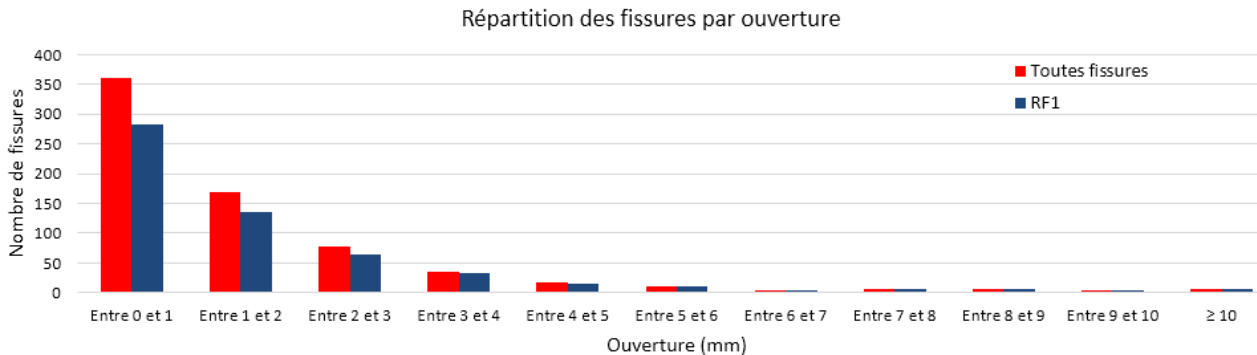


Figure 19 : répartition des fissures par ouvertures

En analysant la distance des fissures par rapport au parement amont, c'est-à-dire leur position dans l'épaisseur du barrage, on observe un plus grand nombre de fissures dans les 5 à 6 mètres amont de l'ouvrage. Dans cette zone, la famille RF1 est très largement prépondérante. Ce constat est totalement cohérent avec la connaissance que l'on avait des réseaux de fissures dans le barrage, avec la présence de fissures subverticales orientées rive-à-rive dans la zone du voile de drainage amont, à l'origine des travaux de confortement par tirants et maillage carbone. Le pic de densité se situe logiquement entre 3 et 4 m.

Au-delà de 6 m vers l'aval, la famille RF1 reste prépondérante, mais tend à s'équilibrer avec les autres types de fissures. On n'observe pas de fissure subverticale d'ouverture supérieure ou égale à 4 mm (famille RF1b) au-delà de 9 m.

Par ailleurs, on n'observe pas de fissuration autour de blocs cyclopaéens à moins de 2,50 m du parement amont et au-delà de 15,30 m, en relative cohérence avec le fait qu'il n'est pas sensé y avoir de bloc à l'amont du voile de drainage, d'après le cahier des charges (on croise cependant une trentaine de blocs à moins de 2,50 m, mais dont le contact est collé).

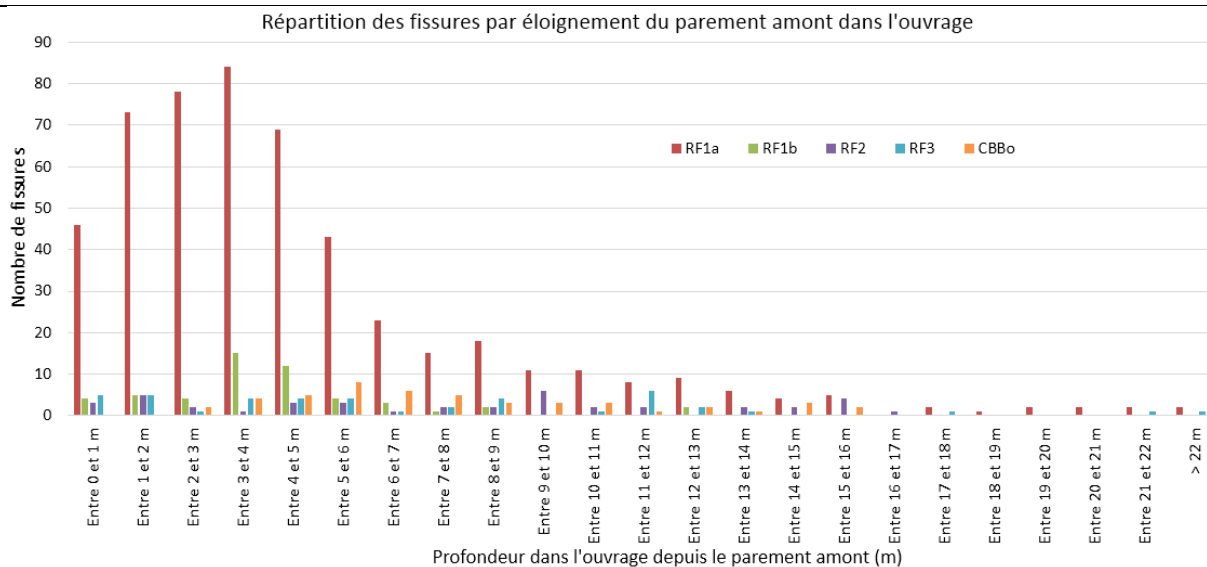


Figure 20 : répartition des fissures par éloignement du parement amont

En synthèse, la visualisation 3D du positionnement des fissures montre une très bonne cohérence avec les zones les plus endommagées de l'ouvrage indiquées par la modélisation numérique [1].

6. CONCLUSIONS

L'inspection systématique des forages de tirants et de sciages réalisée à l'occasion des travaux de confortement du barrage a permis de confirmer a posteriori la présence d'une fissuration subverticale orientée rive-à-rive dans la zone du voile de drainage. Elle permet également de confirmer que la zone confortée englobe bien la zone la plus fissurée.

Celle-ci se situe en effet dans la zone courbe, entre les plots 9/10 et 12/13, entre les cotes 1020 et 1024 m NGF et dans les 5 à 6 m amont. En dehors, des fissures sont présentes, mais avec des ouvertures moindres et moins nombreuses.

Les fissures subverticales orientées rive à rive constituent 81% du total des fissures et ont été traitées par les travaux de confortement.

Globalement, le barrage est moins endommagé qu'imaginé à l'issue des reconnaissances de 2008-2010 : le taux de fissuration global n'est pas très élevé (une fissure tous les 6 mètres de forages en moyenne, si l'on inclut les forages où aucune fissure n'a été relevée). Entre les fissures, le béton présente un bel aspect. L'ouverture maximale rencontrée est de 16 mm (contre 40 estimés lors des premières reconnaissances). Concernant les fissures subverticales, seules 10% environ ont une ouverture supérieure à 4 mm.

Par ailleurs, l'étude réalisée ne met pas en évidence de continuité entre les fissures à l'échelle de plusieurs forages, confirmant l'absence de « plaque amont » sur une grande étendue. Elle confirme en outre que le confortement par tirants et maillage carbone a bien été centré sur la zone endommagée.

La densité de forages (supérieure à 1 forage pour 15 m² de parement amont) a constitué une opportunité unique d'investiguer le niveau de fissuration du barrage. Aucune méthode non-destructive n'avait en effet permis de le caractériser. En particulier, les méthodes basées sur les vitesses de propagation des ondes de compression et des ondes de cisaillement dans le corps de l'ouvrage se sont avérées peu exploitables.

RÉFÉRENCES ET CITATIONS

- [1] Le gonflement des barrages en béton. Apports des recherches scientifiques : Application au barrage du Chambon et à son comportement. – Olivier CHULLIAT, Etienne GRIMAL, Eric BOURDAROT, Jean-Marie BOUTET, Bernard TAQUET – EDF-CIH – Colloque CIGB 2012 – Kyoto (Japon), mai 2012
- [2] Le confortement du barrage du Chambon – Olivier CHULLIAT, Bernard TAQUET – EDF-CIH - Colloque CFBR 2013 – Chambéry, 4-5 décembre 2013
- [3] Chambon dam reinforcement works – O. CHULLIAT, B. TAQUET, J.M. BOUTET – EDF-CIH – Colloque CIGB 2013 – Seattle (USA)

AMELIORATION DE LA CARACTERISATION DE L'INTERFACE BARRAGE-FONDATION

A better characterisation of the dam-foundation interface

Grégory COUBARD

EDF-CIH, Savoie Technolac, 73373 Le Bourget-du-Lac
gregory.coubard@edf.fr

Guilhem DEVEZE, Christophe VERGNIAULT

EDF-TEGG, 905 avenue du Camp de Menthe, 13097 Aix-en-Provence
guilhem.deveze@edf.fr – christophe.vergniault@edf.fr

MOTS CLÉS

Barrages-poids, stabilité, interface barrage-fondation, contact béton-rocher, caractéristiques mécaniques, cohésion, angle de frottement, résistance à la traction, reconnaissances, géophysique

RÉSUMÉ

La réévaluation des chargements hydrologiques ou sismiques ainsi que l'évolution des règles concernant la justification de la stabilité des barrages-poids conduisent à la mise à jour périodique des études de stabilité de barrages existants. Pour réaliser ces études, les caractéristiques mécaniques de l'ouvrage et notamment les caractéristiques mécaniques de l'interface barrage-fondation doivent être évaluées. C'est dans ce cadre qu'EDF a lancé des travaux de recherches ces dernières années afin de mieux caractériser cette interface barrage-fondation : résistances à la traction et au cisaillement mais également géométrie du contact.

ABSTRACT

The revaluation of loadings applied to dams (augmentation of hydrology or seismicity) as well as the evolution of design criteria (new methodologies or modification of safety factors) lead to the reassessment of the stability of existing dams. In this context, a proper characterisation of the mechanical properties of the weaker parts of the structure that govern the failure modes, is of a main concern. For concrete dams, and more particularly for gravity dams, the concrete-to-rock interface between the dam and its foundation is the most common failure mode. Thus, EDF has launched several research programmes over the last few years in order to better characterise this concrete-to-rock interface, including tensile and shear strengths but also geometrical characterisation of existing dam-foundation contacts.

1. INTRODUCTION

L'évolution des règles de dimensionnement et la réévaluation des chargements (nouvelles données hydrologiques et sismiques ou nouvelles réglementations) conduisent à se réinterroger sur la stabilité des barrages existants. Il s'avère alors souvent difficile de justifier cette stabilité en conservant les caractéristiques mécaniques prises en compte à l'origine (généralement conservatives).

L'analyse des ruptures historiques de barrages-poids met en évidence que celles-ci se produisent principalement à l'interface entre le barrage et sa fondation. Or, c'est également dans cette zone que la détermination des caractéristiques mécaniques est la plus complexe.

C'est dans ce cadre qu'un groupe de travail interne à EDF (GT Contact) a été créé en 2010 avec l'objectif de mieux caractériser l'interface béton-rocher ou barrage-fondation. Ce groupe de travail réunit des ingénieurs spécialistes du comportement des barrages rigides, des géologues, des géotechniciens et des géophysiciens.

Depuis sa création, ce groupe de travail a lancé plusieurs programmes de recherche pour mieux caractériser l'interface béton-rocher et a ainsi défini une méthodologie pour l'évaluation des caractéristiques de cette interface. Certaines actions sont encore en cours à ce jour et devraient permettre d'améliorer la méthodologie existante.

De manière plus détaillée, les actions de recherche réalisées ont compris :

- La réalisation d'une base de données sur la **résistance à la traction** du contact béton-rocher avec **140 essais réalisés**,
- **Deux thèses** sur la **résistance au cisaillement** du contact béton-rocher avec près de **60 essais réalisés**,
- **Deux campagnes** expérimentales par **méthodes géophysiques** pour obtenir la **géométrie du contact barrage-fondation**.

Cet article se propose de synthétiser les actions de recherche réalisées, de présenter la méthodologie actuelle d'évaluation des caractéristiques de l'interface béton-rocher et d'ouvrir sur les actions de recherche en cours et à venir.

L'ensemble des résultats obtenus est appliqué aux barrages-poids mais pourrait également l'être pour d'autres structures rigides reposant sur un massif rocheux telles que les barrages-voûtes ou les massifs de conduites forcées.

2. ORIGINE ET ORIENTATIONS DU GT CONTACT (GROUPE INTERNE EDF)

2.1 Evolution des critères de dimensionnement des barrages-poids

Les barrages-poids sont des structures rigides (béton ou maçonnerie) relativement simples, construites par plots retransmettant les efforts à la fondation principalement par cisaillement. Deux modes de rupture existent pour ces ouvrages :

- La rupture par renversement (associée à la caractéristique mécanique de résistance à la traction **Rt**),
- La rupture par glissement (associée à la résistance au cisaillement: cohésion **C** et angle de frottement ϕ).

Les critères de dimensionnement des barrages-poids ont évolué au fil du temps mais se sont toujours concentrés à vérifier ces deux modes de ruptures.

Avant 2001, il n'existait pas véritablement de guides ou de recommandations concernant la justification de la stabilité des barrages-poids, l'état de l'art était principalement basé sur deux vérifications faites sur la section de l'interface barrage-fondation pour une seule situation de projet correspondant la plupart du temps à la crue de projet. Ces deux vérifications consistaient à respecter :

- Un ratio des efforts horizontaux sur les efforts verticaux inférieur à 0,75, ce qui revenait à vérifier un angle de frottement mobilisable de 37° à l'interface barrage-fondation sans prise en compte de la cohésion et sans coefficient de sécurité,
- Une résultante des efforts comprise dans le tiers central, ce qui revenait à vérifier que l'interface béton-rocher ne présentait pas de zones en traction.

Ainsi, avant 2001, la notion même de caractéristiques mécaniques était absente des calculs de vérification.

En 2001, un guide interne à EDF écrit par le Comité Technique de l'Hydraulique a vu le jour ; ce guide a fait apparaître la notion de situations de projet avec des coefficients de sécurité globaux et la définition de caractéristiques mécaniques dont les valeurs étaient déterminées de manière forfaitaire.

En 2006, les recommandations provisoires du Comité Français des Barrages et Réservoirs (CFBR) ont été éditées, suivies en 2012 par les recommandations définitives du CFBR [1]. Ces recommandations ont introduit la notion de coefficients de sécurité partiels associés non pas aux états-limites mais aux caractéristiques mécaniques. Le CIH a suivi ces recommandations à partir de 2009.

Le tableau suivant synthétise ces évolutions de critères de dimensionnement pour les barrages-poids.

En situation durable	Avant 2001	CTH (2001)	CFBR (2006 puis 2012)
Critère de glissement	$\frac{H}{V} \approx \frac{T}{N} \leq 0,75$	$\frac{C_{CTH} \cdot L + N \cdot \tan \varphi_{CTH}}{T} \geq 1,33$	$\frac{C_{CFBR}/3 \cdot L + N \cdot \tan \varphi_{CFBR}/1,5}{T} \geq 1$
Critère de fissuration	-	$\sigma_n \geq Rt_{CTH}$	$\sigma_n \geq \frac{Rt_{CFBR}}{3}$

Tableau 1 : Evolution des critères de glissement et de fissuration

Pour résumer, l'évolution des critères de dimensionnement a conduit à une **augmentation des coefficients de sécurité** mais en même temps à la **possibilité de justifier des caractéristiques mécaniques plus importantes** (cf. Tableau 2). C'est dans ce cadre que le GT Contact est né, avec l'objectif de définir de manière réaliste les caractéristiques mécaniques à l'interface barrage-fondation, la conservation des paramètres mécaniques de conception n'ayant pas véritablement de sens en appliquant les recommandations CFBR 2012 [1].

	Conception initiale des ouvrages	Réévaluation des ouvrages
Méthode de justification	Etat de l'art avant 2001	Recommandations CFBR 2012
Coefficients de sécurité en situation durable	Pas de coefficients de sécurité (1)	3 sur la cohésion (C) 1,5 sur le coefficient de frottement ($\tan \varphi$) 3 sur la résistance à la traction
Caractéristiques mécaniques	Pas véritablement de caractéristiques mais en équivalence : $Rt = 0$ $C = 0$ $\varphi = 37^\circ$	Possibilité de justifier des caractéristiques plus importantes. Par défaut : $Rt = 0$ $C = 0$ à 0,1 MPa $\varphi = 45^\circ$

Tableau 2 : Evolution des coefficients de sécurité et des caractéristiques mécaniques

2.2 La caractérisation de l'interface béton-rocher

Comme cela est mentionné dans les recommandations du CFBR [1], l'interface barrage-fondation (ou béton-rocher) n'est pas un simple plan mais plutôt une zone de quelques mètres d'épaisseur regroupant :

- La base de l'ouvrage (béton ou maçonnerie, sur environ 1 mètre jusqu'à la première reprise de bétonnage),
- Le contact béton-rocher stricto sensu (surface entre le barrage et sa fondation),
- La partie supérieure de la fondation rocheuse (sur 1 à 2 mètres environ).

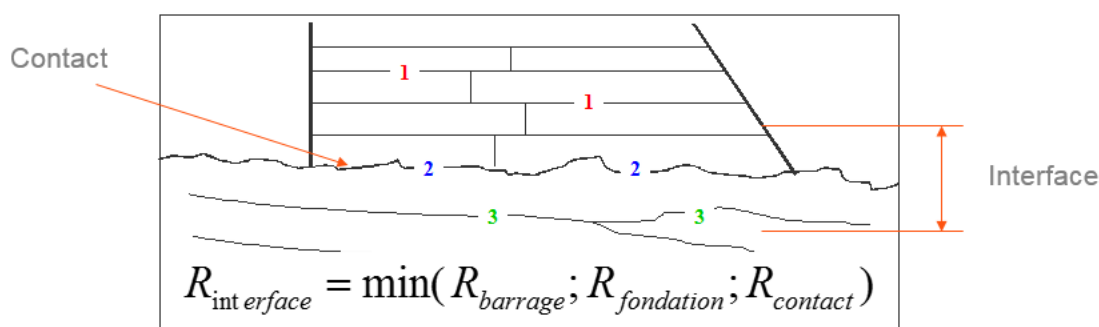


Figure 1 : Définitions de contact et interface

Ainsi, la détermination des caractéristiques mécaniques de l'interface dépend des compétences croisées de l'ingénieur structure et du géologue. La plus grande difficulté se trouve à la jonction des deux compétences au niveau du contact béton-rocher dont les caractéristiques mécaniques dépendent :

- Des caractéristiques intrinsèques de résistances à la traction et au cisaillement,
- Mais également de la géométrie de cette surface de contact (les irrégularités / indentations conduisant à une majoration de la résistance au cisaillement par effet d'imbrication).

Les travaux de recherche du GT Contact se sont donc naturellement portés sur ses deux aspects.

3. LES TRAVAUX DE RECHERCHE

3.1 Résistances mécaniques du contact béton-rocher

3.1.1 Résistance à la traction

La caractérisation de la résistance à la traction du contact barrage-fondation est complexe pour deux raisons principalement. La première est qu'il est difficile de prélever un contact barrage-fondation intact par carottage et que lorsque celui-ci est récupéré, il est préférentiellement testé au cisaillement. La seconde est que l'essai de résistance à la traction directe est un essai difficile et peu réalisé.

C'est pour ces raisons qu'il existe très peu de littérature concernant la résistance à la traction du contact béton-rocher.

Le GT Contact a ainsi proposé en 2012 de construire une base de données sur la résistance à la traction par des essais menés sur des éprouvettes réalisées en laboratoire. Cette base de données a fait l'objet de communications lors du colloque CFBR sur les fondations de barrage de 2015 [2] ainsi que lors du congrès HYDRO 2016 [3].

Les éprouvettes ont été construites à partir de 3 faciès rocheux différents représentatifs de la lithologie rencontrée sur les ouvrages du parc EDF à savoir : Granite, Gneiss et Calcaire. Les deux formulations des bétons coulés sur ces blocs rocheux ont été réalisées de manière performantielle de manière à reproduire les caractéristiques mécaniques des bétons des années 50 à 60. Enfin, l'état de surface du rocher avant coulage a fait l'objet de deux traitements différents : un état parfaitement propre et un état sale avec l'application d'un mélange de poussière de sciage et d'eau. Après 28 jours de maturation du béton, les éprouvettes ont été testées en traction directe. L'ensemble du protocole expérimental a été mené par le laboratoire d'EDF (CEMETE).

Au total, 140 essais ont été réalisés et analysés. In fine, les valeurs caractéristiques retenues correspondent aux quartiles, c'est-à-dire aux valeurs telles que 75% des essais donnent des résistances supérieures.

Etat de surface	Granite	Gneiss	Calcaire
Propre / collé	0,52 MPa	0,49 MPa	0,30 MPa
Sale	0,15 MPa	0,23 MPa	0,22 MPa
Non nettoyé / déstructuré*	0		

Tableau 3 : Résistance à la traction, valeurs caractéristiques retenues (quartiles)

3.1.2 Résistance au cisaillement

La caractérisation de la résistance au cisaillement du contact béton-rocher est plus commune. Depuis quelques années, lorsque des échantillons sont prélevés intacts sur les ouvrages du parc EDF, ils sont testés au cisaillement.

Des questions se posent alors sur la représentativité d'un essai à petite échelle (diamètre des carottes de 80 à 100 mm) pour caractériser un contact barrage-fondation de plusieurs dizaines de mètres carrés. Cet effet d'échelle et la compréhension fine du comportement de contacts béton-rocher cohésifs (c'est-à-dire initialement collés) ne sont pas ou peu documentés dans la littérature. Ces informations pourraient cependant avoir une certaine importance pour extrapoler les résultats obtenus à l'échelle d'un échantillon de carottage jusqu'à l'échelle d'un plot de barrage.

Dans cette perspective, deux travaux de thèses ont été menés :

Un premier en collaboration avec l'IFSTTAR (projet CIBEFHY) portant sur l'effet d'échelle avec un programme expérimental de grande ampleur (différentes machines et tailles d'éprouvettes),

Un second en collaboration avec le laboratoire 3SR de l'université de Grenoble dans le cadre de la chaire PERENITI avec un programme expérimental également important (une seule machine mais différents types de surface de contact).

Thèse CIBEFHY (Caractérisation de l'Interface BEton-Fondation des ouvrages HYdrauliques)

L'originalité de cette thèse ([4], [5]) a été d'acquérir des résistances au cisaillement sur des échantillons préparés en laboratoires de différentes dimensions comprises entre 5.10^{-3} m^2 et $1,5 \text{ m}^2$, grâce à l'exceptionnelle machine de cisaillement du CEREMA de Bron (cf. photo ci-dessous). Etant données l'importance et la complexité du dispositif expérimental mis en œuvre, une seule combinaison a été testée : rocher granitique et béton de formulation proche des bétons anciens de notre parc hydraulique.



Figure 2 : Machine de cisaillement à grande échelle du CEREMA : « la grande bleue »

Au total, 22 essais de cisaillement sur des contacts béton-granite ont été réalisés au cours de la thèse :

- 8 essais à petite échelle sur des sondages carottés de 80 mm de diamètre. Ces essais représentent la pratique usuelle de détermination de la résistance au cisaillement des barrages existants à l'aide de sondages carottés,
- 9 essais à l'échelle intermédiaires sur des surfaces carrées de 180x180 mm,
- 5 essais à grande échelle sur des surfaces rectangulaires de 1500x1000 mm.

L'ensemble des surfaces naturelles de granite ont fait l'objet d'une mesure haute résolution de leur morphologie avant coulage du béton de manière à caractériser avec précision les paramètres de rugosité. Les 5 essais réalisés à grande échelle ont été lourdement instrumentés : jauges de déformation, capteurs d'émission acoustique et fibre optique.

Les résultats de cisaillement au pic de l'ensemble des essais (à différentes échelles) sont synthétisés dans la figure ci-dessous. Deux comportements principaux ont été mis en évidence :

- Les essais à petite échelle et la moitié des essais à l'échelle intermédiaire (notés type A) donnent des caractéristiques de cisaillement élevées avec une cohésion d'environ 2,5 MPa pour un angle de frottement de 45° dans un critère de Mohr-Coulomb,
- Les essais à grande échelle et la moitié des essais à l'échelle intermédiaire (notés type B) donnent des caractéristiques de cisaillement moins élevées avec une cohésion d'environ 1 MPa pour un angle de frottement moyen de 45° .

L'ensemble des essais a donné un angle de frottement de résiduel (post-pic) d'environ 45° .

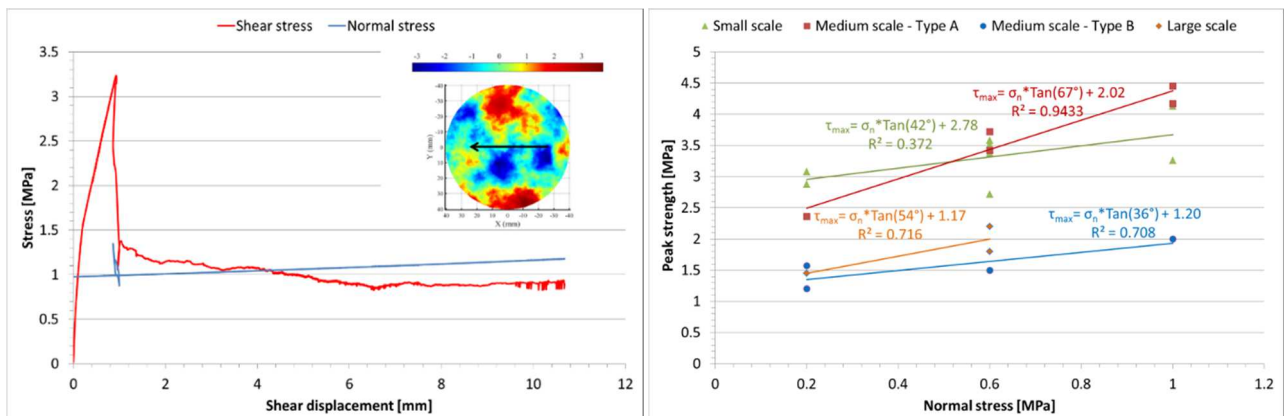


Figure 3 : Résultat d'un essai de cisaillement à petite échelle (à gauche) et synthèse des résistances au pic (à droite)

L'analyse effectuée dans le travail de thèse met en évidence que le changement de comportement observé à l'échelle intermédiaire est directement lié à la morphologie du contact béton-rocher. En effet, l'inclinaison de certaines zones du contact par rapport à la direction de sollicitation conduit localement à une sollicitation en traction jusqu'à rupture réduisant ainsi la surface de contact cohésive et donc la résistance au cisaillement de l'échantillon.

Cette thèse met ainsi en évidence l'importance de la **caractérisation géométrique** du contact barrage-fondation mais également l'importance du développement de modèle permettant **d'estimer la résistance à grande échelle à partir de la géométrie et des caractéristiques à petite échelle**.

Thèse PERENITI

Cette thèse [6] a cherché à caractériser l'effet de la rugosité sur la résistance au cisaillement du contact béton-rocher par un programme expérimental mené sur une dimension unique (100x100 mm) mais avec différentes rugosités initiales (naturelles et artificielles). Les matériaux utilisés sont les mêmes que pour la thèse CIBEFHY : granite et béton de formulation identique. Au total, 35 essais ont été réalisés sur la machine BCR3D du laboratoire 3SR de Grenoble :

- 15 essais sur surface naturelle de granite,
- 8 essais sur surface lisse (sciée),
- 6 essais sur surface lisse puis bouchardée (rugosité de 2nd ordre),
- 6 essais sur surface artificielle en dents de scie.

L'ensemble des surfaces granitiques ont fait l'objet d'une mesure haute résolution de leur rugosité avant coulage. Les principaux résultats des essais ont été :

- Pour les surfaces naturelles, cohésion de 0,6 MPa environ et angle de frottement de 60° dans un critère de Mohr-Coulomb au pic, et un angle de frottement résiduel de 50° environ,
- Pour les surfaces parfaitement lisses, cohésion de 0,1 MPa et angle de frottement de 30° au pic, et un angle de frottement résiduel de 30°,
- Pour les surfaces lisses puis bouchardées, cohésion de 0,6 MPa et angle de frottement de 40° au pic, et un angle de frottement résiduel de 40°.

Les analyses effectuées dans le cadre de la thèse ont mis en évidence les points suivants :

- A faible contrainte normale (inférieure à 0,5 MPa), la rupture a véritablement lieu au contact béton-rocher, il est possible de lier la résistance de pic au cisaillement des essais réalisés sur surface naturelle à la résistance au pic obtenue sur surface lisse puis bouchardée ainsi qu'à un nouveau paramètre de rugosité introduit dans le travail de thèse,
- A contrainte normale plus élevée (supérieure à 0,5 MPa), la rupture a toujours principalement lieu au contact béton-rocher mais on peut également noter qu'une partie du béton est endommagé. Partant de ce constat, un modèle analytique a été développé, comparant localement la résistance au cisaillement du contact béton-rocher et du béton situé au-dessus selon le principe illustré sur la figure ci-dessous. Bien qu'il ne soit pas encore applicable industriellement, ce modèle donne des résultats prometteurs.

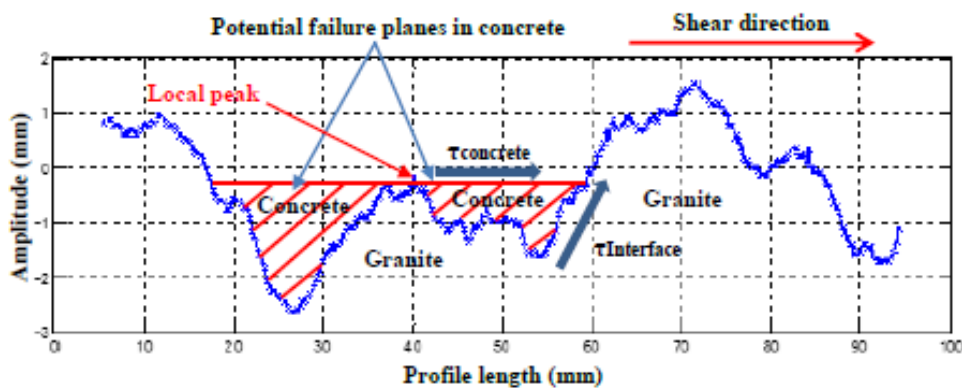


Figure 4 : Principe du modèle analytique développé dans la thèse PERENITI

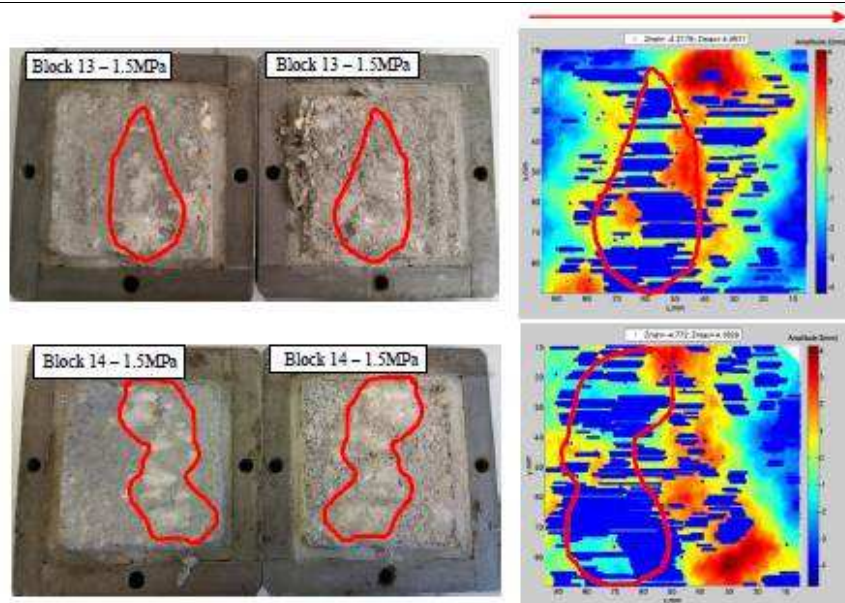


Figure 5 : Exemple d'application du modèle analytique sur deux éprouvettesS
comparaison des zones de rupture béton

Cette thèse a ainsi montré que la résistance au cisaillement au pic d'une interface béton-rocher et par extension d'une interface barrage-fondation dépendait des caractéristiques locales (ou intrinsèques) du contact béton-rocher, de la rugosité de l'ensemble de la surface de contact mais également dans certains cas de la résistance du matériau le plus faible.

3.1.1 Synthèse des résultats expérimentaux

Les essais menés au contact béton-rocher dans ces travaux de recherche ont permis d'enrichir les résultats déjà existants dans la littérature internationale. Il est intéressant de synthétiser et comparer ces résultats d'essais aux caractéristiques mécaniques prises en compte dans les études de conception originelles des ouvrages existants.

	Hypothèses en conception initiale des ouvrages	Résultats des essais
Résistance à la traction	$R_t = 0$	$R_t = 0,2 \text{ à } 0,5 \text{ MPa}$ (140 essais)
Résistance au cisaillement	$C = 0$ $\varphi = 37^\circ$	$C = 0,6 \text{ à } 2,5 \text{ MPa}$ $\varphi = 45 \text{ à } 60^\circ$ (37 essais sur surface naturelle de rocher)

Tableau 4 : Synthèse des résultats expérimentaux et comparaison avec les hypothèses de conception initiale

3.2 Caractérisation géométrique du contact barrage-fondation

Les résistances du contact barrage-fondation dépendent à fois des caractéristiques intrinsèques de résistances à la traction et au cisaillement du contact béton-rocher à petite échelle mais également de la géométrie de la surface de contact à l'échelle d'un plot de barrage (irrégularités / indentations conduisant à une majoration de la résistance au cisaillement par effet d'imbrication). Or, sur des barrages anciens et peu documentés, la géométrie du fond de fouilles de l'ouvrage est rarement connue. C'est pourquoi, le GT Contact s'est intéressé aux moyens d'obtenir l'image des irrégularités du contact barrage-fondation par des méthodes non destructives : les méthodes géophysiques sismiques ont semblé pouvoir répondre à ce besoin avec une résolution visée au moins demi-métrique.

Une première expérimentation a été menée dans ce sens en 2014 sur un petit barrage pyrénéen avec deux méthodes distinctes (barrage vidangé) :

- La méthode de sismique réflexion considérant, par analogie avec son utilisation habituelle, les parements amont et aval comme la surface et le contact barrage-fondation comme un réflecteur penté,
- La méthode PSV (Profil Sismique Vertical) considérant la crête du barrage comme la surface et les parements amont et aval comme des puits déviés. L'intérêt de cette méthode est la possibilité de pouvoir séparer les ondes montantes (en vert sur la figure ci-dessous) et les descendantes (en bleu sur la figure ci-dessous) ayant des vitesses apparentes contraires.

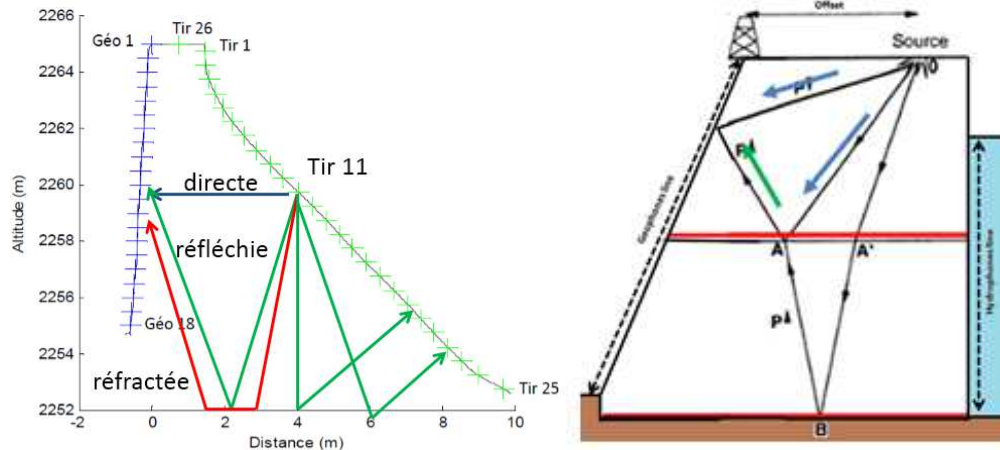


Figure 6 : Méthodes sismiques réflexion (à gauche) et PSV (à droite) appliquées à l'imagerie du contact barrage-fondation

Cette première expérimentation a conduit :

- à abandonner la méthode de sismique réflexion du fait de la difficulté à séparer les différents trains d'ondes (directes, réfléchies, réfractées),
- et à poursuivre la méthode PSV donnant des résultats encourageants sur un ouvrage documenté de plus grande hauteur en travaillant à la fois avec des ondes de compression (ondes P) mais également avec des ondes de cisaillement (ondes S) permettant d'atteindre de meilleures résolutions.

Une seconde expérimentation a ainsi été menée sur un barrage de plus grande importance en 2016 avec un important dispositif expérimental :

- géophones suivant les directions horizontale et verticale, permettant la détection des ondes P et S, disposés tous les 25 cm d'altitude sur le parement aval (soit 89 niveaux de mesures),
- hydrophones également disposés tous les 25 cm d'altitude au niveau du parement amont (barrage en eau),
- utilisation de 3 types de sources : impulsionnelle en ondes P et S (frappe à la masse), vibratoire en ondes P et vibratoire en ondes S.

L'analyse des résultats a permis d'identifier un certain nombre de limites et axes de travail concernant les matériels avec des problématiques de fréquences de résonance des bâtis de sources vibratoires polluant les signaux et quelques interrogations concernant le couplage des géophones au parement aval. Au final, l'analyse PSV a pu être réalisée uniquement sur les mesures par source impulsionnelle en ondes P (frappe verticale) et S (frappe horizontale).

La figure suivante présente l'interprétation finale des mesures après mise en œuvre de la séquence de traitement d'un PSV. Sur l'image de gauche, associant une analyse PSV avec hydrophones et géophones en ondes P, deux réflexions principales situées entre 25 et 30 m de profondeur sont visibles ; elles correspondent au toit et à la base de la galerie d'accès décalée de 4 m par rapport au profil instrumenté mais se trouvant dans la zone dite de Fresnel. Cette zone de Fresnel, qui correspond en quelque sorte à la zone éclairée par les ondes depuis la crête de l'ouvrage, est plus importante pour les mesures en ondes P qu'en ondes S ; c'est pourquoi la galerie n'est pas observée sur l'image de droite. Il résulte également de ce phénomène que l'image du fond de fouilles en ondes S sera plus précise qu'en ondes P, ayant une résolution latérale plus large. Après interprétation, la surface de contact barrage-fondation, tracée en pointillé vert sur les figures suivantes, semble correspondre au fond de fouilles relativement horizontal avec présence d'un parafouille amont tel qu'observé sur les plans. Cette méthode est donc prometteuse mais elle se heurte encore à des difficultés de mise en œuvre des matériels et à des questionnements sur la résolution pouvant être atteinte sur ce type d'imagerie. Des actions de recherche doivent donc se poursuivre avec le concours de la R&D Prisme avant d'envisager un déploiement industriel de la méthode.

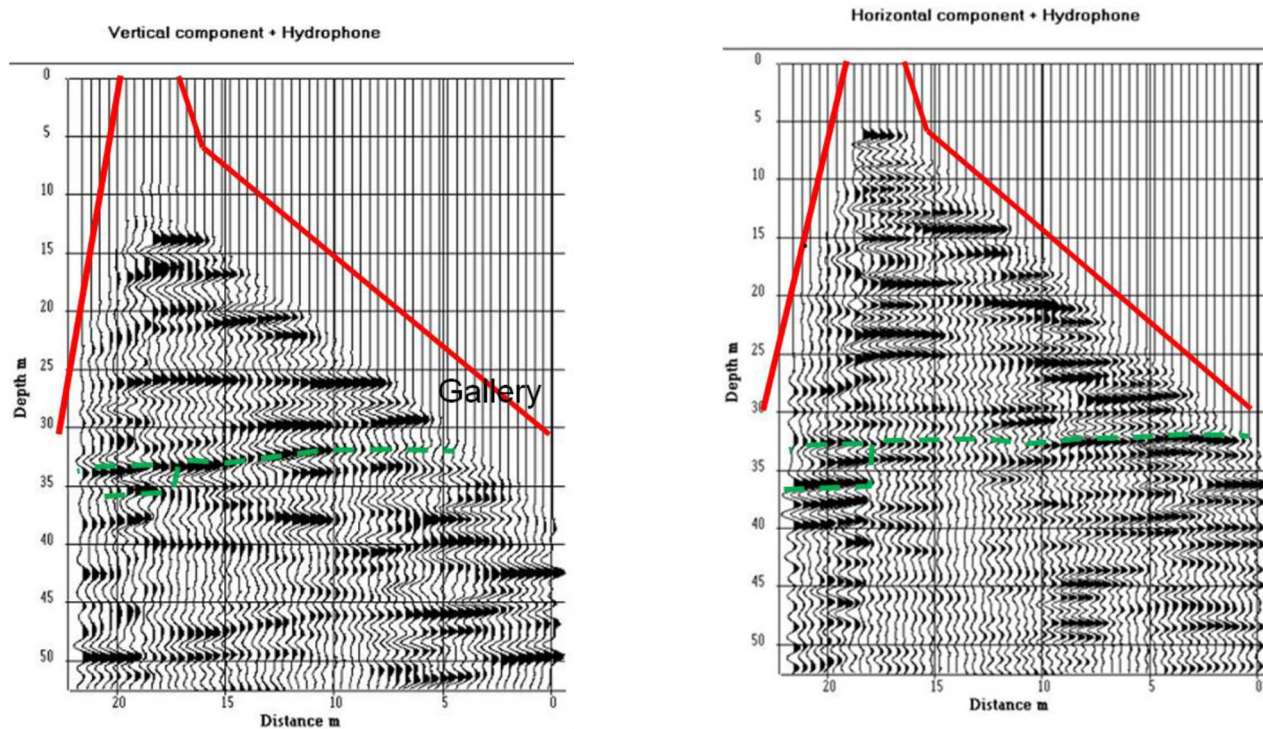


Figure 7 : Résultats des mesures après traitement PSV en ondes P (à gauche) et en ondes S (à droite)

4.LA METHODOLOGIE DE CARACTERISATION DE L'INTERFACE BARRAGE-FONDATION

La méthodologie actuelle de caractérisation a été développée conjointement ingénieurs barrages et géologues. Elle tient compte des travaux de recherche applicables industriellement. Son utilisation repose sur un échange fourni entre ingénieur et géologue :

- L'ingénieur en charge de l'étude de stabilité porte la connaissance de la méthodologie de calcul utilisée et des facteurs de sécurité associés. Il est responsable de l'évaluation des caractéristiques au sein de l'ouvrage en béton (ou maçonnerie) et notamment au niveau des reprises de bétonnage.
- Le géologue porte la connaissance de la fondation (faciès, structure). Il est responsable de l'évaluation des caractéristiques au sein de la fondation et de la définition des modes de ruptures structurales potentielles (milieu isotrope par homogénéisation ou rupture le long de joints suffisamment continus).
- **Ingénieur et géologue évaluent ensemble les caractéristiques mécaniques devant être retenues pour l'interface béton-rocher.**

4.1 Evaluation sans reconnaissances

Sans reconnaissances géotechniques, l'évaluation des caractéristiques est principalement basée sur les recommandations du CFBR [1]. Ainsi, en première approche, une résistance à la traction nulle est considérée à l'interface et la résistance au cisaillement au pic de l'interface peut aller jusqu'à une cohésion de 0,1 MPa et un angle de frottement de 45° si la fondation est une roche saine présentant de bonnes qualités mécaniques (jugement préliminaire du géologue).

4.2 Evaluation avec reconnaissances

4.2.1 Méthodes de reconnaissances et essais

Le programme de reconnaissances doit être élaboré conjointement entre ingénieur et géologue. Il doit contenir :

- Un nombre suffisant de forages recoupant l'interface barrage-fondation afin de lever toutes les incertitudes concernant la fondation et le corps de l'ouvrage (le plus souvent sondages carottés avec un double carottier).
- Un usage systématique de l'imagerie de paroi permettant d'analyser la qualité des matériaux constituant l'ouvrage, la qualité du contact béton-rocher et l'analyse de la fracturation de la fondation. Cette technique est très importante : l'opération de forage ayant tendance à déstructurer les matériaux, les carottes prélevées ne reflètent pas toujours l'état du béton et de la fondation.

- Des essais en quantité suffisante du béton et/ou de la maçonnerie, du rocher de fondation et des contacts béton-rocher (essais de cisaillement). Ces derniers essais permettent d'évaluer des résistances au pic si les contacts sont prélevés intacts, des résistances résiduelles si les contacts sont décollés par l'opération de forage.

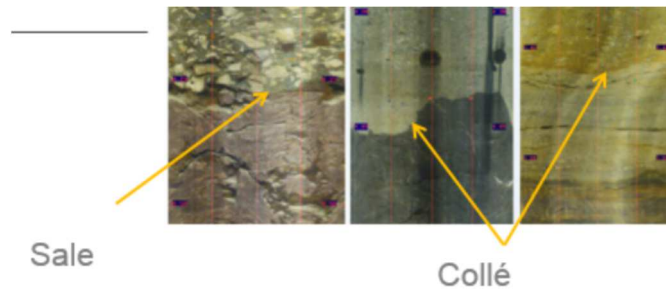


Figure 8 : Imageries de paroi au contact béton-rocher

4.2.2 Résistance à la traction

La méthodologie d'évaluation de la résistance à la traction est basée sur l'analyse de l'imagerie de paroi réalisée lors des reconnaissances couplée à l'utilisation de la base de données présentée au §. 0.

La résistance à la traction au niveau du contact est déterminée en analysant la qualité des contacts à l'imagerie de paroi et en les classant en 3 catégories : « collé », « sale » et « déstructuré », auxquelles sont associées des valeurs caractéristiques de résistance à la traction issues du Tableau 3. Une valeur d'ensemble à l'échelle d'un plot est alors estimée (pondération) puis abattue d'un facteur 2, couvrant les incertitudes et la faible représentativité statistique des données. La valeur finale ainsi estimée englobe les éventuels décollements béton-rocher liés aux sollicitations passées connues par l'ouvrage puisque la méthode se base sur la qualité actuelle du contact (imagerie de paroi).

La résistance à la traction de l'interface finalement retenue est la résistance minimale entre les résistances des 3 zones : contact (cf. Figure 1), fondation et béton (ou maçonnerie), déterminées par ailleurs.

4.2.3 Résistance au cisaillement

La résistance au cisaillement au niveau du contact est déterminée en analysant la qualité des contacts à l'imagerie de paroi et en prenant en compte les résultats des essais de cisaillement réalisés sur les contacts collés (résistance de pic) et décollés (résistance résiduelle). Si aucun contact collé n'a été prélevé, une autre approche peut consister à retenir une cohésion égale à la résistance à la traction déterminée précédemment et un angle de frottement de 45°. Dans tous les cas, un angle de macro-dilatance lié à la forme de la surface de contact barrage-fondation peut être ajouté sur la base d'éléments géologiques et/ou de photographies d'archives, lorsqu'elles sont disponibles.

La résistance au cisaillement de l'interface est encore une fois la résistance minimale entre les résistances des 3 zones : contact, fondation et béton (ces deux dernières étant déterminées par ailleurs).

5. LES TRAVAUX FUTURS

En dehors de la poursuite des actions de recherche concernant la caractérisation géométrique du contact barrage-fondation, les travaux futurs envisagés concernent :

- Le développement d'un outil utilisable par l'ingénieur permettant de passer des caractéristiques de cisaillement locales du contact béton-rocher aux caractéristiques en grand de l'interface barrage-fondation à l'échelle d'un plot de barrage. Ce développement permettrait d'améliorer la méthodologie actuellement utilisée.
- Le développement d'une nouvelle loi de comportement dans le logiciel éléments-finis Code_Aster intégrant l'ensemble des caractéristiques de comportement des interfaces béton-rocher. Ce type de loi sera d'une grande utilité pour l'analyse des structures très hyperstatiques telles que les barrages-voûtes qui sont à la fois sollicités en traction et en cisaillement et peuvent présenter des zones où la résistance au pic des interfaces a été dépassée.

Ces deux actions s'appuieront sur l'exceptionnelle collecte de données expérimentales issues des deux thèses CIBEFHY et PERENITI.

6. CONCLUSION

Depuis 2010, EDF travaille au développement d'outil permettant de mieux caractériser l'interface barrage-fondation. Ces travaux sont essentiels du fait de l'évolution des critères de dimensionnement et de l'augmentation globale des chargements à prendre en compte. L'enjeu est d'estimer de la manière la plus précise le niveau de sureté des ouvrages afin d'éviter des travaux de confortement surabondants ou de les dimensionner de manière fiable lorsque ceux-ci sont nécessaires.

7. REMERCIEMENTS

Un grand remerciement à tous les contributeurs EDF du groupe de travail :

- CIH : F. Laugier ; Eric Bourdarot ; Etienne Grimal ; Emmanuel Robbe ; Philippe Kolmayer,
- TEGG : Madly Leroux ; Pierre Lacheny, Maxime Lion et Guillaume Zammout
- R&D Prisme : Barthélémy Steck ; Guy D'Urso ; Denis Vautrin,
- R&D Ermes : Kyrilo Kazymyrenko ; Florian Escoffier ; Vincent Lhuillier.

8. BIBLIOGRAPHIE

- [1] CFBR, «Recommandations pour la justification de la stabilité des barrages-poids,» Octobre 2012.
- [2] EDF, G. Devèze, G. Coubard, «Développement d'une base de données sur la résistance à la traction de l'interface béton-rocher,» Fondations des barrages, colloque CFBR, 2015.
- [3] EDF, G. Coubard, G. Devèze, «Creation of a database on the tensile strength of the concrete-to-rock interface,» conférence HYDRO2016
- [4] H. Mouzannar, «Caractérisation de la résistance au cisaillement et comportement des interfaces entre béton et fondation rocheuse des structures hydrauliques,» Thèse de doctorat de l'université de Lyon, 2016.
- [5] H. Mouzannar & al, Experimental study of the shear strength of bonded concrete-rock interfaces: surface morphology and scale effect, Rock mechanics and rock engineering. DOI 10.1007/s00603-017-1259-2, 2017.
- [6] B. E. Merabi, Comportement mécanique des joints cohésifs de béton-granite au niveau de l'interface barrage-fondation : Influence géométrique et mécanique des aspérités, Thèse de l'université Grenoble Alpes, 2018.

SURVEILLANCE PAR FIBRE OPTIQUE DES OUVRAGES HYDRAULIQUES EN REMBLAI : RETOUR D'EXPERIENCE D'EDF ET PERSPECTIVES DE DEPLOIEMENT APRES 17 ANS DE DEVELOPPEMENTS

Surveillance of embankment hydraulic structures by optical fibres: EDF feed-back and deployment perspectives after 17 years of development

Jean-Robert COURIVAUD⁽¹⁾, François MARTINOT⁽²⁾

⁽¹⁾ EDF-CIH, Savoie Technolac – 73373 Le Bourget du Lac, Cedex

⁽²⁾ EDF-DTG, 21 av. de l'Europe – BP41 38040 Grenoble

jean-robert.courivaud@edf.fr – francois.martinot@edf.fr

MOTS CLÉS

Barrages en remblai, digues, surveillance, auscultation, fibre optique, fuite, érosion interne.

RÉSUMÉ

SURVEILLANCE PAR FIBRE OPTIQUE DES OUVRAGES HYDRAULIQUES EN REMBLAI : RETOUR D'EXPERIENCE D'EDF ET PERSPECTIVES DE DEPLOIEMENT APRES 17 ANS DE DEVELOPPEMENTS

Après avoir été à l'origine, en 1995, de l'idée de détecter des fuites à travers les ouvrages en remblai à l'aide de mesures de température par fibre optique, EDF a lancé à partir de 2001 un effort de recherche continu sur cette technologie. Aux recherches sur les mesures de température pour détecter des fuites sont venues s'ajouter celles sur les mesures de déformation, également par fibre optique, pour détecter des fontis ou des déformations des parements. Ces travaux de développement ont conduit à une validation et une stratégie de déploiement par étape de cette technologie au sein du parc d'ouvrages hydrauliques en remblai d'EDF. Cette communication présente le bilan de ces développements et de leurs mises en œuvre expérimentales sur différents ouvrages du parc EDF. Les apports et domaines d'utilisation de ces méthodes en fonction du type d'ouvrage – neuf ou existant, type de remblai – et de la problématique à traiter, en regard et complément des méthodes conventionnelles, sont discutés. Les perspectives de déploiement de cette technologie sont présentées sur la base d'éléments d'une analyse coûts/bénéfices.

ABSTRACT

SURVEILLANCE OF EMBANKMENT HYDRAULIC STRUCTURES BY OPTICAL FIBRES: EDF FEED-BACK AND DEPLOYMENT PERSPECTIVES AFTER 17 YEARS OF DEVELOPMENT

After having been at the origin, in 1995, of the idea to detect seepage through embankment hydraulic structures by means of optical fibres, EDF launched from 2001 a continuous research effort on this technology. During this research program, developments on strain measurements by optical fibres to detect sinkholes or slope deformations were also performed. This effort led to a validation of this technology and a step-by-step deployment strategy for the EDF embankment dams and dikes. This paper presents the results of these developments and their experimental implementation on several EDF embankments. The benefits and limits of use of these methods depending on the type of structure (new project or existing dam/dike, embankment type) and the problem to solve are discussed taking into account and in addition to conventional monitoring technologies. The perspectives of deployment of this technology are presented on the basis of a cost/benefit analysis.

1. ENJEUX DE LA SURVEILLANCE PAR FIBRE OPTIQUE

Depuis le début des années 1990 et notamment avec la mise en eau des digues de l'aménagement de St Egrève, le constat est apparu au sein de l'ingénierie hydraulique d'EDF que les fuites à travers les ouvrages en remblai et le risque d'érosion interne qui y est associé n'étaient pas toujours bien détectables par les moyens de surveillance conventionnels. A l'époque, et comme c'est le cas encore aujourd'hui, la surveillance du comportement hydraulique des ouvrages en remblai reposait sur tout ou partie des moyens suivants :

- les examens visuels, qui, dans le contexte actuel, sont menés soit périodiquement par l'exploitant, soit dans le cadre de VTA (Visites Techniques Approfondies), d'ETC (Examens Techniques Complets) ou d'études d'évaluation de la sûreté ;
- l'auscultation, qui peut être réalisée à l'aide de piézomètres, de cellules de pression interstitielle et de mesures de débit de drainage.

Le retour d'expérience des incidents et ruptures de barrages et digues par érosion interne a permis de mettre en évidence les limites, dans certains cas, de ces moyens de surveillance conventionnels :

- si les examens visuels sont le plus souvent à même de détecter l'exutoire des fuites (néanmoins, certaines fuites débouchant dans les canaux de drainage de digues fluviales à charge permanente sont difficilement détectables à l'œil nu), ils n'ont souvent pas permis de détecter suffisamment tôt l'érosion interne initiée par une érosion de conduit et évoluant vers un renard hydraulique. Ainsi, lorsqu'un renard hydraulique est détecté par l'examen visuel, il est souvent trop tard pour éviter la formation d'une brèche ;
- lorsque les fuites sont concentrées dans un conduit de forte perméabilité, au sein du remblai ou de sa fondation, cela ne conduit généralement pas à une augmentation des pressions interstitielles et du potentiel hydraulique. Ce type de phénomène n'entraîne donc généralement pas une détectabilité par les cellules de pression ou les piézomètres. Les exemples sont ainsi nombreux de piézomètres situés à proximité du cheminement d'une fuite et qui ne présentaient aucune réaction ;
- si la collecte et la mesure des débits de fuite est généralement bien assurée dans la plupart des barrages réservoir, cela peut s'avérer beaucoup plus compliqué pour les ouvrages en remblai de grand linéaire : digues fluviales à charge permanente ou canaux d'amenée ou de fuite. Pour ces derniers ouvrages, plusieurs types de difficulté peuvent limiter fortement l'interprétation des mesures de débit de drainage :
 - pour les remblais munis de canaux de drainage, l'alimentation du système de drainage est parfois multiple : en plus des fuites à travers le remblai ou sa fondation, le canal de drainage peut également être alimenté par la nappe ou des cours d'eau à surface libre, sans qu'il soit aisé de discerner la part de chaque source d'alimentation. Dans ces cas, l'interprétation des mesures de débit de drainage est extrêmement limitée, voire impossible ;
 - les mesures de drainage intégrant les fuites collectées sur des linéaires de plusieurs centaines de mètres, voire plusieurs kilomètres, il n'est généralement pas possible d'identifier la localisation précise de la fuite au sein de l'ouvrage ;
 - pour les ouvrages anciens (de l'ordre de 50 ans ou plus), il n'est pas rare d'avoir des doutes sur la présence même d'un système de drainage, ou bien le réseau de drainage, s'il n'a pas été rénové, peut avoir subi des désordres tels que des tassements locaux qui le rendent inopérant.

Pour les digues de protection contre les inondations, qui sont caractérisées par des chargements hydrauliques d'une durée le plus souvent de quelques heures à quelques jours et qui sont essentiellement surveillées grâce à des examens visuels, il reste très difficile de détecter suffisamment tôt la présence de fuites pour réaliser des confortements d'urgence qui permettront d'éviter la formation de brèche. Comme indiqué ci-dessus, lorsqu'une fuite est détectée par l'examen visuel en cours de crue, le processus d'érosion interne est bien souvent trop avancé pour que la formation d'une brèche puisse être évitée.

C'est à partir de ces constats qu'est née l'idée de développer une nouvelle méthode d'auscultation des ouvrages en remblai, afin d'améliorer la capacité à détecter l'érosion interne de manière précoce, au travers des fuites ou des fontis. Cet article ne traite pas d'autres applications potentielles de la surveillance d'ouvrages en remblai par fibre optique

2.PROCESSUS DE DEVELOPPEMENT ET D'INDUSTRIALISATION DE LA TECHNOLOGIE AU SEIN D'EDF

Partant de l'aptitude connue depuis déjà plusieurs décennies de la thermométrie pour détecter les fuites dans les ouvrages en remblai, l'ingénierie d'EDF et la société allemande GTC Kappelmeyer [2] ont eu l'idée en 1995 d'utiliser la technologie alors récente des mesures réparties de température par fibre optique. Après un premier essai ponctuel réalisé en 1995 sur une digue du Rhône, EDF a lancé un programme de R&D en 2001 pour développer et industrialiser cette technologie.

De 2001 à 2012, ce programme a été principalement consacré à des développements de recherche (cf. phase R&D Figure 1) axés sur les différents domaines permettant de maîtriser cette technologie : les méthodes d'interprétation des données, la métrologie et les performances des matériels d'acquisition des mesures, les méthodes de conception des installations, la réalisation d'essais et la participation à des benchmarks à différentes échelles : échelle du laboratoire, expériences contrôlées à l'échelle de l'ouvrage, essais sur des ouvrages du parc EDF. Parallèlement à cette activité de recherche, des installations de surveillance par fibre optique à vocation industrielle ont commencé à être réalisées à partir de 2011.

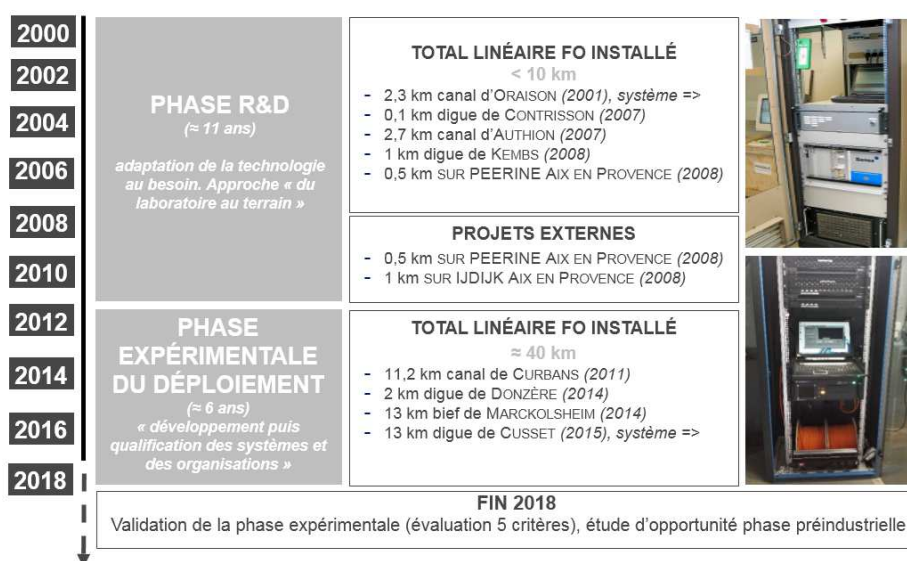


Figure 1 : Planning et périmètre de développement des années 2000 à nos jours

Les résultats obtenus durant cette phase de recherche ont été jugés suffisamment prometteurs pour débiter en 2012 une phase d'industrialisation de cette technologie pour le parc d'ouvrages hydrauliques en remblai d'EDF. Cette phase d'industrialisation, toujours en cours actuellement, comporte elle-même trois étapes successives :

- phase expérimentale (2012 – 2018) : conception, réalisation et exploitation de plusieurs installations de surveillance par fibre optique d'ouvrages en remblai de grand linéaire du parc EDF, qualification des méthodes d'interprétation des données, validation de la faisabilité d'une infrastructure et d'un logiciel prototype pour l'intégration de ces données dans le Système d'Information des données d'auscultation d'EDF, retours d'expérience financier et organisationnel ;
- phase pré-industrielle (2018-2020) : adaptation des exigences métier sur les matériels et méthodes aux cas d'usages opérationnels, poursuite des développements du système d'information, formation et mise en place de l'organisation humaine qui seront opérationnels en phase industrielle ;
- phase industrielle (au-delà de 2020) : exploitation et maintenance des installations de surveillance par fibre optique opérationnelles existantes, conception et réalisation éventuelle de nouvelles installations, pérennisation des organisations.

Le passage d'une étape à l'autre est soumis à l'atteinte d'objectifs prédéfinis qui sont validés par la direction de la DPIH (Direction Production et Ingénierie Hydraulique d'EDF). La phase expérimentale du déploiement (cf. Figure 1) est actuellement en cours de validation.

3. METHODES DE TRAITEMENT DES DONNEES : NECESSITE ET PRINCIPES

3.1 Détection des fuites par mesures de température

Les mesures réparties de température par fibre optique reposent sur un phénomène d'interaction lumière / matière, l'effet Raman, selon lequel l'amplitude de la composante Anti-Stokes (cf. Figure 2) d'une impulsion LASER rétrodiffusée est directement reliée à l'agitation thermique de la silice constitutive d'une fibre optique. En adaptant les caractéristiques d'un réflectomètre optique traditionnellement utilisé pour analyser la qualité des lignes de télécommunication, il a été possible, dans la fin des années 1980, de mettre au point des interrogateurs Raman [3], appareils capables de transformer un vecteur de données en un thermomètre capable de fournir une mesure de température tous les mètres le long de la fibre, avec une précision de 0,1°C près et un pas de temps de mesure minimum de l'ordre de la dizaine de minutes.

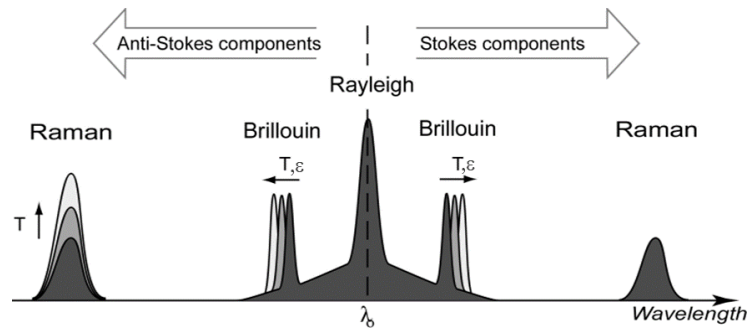


Figure 2 : Spectre d'énergie rétrodiffusé analysé par l'interrogateur opto-électronique

Les mesures de température sont connues depuis plusieurs décennies comme une méthode efficace pour détecter des fuites dans les ouvrages en remblai. Comme l'illustre la Figure 3 ci-dessous, une fuite au sein d'un ouvrage en remblai va correspondre à une zone de transfert de chaleur par convection, tandis que le reste du remblai restera soumis à une diffusion de la chaleur par conduction. Ces deux mécanismes très différents de transport de la chaleur conduisent à des variations de température entre la zone de fuite et le reste du remblai.

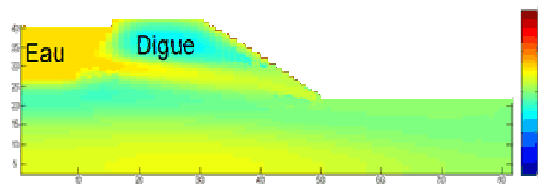


Figure 3 : Illustration de l'effet d'une fuite sur les températures au sein d'un ouvrage en remblai

Néanmoins, dès les premières expérimentations de détection de fuites à l'aide de mesures de température par fibre optique réalisées à partir de 1995, il est apparu que la visualisation de ces mesures brutes, seule, ne permettait pas, dans de nombreux cas, d'identifier correctement les fuites. De nombreux autres facteurs que les fuites influent en effet sur la température d'un sol et notamment, la nature géologique des grains de sol, la position de la fibre par rapport à l'air ou au réservoir amont, ou encore la proximité d'ouvrages traversant. Le développement de méthodes d'analyse des données de température par fibre optique s'est donc avéré très rapidement un enjeu majeur pour rendre cette technologie opérationnelle. Lorsqu'EDF a lancé son effort de R&D dans ce domaine en 2001, deux méthodes différentes de mode opératoire et d'analyse des mesures avaient déjà été développées : l'une en Suède, par Sam Johansson (Hydroresearch AB), appelée méthode passive, l'autre en Allemagne, par GTC Kappelmeyer et avec l'appui de l'Université Technologique de Munich, appelée méthode active.

La méthode passive développée par Sam Johansson (1997, [4]) repose sur l'analyse des variations annuelles des signaux de température mesurés. L'amplitude et la phase des signaux de température de l'eau et du point de mesure dans l'ouvrage sont utilisées pour quantifier la vitesse des écoulements. Cette méthode ne prend en compte que l'influence de la température de l'eau. Elle n'est utilisable que dans une zone qui n'est pas influencée par la température de l'air et qui est traversée par un écoulement. Cette méthode repose sur le principe que l'amortissement et le retard entre le signal de température de l'eau du réservoir et celui du point de mesure dans l'ouvrage dépendent de la vitesse de fuite.

L'approche du temps retard consiste à calculer la vitesse de diffusion de l'onde thermique, V_t , définie comme :

$$V_t = \frac{x}{\Delta t}$$

avec :

x : la distance séparant le réservoir du point de mesure dans l'ouvrage ;

Δt : le déphasage entre le signal de température de l'eau et celui du point de mesure.

A partir de cette vitesse de diffusion de l'onde thermique, l'on peut déterminer la vitesse de fuite (vitesse de Darcy), V_D , par la relation :

$$V_D = V_T \frac{(\rho c_p)_s}{(\rho c_p)_w}$$

avec :

$(\rho c_p)_s$ [Jm⁻³K⁻¹], la capacité calorifique volumique du sol saturé ;

$(\rho c_p)_w$ [Jm⁻³K⁻¹], la capacité calorifique volumique de l'eau.

L'approche des amplitudes est basée sur une modélisation simplifiée des échanges thermo-hydrauliques à l'intérieur de la zone de fuite. Elle fournit une relation sous forme d'abaque entre une variation d'amplitude de la température normalisée (T') et un débit de fuite adimensionnel (x').

$$T' = \frac{T^{\max} - T^{\min}}{T_w^{\max} - T_w^{\min}} \quad x' = \frac{ax}{V_t H^2}$$

avec :

$T^{\max} - T^{\min}$: l'amplitude du signal de température dans la zone de fuite ;

$T_w^{\max} - T_w^{\min}$: l'amplitude annuelle des variations de température du réservoir ;

x : l'abscisse du point considéré ;

H : la hauteur de la couche d'écoulement ;

a = la diffusivité du sol ;

V_t : la vitesse de propagation du front thermique.

Estimant H et connaissant T' d'après les mesures de température, x' est estimé d'après l'abaque représentée sur la Figure 4 et la vitesse d'écoulement de fuite est déduite de x' .

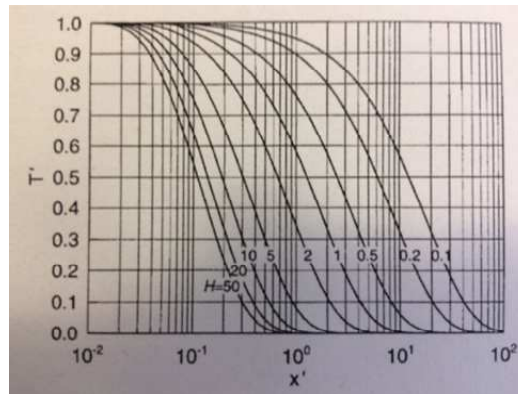


Figure 4 : Abaque de l'approche des amplitudes (S. Johansson, 1997, [4])

La méthode active repose sur le principe de chauffer la fibre optique à l'aide de câbles de cuivre traversés par un courant électrique (cf. Figure 5), pendant environ 1 à 2 heures. La puissance de chauffe est voisine de 10W/m.

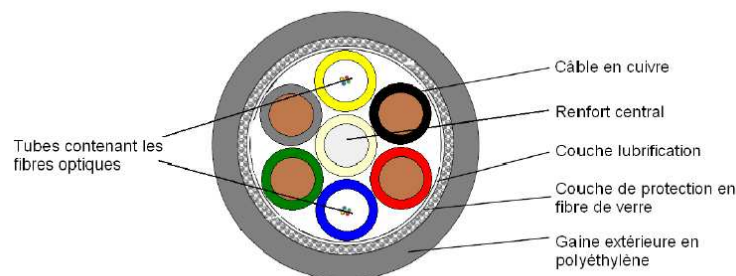
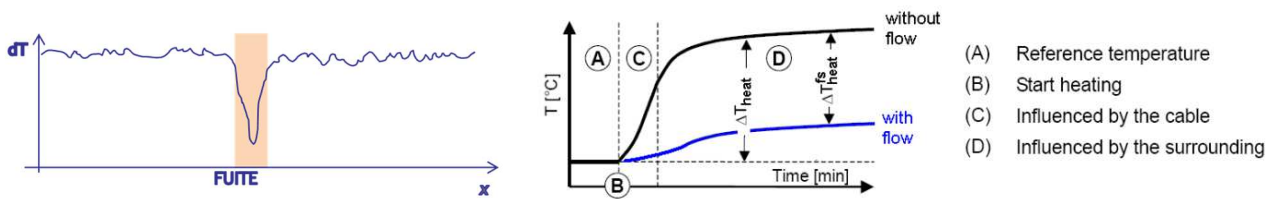


Figure 5 : Vue en coupe d'un câble utilisé pour la méthode active

Si le câble optique intercepte une fuite, la convection générée par celle-ci va entraîner une moindre élévation de la température, comme l'illustrent les Figures 6 et 7.



Figures 6 et 7 : Profils de température longitudinaux et temporels obtenus par la méthode active

L'interprétation de la méthode active pour la détection des fuites repose simplement sur la comparaison des valeurs de ΔT mesurées avec une valeur de ΔT de référence, déterminée à l'aide d'une fuite artificielle et contrôlée, provoquée lors de la mise en service de l'installation dans l'ouvrage. Le rayon de détection des fuites autour du câble optique, à l'aide de cette méthode, est de l'ordre de 15 à 20 cm.

Les travaux de développement de cette méthode menés à l'Université Technologique de Munich [5] ont montré qu'il était également possible de quantifier la vitesse d'écoulement de fuite, à condition de bien connaître les propriétés thermiques des matériaux qui se trouvent autour du câble optique, grâce à une relation entre l'écart de température et la vitesse d'écoulement, pour une gamme de vitesses comprises entre 10^{-5} et 10^{-3} m/s, comme le montre la Figure 8.

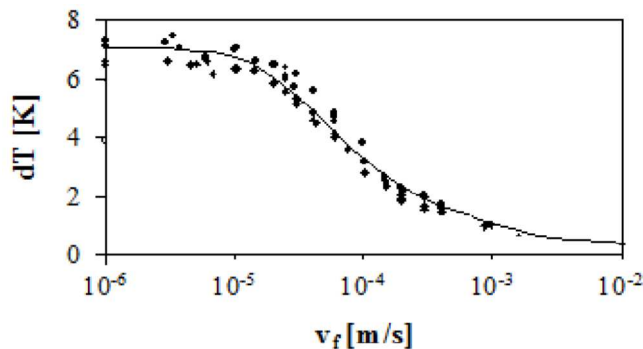


Figure 8 : Relation entre élévation de la température et vitesse d'écoulement de fuite (d'après [5])

La méthode passive développée par Sam Johansson comme la méthode active de GTC Kappelmeyer présentait des limites d'utilisation qui ont conduit EDF à lancer dès 2001 des développements de nouvelles méthodes d'analyse des données de température par fibre optique. Concernant la méthode passive de Sam Johansson, sa principale limite est que la mesure de température effectuée au sein de l'ouvrage ne doit pas être influencée par la température de l'air. Si cette méthode est bien adaptée à des mesures de température dans des piézomètres ou en pied de talus aval de l'ouvrage, lorsque la nappe est affleurante, elle devient en revanche très difficilement utilisable lorsque la nappe est profonde. Concernant la méthode active, sa principale limite est la puissance électrique qu'elle nécessite : une puissance de 10 W/m rend cette méthode difficilement opérante sur des linéaires d'ouvrage d'une dizaine de km ou plus. EDF a conduit le développement de ses méthodes d'analyse des données de température selon trois approches différentes, qui ont chacune conduit au développement d'un modèle opérationnel :

- une approche physico-statistique, qui a conduit au modèle MORITO (MOdélisation de la Réponse Impulsionnelle de la Température des Ouvrages) ;
- une approche de traitement du signal, qui a conduit au modèle AJOUT (Analyse JOurnalière de la Température des ouvrages) ;
- une approche physique, qui a conduit au modèle DIGOMATIC.

Le modèle MORITO repose sur l'approche de la Réponse Impulsionnelle [6]. Ce modèle calcule la température que mesurerait la fibre si le transfert de chaleur au sein de l'ouvrage n'était gouverné que par le phénomène de conduction, à partir de paramètres d'atténuation et de déphasage définis a priori et des conditions aux limites de température de l'air et de l'eau. L'écart tout au long de la fibre entre la température ainsi calculée et celle effectivement mesurée par la fibre est ensuite déterminé. Ensuite, le modèle MORITO opère un ajustement statistique des paramètres d'atténuation et de déphasage pour minimiser cet écart. Cet ajustement s'effectue à l'aide d'une chronique d'au moins 6 mois de mesures. L'interprétation des résultats de ce modèle repose sur la fixation

d'un critère de détection absolu sur l'écart calculé. La détermination de ce critère de détection est propre à chaque ouvrage et s'effectue après une période d'apprentissage d'au moins deux années (soit deux cycles saisonniers complets). La validité de cette période d'apprentissage dépendra de la présence de fuites au cours de cette période.

Le modèle AJOUT repose sur une méthode avancée de traitement du signal en deux étapes : suppression des sources d'information indésirables comme la fluctuation thermique journalière par Décomposition en Valeurs Singulières (plus connue sous le nom de méthode SVD, ou Singular Value Decomposition) (cf. [7]) puis détection localisée d'anomalies par analyse de dissimilarité entre les résidus, en chaque localisation, sur un historique compris entre 12 et 24h de données. Si les dissimilarités calculées pour un ou plusieurs points de mesure voisins sont élevées, cela signifie que l'évolution de la température est singulière en comparaison aux nombreux autres points de la zone d'auscultation concernée : un écoulement perturbé peut être localement le comportement thermique de l'ouvrage. Il est important de noter que cette méthode n'est intrinsèquement applicable que pour la détection de fuites localisées et qu'elle ne présente pas de bons résultats pour les ouvrages très fuyards. La méthode de détection en elle-même repose sur la détermination d'un seuil de dissimilarité absolu, réponse du modèle AJOUT à une fuite artificielle à débit contrôlé, générée dans le cadre d'un essai d'injection artificielle. Ce seuil permet une première estimation de l'importance des fuites sur l'ensemble du linéaire. D'autres seuils peuvent éventuellement être calés a posteriori après des événements de fuite survenus sur l'ouvrage dans le but d'affiner l'estimation de l'importance des phénomènes, sans toutefois permettre de les quantifier précisément. Avec des profils spatiaux (Figure 9) ou temporels de dissimilarité, une surveillance en relatif des évolutions est également possible.

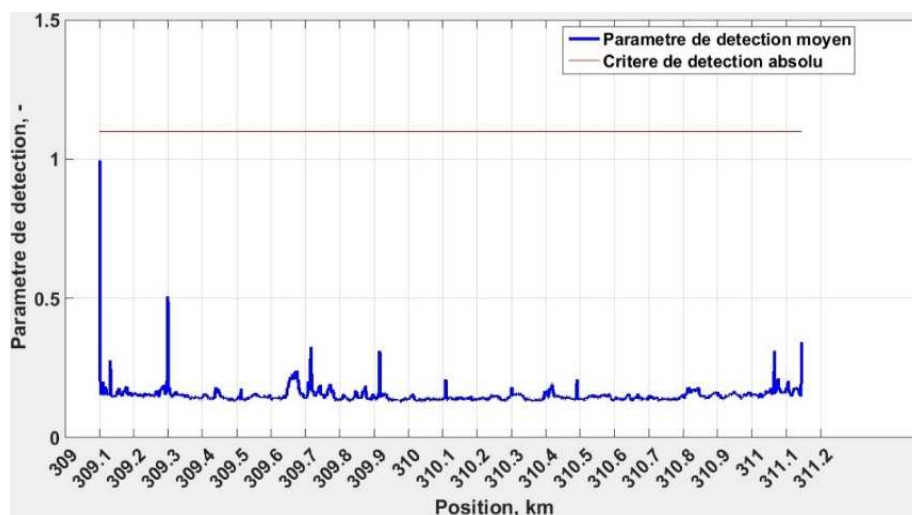


Figure 9 : Profil longitudinal de dissimilarité calculé par AJOUT sur un tronçon de digue

Le modèle DIGOMATIC est basé sur une modélisation couplée thermo-hydraulique de l'ouvrage en remblai et de sa fondation (cf. [8]). Il effectue un calcul déterministe 1D de la température à la position de la fibre optique en fonction du temps, en représentant les influences de la température de l'air et/ou de la température du réservoir. Il prend une hypothèse sur la perméabilité de la zone de fuite en cas de prise en compte de l'influence du réservoir (cf. Figure 10).

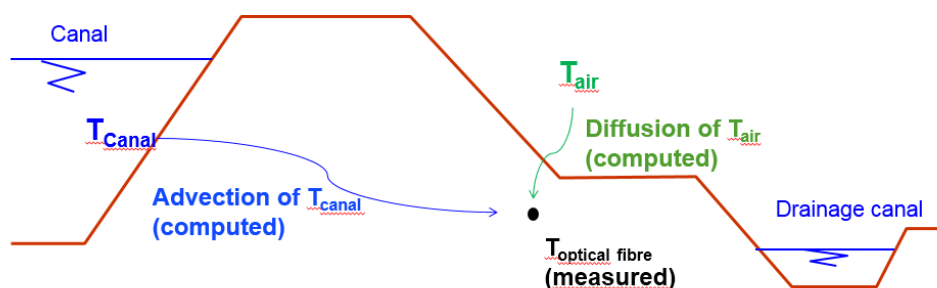


Figure 10 : Modélisation physique représentée dans le modèle DIGOMATIC

L'interprétation des résultats s'effectue en comparant les chroniques de température mesurées par la fibre optique et calculées par le modèle. Sur l'exemple illustré par la Figure 11, la température mesurée par la fibre (courbe rouge) est mieux approchée par la modélisation représentant une fuite de 2.10^{-5} m/s (courbe bleue) que par la modélisation représentant la diffusion de la température de l'air (courbe verte).

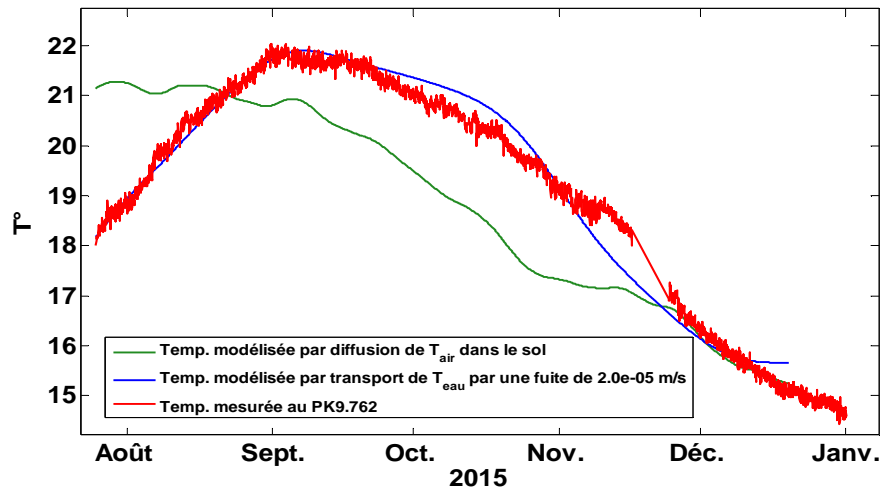


Figure 11 : Exemple de comparaison de mesures et de modélisation DIGOMATIC

Pour toutes ces méthodes passives (basées sur l'analyse des mesures de température naturelle de la fibre), le rayon de détection des fuites autour du câble optique est de l'ordre de 1 m.

3.2 Quantification des déformations

Les mesures réparties de déformation par fibre optique reposent sur l'effet Brillouin, selon lequel une déformation de la fibre optique génère un décalage en fréquence des raies Brillouin, dans le spectre d'énergie rétrodiffusé qui est analysé par l'interrogateur opto-électronique (cf. Figure 2). Ce décalage en fréquence est proportionnel à la déformation et à la température de la fibre, selon la relation suivante :

$$\Delta\nu_{FO} = C_{\varepsilon_{FO}} \times \varepsilon_{FO} + C_{T_{FO}} \times \Delta T_{FO}$$

avec :

$\Delta\nu_{FO}$: le décalage en fréquence de la raie Brillouin, mesuré par l'interrogateur opto-électronique, auquel est associée une abscisse longitudinale le long de la fibre optique, déterminée par le temps de trajet aller-retour du signal lumineux dans la fibre ;

$C_{\varepsilon_{FO}}$ et $C_{T_{FO}}$: constantes propres à la fibre optique ;

ε_{FO} : déformation de la fibre optique (exprimée en $\mu\text{m}/\text{m}$) ;

ΔT_{FO} : variation de température subie par la fibre optique.

Les interrogateurs Brillouin permettent actuellement de déterminer la déformation de la fibre tous les mètres, avec une précision de 50 $\mu\text{m}/\text{m}$ et une portée de 20 km, mais nécessitent une mesure complémentaire de température avec une exactitude de 0.1° C offerte par un système fibre optique Raman par exemple. Comme le montre la Figure 12, avec une zone de compression encadrée par deux zones de traction sur les bords, la signature d'un fontis à partir de mesures de déformation, est en effet facilement identifiable dès +/- 50 $\mu\text{m}/\text{m}$ lorsque l'ouvrage est à température relativement constante.

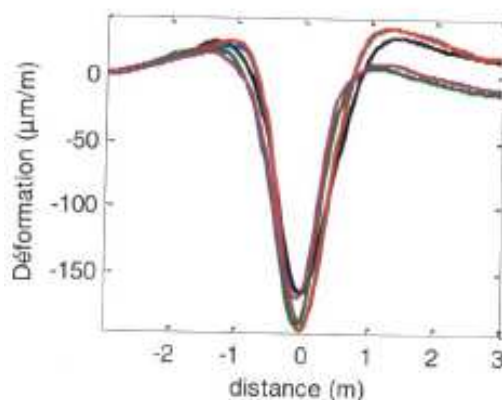


Figure 12 : Signature d'un fontis sur une mesure de déformation

Sans correction thermique, compte-tenu de la signature caractéristique de fontis et des variations de températures souvent faibles au lieu d'implantation du câble à fibres optiques, on estime qu'un fontis générant des déformations de +/- 500 µm/m est détectable sans ambiguïté.

Il faut par contre noter que la principale grandeur physique utilisée pour analyser le comportement mécanique des ouvrages hydrauliques en remblai n'est pas la déformation mais le déplacement (déplacement horizontal ou déplacement vertical, appelé alors tassement, généralement exprimé en mm). L'utilisation des mesures de déformation par fibre optique pour déterminer des tassements n'est pas encore opérationnelle et fait l'objet de travaux de recherche. Néanmoins, les mesures de déformation seules peuvent déjà renseigner utilement sur certains mécanismes en cours au sein de l'ouvrage, notamment les fontis.

Sans être capables de mesurer directement les tassements induits par la formation d'un fontis, les mesures Brillouin par fibre optique sont ainsi capables d'identifier, grâce aux seules mesures de déformation, l'apparition d'un tel phénomène.

4 RETOUR D'EXPERIENCE D'EDF APRÈS 17 ANS DE DEVELOPPEMENTS

4.1 Quelles applications pour la surveillance par fibre optique ?

Les différentes applications de la surveillance par fibre optique des ouvrages hydrauliques en remblai sont les suivantes :

1. la surveillance périodique long-terme des fuites ;
2. la surveillance sur aléa, qui peut comprendre les cas suivants :
 - a. fuites survenant en situation normale d'exploitation ;
 - b. fontis survenant en situation normale d'exploitation ;
 - c. surveillance des fuites en crue et post-crue ;
 - d. surveillance des fuites post-séisme.

Sur les ouvrages existants, la surveillance périodique long-terme des fuites par fibre optique permet de compléter le système d'auscultation conventionnel lorsqu'il s'avère insuffisant pour surveiller les pathologies identifiées dans l'EDD ou l'étude d'évaluation de la sûreté. Sur les ouvrages neufs, cette surveillance par fibre optique s'intègre dès la conception au système d'auscultation de l'ouvrage. En contribuant à l'analyse du comportement hydraulique (mesures de température) ou du comportement mécanique (mesures de déformation) sur le long terme, la surveillance par fibre optique contribue à l'analyse de la performance des étanchéités à masque amont et à l'analyse du risque d'érosion interne à cinétique lente pour tous les types de remblai.

Lorsqu'un aléa de type fuite se produit sur un ouvrage en situation durable d'exploitation, la surveillance par fibre optique permet d'apporter une information complémentaire aux examens visuels pour mieux suivre et interpréter l'évolution de la fuite et mieux anticiper les actions adaptées. D'autre part, la surveillance par fibre donne également les moyens d'informer l'exploitant de la survenue d'une fuite avec un pas de temps plus rapproché que la périodicité des examens visuels et de détecter des fuites pas toujours décelables visuellement.

La surveillance des déformations par fibre optique permet à l'exploitant ou au gestionnaire de se donner les moyens de détecter de manière précoce la formation d'un fontis pouvant déboucher sur la crête de l'ouvrage, avant même qu'il ne soit détectable visuellement.

La surveillance des fuites par fibre optique en crue et post-crue permet de surveiller l'ouvrage de manière complète sur tout son linéaire lorsqu'il est le plus vulnérable vis-à-vis du risque d'érosion interne. Elle fournit une information précise sur la localisation des fuites et sur l'évolution temporelle de l'emprise spatiale des fuites au cours de la crue et post-crue.

En situation post-sismique, la surveillance des fuites par fibre optique permet d'être en capacité de détecter de manière précoce et de localiser précisément une fuite se produisant sur un ouvrage ayant subi une rupture de son étanchéité (ouverture du masque amont, cisaillement du noyau).

4.2 Où positionner la fibre dans l'ouvrage ?

Pour définir où positionner la fibre dans l'ouvrage, le principe de base consiste tout d'abord à définir quel type de fuite ou de fontis l'on voudrait être en mesure de détecter. Ceci implique une connaissance et une compréhension des mécanismes hydrauliques, d'érosion, ou des processus mécaniques qui peuvent siéger dans l'ouvrage. Cette compréhension des mécanismes doit ensuite conduire à leur représentation simplifiée, à l'aide de modèles géométrique, géologique, hydraulique et thermique de l'ouvrage. Ces modèles de l'ouvrage incluant le désordre que l'on souhaite pouvoir détecter sont nécessaires pour vérifier a priori, en phase de conception de l'installation fibre optique, que les méthodes d'analyse des données seront bien capables de détecter les défauts redoutés.

Pour la surveillance des fuites, la localisation la plus fréquente de la fibre optique est en arrière de l'étanchéité, au niveau du point bas du système de drainage, ou au niveau du point le plus probable de sortie des fuites, soit fréquemment en pied de talus aval. Pour la surveillance des fontis, la localisation la plus fréquente est la crête du remblai. Néanmoins, la localisation de la fibre va dépendre s'il s'agit d'une installation sur un ouvrage neuf ou existant, du type d'étanchéité et du type de pathologie à détecter. Le Tableau 1 ci-dessous résume les différentes localisations possibles en fonction du type d'ouvrage, neuf ou existant et du type d'étanchéité, pour un objectif de détection des fuites.

Type d'étanchéité	Ouvrage existant	Ouvrage neuf
Masque amont (BC, BB, GMB)	Au pied de la couche drainante en arrière du masque étanche (surveillance de la performance de l'étanchéité). En pied de talus aval, dans une tranchée peu profonde (si risque d'érosion interne après rupture de l'étanchéité)	En plus des localisations pour ouvrages existants, interface remblai/fondation, voire à mi-hauteur dans le corps du remblai et le long des appuis de rive.
Remblai homogène sans étanchéité distincte	En pied de talus aval, dans une tranchée peu profonde, ou en pied du système de drainage, si existant.	En plus des localisations pour ouvrages existants, interface remblai/fondation, voire à mi-hauteur dans le corps du remblai et le long des appuis de rive.
Remblai zoné	En pied de talus aval, dans une tranchée peu profonde, ou en pied du système de drainage, si existant. Possibilité d'associer à ce dispositif des profils verticaux espacés le long du pied aval pour les grands barrages.	Dans le filtre/drain en aval du noyau, à différentes altitudes. Le long des appuis de rive et dans des profils verticaux répartis le long du pied aval pour surveiller la fondation.

Tableau 1 : Localisations de la fibre dans l'ouvrage pour la surveillance des fuites

4.3 Quel type de méthode d'analyse utiliser ?

Pour la surveillance des fuites, le retour d'expérience d'EDF montre qu'hormis des cas rares de fuite importante qui génère un contraste thermique très élevé (plusieurs degrés), la visualisation directe des températures brutes mesurées le long de la fibre par l'interrogateur n'est pas suffisante. Le recours à des méthodes d'analyse des données de température, reposant à la fois sur des bases théoriques solides et sur une validation éprouvée pendant plusieurs années sur des ouvrages réels, s'avère nécessaire dans la grande majorité des applications.

La méthode active est la mieux adaptée lorsque la fibre optique est localisée tout près du réservoir d'eau amont : c'est le cas des ouvrages à étanchéité par un masque amont. Elle est également bien adaptée lorsque l'échelle de temps du chargement hydraulique est très courte : c'est le cas par exemple des phases de mise en eau ou de remise en eau d'un canal. Cette méthode peut s'avérer également pertinente pour la surveillance des fuites d'un ouvrage en remblai de faible linéaire (petit barrage réservoir par exemple). En revanche, le recours à une source électrique importante ne rend pas cette méthode adaptée à la surveillance des ouvrages de grand linéaire, car elle nécessiterait la mise en place d'une installation électrique complexe et coûteuse y compris en matière de prévention du risque électrique, ni à la surveillance sur aléa crue ou post-séisme, du fait des risques de dysfonctionnement et du manque de robustesse potentiel liés à la plus grande complexité de l'installation.

La méthode passive de Sam Johansson est bien adaptée aux situations qui respectent sa principale limite d'utilisation, à savoir que les points de mesure de température ne soient pas influencés par la température de l'air et soient immergés dans la nappe. Si cette hypothèse est facilement vérifiée dans le Nord de l'Europe, c'est en revanche rarement le cas en France et dans les pays méridionaux en général. En revanche, cette méthode est très utile lorsque les mesures de température sont effectuées dans des piézomètres.

Le modèle EDF AJOUT, basé sur une approche de traitement du signal, s'est avéré performant à la fois pour des applications à échelle de temps longue (surveillance long-terme) et à échelle de temps courte (surveillance sur aléa : crue, post-crue, post-séisme). Son utilisation sur différents types d'ouvrages depuis plusieurs années montre qu'il est bien adapté à la détection d'écoulements de fuite significatifs qui apparaissent soudainement (fuite apparaissant soudainement dans un remblai sec par exemple), alors qu'il est moins performant pour détecter des écoulements faibles mais réguliers et relativement continus au cours du temps (écoulements réguliers dans la fondation par exemple). La facilité de déploiement de cette méthode, le fait qu'elle nécessite peu d'informations complémentaires en entrée sur l'environnement de la mesure et son automatisation en font une méthode particulièrement adaptée en surveillance opérationnelle, lorsqu'il s'agit de détecter et localiser au plus vite des changements majeurs.

Le modèle EDF MORITO, basé sur une approche physico-statistique, est bien adapté seulement aux applications de surveillance long-terme. Le modèle EDF DIGOMATIC est utilisé principalement en deuxième approche, après avoir mis en œuvre AJOUT et/ou MORITO, pour mieux comprendre et interpréter, si nécessaire, une anomalie thermique. En outre, il présente le grand intérêt de pouvoir estimer la vitesse d'écoulement de fuite (vitesse moyenne à travers une section transversale du remblai), qui constitue une donnée d'entrée importante pour le diagnostic du risque d'érosion interne.

4.4 Quel intérêt pour la sûreté et la performance ?

Les matériels et méthodes en lien avec la technologie fibre optique sont à présent suffisamment matures pour répondre à des besoins de localisation et d'estimation rapides des désordres sur les ouvrages :

- dans le cadre d'une surveillance long-terme, une localisation précise des zones de fuite permet au maître d'ouvrage d'optimiser ses travaux de maintenance, en ne réparant efficacement que les zones de l'ouvrage qui le nécessitent et en évitant des coûts de travaux inutiles.
- dans le cadre d'une surveillance sur aléa, crue ou post-séisme, la surveillance des fuites par fibre optique n'a aujourd'hui toujours pas d'équivalent en matière de technologies d'auscultation des ouvrages de grand linéaire, pour localiser les fuites de manière précoce et se donner ainsi les moyens de limiter le risque du développement irréversible d'une fuite vers un renard hydraulique et une brèche.

L'exploitation expérimentale de dispositifs fibre optique sur 4 sites (longueur totale auscultée de 42 km) et sur des durées de plusieurs années, a mis en évidence que ces systèmes utilisés en complément des systèmes conventionnels répondent à présent pleinement aux objectifs de surveillance de la performance d'une étanchéité amont, du risque d'érosion interne à cinétique lente ou à cinétique rapide. Les principaux résultats de cette expérience sont les suivants :

- systèmes de mesure globalement fiables : aucun vieillissement prématuré des capteurs à fibres optiques, même pour les parties les plus exposées, en accord avec les retours d'expérience du secteur des télécommunications, durée de vie de l'interrogateur installé dans un local technique avoisinant 7 ans qui pourrait être étendue au minimum à 15 ans (changements de matériels évités dans une logique de gestion de parc). Le temps moyen entre opérations de maintenance est de l'ordre de 3,5 ans. Ces opérations sont dues à des pannes de nature variées, dont 50% sont complètement indépendantes de la technologie fibre optique : défaut d'alimentation par orage sur les sites les plus exposés, ou carte graphique de matériel de mesure par exemple. Ces pannes n'ont ni altéré la qualité des mesures, ni généré des indisponibilités supérieures à une semaine (qui était une exigence métier en phase expérimentale).

- détection de l'ensemble des fuites artificielles (1l/mn pendant 12 h) dans 3 ouvrages équipés d'un dispositif d'injection, avec un rapport signal (fuite) sur bruit (absence de fuite) toujours supérieur à 5 et une détection automatique garantie par l'ensemble des méthodes passives,
- identification de la position spatiale des fuites au mètre près, avec une incertitude maximale de 2 mètres sur son étendue réelle,
- détection de 100% des fuites les plus significatives. Les phénomènes de moindre ampleur génèrent un taux cumulé de 15% de sur ou sous-détection en comparaison aux références d'auscultation conventionnelle. Ces écarts s'expliquent pour la plupart par des incertitudes sur le rayon de détection dépendant du type de sol (portée trop limitée ou au contraire détection de fuites distantes que le système ne devrait en théorie pas détecter), par des infiltrations d'eau de pluie, par des singularités de terrain ou par des petits phénomènes localisés que les matériels classiques ne permettent pas de mettre en évidence (ex : hypothèse d'un léger décolmatage local d'un parement amont vérifiée par modélisation numérique). Il est important de noter que les références prises pour comparaison présentent également des incertitudes.
- pour les méthodes passives ayant recours à des intercomparaisons (MORITO, DIGOMATIC), possibilité de suivi annuel de l'évolution temporelle des fuites en relatif, même dans le cas où la température de l'ouvrage avoisine celle de l'eau grâce à une intercomparaison des déphasages de signaux en chaque point.
- estimation rapide des débits de fuite localisés mais avec de possibles erreurs sur la quantification pouvant atteindre un facteur 10 : sous-estimation d'une fuite distante ou diffuse ou sur estimation liée aux hypothèses prises pour les modèles. Actuellement, la fibre optique donne accès à l'ampleur d'un comportement singulier sans toutefois offrir la précision d'un système conventionnel positionné à l'endroit de la fuite.

On le voit, ni des piézomètres espacés de plusieurs centaines de mètres, ni des mesures intégratrices de débit sur plusieurs centaines de mètres ne peuvent offrir des informations de localisation et d'étendues des fuites aussi riches que les capteurs à fibre optique. La rapidité d'acquisition de l'information fait également de la fibre optique une technologie de choix pour appréhender les situations post-crue ou post séisme.

4.5 Quel intérêt financier ?

Le retour d'expérience d'EDF sur les coûts de conception, réalisation et d'exploitation des installations de surveillance par fibre optique conduit aux éléments chiffrés présentés ci-après. Ces coûts reflètent une variété d'ouvrages (différents types d'étanchéité : masque amont, noyau, remblai homogène) et de conditions de réalisation (dans le cadre de travaux de confortement structurels ou non). Ils correspondent également à des ouvrages opérés par différents maîtres d'ouvrage français.

Les coûts de conception et réalisation des installations varient de 30 k€/km à 100 k€/km. Ces variations s'expliquent par le linéaire de l'installation (les coûts fixes tendent à augmenter les coûts au km des petits linéaires), le contexte de la réalisation de l'installation (dans le cadre d'un confortement structurel de l'ouvrage ou non), le degré d'intégration amont de l'installation de surveillance par fibre optique dans la conception du confortement ou du projet neuf, et enfin, le niveau d'exigence du client (procédures, sécurité, type de câble, etc.). L'investissement d'une installation de surveillance par fibre optique peut ainsi être rentabilisé sur une période de plusieurs décennies (20 à 30 ans).

Pour un ouvrage de 10 km de longueur, le coût d'exploitation et de maintenance annuelle de l'installation de surveillance fibre optique est de l'ordre de 20 k€.

Pour les ouvrages en remblai soumis à des aléas crue et/ou séisme et présentant un risque de rupture par érosion interne associé à de forts enjeux sûreté à l'aval, le coût d'une installation de surveillance par fibre optique est donc justifié.

Pour tous les projets d'ouvrage hydraulique en remblai neuf, pour lesquels les enjeux sûreté à l'aval sont significatifs, la réalisation d'une installation de surveillance des fuites par fibre optique est recommandée, dans la mesure où son coût est marginal par rapport au coût total du projet et où les gains apportés en matière d'auscultation seront importants.

5. CONCLUSION

La surveillance des fuites par fibre optique a été développée pour répondre au besoin d'améliorer les moyens d'auscultation des fuites et du risque d'érosion interne dans les ouvrages en remblai. Les technologies de mesure par fibre optique ont également montré l'intérêt des mesures réparties de déformation pour la détection précoce des fontis. Le retour d'expérience acquis par EDF après 17 ans de développements et de mises en œuvre sur différents ouvrages en remblai montre l'importance d'utiliser des méthodes performantes et bien validées pour le traitement des données de température mesurées par la fibre. En fonction du type d'ouvrage et de l'objectif de surveillance poursuivi, la bonne localisation de la fibre optique au sein de l'ouvrage et l'emploi d'une méthode d'analyse des données adaptées forment un tout qui conditionne l'efficacité de l'installation. Pour tout projet d'ouvrage en remblai neuf présentant des enjeux de sûreté significatifs à l'aval, l'emploi de cette technologie est largement justifiée économiquement. Pour les ouvrages existants, le choix se fera en fonction de l'analyse du risque d'érosion interne, des enjeux de sûreté à l'aval et de l'échelle de temps que se donne le maître d'ouvrage pour ses analyses économiques.

RÉFÉRENCES ET CITATIONS

- [1] Lopez, D., Aufleger, M. (2017), "Assesment of a embankment dam break warning system based on historical dam failures", Long-Term Behaviour and Environmentally Friendly Rehabilitation Technologies of Dams, Teheran.
- [2] Aufleger, M., Dornstädter, J., Fabritius, A., Strobl, Th. (1998). Fibre optic temperature measurements for leakage detection - applications in the reconstruction of dams. 66th ICOLD annual meeting, New Delhi, pp. 181-189, International Comission on Large Dams, Paris.
- [3] Dakin, J.P., Pratt, D.J., Bibby G.W. and Ross, J.N. "Distributed optical fibre Raman temperature sensor using a semiconductor light source and detector" in Electronics Letters, vol. 21, no. 13, pp. 569-570, June 20 1985. doi: 10.1049/el:19850402
- [4] Johansson, S. (1997). *Seepage monitoring in embankment dams*. Thèse de doctorat, KTH, Stockholm.
- [5] Perzmaier, S. (2007). *Verteilte Filtergeschwindigkeitsmessung in Staudämmen*. Thèse de doctorat, TU München, Munich.
- [6] Vedrenne, C., Fabre, J-P., Courivaud, J.-R. et Fry, J.-J. (2009). *Détection et quantification des fuites par thermométrie distribuée le long d'une fibre optique*. Q1. R42. Vingt troisième congrès des Grands Barrages, Brésil. CIGB.
- [7] Khan, A.A., Vrabie, V., Mars, J.I., Girard, A. et d'Urso, G. (2008). A source separation technique for processing of thermometric data from Fiber-Optic DTS measurements for water leakage identification in dikes. Sensors Journal, IEEE, 8(7):1118-1129.
- [8] Kerzalié, S. (2013). Estimation des debits de fuites dans les digues en terre par thermométrie. Thèse de doctorat, université de Lorraine.

EXPLOITATION D'UN SYSTEME D'AUSCULTATION INCLUANT UNE SURVEILLANCE PAR FIBRE OPTIQUE DES DIGUES DU RHIN ENTRE STRASBOURG ET IFFEZHEIM

Operation of a monitoring system including fiber optics on the Rhine levees between Strasbourg and Iffezheim

Cyril GUIDOUX¹, Jean-Robert COURIVAUD², Fanny DUBIÉ², Vincent SPEISSER³

¹ GeophyConsult, 159 quai des Allobroges, 73000 CHAMBERY, cyril.guidoux@geophyconsult.com

² EDF CIH Savoie Technolac 73373 LE BOURGET DU LAC, jean-robert.courivaud@edf.fr, fanny.dubie@edf.fr

³ Voies Navigables de France, 4 quai de Paris, 67000 STRASBOURG, vincent.speisser@vnf.fr

MOTS CLÉS

Sûreté, surveillance, digue de canalisation, remblai, érosion interne, fuite, crue, temps réel.

IFFEZHEIM, GAMBSHEIM.

RÉSUMÉ

EXPLOITATION D'UN SYSTEME D'AUSCULTATION INCLUANT UNE SURVEILLANCE PAR FIBRE OPTIQUE DES DIGUES DU RHIN ENTRE STRASBOURG ET IFFEZHEIM

En 2010, Voies Navigables de France (VNF) a décidé de mettre en place sur les digues en rive gauche du Rhin au nord de Strasbourg, un système d'auscultation incluant une technologie innovante de surveillance des fuites par fibre optique développée par EDF / geophyConsult. Les objectifs du système d'auscultation des digues de Gamsheim (13 km) et Iffezheim (25 km) sont d'assurer le suivi de leur comportement, hydraulique et mécanique, sur le long-terme, mais également au cours d'aléas de type crue ou en situation post-sismique. Pour atteindre ces objectifs, le système d'auscultation comprend des mesures piézométriques et de niveau du Rhin (dispositif principal) ainsi que des mesures de température distribuées par fibres optiques, des mesures bathymétriques et des mesures topographiques (dispositif complémentaire). Les mesures de température distribuées ont pour objectif de détecter l'apparition de fuites significatives dans le remblai ou sa fondation et donc d'alerter de manière précoce sur le risque d'érosion interne. Les mesures piézométriques renseignent sur le risque d'instabilité par grand glissement et dans une moindre mesure, sur le risque d'érosion interne. Les mesures de niveau d'eau dans le Rhin, ont été positionnées sur chaque tronçon pour, permettre de déterminer précisément, par interpolation, le niveau d'eau dans le Rhin à tout moment le long des ouvrages.

L'article détaille l'exploitation de ce système d'auscultation, confiée au groupement EDF / geophyConsult en 2015 et renouvelée en 2017. En particulier, l'organisation mise en place en cas de crue (c'est-à-dire au-delà d'un débit de 2 100 m³/s à l'entrée du bief de Gamsheim) ou après un séisme – afin de pouvoir télécharger les données, les interpréter en temps réel et alerter le Maître d'ouvrage si nécessaire – est décrite. L'article présente les méthodes d'interprétation des données mises en œuvre, et l'ajustement des critères de détection réalisé durant la phase d'apprentissage du système, en 2015-2016. La mise en œuvre de cette organisation durant les crues du Rhin survenues en 2016 et 2017 (sur une durée totale de 32 jours) est détaillée. L'application des méthodes d'analyses aux données acquises en temps réel durant ces périodes, et la confrontation des résultats avec les inspections de terrain sont également présentées. L'article se conclut sur les apports du système de surveillance par fibre optique à l'auscultation de ces ouvrages.

ABSTRACT

OPERATION OF A MONITORING SYSTEM INCLUDING FIBER OPTICS ON THE RHINE LEVEES BETWEEN STRASBOURG AND IFFEZHEIM

In 2010, Voies Navigables de France (VNF) chose to deploy on the dikes on the left bank of the Rhine, north of Strasbourg, an innovative surveillance system using optical fiber implementing monitoring technologies developed by EDF / geophyConsult. The objectives of the monitoring system of the dikes Gamsheim (13 km) and Iffezheim (25 km) are to monitor their hydraulic and mechanical behavior in the long-term, but also during hazards like flood or seism. In order to achieve these objectives, the monitoring system includes piezometric and Rhine level measurements (main device) as well as temperature measurements distributed by optical fibers, bathymetric measurements and topographic measurements (complementary device). The purpose of distributed temperature measurements is to detect the occurrence of significant leaks in the embankment or its foundation and thus to warn early on the risk of internal erosion. The piezometric measurements provide information on the risk of instability by large slip and to a lesser extent on the risk of internal erosion. The water level measurements in the Rhine have

been positioned on each section to make it possible to precisely determine, by interpolation, the water level in the Rhine at any time along the structures.

The article details the exploitation of this monitoring system, entrusted to the EDF / geophyConsult group in 2015 and renewed in 2017. The organization set up in case of flood (that is to say beyond a flow of 2,100 m³ / s at the entrance to the reach of Gamsheim) or after an earthquake - in order to be able to download the data, interpret them in real time and alert the Client if necessary - is described. The article presents the methods of interpreting the data used, and the adjustment of the detection criteria carried out during the learning phase of the system, in 2015-2016. The implementation of this organization during the floods of the Rhine occurred in 2016 and 2017 (over a total duration of 32 days) is detailed. The application of the analysis methods to the data acquired in real time during these periods, and the comparison of the results with the field inspections are also presented. The article concludes with the contributions of the optical fiber monitoring system to the auscultation of these structures.

1. INTRODUCTION

1.1 Contexte

Voies Navigables de France, Direction Interrégionale de Strasbourg, a lancé mi-2007 un projet de diagnostic et d'instrumentation des digues de canalisation de la rive gauche du Rhin au niveau des biefs de Gamsheim et d'Iffezheim, visant à définir un dispositif d'auscultation permettant d'assurer une surveillance efficace de ces digues, afin de garantir la sécurité des personnes et des biens à l'aval des ouvrages, de s'assurer de leur pérennité et d'assurer la disponibilité de la voie d'eau. La maîtrise d'œuvre de ce projet a été confiée en 2010 au groupement SAFEGE/EDF/geophyConsult.

La première partie de ce projet a consisté à réaliser un diagnostic de sûreté des ouvrages, dont le linéaire total est de 38 km, à partir des données historiques et des rapports des études de reconnaissances préalables commanditées par VNF (reconnaisances géophysiques et géotechniques). Ces éléments ont conduit à la définition de l'architecture d'un nouveau dispositif d'auscultation adapté aux pathologies observées ou redoutées.

La seconde partie du projet a consisté à concevoir ce dispositif d'auscultation. L'installation de surveillance des fuites par fibre optique a fait l'objet d'une conception spécifique, avec la mise en œuvre d'une modélisation thermo-hydraulique aux éléments finis de la digue, selon différentes sections transversales, de manière à valider le positionnement de la fibre optique au sein des ouvrages [6]. Parallèlement à la réalisation de cette installation, en 2013 et 2014, une consigne de surveillance a été élaborée, qui décrit la structuration du système d'auscultation, l'organisation mise en place par VNF pour sa maintenance et son exploitation ainsi que l'organisation des examens visuels. Cette consigne de surveillance décrit en particulier les dispositions prises par VNF pour assurer une surveillance en crue, post-crue et post-séisme, reposant à la fois sur une analyse des données d'auscultation en quasi temps réel et sur des examens visuels.

1.2 Présentation des ouvrages

Les ouvrages équipés en 2013 et 2014 de ce système d'auscultation se composent des sections suivantes (Figure 1) :

- du PK 296,320 au 309,200 : 13,5 km de digue de canalisation en rive gauche du bief de Gamsheim,
- du PK 309,2 au 334 : 26 km de digue de canalisation en rive gauche du bief d'Iffezheim entre les PK 309,200 et 334 (axe du barrage d'Iffezheim)

Construites en 1974, ces digues de canalisation sont constituées de remblai sablo graveleux avec noyau limoneux, reposant sur une faible épaisseur de limon puis sur des alluvions sablo-graveleuses. Les ouvrages ont une hauteur maximale de 10 m environ pour une largeur en crête de 5.5 m et des fruits de 2/1 à 2.5/1, et sont de classe B au sens du décret n° 2015-526 du 12 mai 2015. On compte également, sur le bief d'Iffezheim, la digue tiroir séparant l'III et le Rhin à l'aval des écluses de Gamsheim entre les PK 309,200 et 311,100, non classée au sens dudit décret.

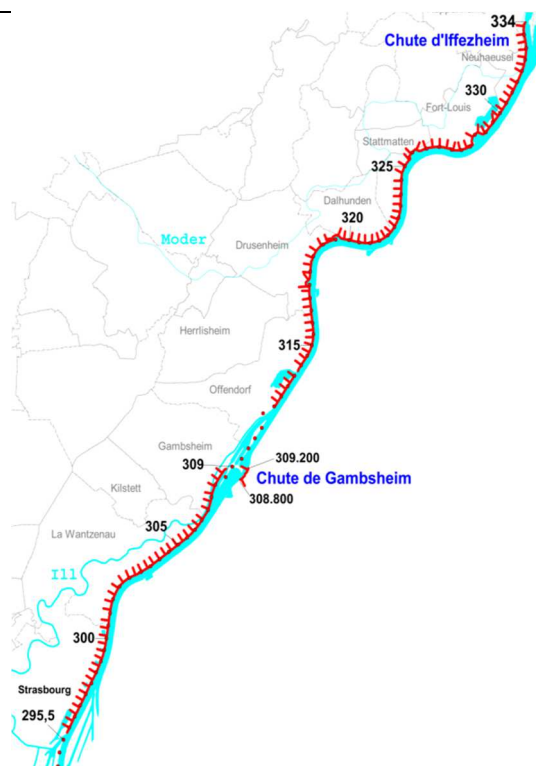


Figure 1 : Vue d'ensemble des biefs de Gamsheim et Iffezheim.

2. DESCRIPTION DU SYSTEME D'AUSCULTATION

2.1 Objectifs et conception du système d'auscultation

Le système d'auscultation a pour objectif principal de pouvoir renseigner le Maître d'Ouvrage à la fois sur le long terme et en quasi temps réel au cours d'aléa sur le comportement hydraulique des ouvrages au travers des données suivantes :

- des mesures de température qui renseignent sur la localisation de fuites au sein de l'ouvrage ou de sa fondation. Cette information est une donnée d'entrée importante pour évaluer le risque d'érosion interne ;
- des mesures piézométriques implantées dans l'ouvrage et dans la risberme aval, qui constituent des données d'entrée importantes pour évaluer les lignes de saturation dans le remblai et sa fondation (risque d'instabilité par grand glissement et le risque d'érosion interne) ;
- des mesures de niveau d'eau dans le Rhin, qui permettent de surveiller le chargement amont des digues.

A partir des conclusions du diagnostic de sûreté et après prise en compte des contraintes liées aux caractéristiques des écoulements et à la nature des fondations, le système d'auscultation par fibres optiques a été conçu pour détecter préférentiellement les fuites au contact remblai / fondation. Les simulations thermo-hydrauliques d'avant-projet ont en effet montré qu'il n'est pas possible de détecter avec la même fibre optique les fuites présentes à ce niveau et les fuites plus profondes situées au contact entre les couches d'alluvions limoneuses et d'alluvions graveleuses et qui débouchent dans le canal de drainage.

Pour détecter ces dernières, la fibre optique aurait dû être positionnée à 3 ou 4 m de profondeur sous la risberme aval, mais il n'était pas économiquement envisageable de creuser une tranchée d'une telle profondeur dans la nappe sur un linéaire de 38 km. En outre, l'enjeu sûreté le plus important est de détecter les fuites au plus proches du pied du remblai, celles plus profondes qui débouchent dans le contre canal présentant un enjeu plus faible.

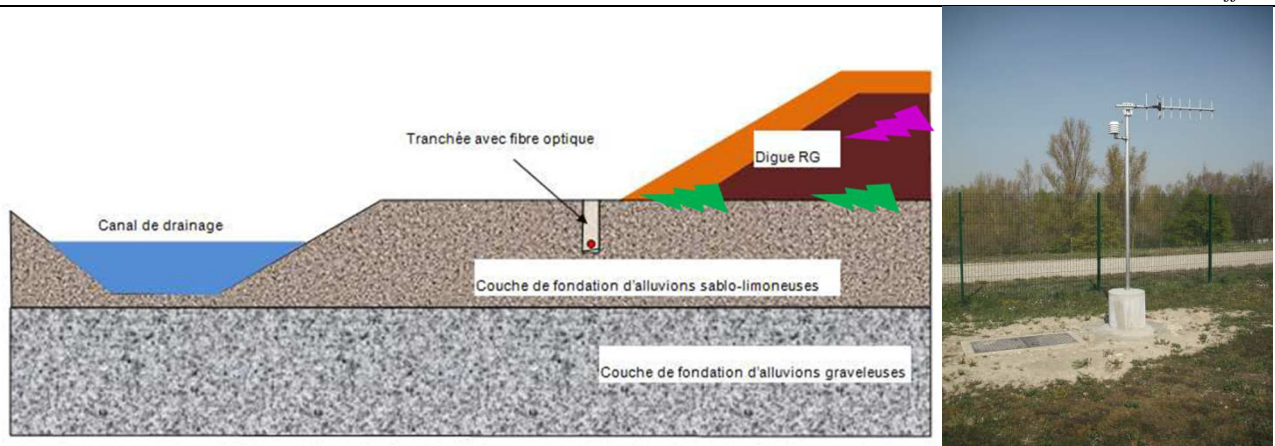


Figure 2 : Fibre optique installée en pied de digue (à gauche), et station de mesure de la température de l'air (à droite)

La localisation de la fibre optique au sein de l'ouvrage a été déterminée en appliquant la méthodologie EDF-geophyConsult de conception de tels systèmes, laquelle consiste à simuler les mesures de température que générerait la fibre optique – bruit de mesure compris – à l'emplacement où l'on souhaite l'installer, avec la prise en compte d'une anomalie de type fuite au sein de l'ouvrage, puis à vérifier à l'aide des modèles de traitement des données brutes de température par fibre optique qui ont été développés par EDF, que la fuite est bien détectée par au moins l'un des modèles.

L'application de cette méthodologie a permis de conclure qu'une fibre optique installée dans une tranchée peu profonde (1 m à 1,5 m de profondeur) creusée le long du pied du talus aval des digues serait en mesure de détecter des fuites traversant le noyau ou s'établissant à l'interface remblai-fondation pour un débit supérieur ou égal de $1 \times \text{min}^{-1} \times \text{m}^{-1}$. La conception du système de surveillance est décrite en détail dans [6].

2.2 Dispositif principal

Le système de surveillance mis en service en 2014, se compose, au dispositif principal :

- de 40 piézomètres (22 sur le bief de Gamsheim et 19 sur le bief d'Iffezheim) dont :
 - équipés de stations de mesure piézométriques mobiles et
 - équipés de stations fixes ;
- de 4 limnimètres (PK 295,500, 302, 325 et 330).

Les données des stations et des limnimètres sont acquises à une fréquence d'une mesure par heure. Elles sont utilisées comme données d'entrées des rapports réglementaires de surveillance et d'auscultation, et sont par ailleurs interprétées lors des crues.

2.3 Dispositif complémentaire

Le dispositif complémentaire est composé :

- d'un réseau de fibre optique le long des digues des biefs de Gamsheim et d'Iffezheim, soit du PK 296,320 au PK 334,00 et le long de la digue tiroir séparant l'Ill et le Rhin à l'aval des écluses de Gamsheim entre les PK 309,200 et 311,100. Il est à noter que, sur l'intégralité de son tracé, la fibre optique est située à une altitude supérieure au niveau piézométrique hors crue ;
- d'une station météo (prise de la température de l'air) ;
- de deux prises de température dans le Rhin (PK 302 et 325) ;
- de mesures de bathymétrie effectuées le long du pied de talus amont des digues ;
- de mesures d'altimétrie effectuées le long de la crête des digues.

Les données des fibres optiques et de température sont acquises à une fréquence d'une mesure par heure. Toutes les mesures sont télétransmises quotidiennement par radio (station fixes) ou GSM (stations mobiles) jusqu'aux écluses de Gamsheim, où se trouvent les systèmes centralisateurs. Une sauvegarde de ces données est réalisée en temps réel sur un serveur sftp alimentant la base de données de geophyConsult, sur laquelle les méthodes de traitement sont ensuite appliquées, tous les trimestres ou lors de la survenue d'évènements exceptionnels. Ces mesures sont également utilisées comme données d'entrées des rapports réglementaires de surveillance et d'auscultation. Les mesures de bathymétrie et d'altimétrie sont réalisées tous les cinq ans.

Ce système d'auscultation a été renforcé par l'équipement en télémesure, fin 2016 puis courant 2017, de 16 piézomètres existants et la réalisation de 18 nouveaux piézomètres. L'installation de ce système d'auscultation (mise en œuvre des fibres optiques et des capteurs télémesurés) est décrite de manière exhaustive dans [6].

La suite de cet article se focalise sur le système de surveillance par fibre optique. Les capteurs à fibre optique présentent de forts atouts technologiques comme une grande sensibilité à des phénomènes physiques variés liés aux besoins de surveillances (température et déformation) et ce, avec des performances métrologiques qui permettent à la fois des mesures ponctuelles, intégrantes ou réparties sur de grandes longueurs de câble optique. Les interrogateurs optoélectroniques disponibles sur le marché actuellement permettent d'obtenir une mesure de température tous les mètres, avec une portée allant jusqu'à 20 km. Pour cette portée d'interrogation, la précision de mesure de température constatée est de l'ordre de 0.1°C, sous réserve de mesures intégratrices d'une durée de 30 à 60 minutes.

Depuis plusieurs décennies, la mesure de température s'est avérée être l'une des mesures les plus pertinentes pour détecter la présence de fuites au sein d'ouvrages en terre. L'apparition de la technologie des fibres optiques, qui permet d'effectuer des mesures réparties de température, permet de compléter la surveillance du comportement hydraulique assurée à ce jour par une instrumentation classique. Le lecteur pourra se reporter aux références suivantes pour avoir une description exhaustive du principe et de l'intérêt de la mesure de température répartie par fibre optique ([2], [4], [5] et [9]).

3. EXPLOITATION DU SYSTEME D'AUSCULTATION

3.1 Méthodes d'interprétation des données

L'analyse des données délivrées par le système d'auscultation repose sur la manipulation des objets suivants :

- données brutes : fichiers contenant la température en fonction de l'abscisse curviligne de fibre optique (en m), produits pour chaque mesure.
- données mises en forme : matrice des données brutes de températures concaténées puis exprimées en fonction du PK de l'ouvrage.
- paramètre de détection : sortie principale de chaque méthode d'analyse des données, déterminé pour chaque position de mesure.
- critère de détection : seuil sur le paramètre de détection, dont le dépassement signifie la présence d'une singularité de signal pouvant être imputée (entre autres phénomènes) à une fuite.
-

L'analyse des températures réparties se déroule selon les grandes étapes suivantes, réalisées au moyen de programmes informatiques dédiés :

- prétraitement des données, regroupant :
 - la mise en forme matricielle, par regroupement des mesures ;
 - la correction de la pente et du zéro de l'échelle des températures sur les données brutes ;
 - l'expression des mesures en fonction du PK, par interpolation linéaire ;
 - le découpage en tronçons homogènes, en fonction des éléments de terrain et du faciès des données ;
- analyse des données afin de détecter des singularités de signal par :
 - analyse statistique (AJOUT) ;
 - modélisation de la réponse impulsionnelle (MORITO) ;
 - modélisation physique des transferts de température dans l'ouvrage (DIGUOMATIC) ;
 - calcul du déphasage de la température de l'eau ;
- caractérisation du phénomène observé au droit des singularités détectées :
 - observation de la nature de l'évolution temporelle des paramètres de détection (cyclique, ponctuelle, en augmentation constante) ;
 - examen détaillé des informations concernant l'environnement des zones de détection, afin de déterminer si les résultats ont pu être causés par un phénomène autre qu'une fuite ;
 - observation détaillée des séries chronologiques des données de température mises en forme afin de déterminer si celles-ci sont compatibles avec un phénomène de fuite ;
- recoupement avec les observations de terrain (VTA, examens visuels, autres mesures d'auscultation).

Lors des chargements exceptionnels, qui sont par nature transitoires et de durée relativement courte, l'emploi de la méthode AJOUT est par expérience fortement recommandé. Cette méthode repose sur la décomposition en valeurs

singulières de la matrice des données de température relevées par fibre optique, corrigées pour chaque jour de mesure ([7], [8]). À partir de cette décomposition, un sous-espace signal (constitué de la première valeur singulière, contenant la majeure partie de l'information de mesure) et un sous-espace résiduel sont définis, et le paramètre de détection est défini comme la norme euclidienne de chaque vecteur du sous-espace résidu au droit de chaque point de mesure. Ce paramètre est donc calculé pour chaque jour de mesure et tous les mètres le long de la fibre optique sur les tronçons homogènes de mesure (Figure 3).

Le critère de détection appliqué au paramètre de détection moyenné sur la durée du jeu de données est constitué par une valeur fixe, mesurée in situ lors d'essais de fuites artificielles par injection d'eau à environ 1 litre/minute/m réalisés le long d'une digue similaire équipée d'un système de surveillance par fibre optique analogue à celui des digues de Gambshheim et d'Iffezheim. Si cette valeur est franchie par le paramètre de détection, cela peut signifier qu'une fuite d'au moins 1 litre/minute/m est apparue sur le lieu de la mesure, sous réserve que la mesure par fibre optique, à cet emplacement, ne soit pas perturbée par la présence d'un ouvrage traversant (pipeline, etc...), par une variation de son mode de pose (passage en forage dirigé, variation de profondeur, etc...), ou par un changement important dans l'environnement de la fibre (distance à la digue/canal de drainage, etc...). La méthode s'applique aux jeux de données courts (1 jour minimum), sous réserve que l'on dispose de 12 mesures/jour minimum, comme à des séries chronologiques plus longues (semaines, mois, années).

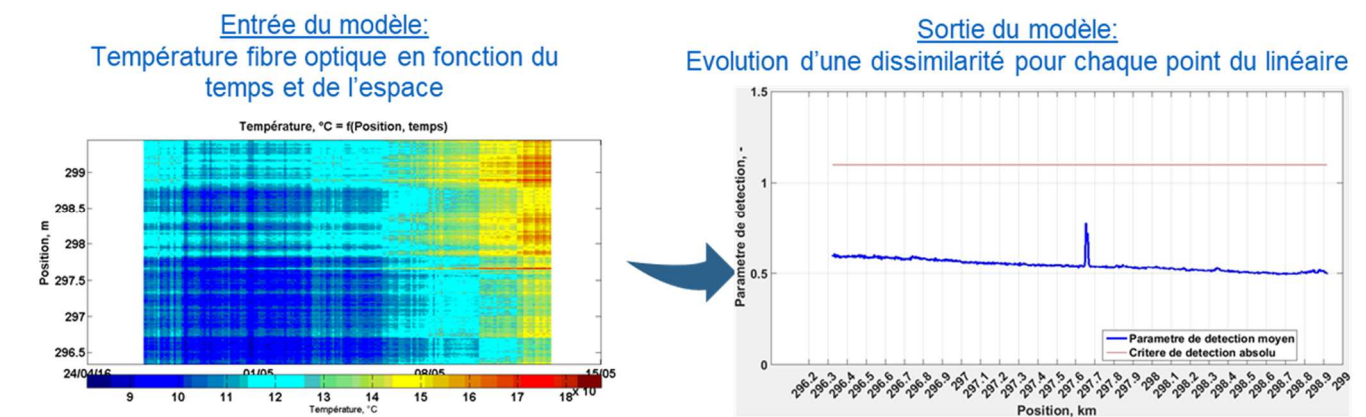


Figure 3 : Principe de la méthode AJOUT

3.2 Exploitation et maintenance du système d'auscultation hors crue

L'auscultation et la maintenance régulière consistent à réaliser au moins une fois par quinzaine les tâches suivantes :

- téléchargement des données d'auscultation (mesures brutes de température, mesures piézométriques et mesures de niveau du Rhin) ;
- vérification du bon fonctionnement des appareils de mesure ;
- vérification de la cohérence des mesures.

En outre, les tâches suivantes sont réalisées à raison d'une fois par semestre :

- maintenance des dispositifs d'auscultation (changement de batteries, vérification de l'état général)
- contrôle métrologique des appareils au moyen de mesures manuelles de température et de pression au droit des points de mesure ;
- interprétation des données d'auscultation et analyse du comportement hydraulique des digues ;
- restitution des traitements de données au maître d'ouvrage

Depuis mi-2015, ces opérations ont été réalisées selon ces fréquences par le groupement EDF / geophyConsult, selon les domaines d'expertise de chacun : piézométrie pour EDF, fibre optique et mesures associées pour geophyConsult.

4. SURVEILLANCE EN TEMPS REEL EN CRUE : REX DES CRUES DE 2016 ET 2017

4.1 Seuil de déclenchement

Le seuil de déclenchement de la surveillance en temps réel était initialement fixé par VNF à un débit du Rhin supérieur à 2 100 m³/s à la station de jaugeage de Kehl-Kronenhof [3]. Ce débit a été durablement dépassé durant les périodes définies ci-dessous :

- du 1/02/2016 à 21h00 au 2/02/2016 à 5h00. Durant cette période, l'ouvrage a fait l'objet d'une surveillance en temps réel, en dépit de la faible durée de l'épisode et des faibles débits annoncés, afin de tester l'organisation humaine associée à la surveillance en temps réel ;
- du 13/05/2016 à 14h15 au 17/05/2016 à 16h00 ;
- du 04/06/2016 à 17h au 01/07/2016 à 17h00.

Il existe d'autres périodes de dépassement de la valeur seuil entre le 1er juillet 2015 et le 30 juin 2017, durant lesquelles VNF n'a pas jugé utile de déclencher la surveillance en temps réel, en raison de la très courte durée des épisodes de crue et/ou du faible niveau de chargement des ouvrages.

Il s'est avéré que cette valeur du seuil était trop conservatrice, car le chargement hydraulique des ouvrages n'augmente pas entre 2 100 m³/s et 2 700 m³/s en raison des consignes de gestion des écluses de Gamsheim. Compte-tenu de ce fait et des périodes de retour des crues, la valeur du seuil de débit a été relevée à 2 900 m³/s depuis le mois de juillet 2016. Ce seuil a été dépassé par deux fois en 2018, du 5 au 6 et du 23 au 24 janvier.

4.2 Organisation mise en place

Durant chacune des périodes ci-dessus, une surveillance en temps réel a été mise en place et assurée par l'équipe d'ingénieurs de geophy*Consult* chargés d'astreinte, composée de 5 ingénieurs pouvant fonctionner en 3×8. Cette équipe a réalisé au moins deux fois par jour les tâches suivantes :

- téléchargement des données d'auscultation (mesures brutes de température, mesures piézométriques et mesures de niveau du Rhin) ;
- traitement des données d'auscultation ;
- interprétation des données d'auscultation et analyse du comportement hydraulique des digues.

Durant ces périodes, le Centre d'Alerte Rhénan d'Informations Nautiques de Gamsheim (CARING) a fourni à l'équipe d'astreinte, au moins une fois par jour, les relevés de débit à Gamsheim et les niveaux du Rhin relevés aux extrémités des deux biefs surveillés. Une restitution des traitements de données au maître d'ouvrage et au CARING a été réalisée toutes les huit à douze heures environ (en fonction du niveau de chargement), pendant toute la durée de l'auscultation en temps réel. Durant les quinze jours suivant chaque période de surveillance en temps réel, une auscultation post-crue a été effectuée. Elle consistait à télécharger, traiter et interpréter les données d'auscultation au moins une fois par semaine. En parallèle, une inspection visuelle post-événement a été réalisée dans les 48 heures suivant chaque période de surveillance en temps réel.

La tenue de cette organisation, depuis aout 2015, a représenté 104 heures de travail en jours ouvrables et horaires de jour, et 55 heures de travail de nuit et de week-end, pour un linéaire de digues auscultées de 38 km.

4.3 Chargement hydraulique des digues durant les crues

Bief de Gamsheim : la Figure 4 représente les altitudes caractéristiques de l'ouvrage du PK 295,5 au PK 309, ainsi que les profils en long du niveau maximal du Rhin durant la période d'auscultation, et du niveau du Rhin mesuré tout au long de cette période. Elle met en évidence l'abaissement du niveau au PK 302 et à l'amont des écluses de Gamsheim, au PK 309, concomitant avec l'augmentation du niveau du Rhin à l'amont du bief lors des épisodes de crue. Ce comportement correspond à l'application de la consigne d'abaissement du niveau d'eau au barrage de Gamsheim pour les débits du Rhin compris entre 2 100 et 3 500 m³/s, avec pour conséquence que le linéaire de la digue de Gamsheim subissant une augmentation significative du chargement hydraulique amont lors des crues est compris entre le PK 296 et le PK 300 environ.

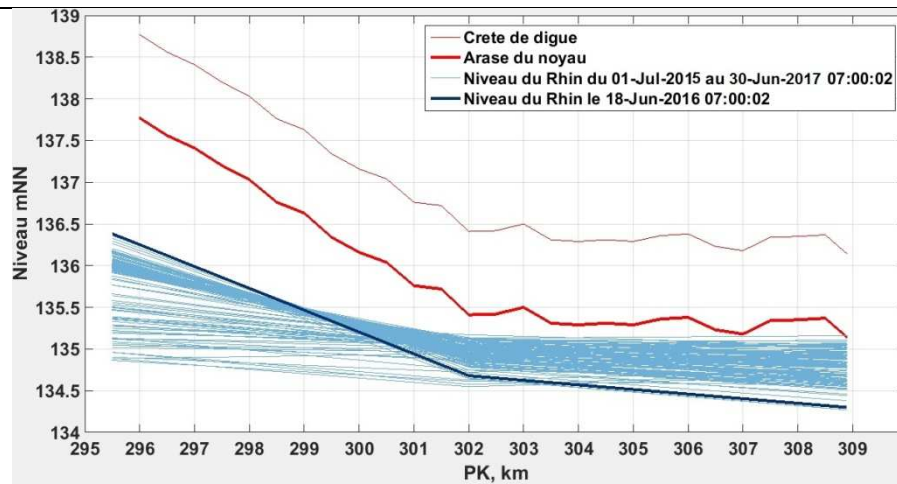


Figure 4 : Altitudes de l'ouvrage et niveaux du Rhin du 01/07/2015 au 30/06/2017, du PK 295,5 au PK 309

Bief d'Iffezheim : Le niveau maximal mesuré au PK 309 (aval écluse de Gamsheim) durant la plus grande crue de 2016, le 18/06/2016 à 6h, est de 126,93 mNN, soit une augmentation de niveau d'eau par rapport au niveau d'eau normal de 2,93 m. Aucune variation de niveau d'eau significative n'a été enregistrée durant le passage des crues par le limnigraphe du PK 330, ni à l'amont des écluses d'Iffezheim. Des baisses significatives (de l'ordre de 40 cm) de niveau d'eau à ces deux emplacements se produisent lorsque le niveau du Rhin en aval des écluses de Gamsheim est bas, aux environs de 123,7 mNN.

D'après les mesures disponibles, le linéaire de la digue d'Iffezheim qui subit une augmentation significative du chargement hydraulique amont lors des crues est compris entre le PK 309 et le PK 329 environ. Cependant, le profil en long du niveau du Rhin au pic de la crue, déterminé par l'interpolation entre les mesures effectuées aux PK 309, 330 et 334, conduit très vraisemblablement à des niveaux du Rhin surestimés en amont du PK 330 du fait de l'absence de mesure de niveau au PK 325, qui correspond au point d'inflexion de la ligne d'eau.

4.4 Piézométrie

Aucun piézomètre n'étant télémessuré sur le linéaire de digue ayant subi un chargement significatif durant les crues survenues en 2015 et 2016, l'étude de la piézométrie en crue n'a pas été réalisée pour le bief de Gamsheim. Sur le bief d'Iffezheim en revanche, le linéaire de digue ayant subi un chargement significatif durant les crues survenues en 2015 et 2016 est équipé de piézomètres télémessurés au PK 313,700, au PK 318,415 et au PK 319,315. L'analyse des niveaux piézométrique relevés à ces emplacements montre que les augmentations de la piézométrie sont relativement modérées et surtout pas ou très faiblement corrélées aux variations du Rhin. Ces variations seraient plutôt à rapprocher des variations de nappe aval. Ce comportement indique la bonne étanchéité du corps de digue et de sa fondation.

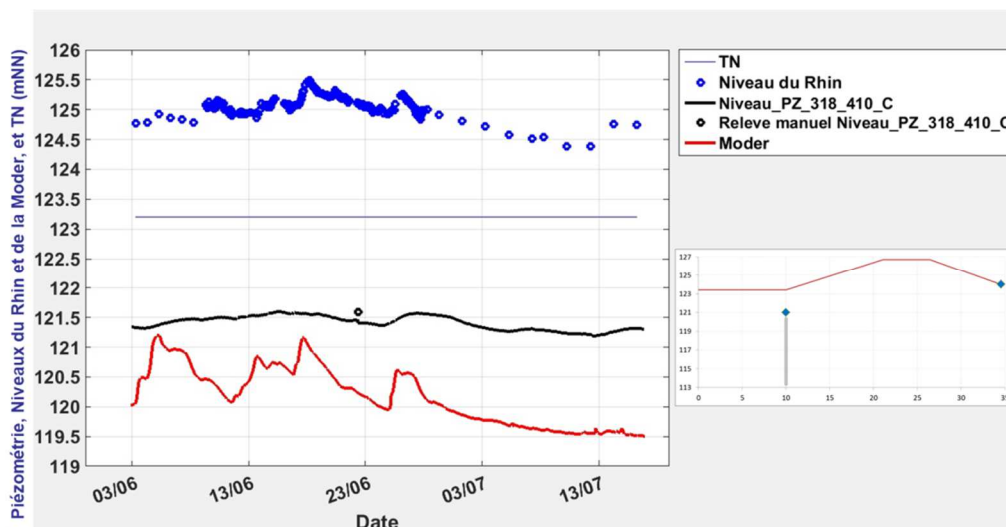


Figure 5 : Evolution de la piézométrie au PK 318,410 durant la crue de juin 2016. La courbe rouge représente les variations de niveau de la Moder à Drusenheim, donnant des indications sur les variations de piézométrie à l'aval.

4.5 Détection de fuites par fibre optique

Bief de Gamsheim : Le paramètre de détection est inférieur au critère de détection sur l'intégralité du linéaire, y compris sur les portions ayant subi une augmentation significative de chargement durant les crues, et exception faite des portions d'ouvrage comprenant des ouvrages traversants à proximité desquels passe la fibre optique. La présence de ces ouvrages traversants induit des variations de température sans rapport avec le chargement hydraulique de la digue.

Le pic du PK 297,660, par exemple, correspond à la présence du pipeline de la société Prodaïr qui traverse l'ouvrage en siphon à cet emplacement : le pipeline passe à proximité de la fibre optique, et perturbe ses mesures : c'est le régime thermique imposé par le fluide transporté dans le pipeline qui gouverne la température locale (Figure 6).

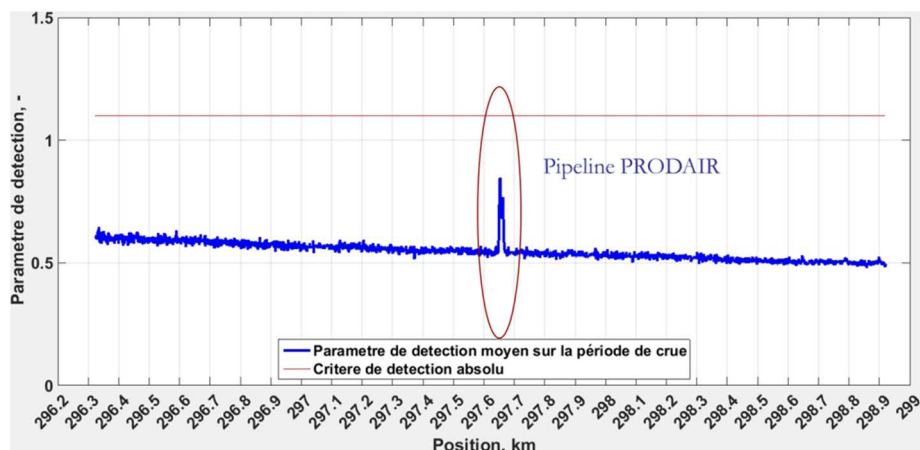


Figure 6 : Paramètre de détection du PK 296.3 au PK 298.9 durant la crue de juin 2016

Bief d'Iffezheim : comme à Gamsheim, le paramètre de détection est inférieur au critère de détection sur l'intégralité du linéaire, y compris sur les portions ayant subi une augmentation significative de chargement et exception faite des portions d'ouvrage comprenant des ouvrages traversants.

Lors des crues de mai et juin 2016, un certain nombre de pics sont apparus le long du Mole et de la risberme en rive gauche de l'Ill, ainsi que sur la digue de contournement du port d'Offendorf (Figure 7).

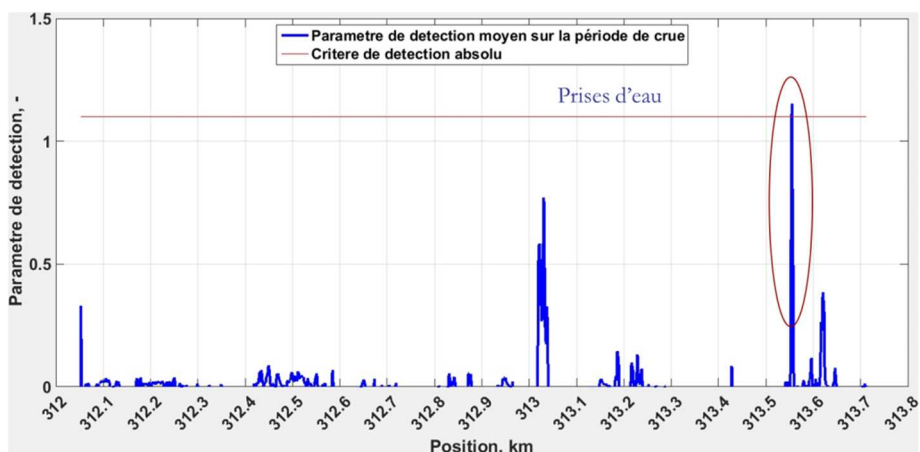


Figure 7 : Paramètre de détection du PK 312.1 au PK 313.7 durant la crue de juin 2016

Une inspection visuelle a pu être réalisée le 21 juin durant la crue, et ces zones ont été identifiées par les agents VNF comme suit :

- mole de Gamsheim et risberme en rive gauche de l'Ill : l'Ill étant en crue, la risberme dans laquelle la fibre optique est installée a été submergée de 20 à 50 cm d'eau. Les pics du paramètre de détection correspondent donc aux infiltrations de l'eau de l'Ill dans la risberme suite à sa submersion ;
- contournement du port d'Offendorf : le niveau du Rhin est monté suffisamment pour mettre en charge de 20 à 40 cm le pied du talus amont habituellement sec de la digue de protection encerclant le port d'Offendorf (Photo 1). Le pied de talus aval, inspecté 72 heures après le pic de crue, est demeuré sec. Les pics du paramètre de détection correspondent donc a priori à des infiltrations locales de l'eau du Rhin dans l'ouvrage et/ou à la hausse de la nappe locale, sans conséquence pour l'ouvrage.



Photo 1 : Mise en charge du talus amont de la digue du contournement du port d'Offendorf au PK 412.429, le 21 juin 2016

5. CONCLUSION

L'application de la technologie de mesure répartie par fibre optique pour la détection d'anomalies thermiques ou mécaniques, associées à des désordres de type érosion interne ou instabilité au sein des ouvrages, constitue un outil complémentaire de surveillance et d'aide à la maintenance des digues. Cet outil, utilisé avec succès sur les biefs de Gamsheim et d'Iffezheim depuis 2015, a permis de surveiller en temps réel l'état des digues lors des crues de 2016. Les données délivrées par le système (fibre optique et piézomètres télémésurés) ont permis de dresser un état des lieux très satisfaisant du comportement des ouvrages lors de chargements hydrauliques exceptionnels. Tous les événements détectés par le système d'auscultation ont été confirmés par des éléments de terrain. Une organisation de surveillance quasi temps réel en crue a été mise en œuvre et s'est avérée pertinente par rapport aux objectifs fixés par le Maître d'Ouvrage. La méthode AJOUT d'analyse et d'interprétation des mesures de température pour la localisation des fuites a été mise en œuvre tant en situation de surveillance périodique long terme qu'en situation de surveillance en crue en quasi temps réel. Cette méthode s'est avérée bien adaptée à ces différentes situations de surveillance. L'appréciation de sa qualification pour la surveillance en crue demande à être consolidée à l'aide d'un retour d'expérience plus important.

REMERCIEMENTS

Les auteurs remercient tous les acteurs ayant travaillé et travaillant sur ce projet pour leur contribution dans l'élaboration de cette communication collective.

RÉFÉRENCES ET CITATIONS

- [1] Courivaud et al (2012) : Systèmes d'auscultation de digues basés sur des mesures de température et des déformations par fibre optique, Colloque CFBR 2012 Auscultation des barrages et digues : Pratiques et perspectives, Thème 3 - Innovation et auscultation, Chambéry, 27 et 28 novembre 2012
- [2] Armbruster H., Dornstädter J., Kappelmeyer O., Tröger I., 1992, Detection of seepage and flow phenomena by temperature measurements in soil, [in:] Tracer hydrology: proceedings of the 6th International Symposium on Water Tracing, H. Hötzl, A. Werner (eds.), Balkema Verlag, Rotterdam
- [3] Niveau et débit du Rhin à la station de Kehl-Kronenhof, <https://www.vigicrues.gouv.fr/niv3-station.php?CdStationHydro=A060005050&CdEntVigiCru=3&GrdSerie=H&ZoomInitial=3&CdStationsSecondaires=>
- [4] Johansson S. (1991), Localization and quantification of water leakage in ageing embankment dams by regular temperature measurements, [in:] Proceedings of 17th International Conference on Large Dams: "Environmental issues in dam projects", ICOLD, Vienna, Austria, 991-1005

- [5] Vedrenne C. et al (2009): Leakage detection and quantification by distributed temperature measurements along fiber optic, [in:] Proceedings of 23rd International Conference on Large Dams: “Dams and hydropower”, ICOLD, Brasilia
- [6] Beck Y.-L. et al. (2015) : RETOUR D'EXPÉRIENCE DE LA SURVEILLANCE D'OUVRAGES HYDRAULIQUES EN TERRE DE LONG LINÉAIRE PAR CAPTEUR À FIBRE OPTIQUE, VINGT-CINQUIÈME CONGRÈS DES GRANDS BARRAGES STAVANGER, JUIN 2015, Q98 – R11
- [7] Khan A.-A et al (2010): Distributed fibre optic temperature sensors for leakage detection in hydraulic structures, [in:] Proceedings of 5th World Conference on Structural Control and Monitoring, Tokyo
- [8] Khan A.-A. (2008): A source separation technique for processing of thermometric data from fiber-optic DTS measurements for water leakage identification in dikes, IEEE Sensors Journal, 8 (7), 1118-1129, DOI: 10.1109/JSEN.2008.926109
- [9] Bersan S. (2018): Effectiveness of distributed temperature measurements for early detection of piping in river embankments, Hydrol. Earth Syst. Sci., 22, 1491–1508, 2018 <https://doi.org/10.5194/hess-22-1491-2018>

EVALUATION PERMANENTE DE LA SECURITE DES BARRAGES, DES DIGUES, DES RESERVOIRS, DES VOIES NAVIGABLES AVEC DETECTION DISTRIBUEE PAR FIBRE OPTIQUE

Permanent safety assessment of dams, levees, reservoirs, waterways with fiber optic distributed sensing

Vincent GARAU ⁽¹⁾, Régis BLIN ⁽²⁾, Daniele INAUDI ⁽²⁾

⁽¹⁾ TELEMAT SAS, 10 avenue Eiffel, 77220 Gretz-Armainvilliers, France

⁽²⁾ SMARTEC SA, Via Pobiette 11, 6928 Manno, Suisse

vincent.garau@telemat.fr, regis.blin@smartec.ch, daniele.inaudi@smartec.ch

MOTS CLÉS

Surveillance, barrage, digue, fuite, érosion interne, fibre optique, stabilité.

RÉSUMÉ

L'instrumentation traditionnelle basée sur un capteur ponctuel localisé n'est pas toujours suffisante pour garantir la détection et la localisation des signes précoces d'apparition de dommages. L'instrumentation par fibre optique distribuée permet la détection précoce, la localisation et la caractérisation des défauts et des dégradations tels que les écoulements, fuites, tassements, cisaillements, fissures, mouvements anormaux des joints, interventions humaines intentionnelles et submersion. Les discontinuités thermiques et structurelles sont ainsi détectées le long de grandes structures. Ces discontinuités sont des indicateurs d'anomalies locales telles que les infiltrations, les fontis, les fissures et les tassements différentiels. De tels systèmes fournissent un flux de données continu d'une mesure par mètre sur toute la longueur du câble de détection. Un suivi permanent est essentiel pour constituer une base de données exhaustive de mesures en vue d'une évaluation plus approfondie. Un logiciel a été développé pour permettre une gestion robuste et automatique des données des systèmes de surveillance à fibre optique distribuée. Les technologies les plus courantes de capteurs à fibre optique distribués sont basées sur les diffusions Brillouin et Raman. L'analyse des données primaires basée sur le post-traitement des données de température ou de déformations distribuées a des limites et ne fournit pas de gestion de données en temps réel à l'opérateur qui devient souvent débordé par la quantité de données qu'il reçoit. Il est donc nécessaire d'automatiser le processus de gestion et d'analyse des données. Une fois opérationnel, le défi ultérieur devient la gestion des données et la visualisation des paramètres de détection.

ABSTRACT

The scale, age and uncertainty of materials in the sometimes huge hydro engineering structures combine a difficult array of parameters for the responsible engineer to navigate when analyzing its structural integrity. Traditional instrumentation based on localized point sensor is not sufficient to guarantee the detection and localization of early signs of damage. Fiber optic distributed temperature and strain sensing allows for early detection and localization of local thermal and structural discontinuities along large structures. Those discontinuities are indicators of local anomalies such as seepage, tunneling, sinkholes, cracks and differential settlements. Such systems provide a continuous data flow of one measurement every meter along the entire length of the sensing cable. Permanent monitoring is essential to build up an exhaustive measurement database as basis for further assessment. Once the physical implementation becomes operational, the subsequent challenge becomes data management and visualization of distributed sensing parameters. A software has been developed to allow robust and automatic data management of distributed optic fiber monitoring systems. The primary data analysis based on the post-processing of temperature data or distributed deformations has limitations and does not provide real-time data management to the operator who often becomes overwhelmed by the amount of data he receives. It is therefore necessary to automate the process of data management and analysis. Once operational, the next challenge becomes data management and visualization of the detection parameters.

1.FIBRE OPTIQUE DISTRIBUEE : OUTIL D'AUSCULTATION COMPLEMENTAIRE

Le capteur distribué à fibre optique se présente comme un câble qui agit comme un capteur linéaire continu qui mesure la déformation avec une résolution de 0,020 mm / m et / ou la température avec une résolution de 0,1 °C, avec une résolution spatiale de 1 point de mesure par mètre ; chaque point de mesure est l'intégration de la moyenne de la déformation et / ou de la température dans 1 mètre de câble.

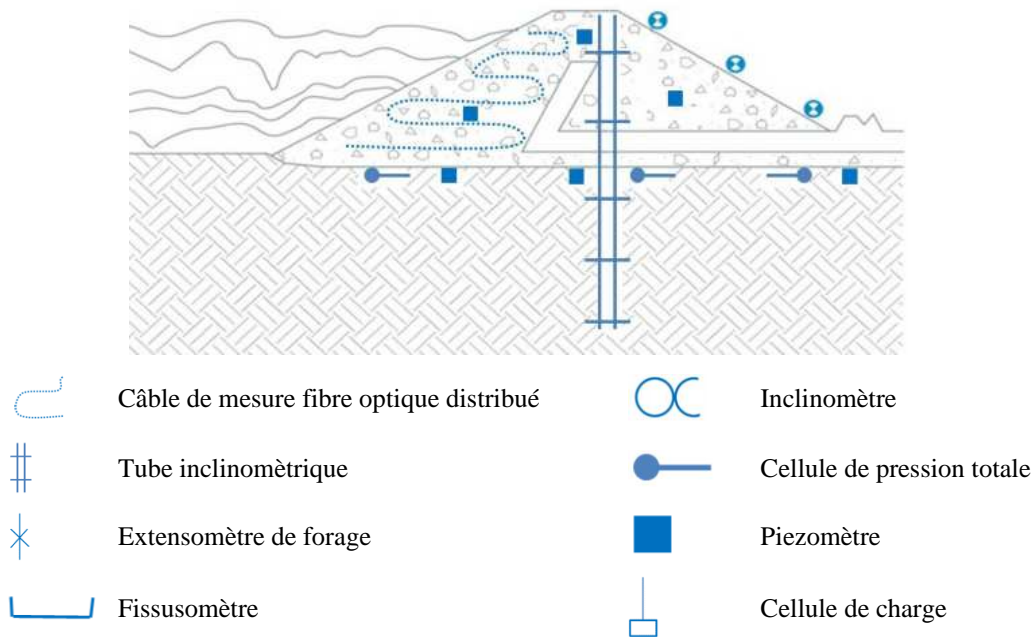


Figure 1 : Schéma type instrumentation d'un barrage en remblai

3. SYSTEME DE MESURE DISTRIBUE

Les technologies les plus développées de capteurs à fibre optique distribués sont basées sur la rétrodiffusion Brillouin et Raman. Les deux systèmes utilisent une interaction non linéaire entre la lumière et le matériau de silice dont est faite une fibre optique standard. Si la lumière à une longueur d'onde connue est lancée dans une fibre, une très petite quantité de celle-ci est rétrodiffusée en chaque point le long de la fibre. La lumière rétrodiffusée contient des composantes Brillouin et Raman à des longueurs d'onde différentes de celles du signal d'origine. Ces composantes rétrodiffusées contiennent des informations sur les propriétés locales de la fibre, en particulier sa déformation et sa température. Après une analyse appropriée de ces signaux, le système fournit une mesure de déformation ou de température tous les mètres le long du câble de détection, comme indiqué sur la Fig. 2. Le temps de mesure du câble complet est typiquement de 10 secondes à 5 minutes.

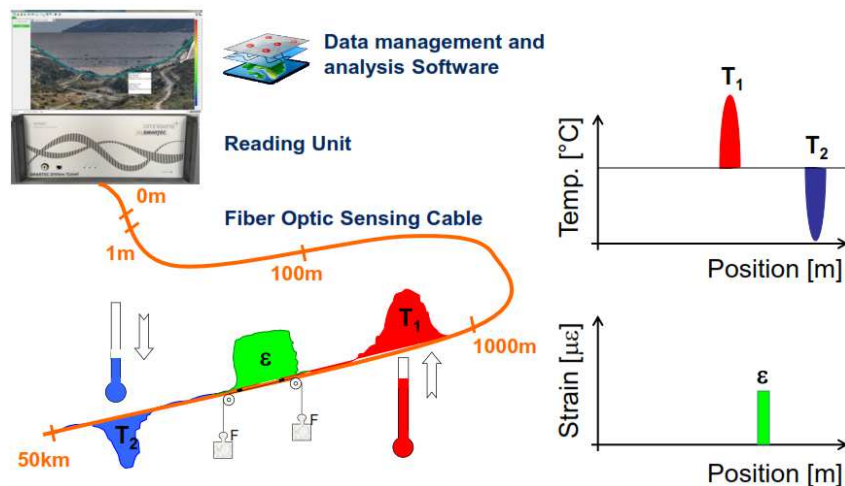


Figure 2 : Schéma type instrumentation fibre optique distribuée

2.1 Câbles sensibles de déformation et température

La conception traditionnelle de câbles à fibres optiques vise à protéger au mieux la fibre elle-même de toute influence environnementale. En particulier il est nécessaire de protéger la fibre optique de l'humidité externe, des pressions latérales, de l'écrasement, des efforts longitudinaux appliqués au câble. Dans le cas de la mesure de déformation par diffusion Brillouin le câble doit transférer fidèlement la déformation structurelle à la fibre optique, un objectif qui va à l'encontre de la conception de câbles de télécommunication. Pour la diffusion Raman le câble doit être robuste tout en assurant un transfert thermique optimal, voire être équipé d'éléments chauffants en cuivre. Plusieurs câbles dédiés à la mesure distribuée sont donc proposés :






Déformation	SMARTape II	SMARTprofile II	Hydro & Geo
Illustration			
Technologie / Mesure	Brillouin Déformation	Brillouin et Raman Déformation et Température	
Plage de déformation	±1%	±1.5%	±1%
Plage de température	-40 °C to +120 °C	-40 °C to +60 °C	-20 °C à +70 °C
Dimensions	Ruban 9.9 mm x 0.3 mm	Ruban 8.0 mm x 4.0 mm	Diamètre externe 6.5 mm
Température	Câble sensible température		Câble auto-chauffant
Illustration			
Technologie / Mesure	Brillouin ou Raman Température méthode passive		Raman Température méthode active
Plage de température	-40 °C to +85 °C		-40 °C to +85 °C
Dimensions	Diamètre externe 3.8 mm		Diamètre externe 14.5 mm

Tableau 1 : Câbles de mesure de déformation et température.

2.2 Opto-électronique de mesure

La diffusion Brillouin génère un signal optique rétrodiffusé dont la signature en fréquence est proportionnelle à la déformation et à la température du câble ; la donnée brute fournie par une optoélectronique de mesure Brillouin est donc une fréquence en MHz. L'optoélectronique DiTeSt DUAL permet une interrogation de fibre optique bouclée, accessible à ses deux extrémités, c'est le mode BOTDA qui offre les meilleures performances métrologiques. Il est possible d'utiliser la même optoélectronique en mode BOTDR (paramétrage logiciel) afin d'interroger la fibre optique à une unique extrémité. En cas de casse d'un câble branché en BOTDA il est donc toujours possible d'effectuer des mesures en mode BOTDR. La déformation est mesurée par rapport à la référence à l'instant initial.

La diffusion Raman génère un signal optique rétrodiffusé dont la signature en amplitude est proportionnelle à la température du câble ; la donnée brute fournie par une optoélectronique de mesure Raman est une amplitude relative, convertie par l'appareil en variation de température. L'optoélectronique de mesure DiTemp DTS Raman est disponible en plusieurs modèles, l'entrée de gamme est le DiTemp Light qui a une portée et une résolution spatiale limitées, les optoélectroniques DiTemp Harsh et DiTemp XR sont conçues pour des projets de grande envergure. Différentes techniques d'étalonnage permettent d'obtenir la température absolue ; étalonnage fixe avec température de référence mesurée à l'instant initial, étalonnage avec sonde de température électrique de référence (type PT100) fournie (DiTemp Harsh et DiTemp XR), et enfin l'étalonnage dynamique possible avec toutes les optoélectroniques DiTemp.

Les deux systèmes DiTeSt Brillouin et DiTemp Raman localisent les événements au mètre près grâce à la mesure de distance par temps de parcours de la lumière dans la fibre optique.





	Système DiTeSt	Système DiTemp		
	DiTeSt DUAL	DiTemp Light	DiTemp Harsh	DiTemp XR
Illustration				
Technologie / Mesure	Brillouin Déformation, Température	Raman Température		
Câblage	En réflexion (extrémité simple) ou transmission (boucle de mesure)	En réflexion (extrémité simple)		
Voies de mesure	4 intégrées 20 (MUX externe)	4 intégrées	4 intégrées	1 intégrée 16 (MUX externe)
Portée	≤ 60 km	4 km	≤ 30 km	≤ 60 km
Résolution spatiale	1 m	2 m	1 m ≤ 12 km 2 m > 12 km	1 m ≤ 20 km 2 m > 20 km 5 m > 30 km
Résolution - déformation - température	0.020 mm/m ± 1 °C	- ± 1 °C		
Cycle de mesure	Typ. 5 min. / voie de mesure	Min 10 s, Typique 5 min. / voie de mesure		
Température d'utilisation	0 °C à +45 °C	0 °C à +40 °C	-40 °C à +65 °C	5 °C à +40 °C

Tableau 2 : Opto-électronique de mesure DiTeSt (Brillouin) et DiTemp (Raman)

2.3 Logiciel

L'analyse directe de données basée sur des données déformation ou de températures distribuées a des limites et ne fournit pas d'informations en temps réel à l'opérateur qui devient souvent débordé par la quantité de données qu'il reçoit. Il est donc nécessaire d'automatiser le processus de gestion et d'analyse des données.

Le logiciel affiche les profils de mesure, les cartes d'état de la température ou de la déformation, l'évolution de la structure et les événements survenus et consignés par le système de surveillance. Toutes les mesures sont importées et stockées dans une base de données unique et les données sont traitées pour appliquer des calibrations et sélectionner des zones d'intérêt. Les alarmes sont générées automatiquement, sur la base de critères complexes (par exemple pour la détection de fuite). Les alertes et les alarmes sont visualisées sur des cartes et des dessins et peuvent être envoyées par Email ou SMS. Les autres fonctionnalités sont la gestion de l'acquiescement des alarmes et des utilisateurs multiples, la visualisation des données sur une carte avec codage couleur, la mise à jour en temps réel des données, alarmes et visualisations, ainsi que la gestion de plusieurs systèmes de surveillance. Les données sont exportables sous forme de fichier texte.

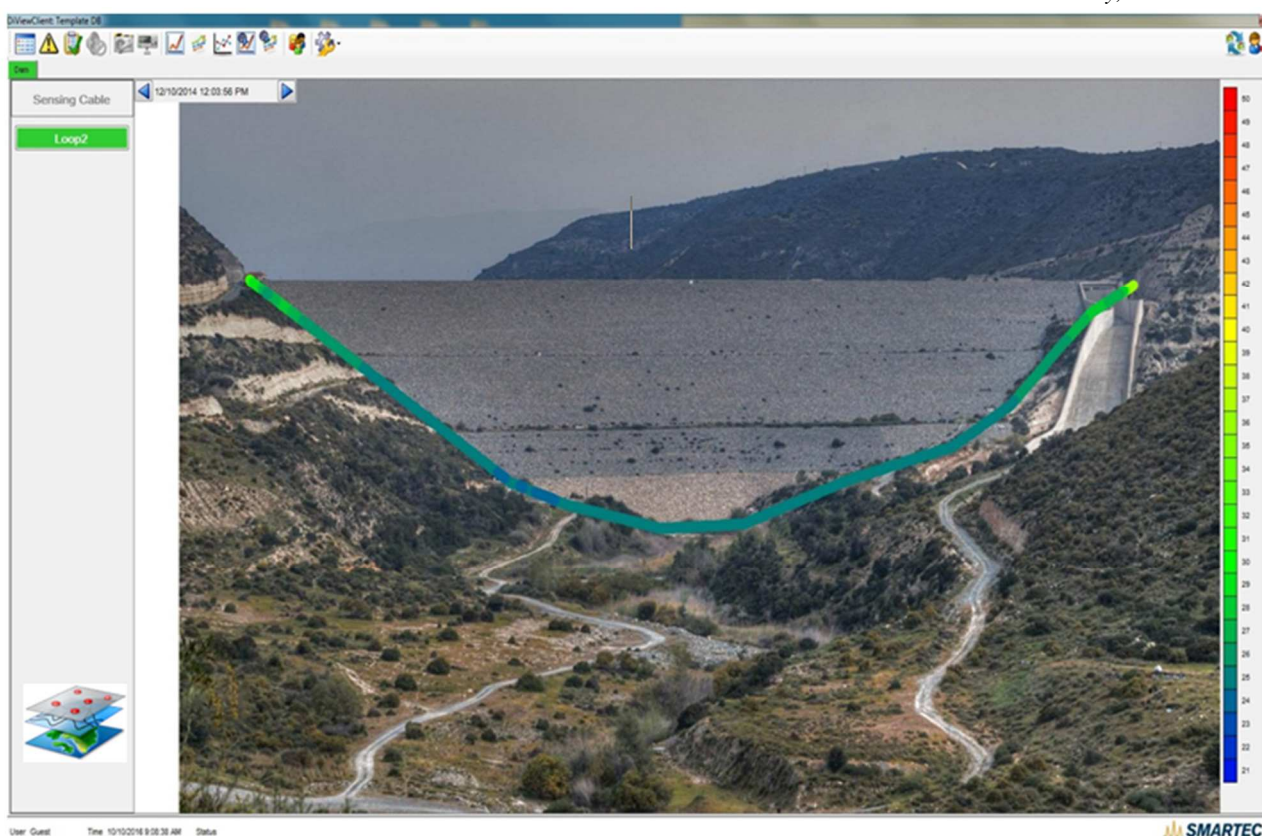


Figure 3 : Interface graphique DiView - Câble de mesure de température avec échelle de couleur

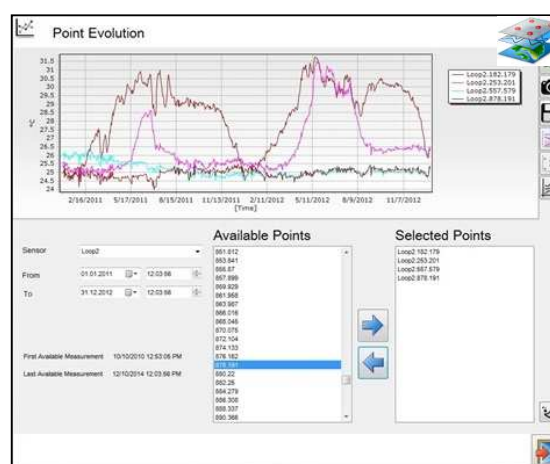


Figure 4 : Interface graphique DiView
Profils de température (gauche) / Evolution de la température à des points spécifiques (droite)

4. METHODOLOGIE

Les techniques de pose mises en œuvre allient efficacité métrologique et compatibilité aux conditions du projet : particulièrement nous travaillons avec nos partenaires sur l'optimisation de la cadence de pose, la gestion de la co-activité, la formation aux spécificités des techniques fibre optique, le contrôle continu et le maniement des systèmes de mesure.

3.1 Mesure de déformation

Les câbles de mesure de déformations sont enterrés dans des tranchées, placés dans des rainures, ou fixés en surface d'un ouvrage de manière continue et / ou périodique.



Figure 5 : Installation câble de mesure de déformation, de gauche à droite: digue projet iLevee à La Nouvelle-Orléans (USA) - câble enterré -, galerie du barrage Plavinu Hes (Lettonie) - rainurage sur béton - , conduite d'eau d'Alameda, Californie (USA) - collage en continu -, Tunnel Hospitalet ,Barcelone (Espagne) - fixation périodique -

3.2 Détection d'infiltration

Un système distribué de détection de fuites à fibre optique peut fonctionner dans deux configurations différentes; les méthodes passives et actives. La méthode dite passive repose sur la détection directe des anomalies de température induites par le déversement de liquide. Cette méthode est généralement utilisée lorsqu'un gradient d'environ 3 à 5° C entre le liquide et le câble de détection peut être assuré. La méthode passive livre en permanence le profil thermique de l'ouvrage. La méthode dite de pulsation de chaleur (« Heat Pulse Method ») ou méthode active est en revanche utilisée lorsque le gradient entre le liquide et le câble de détection est négligeable et inférieur à 1° C. Afin d'assurer une détection fiable, le câble de détection auto-chauffant, est chauffé et forcé de changer sa température naturelle. Le chauffage est assuré par un courant électrique circulant sur le câble de détection, l'injection de courant est contrôlée par un module dédié qui fait partie du système lorsque cette méthode de détection est sélectionnée (Inaudi, 2015). La vitesse de chauffage et de refroidissement dépend de la présence d'eau autour du câble et de sa vitesse d'écoulement.



Figure 6 : Installation câble mesure de température, de gauche à droite : digue de la Save (Slovénie), barrage de Bagbasi (Turquie), barrage de Nam Ngum 2 (Laos)

4. RETOUR SUR EXPERIENCE

4.1 Barrage de Shiah Bisheh

Le projet d'énergie hydroélectrique à accumulation par pompage de Siah Bisheh est le premier de ce type en Iran, à 125 km de Téhéran. Les principaux objectifs de l'instrumentation à fibre optique sont l'infiltration au niveau de la plinthe et le système de détection actif avec la méthode active. En plus de cette détection directe, le système de surveillance peut offrir une analyse efficace de l'évolution de l'anomalie détectée et un moyen de définir des alertes de seuil et de déclenchement raisonnables.

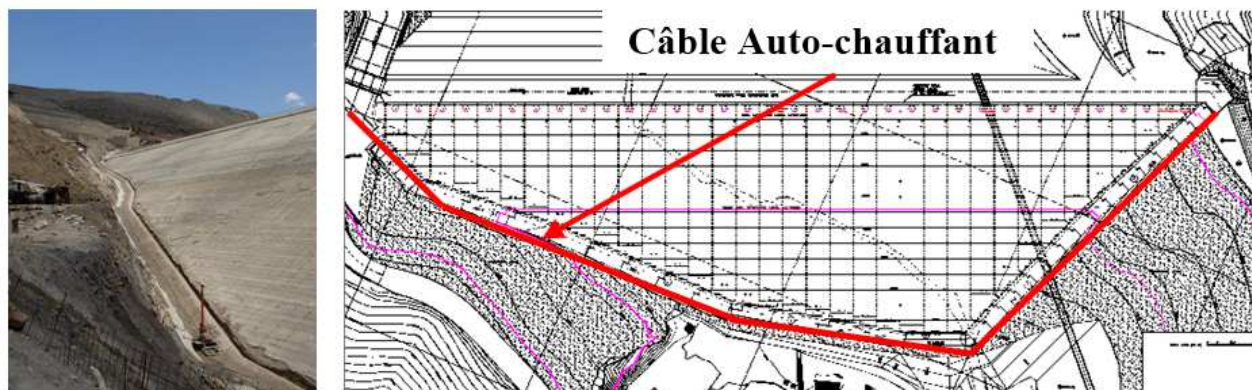


Figure 7 : Positionnement du câble fibre optique de mesure de température

Deux systèmes indépendants sont développés pour surveiller les barrages existants. Une salle de contrôle dédiée où l'armoire d'instrumentation a été spécifiquement construite sur la crête de chacun des deux barrages. Des tests de précision et de répétabilité ont été effectués pendant les phases de mise en œuvre (Fig. 8). Il est possible de montrer comment la résolution de la température est d'environ $\pm 0,2$ °C. La section initiale montrant une déviation plus élevée se rapporte en fait à une section de câble non encore bétonnée et exposée à l'environnement.

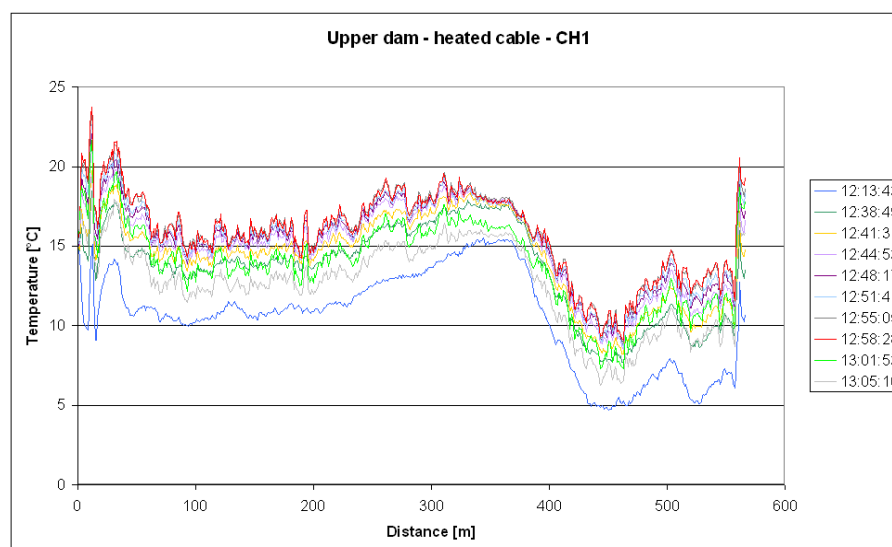


Figure 8 : Mesure absolue de température pendant chauffage

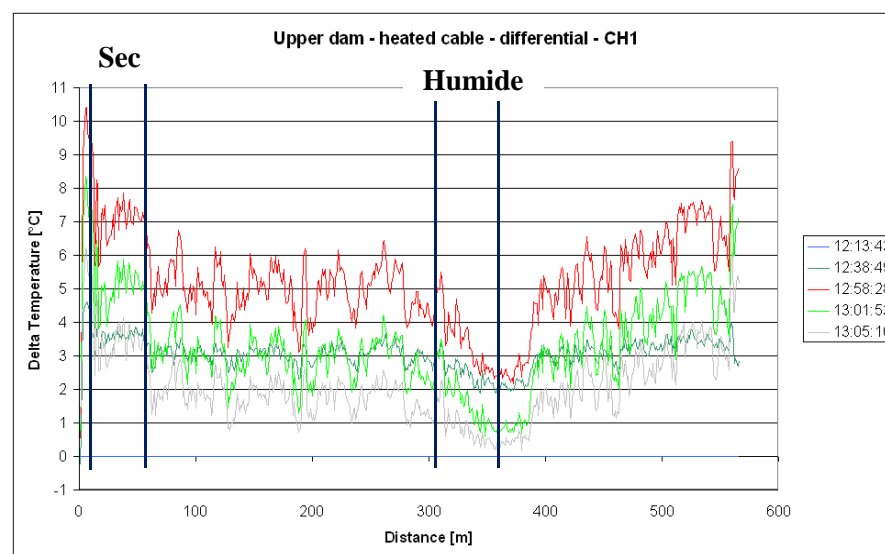


Figure 9 : Mesure différentielle de température pendant chauffage

4.2 Conduite forcée de Nendaz (CH)

La conduite forcée d'un barrage de montagne important dans les Alpes suisses est soumise à des mouvements de masse rocheuse qui peuvent influencer ses performances mécaniques (Jordan, Papilloud, 2015). Afin de fournir une installation sûre, la conduite est composée de plusieurs sections de tuyau soudées ensemble afin de former un tuyau plus flexible, permettant ainsi un plus haut degré de mouvement. Néanmoins, un système de surveillance de la déformation est nécessaire pour détecter toute déformation et courbure anormale de la conduite forcée. En plus de cela, le tunnel d'accès aux conduites forcées est également affecté par la fissuration du béton due à la pression interstitielle et aux mouvements de la roche.

Câble SMARTprofile



Figure 10 : Installation dans la conduite forcée (gauche) et tunnel d'accès (centre et droite)

Un système de surveillance des déformations réparties a été sélectionné en raison de sa capacité à surveiller de grandes longueurs à travers un seul câble, simplifiant ainsi l'installation et augmentant la densité des données. Une technique d'installation différente est choisie pour les deux sections: dans la conduite forcée, où une surveillance précise sous l'eau est requise, le câble de détection (profil plat) est directement collé sur la surface interne. Le linéaire de 510 m de câble de détection est collé selon 4 lignes distinctes (Fig. 10).

D'autre part, pour le tunnel d'accès, une technique d'installation mixte a été choisie: le câble de détection était directement collé sur le béton sur la plus grande partie de sa longueur, mais fixé avec un support en acier inoxydable au droit des fissures. Cette décision a été prise afin de préserver le capteur de la rupture au cas où la fissure continuerait à se développer (Fig. 10). Cette technique d'installation permet un suivi précis sur toute la longueur de ce tunnel d'environ 70 m.

Après 3 années de surveillance, les résultats recueillis sont en ligne et en bon accord avec les prédictions mathématiques et autres mesures géomatiques fournies par des systèmes de surveillance supplémentaires installés sur le site. Un exemple typique de répartition des contraintes mesurées dans le tunnel d'accès à la vanne indique clairement l'emplacement des fissures de développement ouvertes, des pointes peuvent être vues et facilement localisées le long de la longueur du câble de détection (Fig. 11).

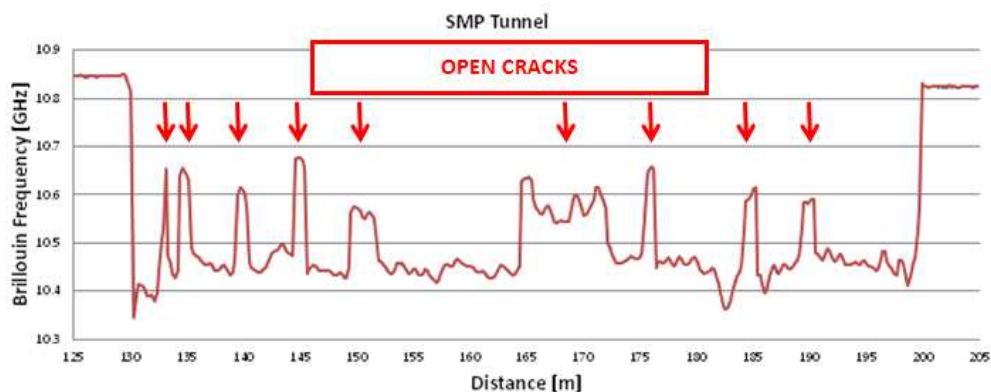


Figure 11 : Distribution de la déformation le long du tunnel d'accès

5. TENDANCES ET PERSPECTIVES

5.1 Projets hybrides DiTeSt / DiTemp

Pour des projets de grands linéaires il est souvent plus convenable d'installer un unique câble de mesure distribuée et d'utiliser deux systèmes de mesure DiTemp (DTS Raman) et DiTeSt (BOTDA/BOTDR Brillouin) combinés, les données sont gérées par un unique interface DiView capable d'assurer la compensation thermique des déformation avec la température.

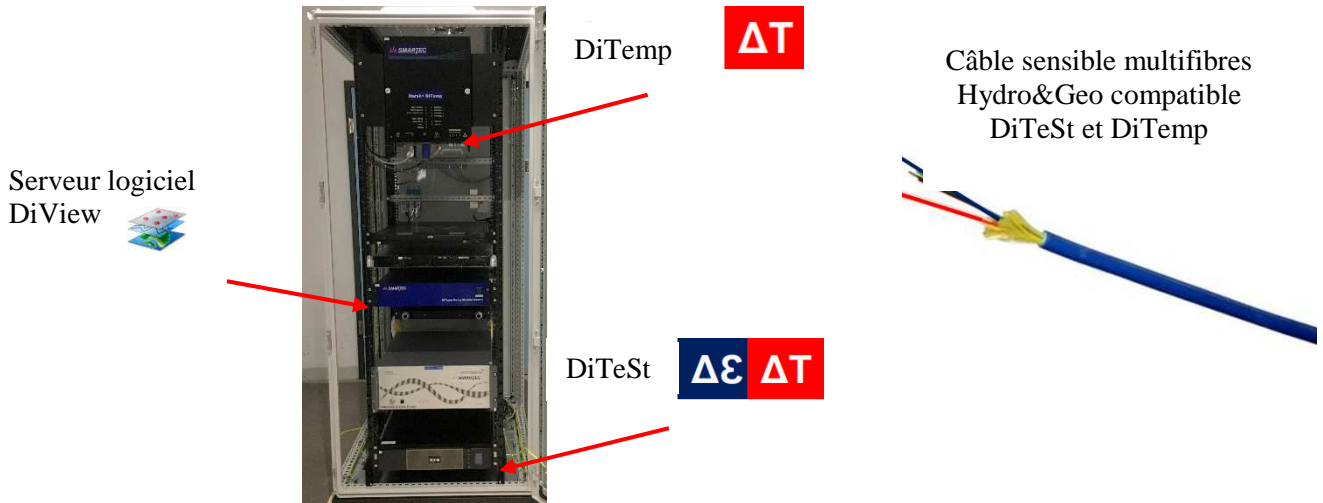


Figure 12 : Armoire hybride DiTeSt (Brillouin) / DiTemp (Raman) et câble multifibres Brillouin / Raman

5.2 Interfaces industrielles

Des fonctionnalités robustes de connectivité industrielle sont disponibles avec l'interface DiView pour une communication directe avec le contrôleur de l'installation (SCADA, PLC, DCS); Une fois configurées, les alertes et les alarmes sont envoyées via des relais ou via une communication série / Ethernet via des protocoles industriels (Modbus, OPC).

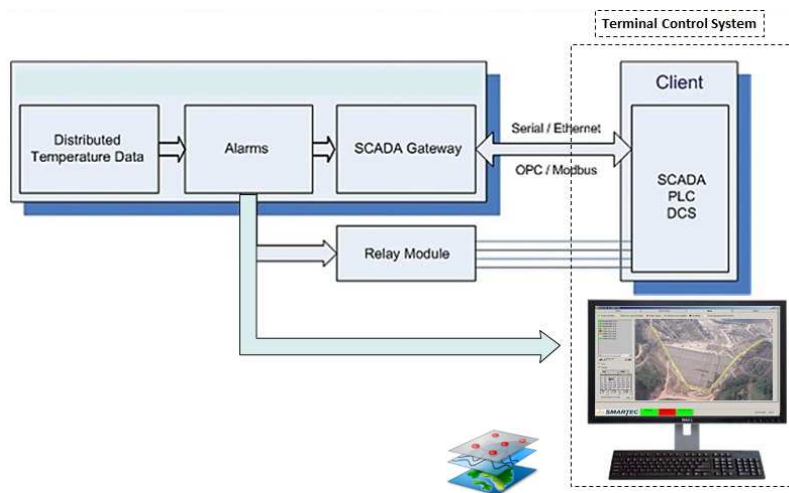


Figure 13: Interfaçage industriel des systèmes de mesure distribuée par fibre optique DiTemp (DTS Raman) et DiTeSt (BOTDA/BOTDR Brillouin)

5.3 Intégration des mesures distribuées dans représentation 3D

L'intégration de données de mesure distribuées est réalisée par les utilisateurs de nos systèmes, à partir des fichiers exportés par l'interface graphique DiView. Dans le cadre du Projet RAGTIME (2016-2019) nous développons une nouvelle possibilité de visualisation, avec superposition des mesures distribuées DiTeSt / DiTemp et de capteurs ponctuels sur un nuage de points issus de scans 3D d'un ouvrage.

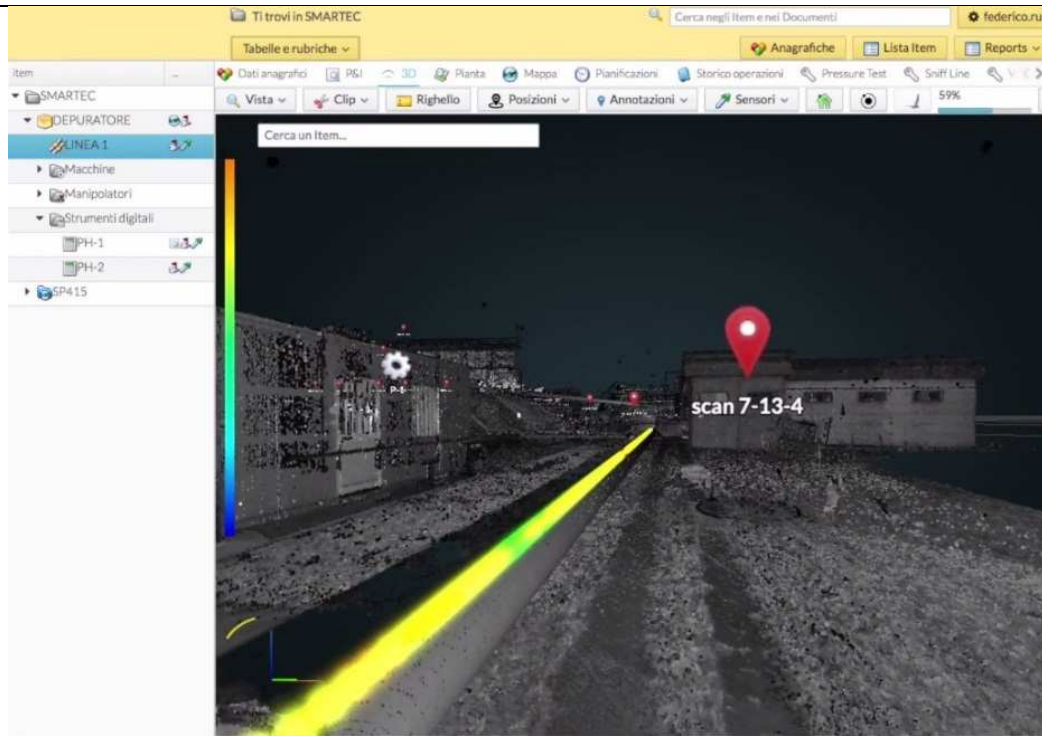


Figure 14 : Superposition des mesures distribuées par fibre optique sur un nuage de points issus de scans 3D

6. CONCLUSIONS

La détection de déformation et température par fibre optique distribuée constitue un outil puissant de surveillance de l'intégrité des digues et barrages. Telemac / Smartec a mis en œuvre avec succès de tels systèmes sur de nombreux projets depuis 15 ans. Les défis initiaux ont porté sur la conception et l'installation des systèmes à fibres optiques, la surveillance par détection distribuée étant une nouvelle approche complémentaire des capteurs ponctuels traditionnels (piézomètres, extensomètres). La détection distribuée par fibre optique est mise en œuvre sur de nouveaux barrages ou digues ou dans le cadre de projets de réhabilitation et d'amélioration de la sécurité. Dans le cas de structures existantes les techniques de pose d'un câble de mesure distribuée permettent un rendement élevé, ce qui limite le temps d'interruption d'exploitation de l'ouvrage. Une fois que la mise en œuvre physique de ces systèmes de surveillance est devenue opérationnelle, le défi est la gestion des données et la visualisation des paramètres de détection répartis. Un système à fibre optique distribuée fournit un flux de données d'une mesure par mètre sur toute la longueur du câble de détection. Un logiciel a été développé et permet la gestion de plusieurs optoélectroniques de mesure, l'interfaçage industriel avec le contrôleur de l'installation, et à l'avenir la superposition des données sur une représentation scanner 3D en nuage de points. La détection distribuée par fibre optique est une instrumentation fiable et économique pour améliorer la connaissance et la maîtrise des risques.

REMERCIEMENTS

Nous remercions nos partenaires ayant participé aux réalisations citées dans cette communication. En particulier, STS - Soil Testing Siam en Thaïlande, VND2 Ltd en Lettonie, Geocomp Inc aux USA, le bureau de protection et restauration cotière de Louisiane aux USA, Gecko en Slovénie, Kanada Technik en Turquie.

RÉFÉRENCES ET CITATIONS

- [1] INAUDI, D., Distributed Fiber Optic Sensors for Dams and Levee Deformation Monitoring, GEG New Orleans, 2015.
- [2] JORDAN, A and PAPILLOUD E., Penstock structural health monitoring, Hydro 2015 Bordeaux, Session 19 Gates and penstock, 2015.
- [3] <http://ragtime-asset.eu/> Risk based approaches for asset integrity multimodal transport infrastructure

AUSCULTATION D'UN BARRAGE EN TERRE SOUMIS A EROSION : DU DIAGNOSTIC AUX TRAVAUX DE CONFORTEMENT

Analysis of an internal erosion earth-filled dam: from diagnosis to reinforcement works

Chiara CURZI, Thu Nga LE
CNR, 2, rue André Bonin, 69316 LYON
c.curzi@cnr.tm.fr – t.le@cnr.tm.fr

MOTS CLÉS

Érosion interne, érosion de contact, auscultation, diagnostic, travaux, températures.
AVIGNON.

RÉSUMÉ

L'endiguement CNR de l'aménagement d'Avignon vers le PK 230.700 RD a présenté des anomalies de fonctionnement peu après sa mise en eau en 1973. Ce barrage, de classe B selon la réglementation en vigueur, présente une hauteur de 11 m. C'est un ouvrage perméable : les écoulements au travers du corps de digue et de sa fondation sont collectés dans des ouvrages spécifiques (contre-canaux). Un réseau de surveillance piézométrique et les visites régulières permettent de détecter toute anomalie de comportement de l'ouvrage.

Des zones de fuites avec entrainement des fines, observées sur un linéaire d'environ 60 ml, en pied du talus aval du barrage, ont mis en évidence un phénomène d'érosion interne. Depuis 1993 à 2014, différentes actions et investigations ont été entreprises pour comprendre et localiser l'origine de l'incident.

Un dispositif d'auscultation novateur a été mis en œuvre en 2014. Des mesures thermométriques continues (entreprise GTC Kappelmeyer) ont été réalisées dans plusieurs sondages et à différents profondeurs afin d'estimer la vitesse des infiltrations au cœur de l'ouvrage. Les campagnes de mesures menées à différentes périodes ont permis de suivre l'évolution des anomalies d'écoulement et les variations des vitesses.

L'analyse comparée des mesures du système de surveillance en place et de la thermométrie a permis de localiser la zone d'infiltration principale, d'identifier le type d'érosion interne et son stade d'avancement.

Des travaux de confortement de type paroi étanche ont été engagés en fin 2014. Les résultats des auscultations thermométriques pendant et après les travaux ont permis de confirmer les conclusions du diagnostic et valider la pertinence du dispositif.

ABSTRACT

The CNR embankment of Avignon at PK 230,700 RD presented anomalies shortly after its impoundment in 1973. This earth-filled class B dam, according to the actual law in force, has a height of 11 m. It is a permeable dam: percolation water is collected in specific structures (counterchannels). A piezometric monitoring network and regular visits are carried out to detect any anomalous behavior of the structure.

Zones of seepage with transport of soil particles were observed along about 60 ml, at the downstream toe, this reveals an internal erosion phenomenon. From 1993 to 2014, several site investigations were undertaken to understand and locate the origin of the incident.

An innovative monitoring system was implemented in 2014. Continuous thermometric measurements (company GTC Kappelmeyer) were carried out in several holes and at different depths to estimate the seepage velocity through the embankment. The measurements were done at different periods to follow the evolution of the leakage and the variations of seepage speed.

Compared analysis of in situ monitoring and thermography results led to the identification of the main infiltration zone, the type of internal erosion, and its stage of progress.

Reinforcement work by cut-off wall was started at the end of 2014. The results of the thermometric auscultations during and after the work confirm the conclusions of the diagnosis and accredit the monitoring system.

1. CONTEXTE

L'aménagement de la chute hydroélectrique d'Avignon, pour la réalisation des centrales d'Avignon et de Sauveterre, mises en service par la Compagnie Nationale du Rhône (CNR) en 1973, a nécessité la réalisation d'endiguements en remblai sur la retenue et les canaux de dérivation. Ces endiguements sont aujourd'hui classés en barrage de classe B, au sens de la réglementation.

Au niveau du Point Kilométrique (PK) 230.700 Rive Droite (RD), l'endiguement a présenté des anomalies de fonctionnement qui ont mis en évidence un phénomène d'érosion interne de contact en évolution. Les moyens d'auscultation et les reconnaissances mis en œuvre ont permis de réaliser un diagnostic poussé de l'incident qui a été confirmé par les résultats concluants du confortement par paroi étanche.

2. DESCRIPTION DE L'OUVRAGE

2.1 Barrage en remblai

L'ouvrage de retenue dont il est question a été réalisé sur des sols alluvionnaires (sablo graveleux, galets, limons) provenant de dépôts du Rhône et reposant sur une formation de calcaire.

Les digues bordant la dérivation de la Motte sont des digues mixtes perméables. Les eaux de percolation au travers de la digue sont collectées dans un canal artificiel, nommé contre-canal, qui permet les échanges avec la nappe alluviale. Le remblai est constitué par un corps en limon compacté, reposant sur une couche de limon en place, et des clés en gravier en amont et en aval.

Le canal de dérivation de la Motte a été essentiellement excavé dans les alluvions constituées de graviers et de limon sableux. Selon son épaisseur initiale, la couche en limon en place, laissée après le décapage, varie entre 1,0 m et 6,0 m d'épaisseur.

Cette couche d'alluvions limoneuses a été décrite comme silt sableux ou sable silteux, d'après les analyses granulométriques effectuées lors des campagnes de reconnaissance datant d'avant l'aménagement.

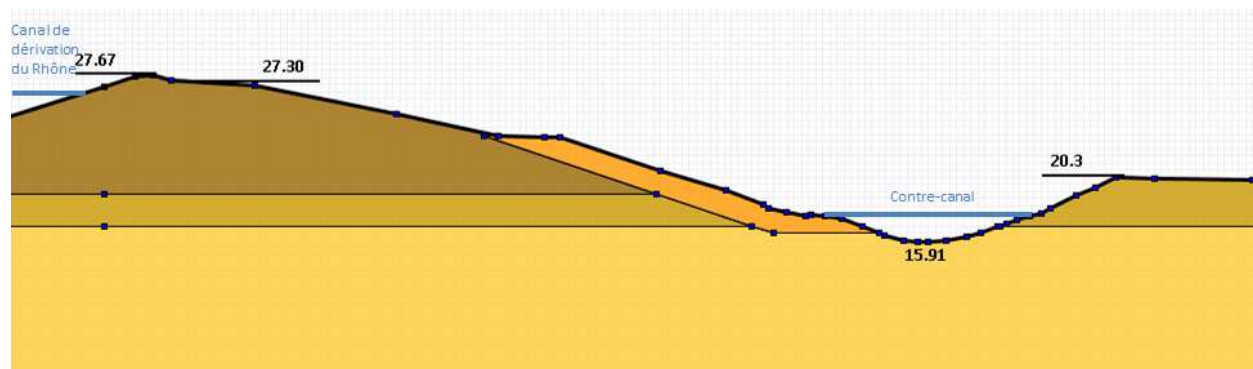


Figure 1 : Barrage en remblai, coupe schématique

Caractéristiques mécanique de matériaux				
Matériaux	γ (kN/m ³)	ϕ' (°)	c' (kPa)	k (m/s)
Limon rapporté	20	30	4	1 à 3·10 ⁻⁴
Limon en place	18	30	8	1 à 3·10 ⁻⁴
Gravier en place	21	35	2	1·10 ⁻³ à 7·10 ⁻⁴
Clé en Gravier (masque aval)	20	35	0	1·10 ⁻³

Figure 2 : Caractéristiques géomécaniques des matériaux

2.2 Caractéristiques des matériaux

Plusieurs campagnes de reconnaissance géotechnique ont été menées afin de caractériser les sols, notamment sur le secteur de l'incident.

Les sondages ont confirmé le profil théorique de la digue et l'interface limons/graviers (rencontrée sur l'ensemble des sondages réalisés en 2009 et 2012). Le profil en travers type issu du dossier de marché de travaux de 1971 a été respecté avec une interface située à la cote 17,50 mNGF.

Comme souvent, les couches de sols ne sont pas homogènes. En particulier, des couches limoneuses plus graveleuses, et donc plus perméables, ont été observées dans les couches compactées du corps de digue, ce qui a pu favoriser l'apparition d'écoulements isolés.

Ces horizons plus perméables ont probablement une hétérogénéité horizontale et ne concernent pas l'ensemble du linéaire de l'incident. Ils constituent vraisemblablement des lentilles graveleuses au sein de la digue.

Les caractéristiques géotechniques des couches de sol principales sont résumées schématiquement dans le tableau en Figure 2.

3. DIAGNOSTIC

3.1 Les anomalies

Les premières résurgences ont été signalées en 1974 au PK 230.700 RD, au niveau du plan d'eau du contre-canal. La zone d'incident est depuis identifiée sous le nom : « PK 230.7 RD ».

Comme mesure corrective immédiate, une recharge en enrochements a été mise en œuvre en pied du talus aval. En 1991, un ouvrage de captage équipé d'une station de jaugeage a été réalisé afin d'améliorer la surveillance du secteur. Parallèlement, une première visite subaquatique, avec largage de fluorescéine, a permis de mettre en évidence un passage préférentiel à travers le talus amont. Il a été constaté que des cratères d'environ 10,0 cm de diamètre s'étaient formés dans les limons vasards recouvrant les enrochements. Les travaux de colmatage entrepris pour essayer d'améliorer l'étanchéité du talus amont n'ont pas eu de résultats probants sur ces hétérogénéités.

Suite au constat, en 2003, d'un élargissement de 5,0 m de la zone de fuite, une surveillance hebdomadaire des débits de la station de jaugeage et des niveaux piézométriques a été mise en place de façon à anticiper toute défaillance de la digue.

En 2009, un premier diagnostic d'incident a avancé la possibilité d'une initiation du phénomène d'érosion interne justifiée par les eaux chargées de la fuite. L'inspection visuelle menée en 2011, a signalé une augmentation importante de la quantité de fines transportées par les fuites.

3.2 Les reconnaissances

En 1991, une première reconnaissance géophysique a souligné deux zones d'infiltrations aux PK 230.645 et PK 230.710.

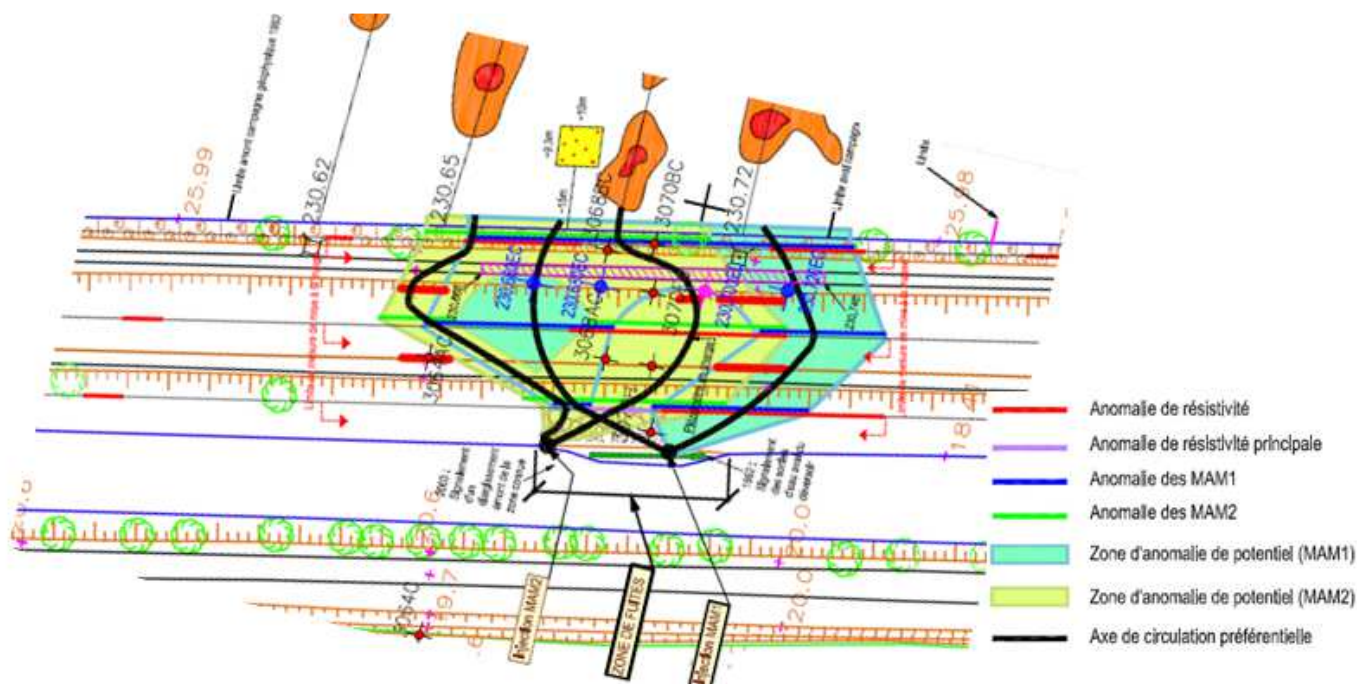


Figure 3 : Zone d'anomalie d'écoulements suivant les campagnes géophysiques

En juillet 1993, une campagne de mesures thermométriques a été entreprise. Elle consiste à mesurer la température du sol grâce aux tubes creux de 16 m de profondeur, implantés sur la crête de la digue. La température du sol n'est

pas perturbée par les influences microclimatiques au-delà des 1-2 mètres. À partir de cette profondeur, une infiltration d'eau à travers la digue provoque une anomalie dans le champ de température du sol. Cette campagne a permis de signaler une infiltration importante, au droit de la crête de digue, entre les PK 230.668 et 230.740. Des écoulements importants ont été repérés entre 10,0 m et 13,0 m de profondeur. Aussi, une zone de perméabilité anormale a été constatée au PK 230.554.

Une seconde étude géophysique a été commandée en 2008. Celle-ci a confirmé la localisation de la fuite entre les PK 230.680 et 230.740 caractérisée par des circulations d'eau sur plusieurs niveaux de profondeur. De même, elle a souligné une zone de perméabilité anormale aux alentours du PK 230.550.

Des nouvelles campagnes thermométriques ont été réalisées pour délimiter la zone d'incident pendant juillet-août 2012 et en juin 2013. La réalisation des mesures en continu a permis aussi l'estimation de la vitesse d'écoulement. Ces mesures sont réalisées via des sondages spécifiques.

Des mesures thermométriques ont été aussi réalisées sur les piézomètres déjà en place depuis avril 2011 jusqu'à juillet 2012.

Des analyses granulométriques et par sédimentologie ont été réalisées sur les dépôts en pied de digue en 2010, 2012 et 2013.

3.3 L'analyse des données

Les reconnaissances géophysiques avaient permis de délimiter la zone de l'incident dès le premier diagnostic en 2009. À la suite des observations de 2011 sur l'augmentation des matériaux fins entraînés par les écoulements, de nouvelles campagnes de mesures ont été lancées. Ces campagnes se sont déroulées en parallèle avec le groupe de travail ERINOH (ERosion INterne dans les Ouvrages Hydrauliques), ce qui a permis d'orienter les analyses de manière à caractériser l'évolution de l'érosion interne.

Dans ce paragraphe nous synthétisons l'analyse spécifique à l'érosion interne, issue d'un diagnostic complet de l'ouvrage.

Les analyses granulométriques et par sédimentologie réalisées sur les dépôts en pied de digue ont permis de confirmer l'origine des matériaux fins. La répartition granulométrique est en effet semblable à celle des matériaux constituant le corps de digue.

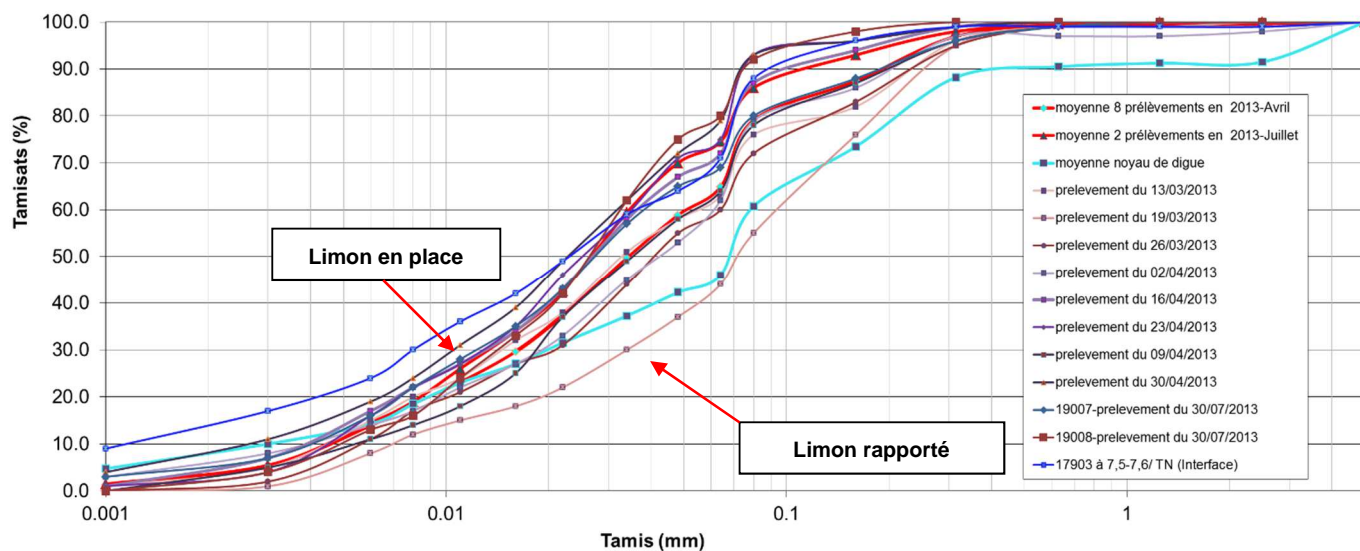


Figure 4 : Comparaison entre les courbes granulométriques des prélèvements de 2013 et celles issues du corps de digue au droit du noyau et de l'interface entre les limons rapportés et les limons en place

Le mode de prélèvement des sédiments fins pour caractériser l'évolution de l'érosion n'est pas un essai standardisé. Du fait des incertitudes sur les résultats de 2012, un cadrage du protocole opérationnel a été réalisé en 2013. On présente dans le graphique (Figure 4) uniquement les résultats de 2013 sur des échantillons prélevés suivant le mode opératoire établi.

Les sédiments ont également été analysés d'un point de vue quantitatif qui a mis en évidence une augmentation des quantités entre 2011 et 2012 et une légère diminution en 2013. Les résultats sont utilisés uniquement pour estimer l'évolution de l'incident, car les mesures sont approximatives du fait du contournement de la fuite autour du bac et des difficultés pratiques dans la récupération de fines.

L'analyse permet de confirmer que la cinétique d'érosion se fait par bouffées et que la proportion des matériaux récoltés est significativement faible par rapport au volume du noyau de la digue.

Une fois le phénomène d'érosion interne avéré, nous avons cherché à localiser en profondeur les anomalies d'écoulement pour identifier une éventuelle érosion de contact, car les analyses granulométriques montrent que les critères de filtres ne sont pas respectés entre les limons et les graviers de fondation.

La méthode thermométrique par sondages GTC Kappelmeyer a été retenue car une comparaison était possible avec une campagne similaire réalisée en 1993. À cette époque les mesures avaient révélé une infiltration d'eau du canal à travers la digue entre le PK 230.667 et 230.710 localisée à plus de 12 m de profondeur.

L'étude thermométrique de 2012 a conclu que la principale zone d'anomalie est présente entre les PK 230.650 et 230.770. Elle s'est légèrement étendue sur le linéaire depuis 1993 et a eu une tendance à croître verticalement au détriment de la couche de limons en place. Les premières infiltrations se situent à 7,0 m de profondeur, avec un pic à 12,0 m de profondeur.

Cette évolution des mesures thermométriques concorde avec les observations sur site et notamment avec le suivi piézométrique (niveau et mesures de température dans les piézomètres) qui avait mis en évidence une saturation quasi complète du corps de digue dès 7,0 m de profondeur par rapport à la crête de digue. Par ailleurs, cette situation s'accompagne d'écoulements isolés à 3,5 m de profondeur dans le noyau de l'ouvrage n'ayant pas pu être mis en évidence par la méthode thermométrique du fait de leur faible profondeur et de leur faible vitesse d'écoulement.

Une troisième campagne a été réalisée en 2013 afin de surveiller l'évolution des anomalies, dans l'attente des travaux de confortement.

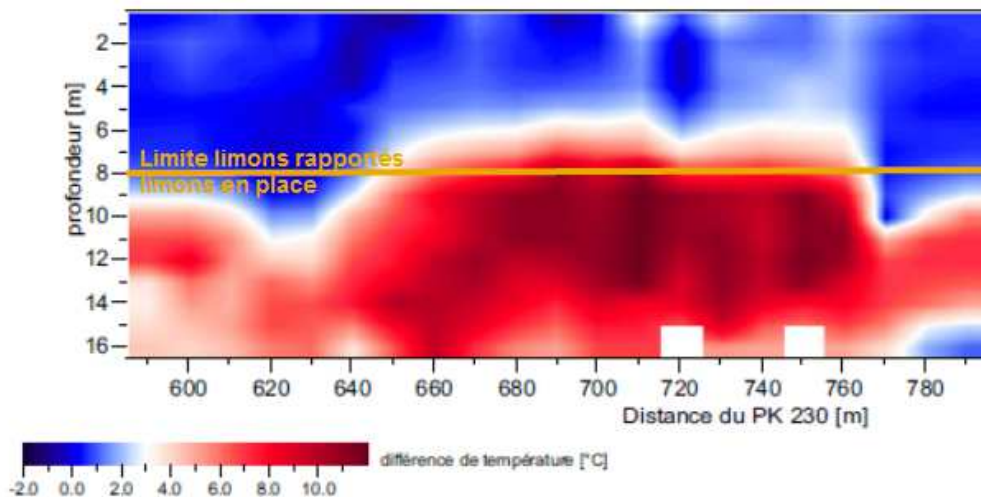


Figure 5 : 2012 Profil thermique longitudinal : les écarts de température importants, représentés en rouge, représentent les zones des écoulements d'eau

La campagne de 2013 a confirmé la localisation de la zone d'incident entre les PK 230.650 et 230.770 RD et pas d'évolution en profondeur, ce qui a permis d'exclure une évolution rapide du phénomène d'érosion interne.

La campagne thermométrique de 2012 montre une circulation profonde étendue sur l'ensemble de la zone de mesures. Les circulations profondes sous la digue ne sont pas toujours visibles à cause de leur vitesse très faible. Nous rappelons que la vitesse est inversement proportionnelle à la viscosité et que celle-ci diminue avec l'augmentation de la température : à température plus élevée, la vitesse d'écoulement augmente et les écoulements en fondation sont plus visibles. Cet état de fait a bien été confirmé par la comparaison de la température du Rhône pendant les trois campagnes réalisées :

- Pendant la campagne de 1993, la température du Rhône était de 19.4°C et les écoulements de fondation étaient très peu visibles en aval et en amont de l'incident. De même, pendant la campagne de 2013, la température du Rhône était d'environ 15°C et les écoulements de fondation étaient très peu visibles en aval et en amont de l'incident.
- Au contraire, pendant la campagne de 2012, la température du Rhône était supérieure à 26°C, ce qui a permis de mettre en évidence les écoulements de fondation dans la digue saine, mais aussi de mieux délimiter la zone d'incident. La circulation d'eau en fondation a été observée aussi dans la digue saine, alors que elle n'est pas visible au droit des quelques sondages sur la zone d'incident.

De plus, lors des deux dernières campagnes de 2012 et 2013, des mesures en continu ont permis d'estimer la vitesse des écoulements. La vitesse d'écoulement est estimée par une analyse du déphasage entre l'évolution des températures du Rhône et celles des températures du sol. Dans ce cas, une vitesse de 10⁻³m/s correspond à un déphasage de l'ordre de 0.5 à 1 jour. Il est à noter que l'estimation de vitesse d'écoulement par la méthode thermométrique est basée sur un trajet d'écoulement direct entre le plan d'eau et le tube de mesure. Ce trajet pourrait être plus long en réalité et donc la vitesse estimée est une vitesse minimale.

désignation du sondage	longueur [m] du sondage	profondeur de l'anomalie	profondeur où $T(\text{sol}) = T(\text{eau}) + 0.5^\circ\text{C}$	profondeur où variation mensuelle à journalière se précise	profondeurs des vitesses de filtration de l'ordre $> 10^{-4}$ m/s	profondeurs des vitesses de filtration de l'ordre de 10^{-3} m/s
T1_230,590_rd	16	9-16 m (max à 11-12 m)				
T2_230,600_rd	16	9-16 m (max à 12 m)				
T3_230,610_rd	16	9-16 m (max à 11-16 m)				
T4_230,620_rd	16	10-16 m (max à 13-16 m)				
T5_230,630_rd	16	10-16 m (max à 14-16 m)				
T6_230,640_rd	16	9-16 m (max à 11-14 m)	13-14 m			
T7_230,650_rd	16	9-16 m (max à 13-15 m)				
T8_230,660_rd	16	8-16 m (max 9-16 m)		9 m à 16 m		
T9_230,670_rd	16	8-16 m (max à 9-15 m)		8 m à 15 m		
T10_230,680_rd	16	8-16 m (max 9-11 m)	9-11 m	8 m à 14 m	9-11 m	10 m
T11_230,690_rd	16	7-16 m (max 8-12 m)	9-11 m	8 m à 13 m	8-11 m	8-10 m
T12_230,700_rd	16	7-16 m (max à 9-13 m)	11-12 m	8 m à 14 m	11 m	
T13_230,710_rd	16	8-16 m (max à 8-13 m)	9-13 m	8 m à 14 m	9-14 m	9-13 m
T14_230,720_rd	15	7-15 m (max à 9-14 m)				
T15_230,730_rd	16	8-16 m (max à 9-15 m)	11-13 m	8 m à 15 m	9 m	
T16_230,740_rd	16	8-16 (max à 9-14 m)				
T17_230,750_rd	15	8-16 m (max à 9-13 m)	9-13 m	9 m + 14 m	9-13 m	12-13 m
T18_230,760_rd	16	8-16 m (max à 9-13 m)	11 m			
T19_230,770_rd	16	11-16 m (max à 11-15 m)				
T20_230,780_rd	16	10-16 m (max à 11-14 m)	12 m			
T21_230,790_rd	16	9-15 m (max à 10-14 m)				

Figure 6 : Résultats de l'auscultation thermométrique de 2012

Le tableau de résultats de 2012 est reporté ci-dessus. Les mesures de vitesse permettent de confirmer que la zone des écoulements dommageables pour la digue tend à remonter à l'interface des limons. Au contraire, les écoulements plus en profondeur, de très faible vitesse, sont liés au fonctionnement normal de la digue perméable et sont drainés par le contre-canal.

La comparaison avec les résultats de 2013 n'a pas mis en évidence d'évolution de vitesses d'écoulement, ce qui est conforme aux mesures in situ sur le débit de fuite, aux quantités de fines transportées et à l'analyse de la granulométrie de ces dernières.

3.4 Conclusions du diagnostic

Le diagnostic a permis de délimiter la zone de l'endiguement, entre les PK 230.650 et 230.770 rive droite, soumise à un phénomène d'érosion interne, probablement initiée par l'érosion de contact à l'interface limons/graviers de fondation.

Le risque majeur potentiellement encouru par une digue soumise à l'érosion interne et privée de protection adéquate, est l'apparition d'un conduit d'écoulement préférentiel facilitant la mise en vitesse des infiltrations et, ensuite, la ruine de l'ouvrage par la création d'un renard hydraulique.

Les bouffées d'érosion pourraient, au fur et à mesure, être à l'origine d'un conduit dans la digue. La clé drainante existante représente une barrière de sûreté vis-à-vis du développement de l'érosion interne de type renard hydraulique. Sa présence empêcherait vraisemblablement la formation d'une brèche car le conduit s'effondrerait. Par ailleurs les matériaux issus de ce conduit provoqueraient un colmatage de la clé qui a pour effet une augmentation de la piézométrie sur le talus aval.

Malgré son effet stabilisateur, la clé drainante existante n'est pas suffisante pour assurer la stabilité à long terme de la digue. En premier lieu, parce que l'érosion dans le corps de la digue peut continuer et engendrer des dégâts type fontis ou zones décomprimées. En second lieu, car l'augmentation de la piézométrie due au colmatage ne peut pas être supportée indéfiniment par la digue qui est soumise également au risque de glissement.

À la fin du diagnostic, les investigations géotechniques réalisées n'avaient pas rencontré de zones décomprimées dans la digue. Ce qui était en cohérence avec les quantités estimées des matériaux érodés.

Le diagnostic a permis de conclure que le suivi piézométrique était un moyen de surveillance adapté et une cote d'alerte avait été fixée pour une intervention rapide en cas de risque de glissement (mise en place des blocs en butée en pied de digue), tout en préconisant la mise en place d'une solution de confortement définitif de type paroi étanche.

4. LES TRAVAUX

4.1 Travaux de confortement

Les travaux de confortement de cette digue consistent en la mise en place d'une paroi étanche ancrée dans le substratum, de type paroi au coulis (PAC), dans le corps de digue. La paroi réalisée présente les caractéristiques suivantes :

- Longueur de 262 m, entre PK 230.570 et PK 230.832,
- Épaisseur de 0.6 m,
- La paroi traverse le corps de digue en limons, les alluvions graveleuses et les calcaires altérés pour atteindre le toit du calcaire fracturé, ce qui représente une hauteur d'environ 19 m.

La zone d'anomalie la plus importante est entre les PK 230.680 et 230.730. Pour cette zone, un traitement préventif par injection a été mis en œuvre avant la réalisation de la paroi.

Les travaux de la paroi étanche se sont déroulés comme suivant :

- Zone amont (27/1/2015 – 13/2/2015) : réalisation PAC sur un linéaire de 100 m,
- Zone aval (16/2/2015 – 27/02/2015) : réalisation PAC sur un linéaire de 110 m, en parallèle il y a eu les injections de la zone sensible,
- Zone sensible (9/3/2015 - 24/3/2015) : travaux PAC sur un linéaire de 50 m.

4.2 Projet de recherche CNR - mesures thermométriques continues par fibre optique

Pour l'auscultation des ouvrages, les tubes thermométriques ont été implantés sur la crête du talus aval entre les PK 230.550 et 230.930, au niveau de la future paroi et sur ses extrémités. Chacun des tubes a une profondeur de 15 mètres environ.

Dans le cadre d'un projet de recherche CNR, les fibres optiques ont été installées dans ces tubes thermométrique à l'été 2014, avant le démarrage des travaux de confortement, ce dispositif permettant d'une acquisition des mesures de température continues. L'objectif de la recherche est le suivi de l'évolution de l'érosion dans le temps. Pour cela, un développement a été réalisé en partenariat avec la société GTC pour permettre une analyse automatisée des données de température. Dans un deuxième temps, les vitesses d'écoulements ont été déduites par une analyse automatisée [4].

Pour le chantier, les données de températures le long des tubes ont été mises à notre disposition. Ces données ont été actualisées chaque jour.

4.3 Suivi de l'évolution thermométrique

L'évolution des températures du sol avant, pendant et après travaux est illustrée en Figure 7 et Figure 8. Ces figures illustrent les températures le long des tubes par une gradation de couleurs.

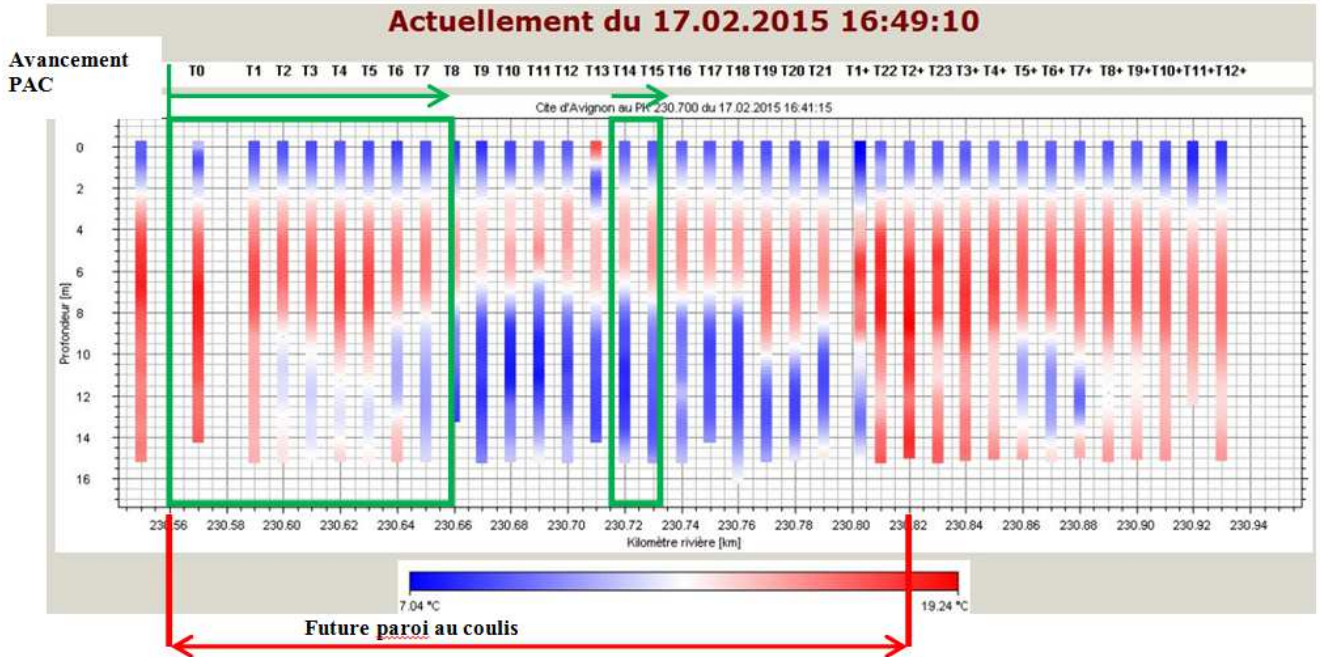


Figure 7 : Mesures thermométriques 17/02/2015 - Avancement PAC en vert

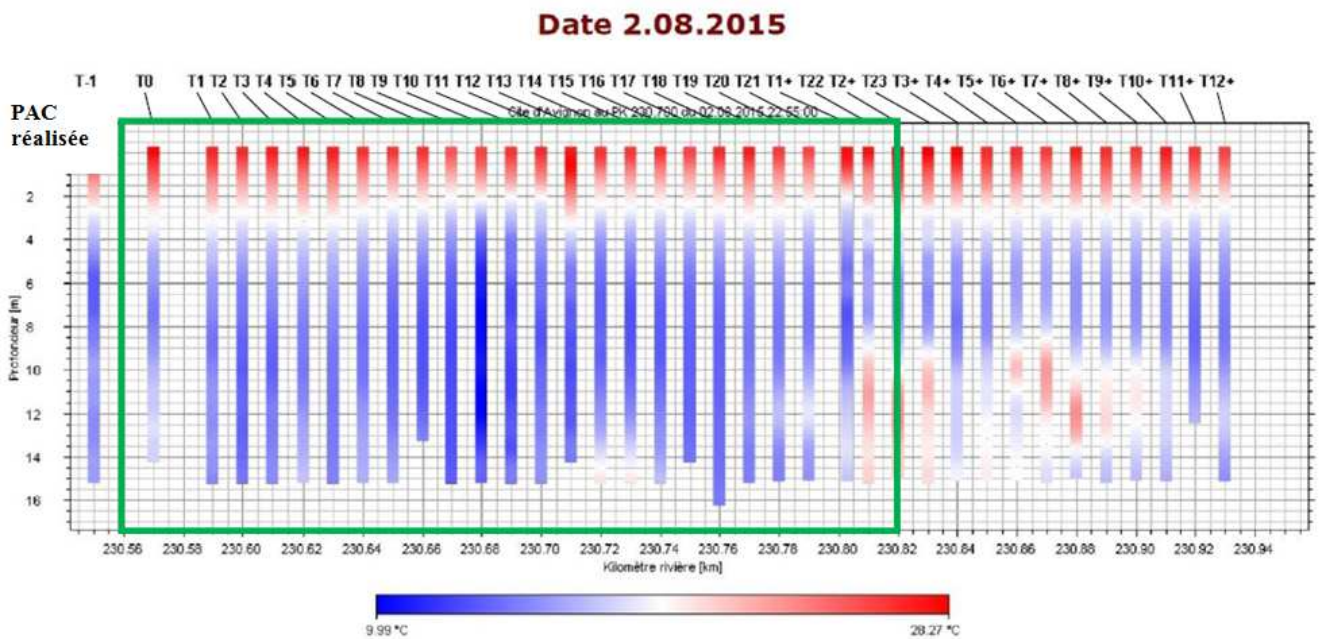


Figure 8 : Mesures thermométriques 2/8/2015 – 4 mois après travaux (T° Rhône = 23.5°C)

Les résultats de l'évolution d'anomalies de température du sol avant, pendant et après travaux sont résumés ci-dessous :

- **Avant les travaux**, l'état « zéro » thermométrique du sol de l'ensemble des tubes avant le démarrage des travaux a montré une infiltration d'eau au centre du secteur ausculté par les couleurs bleues en profondeur correspondant à la température basse de l'hiver (entre T08_230.660 et T21_230.790). L'anomalie significative s'étend du tube T6 au tube T21 à des profondeurs entre 7 m et 14 m indiquant un important écoulement dans la partie inférieure de la digue et la partie supérieure de sa fondation.
- **Pendant les travaux** : malgré les données « continues » mises à disposition pendant les travaux, il est difficile de constater l'influence de la paroi à l'avancement de sa construction sur la zone d'anomalie de température préalablement identifiée. Cela vient du fait que les graphiques thermométriques automatisés n'ont pas la même échelle chaque jour (variation journalière de la plage de températures) d'autant plus qu'il est nécessaire de disposer d'un laps de temps suffisamment long (de l'ordre de 1 mois pour la digue en limon) pour observer l'effet stabilisé de la paroi étanche sur une diminution de l'écoulement dans la digue.
- **Après les travaux**, Le résultat montre la disparition des anomalies de température identifiées auparavant ce qui valide l'efficacité de la paroi.

Pour le suivi de l'érosion, la vitesse d'écoulement a été déduite, dans un deuxième temps

- **Avant les travaux**, les mesures montrent une circulation profonde au droit des tubes situés derrière la future paroi. La vitesse la plus élevée de l'ordre de **10-3 m/s** a été identifiée au droit des **tubes T11, T13, T14 et T17** entre 9 et 13 m de profondeur environ.
- **Après les travaux**, les infiltrations sont très faibles avec une vitesse **inférieure à 2×10^{-5} m/s**. Ces faibles vitesses confirment l'efficacité de la paroi pour traiter l'érosion interne.

4.4 Observations en phase chantier

Les différents incidents et observations répertoriés lors de l'excavation sont synthétisés ci-dessous :

- Forte variation de la surconsommation de coulis par rapport au volume théorique, entre 20% à 155%. La surconsommation est légèrement plus grande dans la zone aval.
- Les pertes franches de coulis avec résurgences dans le contre-canal ont été observées lors de l'excavation dans les alluvions graveleuses de fondation (vers 13 à 15m de profondeur). Celles-ci ont été constatées sur 1 plot dans la zone amont, 1 plot dans la zone sensible et 4 plots à l'aval.

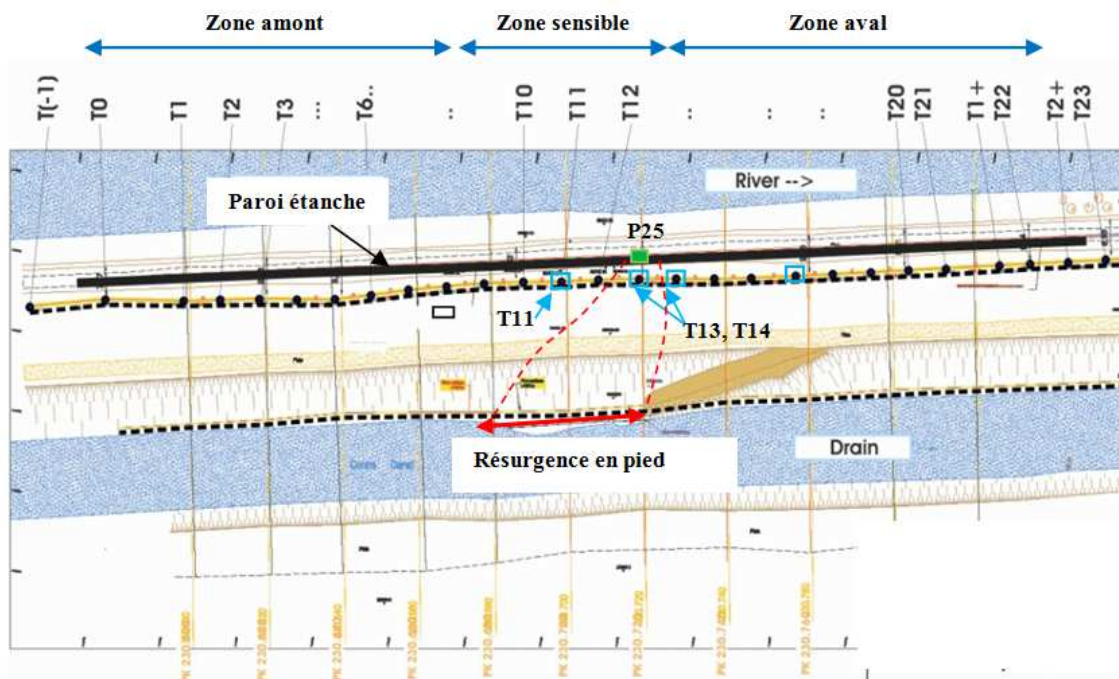


Figure 9 : Vue en plan de la zone d'anomalie d'écoulements (en rouge) d'après les observations chantier. En bleu, les tubes avec vitesse de 10^{-3} m/s suivant les mesures thermométriques - Localisation du plot P25.

- Il n'y a presque pas de changement sur l'état de résurgences en pied de digue pendant les travaux PAC jusqu'au forage du plot P25 le 23/03/2015. Il s'agit du troisième plot avant la fin des travaux paroi (8.7 ml restant/ 262 ml au total). Lors du forage du P25 vers 11.5 m de profondeur environ, les résurgences en pied de digue **ont été fortement diminuées puis se sont tariées sous 15 minutes** (distance de 60 m environ entre P25 et les fuites en pied). Il est à noter qu'aucun incident de type résurgence ou perte franche de coulis n'a été relevé lors de l'excavation du plot P25. Le coulis utilisé est adapté pour résister aux écoulements.
- Lors de pré-injection avant la réalisation de la paroi dans la zone sensible, de nombreuses communications de coulis vers le contre-canal ont été observées dans les forages situés à l'amont hydraulique du tube T11 ainsi que ceux en face des tubes T13 et T14, voir Figure 9. Ce constat semble être cohérent avec les résultats de mesures thermométriques.

4.5 Rétro-analyse de l'incident après travaux – REX sur méthodes de reconnaissance

Les observations pendant les travaux montrent qu'il existe une veine d'écoulement préférentiel à travers de la digue. Celle-ci a été traversée par un plot d'une largeur de 3.6 m, vers 11.5m de profondeur. Cette veine alimente la quasi-totalité des résurgences en pied de digue : débit total de 25 l/s, écoulements diffus sur un linéaire de 60 ml en pied de digue avec quelques fuites concentrées à forte vitesse (estimée à plusieurs cm/s) (Figure 9). Ces observations confirment la conclusion du diagnostic : **érosion interne de contact à l'interface limons/graviers**. La zone d'érosion principale semble être centrée sur un linéaire d'une dizaine de mètres délimitée entre T13 et T14, avec une veine d'écoulement localisée vers T13.

Concernant les reconnaissances utilisées lors de diagnostic, les deux méthodes, géophysique et thermométrique, ont permis d'identifier la zone d'anomalie principale avec une étendue sur 110 ml de digue. Cependant, aucun de ces deux procédés n'a permis d'anticiper ou de prévoir le comportement observé pendant les travaux : **arrêt brusque de l'ensemble de fuites de pied de digue lors du forage du plot P25 vers 11.50 m de profondeur et donc de cibler la zone d'érosion principale**. La vitesse d'écoulement dans la digue estimée par la méthode thermométrique est inférieure à celle observée in situ d'un ordre de grandeur : 10^{-3} m/s contre $5 \cdot 10^{-2}$ m/s environ. Cette dernière est cohérente avec le phénomène de transport de fines observé et la vitesse d'initiation d'érosion de la littérature.

Malgré ces limites, les résultats obtenus avec ces deux méthodes sont pertinentes pour dimensionner le confortement de l'ouvrage.

5. CONCLUSIONS

L'incident de l'endiguement au PK 230.7 RD est caractérisé par un suivi de long terme sur un ouvrage soumis à érosion interne. Ce suivi a permis d'observer différents stades du phénomène et de confirmer la pertinence de l'auscultation mise en place.

La méthode thermométrique, connue et utilisée depuis 1991, est un procédé, basé sur la température du sol, qui permet de réaliser des mesures jusqu'à 30 m de profondeur et de délimiter avec précision les contours des zones infiltrées par l'eau de surface. Cette méthode thermométrique est utilisée avec succès pour ausculter les ouvrages en terre en charge (digue, dispositifs d'étanchéité,...) soumis à des anomalies d'infiltration d'eau. On peut étendre l'application de cette méthode dans le contrôle des travaux d'étanchéité.

Dans le cadre du diagnostic en objet, elle est intéressante car elle permet d'analyser l'évolution dans le temps et l'espace des écoulements, notamment leur profondeur. Elle peut être utilisée pour une analyse des anomalies sur toute la zone concernée avec des sondages qui permettent la répétabilité des mesures. L'estimation de la vitesse d'écoulements « en grande » est une évolution innovatrice qui permet une analyse plus fine. La réalisation des différentes campagnes sur plusieurs années a facilité le suivi du phénomène d'érosion permettant de comparer l'évolution des écoulements sur l'ensemble de la zone en deux dimensions.

Toutefois, une analyse couplée de méthode thermométrique (2D) et de méthode géophysique (vision 3D) est nécessaire pour mieux cerner des anomalies d'écoulement au travers de l'ouvrage.

Les mesures du système de surveillance en place (volumes de matériaux transportés, débit de fuite et piézométrie (niveaux et températures) sont réalisées par des moyens de suivi fiables et peu coûteux. Ces mesures sont concordantes avec les résultats des campagnes thermométriques réalisées. Ce constat a permis de valider la pertinence des moyens de suivi, leur implantation et la qualité des mesures.

Dans un ouvrage en remblai perméable en charge permanente, les mesures piézométriques restent adaptées pour suivre en continu l'évolution du phénomène, surveiller la zone d'incident et planifier son confortement.

En ce qui concerne le dimensionnement du confortement, les résultats des campagnes géophysiques ou/et thermométriques avant travaux permettent l'identification de la zone d'anomalie principale et sont indispensables. Un suivi après travaux permet de confirmer l'efficacité des travaux. Dans notre cas, pour une digue en limon, une baisse progressive, puis durable des infiltrations/ écoulements à l'aval de la paroi a été observable au bout d'un mois.

REMERCIEMENTS

Les auteurs tiennent à remercier l'entreprise GTC Kappelmeyer pour la mise à disposition des résultats pour cet article.

RÉFÉRENCES ET CITATIONS

- [1] BEGUIN R., Étude multi-échelle de l'érosion de contact au sein des ouvrages hydrauliques en terre, Thèse, 2011 ;
- [2] BONELLI S., Érosion des géomatériaux : Érosion interne et de surface, Edition 2012.
- [3] CIGB ICOLD (22 January 2013), Internal erosion of existing dams, levees and dikes, and their foundation, Bulletin 164, Internal erosion processes and engineering assessment;
- [4] BROTHIER, GARANDET et al, ICOLD Juillet 2018, Techniques nouvelles d'auscultation et de surveillance des digues de grand linéaire

CAPTEURS VIBRATOIRES CONNECTÉS POUR L'AUSCULTATION CONTINUE DES OUVRAGES : EXEMPLE DU BARRAGE VOUTE DE RIBOU (CHOLET)

Connected vibratory sensors for continuous auscultation: example of Ribou arch dam (Cholet)

Farouk FRIGUI^{1,3}, Sylvain GENET², Jean-Pierre FAYE³, Sébastien JUDENHERC¹

¹ STANEO SAS, Toulouse, ² Agglomération du Choletais, ³ INP Toulouse/ENIT, LGP, Tarbes
farouk.frigui@staneo.fr – sgenet@choletagglomeration.fr – jpfaye@enit.fr – sebastien.judenherc@staneo.fr

MOTS CLÉS

Structural health monitoring, surveillance permanente, dynamique des structures.

RÉSUMÉ

CAPTEURS VIBRATOIRES CONNECTÉS POUR L'AUSCULTATION CONTINUE DES OUVRAGES : EXEMPLE DU BARRAGE VOÛTE DE RIBOU (CHOLET)

La surveillance vibratoire des structures est mise en œuvre depuis quelques décennies à des fins de surveillance de l'état d'endommagement d'équipements industriels ou de structures bâties. Les techniques utilisées reposent le plus souvent sur l'emploi d'accéléromètres dont les signaux sont traités par des méthodes d'analyse des variations des fréquences propres, de calculs de déformées modales ou de calculs de flexibilité. Les objectifs visés sont la détection des dommages nouveaux, leur localisation et le suivi dans le temps de leur évolution. L'équipement permanent d'ouvrages ou de structures est rare compte tenu du coût important des instruments de mesure, à l'achat et à l'utilisation. L'auscultation est donc le plus souvent ponctuelle, dans le temps (installation périodiques d'instruments) et l'espace (suivi de fissures identifiées etc.). La détection et le suivi de dommages requièrent cependant la répétition fréquente des mesures. Nous avons mis au point une approche nouvelle capable de produire un diagnostic continu. Elle repose sur la combinaison d'instruments de faible coût d'installation et d'exploitation d'une part et sur une méthode de traitement robuste d'autre part. L'outil de mesure est composé d'un ou plusieurs capteurs de basse consommation et haute sensibilité assurant les fonctions de transduction, numérisation, pré-traitement et transmission d'une information synthétique vers un système d'analyse centralisé. L'ensemble fonctionne en continu et permet de produire un diagnostic en temps réel au pas de 24h. Nous présentons les résultats de nos analyses sur le barrage de Ribou (barrage voûte de production d'eau potable à Cholet). Trois approches sont comparées : 1/ la modélisation numérique du comportement vibratoire de la structure; 2/ l'interprétation des mesures continues acquises par un instrument placé sur la structure (de type installation permanente, couteuse) et enfin 3/ la simulation des résultats que notre nouvelle approche sera en mesure de fournir. L'auscultation permanente de l'ouvrage permet de suivre sa réponse aux variations des conditions météorologiques (la température en particulier) et de charge du barrage (hauteur d'eau, débit de débordement). L'approche globale de l'ouvrage autorise un suivi continu et économique de son « état de santé ». Ce résultat est obtenu grâce à des algorithmes fiables et robustes alimentés par des capteurs innovants, utilisant les technologies de l'Internet des objets pour transmettre une information condensée des vibrations mesurées.

ABSTRACT

CONNECTED VIBRATORY SENSORS FOR CONTINUOUS AUSCULTATION: EXAMPLE OF RIBOU ARCH DAM (CHOLET)

Structural health monitoring (SHM) has been implemented for many decades in order to monitor industrial equipments and civil engineering structures. The monitoring techniques are most often based on the use of accelerometers. This aims to detect new damages, their location and the follow-up of their evolution. The permanent instrumentation of structures is rarely used because of the high cost of measuring instruments. Auscultation is therefore most often punctual, in time (periodic installation of instruments) and space (followed by identified cracks, etc.). However, the detection and monitoring of damage require frequent and repetitive measurements. We have developed a new approach enabling a continuous diagnosis. It is based on the combination of low-cost installation, operating instruments and a robust processing method. The measurement tool is one or many low-power, high-sensitivity sensors which perform the functions of transduction, digitalization, pre-processing and transmission of synthetic information to a centralized analysis system. The set works continuously and allows a real time diagnosis at a 24 hours pace. Herein, we present the results of our analyzes on the Ribou arch dam. Three approaches are considered: 1 / numerical modeling of the vibratory behavior of the structure, 2 / the interpretation of the continuous measurements obtained by an instrument placed on the structure (expensive and permanent installation) and 3 / the result of

our solution based on the installation of connected sensors. The permanent auscultation of the structure allows the follow-up of its response to the meteorological conditions variations (the temperature in particular) and the load of the dam (water level, flow of overflow). Our overall approach allows a continuous and economic monitoring. This is achieved by reliable and robust algorithms powered by innovative sensors, using the Internet of Things (IoT) to transmit a condensed information.

1. DESCRIPTION DU BARRAGE DE RIBOU

Le barrage de Ribou, propriété de la Communauté d'Agglomération de Choletais, est un barrage voûte simple en béton armé, dont la fonction est l'alimentation en eau potable et le soutien des débits d'étiage à la Moine (Figure 1). D'une hauteur de 16 m et d'une capacité de retenue de 3,2 hm³, ce barrage est classé B selon le décret du 11 décembre 2007. Sa longueur est de 160 m et il présente une épaisseur constante de 1,5 m. Le barrage présente une fissuration subhorizontale du parement aval de la rive gauche [1].



Figure 1 : Barrage de Ribou

Le barrage est encastré dans le rocher sain par l'intermédiaire d'un massif d'environ 2 m de profondeur et 2 m de largeur.

L'appui de la voûte rive gauche est assuré à la cote 86,50. Dans la partie centrale, le barrage est fondé dans une cunette d'encastrement entre 71,80 à 73,80 mNGF. Le rocher est très diaclasé, les blocs branlants ont été purgés. En rive droite la surface du rocher sain est proche du niveau du terrain naturel. Le barrage est fondé sur 1 m de profondeur dans le rocher sain.

2. MODÉLISATION NUMÉRIQUE

2.1 Description du modèle numérique

Le modèle numérique, illustré sur la figure 2, est réalisé sur le logiciel de calcul par éléments finis *Abaqus*. Le but de cette approche est d'identifier les zones les plus vulnérables du barrage, face à une excitation sismique.

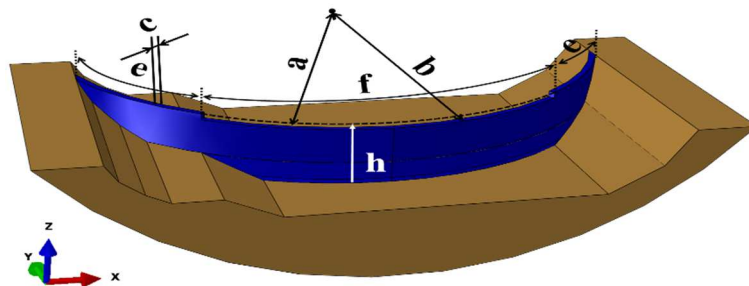


Figure 2 : Modèle numérique du barrage de Ribou

Il s'agit d'un modèle éléments finis, composé d'éléments de type « 3D déformable », et constitué de trois voûtes superposées. Les articulations entre les voûtes sont modélisées par la mise en place de joints. Les principales caractéristiques du modèle sont résumées dans le tableau 1.

Rayon de courbure intérieur - a	65,5 m
Rayon de courbure extérieur - b	67 m
Épaisseur de la voute - c	1,5 m
Cote de crête du parapet - e	88,25 m
Cote du déversoir - f	86,7 m
Hauteur maximale - h	16 m
Module d'Young - E	30 Gpa
Coefficient de poisson - V	0,19

Tableau 1 Caractéristiques physiques et mécaniques pour le modèle numérique

L'interaction entre le barrage et sa retenue peut avoir un effet significatif sur la réponse sismique du barrage et doit être prise en compte. En effet, les mouvements subis par la masse d'eau font apparaître des pressions « hydrodynamiques » variant dans le temps et dans l'espace en fonction du mouvement imposé par les parois de la retenue [2].

Ainsi, en plus de la pression hydrostatique, la pression hydrodynamique a été prise en compte dans notre approche et a été modélisée par des masses ajoutées équivalentes appliquées sur le parement amont du barrage. Les masses ajoutées sont calculées par la formule de Westergaard généralisée [3]. Les interactions sol-structure ne sont pas prises en compte dans cette modélisation. C'est à dire que la roche n'est pas considérée dans l'analyse dynamique.

2.2 Analyse modale

Le tableau 2 résume les trois premières fréquences propres identifiées par analyse modale sur Abaqus. Les déformées modales associées à ces modes sont illustrées sur la figure 3.

Mode	Fréquence (Hz)
1	8,49
2	9,30
3	10,97

Tableau 2 Fréquences propres du modèle numérique



Figure 3 : Déformées modales issues de l'analyse modale sur Abaqus: (a) mode 1, (b) mode 2, (c) mode 3

2.3 Excitation sismique et endommagements

Nous avons choisi d'exciter la structure à sa base, dans les trois directions, par un accélérogramme issu du tremblement de terre de L'Aquila réduit en temps et en amplitude (une durée de 10 s et 10% du signal). Pour représenter le comportement élasto-plastique sous le choc sismique, le modèle d'endommagement plastique, introduisant des variables d'endommagement scalaire, a été considéré comme modèle constitutif du matériau (Concrete Damage Plasticity (CDP)) [4]. Cette loi d'endommagement, implantée dans Abaqus pour les calculs standard et explicites, est recommandée pour l'analyse des structures en béton soumises à des chargements cycliques [5].

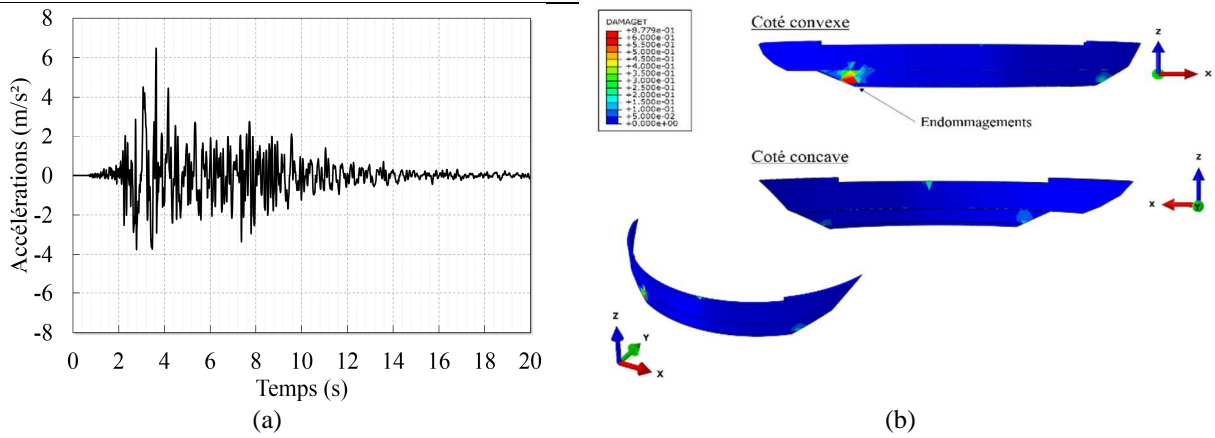


Figure 4 : Endommagement après excitation sismique : (a) signal sismique, (b) apparition des endommagements au niveau du parement de la rive gauche

Après la sollicitation sismique, la structure s'avère endommagée au niveau des articulations. L'endommagement le plus important est celui de la rive gauche.

3. AUSCULTATION DU BARRAGE

Un capteur DW-S (géophone élargi) à trois composantes a été utilisé pour l'instrumentation de ce barrage. Nous avons installé le matériel de surveillance sur la partie gauche du barrage dans un petit renforcement pour des raisons pratiques. Orientés vers le nord, c'est-à-dire vers la voute du barrage, le capteur est branché à une station D6BB-MOB à 6 voies. La station est placée aussi dans le renforcement avec la batterie et le convertisseur qui permet de charger la batterie à partir d'un panneau solaire. Le panneau solaire quant à lui a été fixé au-dessus du renforcement, sur la rambarde d'une des passerelles du barrage. Un module GPS-GSM-MOB est fixé juste à côté du panneau solaire, contenant un GPS haute sensibilité et un module GSM permettant une connexion PPP/3G ou le contrôle de la station via SMS. Les premières mesures ont été réalisées à une fréquence d'échantillonnage de 50 Hz. Nous disposons maintenant des enregistrements continus (<http://ribou.staneo.fr>).

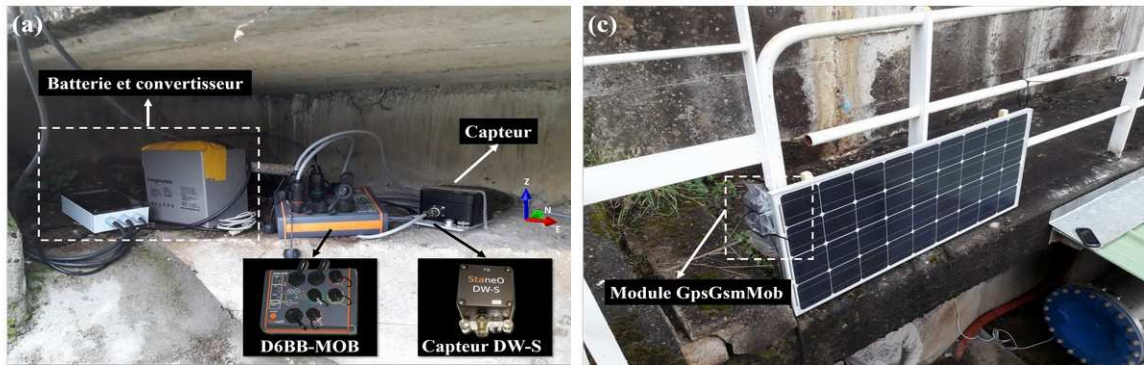


Figure 5 : Installation du matériel de surveillance

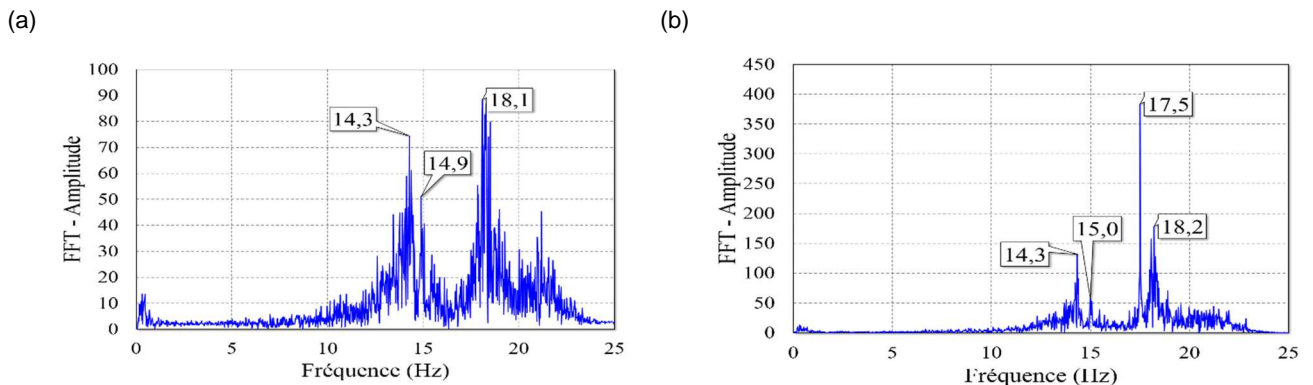


Figure 6 : Spectre des premières mesures sur le barrage - direction R

La figure 6 illustre un exemple de spectre mesuré dans la direction R (radiale), pour deux segments de 40 s séparés dans le temps de quelques heures. Sur la figure 6.a, trois fréquences sont identifiées : 14,3 Hz, 14,9 Hz et 18,1 Hz

, alors que sur la figure 6.b nous pouvons constater une raie supplémentaire qui apparaît, très étroite et de forte amplitude à 17,5 Hz.

Afin de suivre l'évolution de ces fréquences propres dans le temps nous avons tracé les diagrammes temps-fréquence sur une période de 24h (le 25 Février 2018). Ces diagrammes sont illustrés sur la figure 7.

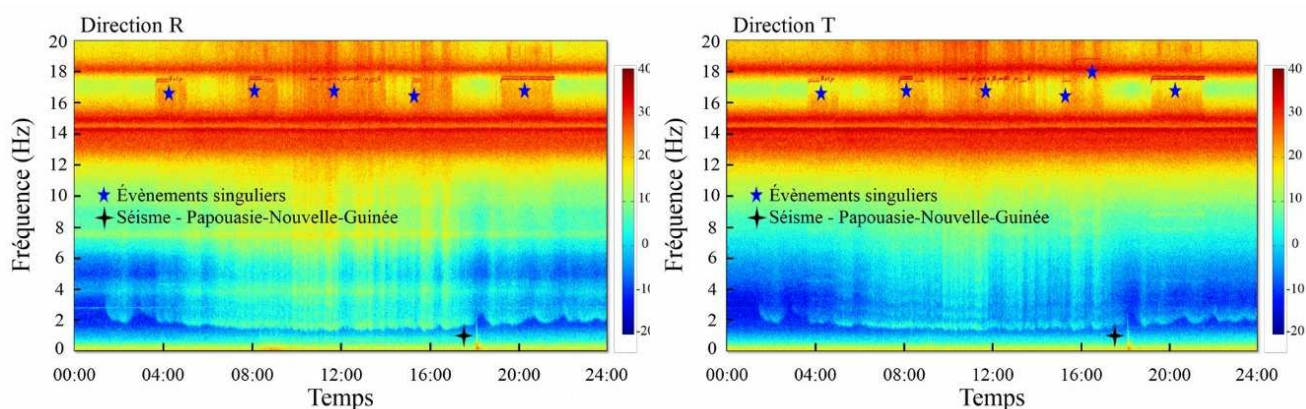


Figure 7 : Analyse temps-fréquences du barrage de Ribou

Ces spectres sont très riches en informations. En effet, ils contiennent non seulement les fréquences propres du barrage mais aussi tous les évènements singuliers qui ont eu lieu la même journée. Les spectres présentent par exemple la signature typique en basse fréquence d'un séisme. Ce dernier correspond au séisme qui a frappé la Papouasie-Nouvelle-Guinée le 25 Février 2018. Nous observons aussi des raies constantes de fortes amplitudes et sur de courtes durées à 17,5 Hz et à 19 Hz. Le spectre présente aussi les fréquences propres du barrage : un premier mode à 14,33 Hz, un second mode à 14,9 Hz et un troisième mode à 18,1 Hz.

La surveillance du barrage nécessite l'identification de l'origine de ces fréquences parasites qui peuvent engendrer de fausses indications quant à l'état de santé de la structure. Pour les identifier, nous avons superposé sur la figure 9 les débits (en m³/h) de l'usine de production du barrage, se trouvant à quelques mètres du barrage (Figure 8) avec les diagrammes temps-fréquences.



Figure 8 : Plan de situation - barrage de Ribou

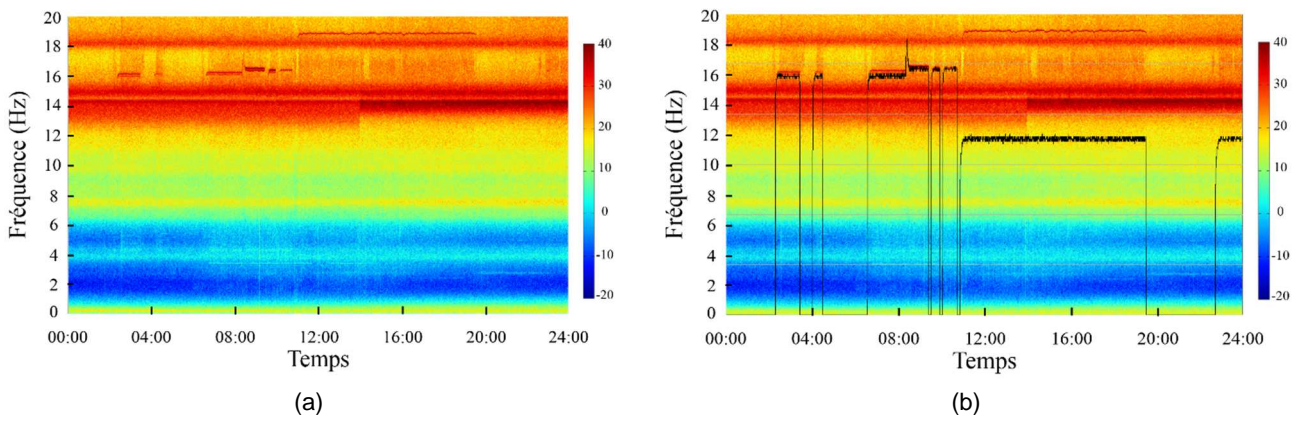


Figure 9 : Superposition des débits de l'usine de production avec les diagrammes temps fréquences du barrage de Ribou. Le maximum de débit peu après 08:00 est de 1100 m³/h, le minimum est nul.

Nous pouvons clairement noter que les fréquences qui apparaissent sur des courtes durées proviennent de l'usine de production d'eau potable. Celles-ci disparaissent à l'arrêt de l'usine. D'autres fréquences parasites, liées au fonctionnement de l'usine de production peuvent apparaître aussi. Afin de contourner les problèmes d'identification liés aux évènements singuliers qui peuvent avoir lieu dans l'environnement de la structure (pompes, vannes, claquement des portes, séismes etc.), la sélection des périodes de mesure s'avère essentielle. En effet, en absence d'évènements singuliers nous arrivons à distinguer les fréquences qui sont propres à la structure des fréquences parasites.

4. L'UTILISATION DE CAPTEURS CONNECTES POUR L'AUSCULTATION DES BARRAGES

Au cours des dernières années, les avancées technologiques dans le génie civil et dans les disciplines connexes ont favorisé l'émergence de la surveillance continue comme outil d'aide à la gestion des infrastructures civiles. Bien que relativement limitée, la surveillance en continue des structures intéresse de plus en plus les organismes gestionnaires.

Aujourd'hui, il existe en France quelques bâtiments instrumentés et surveillés d'une façon permanente. Leur instrumentation est basée sur un schéma traditionnel composé de capteurs (accéléromètres FBA), d'un système d'acquisition, d'un récepteur GPS, de câbles pour assurer la synchronisation des capteurs et d'un moyen de transfert des données (ligne ADSL). Le nombre très réduit de bâtiments instrumentés est lié essentiellement à la composition de ce schéma, illustré sur la figure 10 à gauche. En effet trois grandes problématiques y sont identifiées : (i) le prix de l'instrument de mesure, (ii) le câblage des capteurs (synchronisation), (iii) la transmission des données.

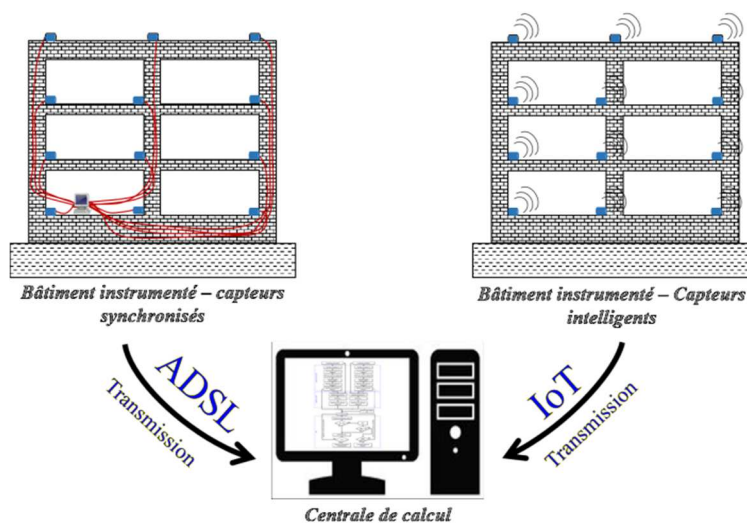


Figure 10 : Deux approches pour la transmission des données

4.1 Le choix du capteur

La première étape à franchir pour le développement d'un système SHM performant et économique est la sélection ou le développement de capteurs appropriés. Le choix du capteur approprié dépend non seulement de la grandeur à mesurer mais aussi des contraintes économiques du projet. Pour la surveillance des structures en génie civil, les capteurs d'accélération ou de vitesse sont généralement utilisés. On distingue essentiellement cinq types de capteurs :

1. les capteurs FBA (Force Balance Accelerometer) ;
2. les capteurs piézoélectriques ;
3. les MEMS (Microelectromechanical systems) ;
4. les géophones en court-circuit (asservis) ;
5. les sismomètres (capteurs passifs).

Les capteurs FBA, utilisés par exemple pour l'instrumentation de quelques bâtiments tests en France métropolitaine, sont adaptés aux besoins de surveillance mais sont bien trop chers pour que leur usage puisse être généralisé. En effet le prix d'un capteur est de plus de 2000 euros. Leur consommation est aussi assez importante (minimum 750 mW). Les capteurs piézoélectriques de bande assez large sont eux aussi coûteux (800-1000 euros par composante). Ils ont une réponse passe-haut, mais leur sensibilité est acceptable pour les mesures de vibration des structures civiles. Quant aux capteurs MEMS standards, ils sont très bon marché (quelques euros par unité) mais présentent un bruit très important ne permettant pas l'exploitation des mouvements faibles. Il existe aussi des MEMS de haute sensibilité, mais leur prix unitaire reste assez élevé (comparables FBA).

Par conséquent ces capteurs ne sont pas adaptés aux besoins de mesure permanente en génie civil. Les géophones en court-circuit sont des capteurs bon marché également, présentant une faible consommation mais dont le niveau de bruit est élevé. Ils sont adaptés aux mouvements forts et ne permettent pas l'analyse des mouvements de faible amplitude. Le capteur DW-S, que nous avons utilisé pour la surveillance du barrage de Ribou, permet d'avoir un sismomètre à réponse plate entre 0.2 Hz et 130 Hz et dont la consommation est très faible. Le capteur DW-S, offre le meilleur compromis entre prix, consommation et sensibilité. Il ne permet en aucun cas de mesurer les mouvements forts (saturation à 1 cm/s), mais l'objectif essentiel est de mesurer la réponse intrinsèque de la structure et non les tremblements de terre.

Afin de surveiller la santé des ouvrages, le suivi des fréquences propres présente un indice très sensible à la présence des endommagements. Plusieurs études ont cependant démontré que l'identification des fréquences propres peut avoir lieu en utilisant des techniques d'analyse modale opérationnelle à partir de données non synchronisées [6, 7, 8], ce qui nous permet de mettre en œuvre une approche reposant sur des capteurs connectés sans fil.

4.1 Compression de l'information

Le transfert en continu de la réponse de la structure à une excitation ambiante vers une centrale de calcul nécessite un débit assez important. En effet, quelques capteurs à 50 échantillons/s demandent ~1ko/s en continu, cette grandeur n'est pas très importante en absolu, cependant, le besoin en bande passante et en énergie apporte des contraintes généralement levées en utilisant une connexion de type ADSL. Il s'avère très intéressant de réduire la quantité des données en calculant in-situ le spectre qui contient les informations nécessaires à l'identification des fréquences propres. La transmission d'une version dégradée de ce spectre, réduit à sa seule partie utile, c'est à dire celle qui permet de déterminer les fréquences propres de l'ouvrage, permet d'utiliser les technologies de type Internet des Objets (IoT, Sigfox, LoRA, SMS) pour la transmission des informations.

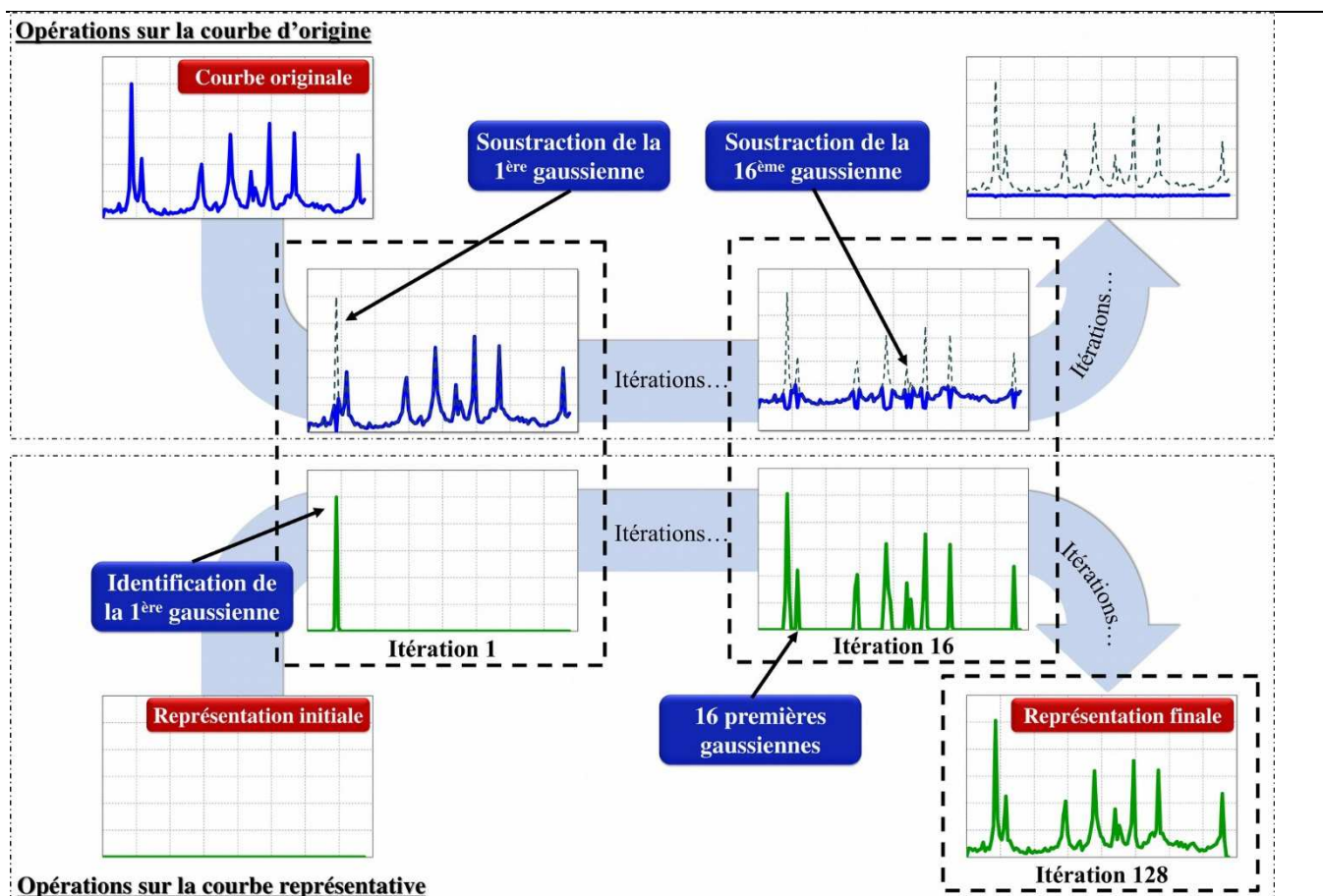


Figure 11 : Illustration de l'algorithme de compression destructive des spectres

Les informations les plus importantes dans le spectre sont les pics. Ces derniers correspondent aux fréquences propres de la structure en cas d'absence d'évènements singuliers (la structure est soumise seulement au bruit ambiant). Il est donc primordial que ces pics soient reproduits d'une façon précise lors de tout processus de compression. L'idée est donc de garder les pics en les représentant par des gaussiennes définies par une largeur, une amplitude et une fréquence. Le processus que nous avons développé est le suivant :

1. détection du pic le plus important dans le spectre,
2. représentation du pic par une gaussienne,
3. suppression du pic du spectre,
4. détection du pic suivant et reprise de l'étape 2.

Ce processus est illustré sur la figure 11.

Nos tests sur différents cas (barrages, tours, modèles ...) ont montré que les 16 premières itérations permettaient d'identifier les pics principaux nécessaires à une analyse modale opérationnelle efficace.

Cette approche réduit considérablement le besoin du système d'auscultation aussi bien en bande passante qu'en énergie, elle peut être généralisée à des structures de typologies différentes. La démarche complète est résumée sur la figure 12.

Ces PSD, transmises régulièrement (quotidiennement) sont ensuite traitées comme les données d'entrées de l'analyse modale opérationnelle et permettent le suivi continu des fréquences propres.

4.2 Interprétation des données

Le principe proposé plus haut a été mis en œuvre pour la surveillance du barrage de Ribou. L'identification des fréquences propres du barrage a été réalisée avec succès pendant les jours de fonctionnement de l'usine. Les résultats sont résumés dans le tableau 3.

Fréquences identifiées Hz - Direction R			Fréquences identifiées Hz - Direction T		
<i>Jour avec évènements</i>	<i>Jour sans évènement</i>	<i>Jour avec évènement + sélection des DSP</i>	<i>Jours avec évènements</i>	<i>Jours sans évènement</i>	<i>Jour avec évènements + sélection des DSP</i>
14,35	14,22	14,25	14,35	14,20	14,22
14,91	14,82	14,89	14,98	14,89	14,82
17,52	17,97	17,95	17,46	17,99	17,97
17,99	-	-	18,16	-	-
18,83	-	-	18,79	-	-

Tableau 3 : Identification des fréquences propres du barrage de Ribou - Comparaison entre les résultats obtenus en présence d'évènements singuliers, en absence d'évènements singuliers, et résultats obtenus en sélectionnant les DSP avec la moindre énergie

Le processus de compression destructive que nous utilisons préserve l'information nécessaire au calcul des fréquences propres.

L'observation de variations de fréquences propres peut être liée à un endommagement, mais également :

- aux variations des conditions météorologiques qui affectent les propriétés du béton ;
- à une variation de la charge du barrage ;
- à une modification des contraintes sur l'ouvrage (basculement, déformation de l'encaissant...).

Déterminer la cause de variations de fréquences propres ne peut donc se faire qu'en analysant conjointement les autres paramètres surveillés en continu sur l'ouvrage et à sa proximité :

- météorologie ;
- température du béton ;
- charge du barrage ;
- inclinométrie de l'ouvrage ;
- mesures de débit ;
- mesure des fissuromètres

...

Des observations complémentaires peuvent également être menées, par exemple des campagnes de suivi topographique, d'exploration subaquatique.

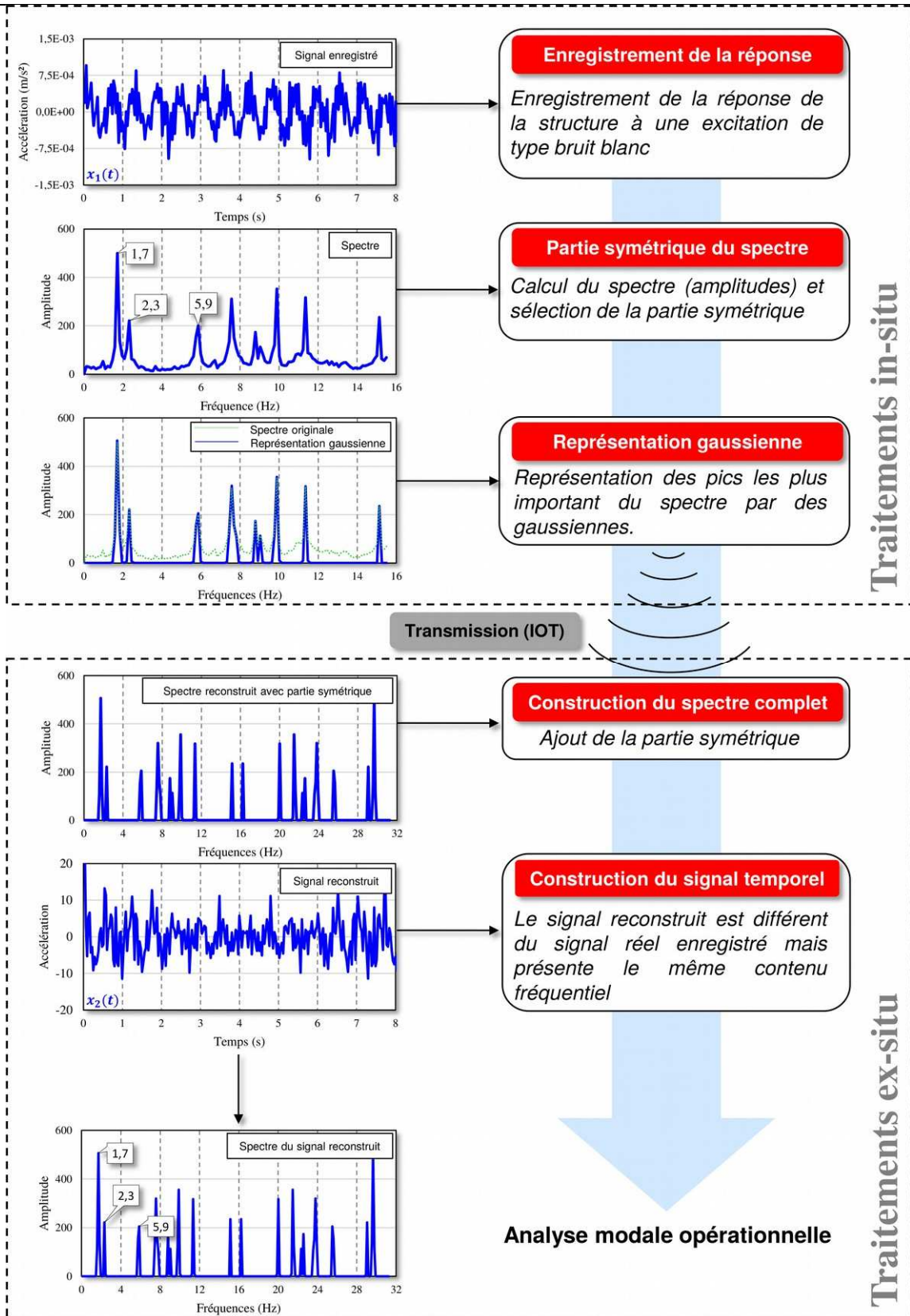


Figure 12 : Processus complet de traitement

5. CONCLUSIONS

Le modèle numérique, à ce stade, a permis d'avoir une idée sur le comportement vibratoire de la structure. Plusieurs incertitudes, notamment sur l'identification du mode fondamental, nous empêchent encore de caler le modèle. Les mesures sur le barrage se poursuivent et nous prévoyons de modifier la géométrie du dispositif pour lever ces incertitudes.

Le principal défi de la surveillance continue étant de réduire la quantité de données à transmettre vers une centrale de calcul, nous avons mis en place un algorithme de compression permettant de réduire efficacement ce volume de données en calculant le spectre des signaux et en n'en gardant que les informations nécessaires au calcul des fréquences propres. Cette démarche peut avoir lieu in-situ par un traitement embarqué et les informations compressées peuvent alors être transmises en utilisant les moyens de l'Internet des Objets (IoT).

Une application de ce principe sur le barrage de Ribou a permis de mettre en évidence tout l'intérêt de cette nouvelle approche. Une deuxième problématique qui concerne les fréquences parasites issues de l'environnement dans lequel se trouve la structure (les pompes, les séismes, etc.) a été traitée, elle aussi in-situ. Pouvant affecter l'évaluation de la santé des structures, les fréquences parasites doivent être au moins rejetées à défaut d'être bien identifiées. Afin de choisir les périodes de mesures, nous avons mis en place une méthodologie qui consiste à choisir les spectres qui présentent la moindre énergie. Cette approche a permis d'identifier correctement les fréquences propres de la structure. Finalement, le choix des instruments de mesures a été évoqué. Tenant compte de la qualité de mesure requise et des prix des capteurs, notre choix s'est orienté vers le sismomètre DW-S qui offre le meilleur compromis entre prix, consommation et sensibilité. Notre approche globale permet une surveillance permanente à moindre coût.

6. RÉFÉRENCES ET CITATIONS

- [1] Gally H, Moulin X et Bourgoïn T. Rapport de modélisation. Tractebel engineering S.A, Agence de Lyon, France, 2017.
- [2] Mills-Bria B. State-of-practice for the nonlinear analysis of concrete dams at the Bureau of Reclamation, US Dept. of the Interior, Bureau of Reclamation, 2006
- [3] Degao Z, Bin X, Xianjing K, Huabei L et Yang. Z. Numerical simulation of the seismic response of the Zipingpu concrete face rockfill dam during the Wenchuan earthquake based on a generalized plasticity model. *Computers and Geotechnics*, 2013, p. 111-122.
- [4] Jankowiak T et Lodygowski T. Identification of parameters of concrete damage plasticity constitutive model. *Foundations of civil and environmental engineering*, 2015 (6), p.53-69
- [5] Hibbitt H, Karlsson B et Sorensen P. Abaqus analysis user's manual version 6.10. Dassault Systèmes Simulia Corp: Providence, RI, USA, 2011
- [6] Nagayama T and Spencer B.F. Structural health monitoring using smart sensors. Newmark Structural Engineering Laboratory. University of Illinois at Urbana-Champaign, 2007.
- [7] Feng Z et Katafygiotis L. The Effect of Non-synchronous Sensing in Wireless Sensors on Structural Modal Identification. 3rd International Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering (COMPdyn 2011), Corfu, Greece, 2011
- [8] James GH, Carne Thomas G and Lauffer James P. The natural excitation technique (NExT) for modal parameter extraction from operating structures. *Modal Analysis-the International Journal of Analytical and Experimental Modal Analysis*, 1995 (10)4, p 260.

TOUR D'HORIZON DES MESURES DE REPONSE DE BARRAGES SOUS BRUIT AMBIANT.

An overview of ambient vibration monitoring of dams

Nicolas HUMBERT*, Abdoul DIALLO*, Thierry GUILLOTEAU**

*EDF-CIH, Savoie Technolac, 73373 Le Bourget du Lac **EDF-DTG-21 Avenue de l'Europe-38040 Grenoble

nicolas.humbert@edf.fr, abdoul-salam.diallo@edf.fr, thierry.guilloteau@edf.fr

MOTS CLÉS

Auscultation, dynamique, barrage, instrumentation, mode propre, surveillance, sûreté, innovation.

RÉSUMÉ

Les mesures de bruit ambiant sont des méthodes qui se développent dans le monde du génie civil, que ce soit dans le cadre de la réévaluation du dimensionnement ou pour assurer le suivi et la maintenance des ouvrages tout au long de leur vie.

Ces méthodes sont aussi utilisées sur plusieurs ouvrages hydrauliques à l'international, en complément à l'auscultation classique : on citera par exemple le barrage de Roode Elsberg en Afrique du Sud, la voûte de Mauvoisin en Suisse ou le barrage de Cabril au Portugal. La mesure est en outre retenue au Japon sur certains barrages pour mettre en évidence l'éventuel impact des séismes, comme sur le barrage à voûtes multiples d'Ohkura.

EDF utilise aussi ces méthodes, de manière plus ponctuelle, comme par exemple ce fut le cas récemment sur les ouvrages de Jousseau et de Saint Guérin.

L'article propose un tour d'horizon d'applications récentes de ces méthodes sur des barrages, et propose un premier retour d'expérience d'EDF, que ce soit dans le cadre de recherche et développement ou de dossiers industriels.

ABSTRACT

Ambient vibration monitoring of structures is a common practice for civil engineering. It can be used for design reevaluation or for monitoring and maintenance of existing structures.

These methods were successfully applied and published on several dams: for instance Roode Elsberg dam in South Africa, Mauvoisin arch dam in Switzerland or Cabril dam in Portugal. Moreover the monitoring is used in Japan (Ohkura multiple-arch dam) for impact evaluation of earthquakes.

EDF applies these methods on its dams, for example Jousseau or Saint Guérin.

1. CONTEXTE

Contexte industriel : Le domaine de l’auscultation est en pleine évolution avec d’une part, l’émergence de nouvelles technologies de capteurs avec des performances en constant progrès et d’autre part, la possibilité accrue de traitement des données.

En ce qui concerne le domaine particulier des barrages voûtes, l’instrumentation cinématique est généralement constituée de pendules ou de relevés topographiques lorsque l’installation de pendules était difficilement envisageable. La veille scientifique et technologique pour les propriétaires d’ouvrages amène à explorer de nouvelles technologies et méthodes, par exemple l’auscultation vibratoire à partir du bruit de fond.

Cette idée n’est pas nouvelle et a déjà été expérimentée par le passé (années 80), mais l’arrivée sur le marché de nouveaux capteurs, couplée à une plus grande précision et l’augmentation des moyens de traitement et de stockage des données, font que les mesures de réponses vibratoires sous bruit ambiant méritent d’être considérées comme une approche complémentaire possible pour évaluer l’état structural de structures minces.

Contrairement aux essais de vibrations forcées (Severn et al., 1986), ces essais ont l’avantage de ne pas nécessiter d’intervention humaine ni de dispositifs mécaniques pour l’excitation artificielle des structures et de pouvoir être répétées à de nombreuses reprises.

Ces essais impliquent la mesure des propriétés dynamiques d’une structure GC telles que les fréquences propres, les formes des modes et les rapports d’amortissement qui peuvent être liées à des paramètres structurels tels que la masse, la rigidité et l’amortissement. Ainsi, en déterminant les propriétés dynamiques d’un barrage, on obtient un aperçu du comportement structural du barrage. Les propriétés dynamiques mesurées peuvent être utilisées pour étalonner des modèles d’éléments finis et pourraient permettre de suivre le comportement de barrages de type voûte sur de longues périodes de temps. Les propriétés dynamiques sont analysées en utilisant des méthodes d’identification modale décrites dans la littérature (Dunand 2008 [8], Dupuis 2000 [7]).

Cet article présente de manière synthétique des exemples récents de mise en œuvre de ces techniques de mesure à l’international et sur des barrages EDF, et propose un avis sur les capteurs à privilégier en fonction des objectifs.

2. TOUR D’HORIZON D’APPLICATIONS A DES BARRAGES

2.1 Barrage voûte de Cabril [1]

Le barrage de Cabril (Figure 1) est un barrage à double courbure mis en eau en 1954 au Portugal. Haut de 132 m au-dessus des fondations (le plus haut barrage portugais) il présente une crête d’environ 290 m. L’ouvrage est sujet à des phénomènes de gonflement du béton et une fissuration est observée au niveau de la crête.



Figure 1 : barrage de Cabril

Un système d’auscultation par mesure des vibrations sous bruit ambiant a été installé sur ce barrage, présentant une fissuration significative, avec pour objectif double de suivre d’éventuels phénomènes de vieillissement et d’observer la réponse de l’ouvrage en cas de séisme. Un système nommé Automatic Data Acquisition System (ADAS) permet de traiter en continu les enregistrements de 19 accéléromètres et de les traduire en données modales telles que les fréquences et les déformées des premiers modes (Figure 2).

Les mesures acquises depuis 2014 montrent nettement une réponse en fréquence dépendant du niveau de remplissage de la retenue.

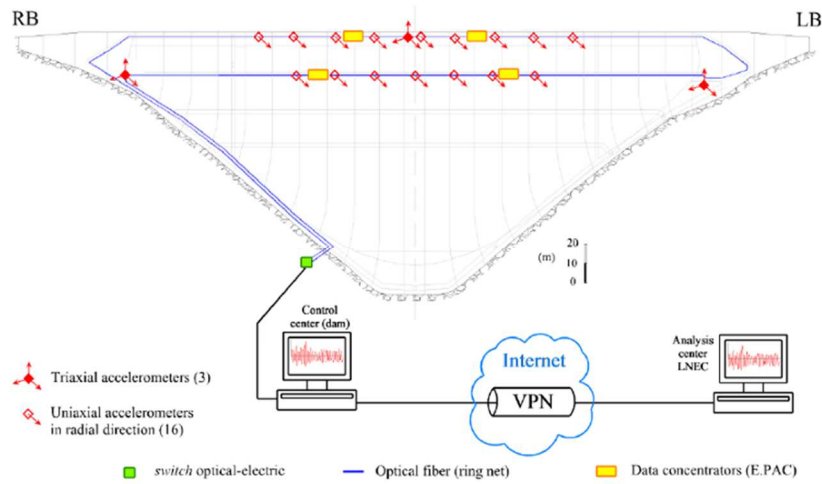


Figure 2 : système de mesure du barrage de Cabril

2.2 Autres ouvrages

→ Le barrage voûte de Roode Elsberg en Afrique du Sud a été instrumenté de 2008 à 2013 à l'aide d'accéléromètres. La donnée était traitée en continu de façon à en tirer les informations modales et conserver un volume de données minimal (Bukonya - 2016 [4]). Ces données sont analysées en cherchant à déterminer les influences du niveau de remplissage et de l'état thermique par une analyse statistique comparable aux analyses HST effectuées sur des mesures de déplacements [2].



Figure 3 : Roode Elsberg - système de mesure

→ Le barrage voûte de Mauvoisin (250m) en Suisse a été instrumenté durant 3 années, de 1998 à 2000. Le marnage important de l'ouvrage a permis d'évaluer précisément l'impact du niveau d'eau sur les fréquences des premiers modes propres. Enfin, les fréquences de vibration observées lors de séismes survenus au voisinage de l'ouvrage ont permis de montrer l'équivalence entre le comportement dynamique sous sollicitation sismique et ambiante. (Darbre 2002 [3])

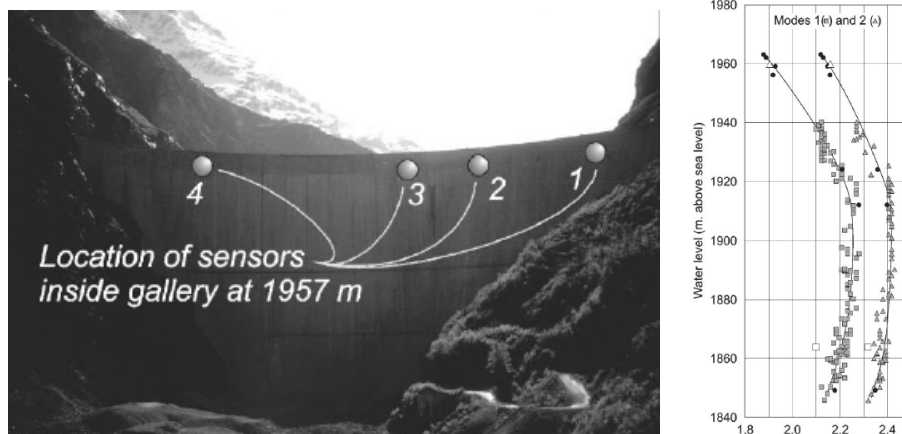


Figure 4 : Mauvoisin - système de mesure et évolution des modes selon la cote de la retenue

Les barrages japonais sont largement équipés d’accéléromètres placés en crête d’ouvrage. On donne ci-dessous l’exemple du barrage d’Ohkura construit dans les années 60 sur lequel une étude a été publiée en 2017 par Pr Ueshima [5]. C’est une voûte double assez fissurée sur laquelle les enregistrements de bruit ambiant ont été valorisés afin de statuer sur l’impact du séisme de Tohoku de 2011. En outre, une analyse de l’influence de la hauteur d’eau et de la cote de la retenue sur la fréquence du mode principal met en évidence une nette corrélation.

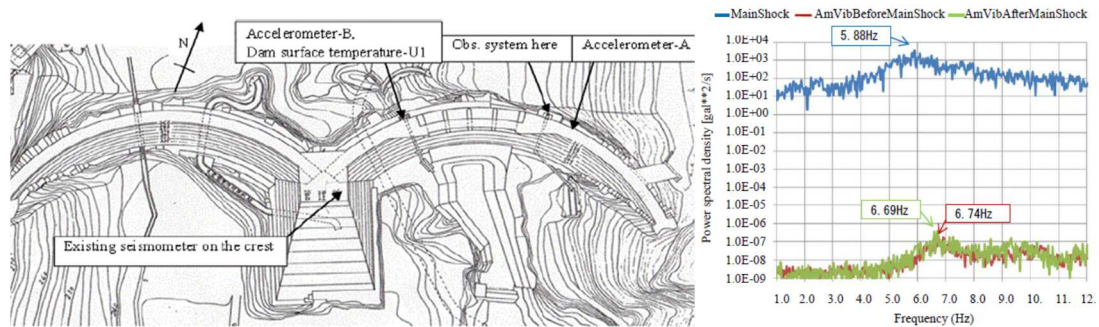


Figure 5 : Barrage de Ohkura – position de l’accéléromètre et analyse de la fréquence du premier mode avant, après et pendant le séisme de Tohoku

2.3 Campagne EDF de Jousseau

Le barrage mobile en rivière de Jousseau (France) a fait l’objet en 2015 d’une analyse de comportement. Afin de répondre aux questions sur les conditions aux limites telles que la fermeture ou non des joints de plot ou l’influence des superstructures, une instrumentation par bruit ambiant, basée sur des capteurs Lennartz 1 seconde a été installée durant une journée. Ce type d’instrumentation ponctuelle a permis de conforter le calage des modèles numériques et de compléter les informations fournies par l’auscultation topographique de l’ouvrage.

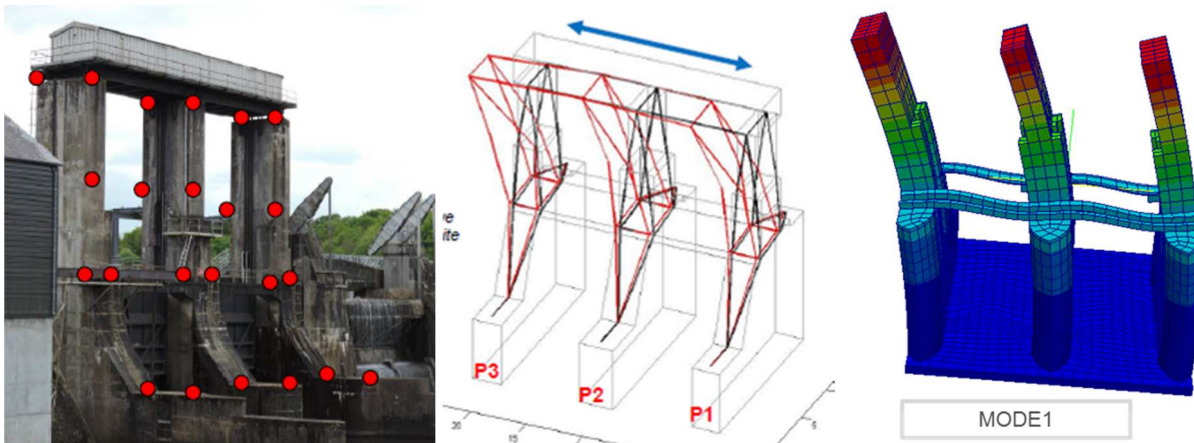


Figure 6 : Barrage de Jousseau – système d’enregistrement vélocimétrique

2.4 Campagne EDF de Saint Guérin

Le barrage de Saint Guérin a fait l’objet d’une campagne de recherche visant à enregistrer des micro- séismes durant une année (2015). 19 capteurs vélocimétriques large bande (Güralp CMG40T & Lennartz 5 sec) ont été placés sur la crête et la fondation de l’ouvrage. Ces capteurs ont permis d’enregistrer 60 micro-séismes et de mieux comprendre la propagation des ondes sismiques dans la fondation, l’ouvrage et sa retenue (Koufoudi [6]), mais aussi d’obtenir un enregistrement continu sur un an du bruit ambiant.

Ce type de programme de recherche et développement n’a pas vocation à être décliné tel quel sur d’autres ouvrages. Mais il a fourni des données expérimentales permettant de mieux comprendre la réponse sismique d’un ouvrage et d’étudier le comportement vibratoire de l’ouvrage sous bruit ambiant, notamment en fonction de la cote de la retenue et des conditions thermiques. Ces informations présentent également un intérêt pour caler un modèle aux éléments finis (Figure 8).



Figure 7 : Barrage de Saint Guérin – système d'enregistrement vélocimétrique

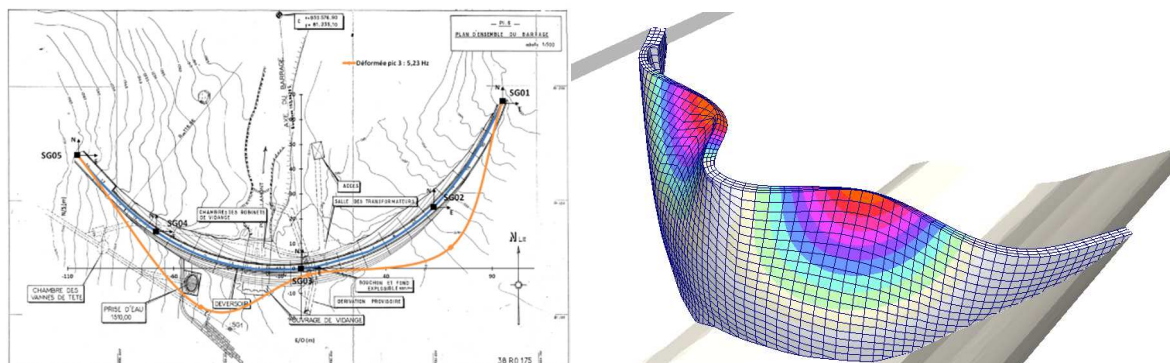


Figure 8 : Comparaison de la déformée du mode fondamental auscultée sur le barrage au mode tiré du modèle, retenue pleine.

2. DISCUSSION SUR LES CAPTEURS ET L'INTERET DE CE TYPE DE SUIVI

Les capteurs utilisés sur les barrages sont classiquement des accéléromètres : les vélocimètres étant généralement réservés à la sismologie classique. Cette pratique est principalement liée à la grande robustesse des accéléromètres et parce que les vélocimètres saturent lorsque l'amplitude du mouvement devient trop importante. Pour enregistrer la réponse d'un ouvrage lors d'un séisme majeur, les accéléromètres sont donc les plus adaptés.

Toutefois ils ne disposent pas d'une sensibilité élevée et sont limités pour effectuer des analyses de bruit ambiant ou de réponse d'ouvrage à des micros séismes. Une analyse comparative [6] entre des accéléromètres et des vélocimètres montre figure 9 que les vélocimètres enregistrent 5 fois plus de micro-séismes, ce qui illustre une sensibilité supérieure d'un ordre de grandeur.

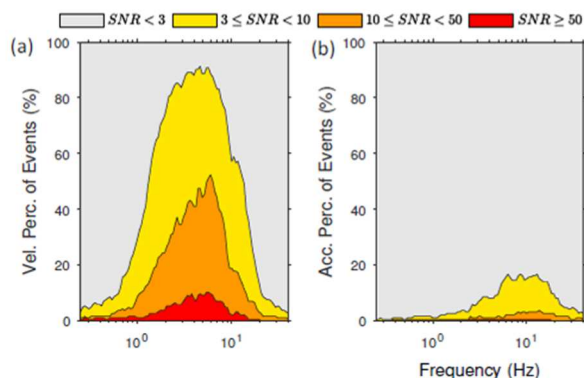


Figure 9 : Répartition de 190 événements (%) selon quatre intervalles de rapport signal-sur-bruit (SNR) pour un vélocimètre (a) et un accéléromètre (b) (tiré de Perron 2017 [6])

Pour effectuer le suivi vibratoire d'un ouvrage, les vélocimètres sont donc nettement plus adaptés. Lors d'un séisme, l'analyse d'impact peut être effectuée - à l'exemple de l'étude [4] sur le barrage de Ohkura- en comparant les fréquences de l'ouvrage avant et après le séisme, et ce même si les capteurs saturent. Lorsque la non-saturation des capteurs lors des séismes est imposée, il est possible de compléter le capteur vélocimétrique par un accéléromètre.

Les exemples présentés dans cet article ne permettent pas encore de statuer pleinement sur l'intérêt et l'apport d'une auscultation dynamique long terme de barrages :

- La réponse en fréquence d’une structure est très intégratrice et peut être influencée par de nombreux facteurs, et une évolution de cette grandeur n’est pas directement significative d’une évolution de tel ou tel paramètre structurel,
- La précision des mesures mérite d’être étudiée en regard de la variabilité des phénomènes que l’on souhaite appréhender : fissuration, modification des caractéristiques des matériaux, ... Cependant, les articles examinés montrent que les variations de l’état de contrainte de l’arc de crête induit par le niveau de remplissage et l’état thermique sont mesurables et que leur correction est envisageable pour mieux appréhender les tendances irréversibles,
- Les caractéristiques des barrages et des structures particulièrement adaptées à ce type de surveillance ne sont pas analysées de manière générique.

CONCLUSIONS

On a vu que l’auscultation par mesure de bruit ambiant est valorisable pour les barrages de type voûte en particulier, avec plusieurs exemples présentés dans ce papier.

Deux types d’installations existent :

- Les réseaux ponctuels, dont l’objectif est principalement de mieux caler un modèle numérique. Ces installations sont faciles à mettre en œuvre, et nécessitent une ou deux journées de campagne ;
- Les réseaux installés à long terme, dont l’objectif est soit d’ausculter l’ouvrage et d’éventuelles dégradations (utilisation par exemple pour des ouvrages sujets à des pathologies de gonflement et/ou fortement fissurés), soit de détecter des changements de réponse après sollicitation inhabituelle.

Dans le cas de l’auscultation, le calcul des fréquences peut être effectué directement sur le site et une analyse des effets Hydraulique / Saisonnier et Temporel (HST) peut être menée sur ce paramètre (exemple de Roode Elsberg [2]). Une évolution des fréquences au cours du temps est susceptible d’être généré par différents facteurs :

- Des causes endogènes : modification des caractéristiques des matériaux, pathologie des bétons, ouverture de joints ou de fissures dans la structure, travaux sur l’ouvrage,
- Des causes exogènes induisant une modification de l’état de contrainte : modification de l’exploitation de la retenue, évolution des températures (réchauffement climatique), facteurs géologiques (resserrement de vallée, fluage du rocher des appuis).

La précision des mesures en fonction de la variabilité de la réponse et des facteurs d’influence reste cependant à étudier pour confirmer l’intérêt de ce type de suivi.

Enfin, dans le cas général, on relève que les capteurs les plus fréquemment utilisés sont les accéléromètres. Toutefois ces capteurs restent imprécis pour l’analyse du bruit ambiant et nous recommandons de retenir en priorité les vélocimètres. Dans le cas où l’enregistrement des séismes majeurs est nécessaire, il est possible de compléter le vélocimètre par un accéléromètre.

RÉFÉRENCES ET CITATIONS

- [1] Vibrations monitoring in large dams - Sérgio B. M. Oliveira, André F. M. Silvestre, Patrícia S. Salvado†, Margarida I. R. Espada and Romano J. C. Câmara – Dam World Conference 2015
- [2] “Long term integrity monitoring of a concrete arch dam using continuous dynamic measurements and a multiple linear regression model” - Patrick Bukenya – ICOLD 2016
- [3] “Continuous ambient-vibration monitoring of the arch dam of Mauvoisin” - Georges R. Darbre – 2002
- [4] “Towards long term dynamic monitoring of Roode Elsberg dam” - P Bukenya
- [5] “Structural health monitoring of an aged arch dam using long-term continuous observation of ambient vibration/seismic motion” T. Ueshima 16WCEE 2017
- [6] « Variabilité spatiale des mouvements sismiques : Barrages Voûtes » - E. Koufoudii – thèse 2017
- [7] “Apport des enregistrements de séismes et de bruit de fond pour l’évaluation site spécifique de l’aléa sismique en zone de sismicité faible à modérée » - V. Perron – thèse de 2016
- [8] « Essais de vibrations - Mesures et exploitation des résultats » - P-E Dupuis – 2000
- [9] « Pertinence du bruit de fond sismique pour la caractérisation dynamique et l’aide au diagnostic sismique des structures de génie civil » - F.Dunand - 2008

LES CALCULS CYCLIQUES POUR ACCOMPAGNER LE SUIVI ET LA MAINTENANCE (?) DES BARRAGES-VOÛTES

On the use of cyclic calculations as a support for the monitoring and surveillance (?) of arch dams

Frédéric ANDRIAN(1), Mathieu ROY(1), Pierre AGRESTI(1) et Yann FOURNIE(2)

(1)ARTELIA, 6 rue de Lorraine, 38130 Echirolles

(2)SHEM, 1 rue Louis Renault, 31130 Balma

frederic.andrian@arteliagroup.com – mathieu.roy@arteliagroup.com – pierre.agresti@arteliagroup.com – yann.fournie@shem.engie.com

MOTS CLÉS

Calculs cycliques, barrages-voûtes, calculs non-linéaires, calage à long terme sur l'auscultation, dérive, fluage

RÉSUMÉ

LES CALCULS CYCLIQUES POUR ACCOMPAGNER LE SUIVI ET LA MAINTENANCE (?) DES BARRAGES-VOÛTES

Les barrages voûtes sont des ouvrages fortement hyperstatiques : ils ont généralement la capacité de réorganiser leurs contraintes en cas d'ouvertures de fissures ou de glissements.

Ce comportement non-linéaire, marqué lors de la première mise en eau et des premiers cycles peut être tolérable dans une certaine mesure pour les conditions normales d'exploitation. Le retour d'expérience montre que la dérive vers l'aval de la crête peut être pluricentimétrique avant une éventuelle stabilisation.

Ce comportement, généralement attribué à l'adaptation du rocher et/ou au fluage du béton, est rarement pris en compte dans les calculs de stabilité. Lorsqu'il est considéré, l'approche utilisée est généralement très simplifiée par la modification des modules d'Young.

Les moyens de calculs actuels permettent désormais d'effectuer une simulation quasi-temporelle, prenant en compte les cycles saisonniers et éventuellement les variations de la cote de retenue. ARTELIA a mis en œuvre une méthode dite des « calculs cycliques » pour les études d'une voûte mince existante en vallée large. Les calculs cycliques ont été motivés par l'apparition de glissements non réalistes en pied du barrage lors de l'application des cas de charges monotones classiques. A cela s'ajoute l'impossibilité d'obtenir un calage satisfaisant. En effet lorsque le calage ne tient pas compte des déplacements cycliques, le pied du barrage montre de forts déplacements irréversibles dus à l'application des températures hivernales qui ne sont pas mesurés par le dispositif d'auscultation. La mise en œuvre des calculs cycliques a non seulement permis de retrouver fidèlement le comportement des dix dernières années mais dresse également un bilan moins alarmiste de l'état de sécurité de l'ouvrage comparé à une approche d'application monotone et indépendante des chargements.

ABSTRACT

On the use of cyclic calculations as a support for the monitoring and surveillance (?) of arch dams

Arch dams are strongly hyperstatic structures: they are generally able to re-distribute excessive stresses in case of crack opening or sliding.

This non-linear behavior, tolerated to a certain extent under normal operation conditions can be significant during the first decades after the first impounding. The general feedback shows that the downstream drift of the dam crest may reach several centimeters before possibly stabilizing.

This behavior, generally attributed to the bedrock adaptation and/or to the concrete creep, is seldom considered in stability analyses. So far, the drift is introduced by means of a decrease in the Young's moduli.

The computational capabilities now allow pseudo-time history analyses to be carried out including the seasonal cycles and possibly the annual variations of the reservoir level. ARTELIA has developed and applied this new approach referred to as "cyclic calculations" for the case of a thin arch dam built on wide valley. Actually, the calculations show a significant and unrealistic sliding along the dam/foundation interface when the loads are applied in a monotonic way. Moreover, the calibration of the numerical model to the monitoring data is unsatisfactory as the calculated sliding at the toe are not noticed on the available monitoring data covering the last decade. The use of cyclic calculations not only allows a very good calibration of the numerical model to the monitored behavior but also leads to the conclusion that the stability state of the dam is less alarming than if the calculations were carried out by means of a series of monotonic and independent load cases.

1. DERIVE VERS L'AVAL ET ANALYSE CONCEPTUELLE

1.1 Comportement mesuré de quelques barrages-voûtes

Le retour d'expérience montre souvent un comportement évolutif dans le temps des barrages-voûtes à conditions de chargements et d'exploitation constantes. Cette tendance se traduit généralement par une dérive (déplacement irréversible) vers l'aval dans les premières années suivant la première mise en eau (Figure 1). Les échantillons repris ici représentent 58% de l'ensemble des voûtes étudiées dans l'article initial [1]. Les courbes de gauche regroupent les barrages pour lesquels la dérive ne s'est pas stabilisée lors de la date de publication de l'article.

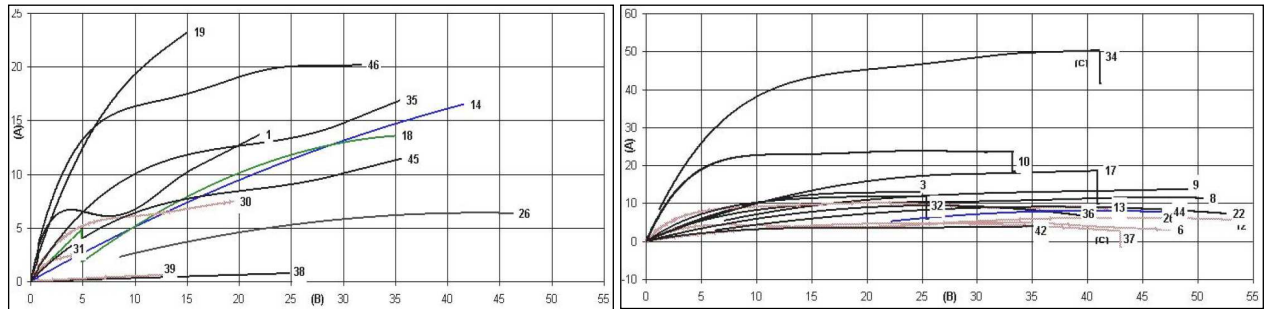


Figure 1 : Dérive de la crête de la console de clé vers l'aval (axe A) de quelques barrages EDF (mm) en fonction des années depuis la fin de la mise en eau (axe B) [1]

Cumulée au déplacement de la première mise en eau, cette dérive atteint quelques dizaines de millimètres avant stabilisation éventuelle à l'issue d'une ou de quelques dizaines d'années.

1.2 Discussions sur le fluage du béton

Hormis quelques rares cas où il s'explique par des configurations géologiques particulières, ce comportement est généralement attribué :

- A une adaptation de la fondation et/ou au fluage du béton pour les premières années ;
- Au fluage du béton à plus long terme (cas des courbes de gauche, figure 1).

Les auteurs reconnaissent la participation du fluage du béton dans ce comportement. Néanmoins, l'analyse préliminaire des facteurs qui influencent l'intensité du fluage du béton soulève des questions quant à la proportion de dérive qui peut être effectivement imputée au fluage, dès les premiers cycles suivant la mise en eau.

Il est précisé que l'analyse effectuée ici ne porte que sur la dérive du barrage depuis sa première mise en eau et non sur les effets viscoélastiques liés aux cycles saisonniers ou au marnage de la retenue.

Il est généralement admis par la profession que :

- Le fluage dépend de l'âge du béton au moment du chargement. Un béton chargé au jeune âge montre un fluage plus important qu'un béton chargé dans un état de maturité plus avancé. Contrairement aux autres ouvrages du génie civil et du BTP, le premier chargement du béton d'un barrage-voûte (hors poids-propre) intervient très souvent sur un béton âgé de plusieurs mois. La figure 2 traduit l'évolution de la déformée due au fluage (fluage spécifique) en fonction de la durée de chargement ($t-t'$) et de l'âge du béton à l'application du chargement (t'). Chacune des courbes correspond à un âge du béton à l'application du chargement. Cette figure montre que, dans le cas du barrage de Shasta, le taux de fluage pour un béton chargé à l'âge de 365 jours est deux fois plus faible que celui d'un béton chargé à l'âge de 28 jours ;

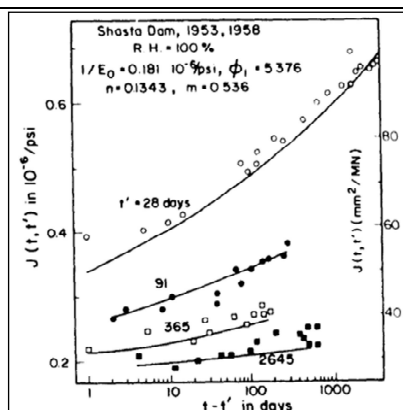


Figure 2 : Courbes de fluage du béton du barrage de Shasta en fonction de l'âge du béton au chargement [2]

- Le fluage dépend du niveau de contrainte. Lorsque la contrainte de compression appliquée au béton est inférieure à environ 45% de sa résistance à la compression, le fluage reste dans un domaine linéaire et est donc entièrement réversible (Figure 3). Le niveau de contrainte d'arc dans les barrages-voûtes peut être approché de manière préliminaire à l'aide de la formule du tube. Pour la plupart des voûtes conçues par l'ingénierie française, la contrainte d'arc est de l'ordre de 3 à 5 MPa à la cote de la RN. L'état de contrainte réel du béton des barrages-voûtes est donc souvent bien inférieur à 45% de sa résistance à la compression. De surcroît, en réalité, la RN est une cote administrative qui est rarement subie de manière durable par un barrage ;
- La courbe de Bazant (Figure 3) montre que l'atteinte d'une asymptote de la raideur peut être considérée au-delà de 1000 jours après l'application du chargement. Cela traduit un certain épuisement du fluage au bout de quelques dizaines de mois. En se basant uniquement sur la charge hydrostatique moyenne et en faisant abstraction de l'effet des cycles de chargements thermiques, il paraît alors difficile d'attribuer le comportement irréversible de certains barrages par le seul fluage du béton. Cependant les courbes de la figure 1 montrent que les dérives continuent de manière significative au-delà des 1000 jours pour la majorité des cas.

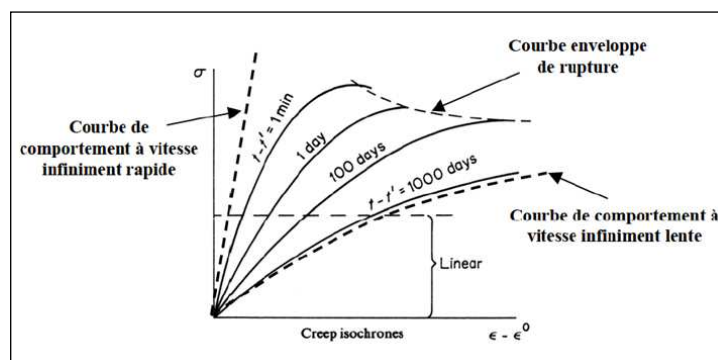


Figure 3 : Courbe de fluage du béton [3]

- Le fluage du béton dépend de l'humidité relative de l'environnement. Le taux de fluage est plus faible pour un béton construit dans un environnement humide. C'est naturellement le cas des barrages.

D'une manière générale, le fluage du béton d'un barrage-voûte depuis sa première mise en eau devrait donc être bien plus faible que celui constaté sur d'autres ouvrages du génie civil.

1.3 Pratique actuelle pour le calage des modèles numériques

Le calage du modèle numérique sur le comportement ausculté est généralement effectué sur les effets hydrostatique et saisonnier.

Compte tenu de l'âge moyen des barrages du parc français, dans la plupart des études de réévaluation de la stabilité, le calage est effectué sur une période où les déplacements irréversibles initiaux sont épuisés, c'est-à-dire une à quelques dizaines d'années après la première mise en eau. La dérive initiale du barrage n'est donc pas directement prise en compte. La pratique tient compte uniquement de cette dérive lorsque son taux reste significatif à l'époque de la réalisation de l'étude de stabilité.

La méthode généralement appliquée s'effectue alors en plusieurs étapes :

- Un module d'Young dit « réversible » est estimé à partir des effets hydrostatiques et saisonniers ;
- Un module d'Young dit « irréversible » est estimé à partir de la dérive mesurée depuis la première mise en eau ;
- Le module d'Young dit « résultant », implicitement utilisé pour l'étude de stabilité, est la somme harmonique des deux premiers modules.

Cette approche pose en réalité deux paradoxes :

- Le module d'Young dit « résultant » implicitement utilisé pour l'étude de stabilité ne permet plus de reproduire les déplacements hydrostatiques et saisonniers mesurés ;
- Elle suppose la superposition des cas de charges pour simuler un comportement qui est significativement non-linéaire.

L'approche utilisée jusqu'à maintenant ne tient donc pas compte de l'histoire du chargement alors qu'elle simule un comportement non-linéaire. En effet, elle superpose deux états de flexibilité différents intervenant à deux échelles de temps distinctes. Néanmoins, elle est probablement sécuritaire. En effet, la flexibilité du béton introduite par ce module « résultant » devrait surestimer les ouvertures au contact béton / rocher et par conséquent sous-estimer la résistance au cisaillement.

En contrepartie, l'application d'une telle approche au cas des structures de bâtiments et des ponts est probablement plus pertinente pour les raisons suivantes :

- Les niveaux de contraintes dans ces ouvrages sont relativement élevés dès le jeune âge. La participation du fluage dans les déplacements différés est donc significative ;
- Ces ouvrages sont généralement faiblement hyperstatiques voire isostatiques. Le calcul des contraintes à partir d'un chargement donné ne dépend donc que très peu des modules d'Young dont les valeurs sont fortement cadrées par des normes par ailleurs ;
- Pour les structures en béton armé, en situation d'exploitation normale, la présence d'armature limite le comportement non linéaire. La superposition des cas de charges permet donc de simuler leur comportement avec une assez bonne fidélité.

1.4 Proposition d'une nouvelle approche : les calculs cycliques

ARTELIA a mené une activité de recherche appliquée sur une possibilité de génération de dérive différente du fluage. En particulier, l'approche mécanique a été explorée à la place de l'approche rhéologique.

Dans cette approche, le béton et le rocher sont supposés élastiques linéaires. Par contre, l'évolution des fissures au contact béton / rocher est étudiée par simples jeux d'ouvertures, fermetures et glissements au droit de ces fissures modélisées par des éléments d'interfaces. Cette approche est appelée « calculs cycliques » par ARTELIA.

Dans la pratique, une loi de comportement de type frottement de Coulomb est appliquée aux fissures. Une cohésion et une résistance à la traction initiales sont prises en compte. Dans l'épaisseur du béton, elles correspondent à la résistance à la traction et la cohésion du matériau. Au contact béton / rocher, elles traduisent l'effet de collage à l'interface obtenu grâce aux dispositions et méthodes constructives (béton de réglage, injection de contact, ...) et au soin généralement accordé à cette région lors de la construction. Cette résistance à la traction et cohésion initiales s'annulent à l'échelle d'un élément en cas de dépassement de la résistance à la traction et / ou de la limite de Coulomb.

Avec cette nouvelle approche, la dérive est donc supposée due à une succession de glissements au contact béton / rocher ou au droit de toute autre fissure préalablement modélisée. La gestion de la perte de résistance au cisaillement avec l'ouverture de fissure gouverne donc la capacité du modèle à générer des déplacements irréversibles.

Dans le cas des barrages-voûtes, l'inversion des moments verticaux en pied des consoles est habituelle entre les cas de charges thermiques hivernaux et estivaux, notamment pour les voûtes minces. Pour les voûtes un peu plus épaisses, cette inversion est souvent remarquée en pied des consoles de rives.

L'exemple du barrage montré sur la figure 4 met en évidence l'inflexion de la courbure de la partie supérieure de la console de clé en été. Cette inflexion peut se traduire par un dépassement de la résistance à la traction au contact béton / rocher pour les consoles de rives.

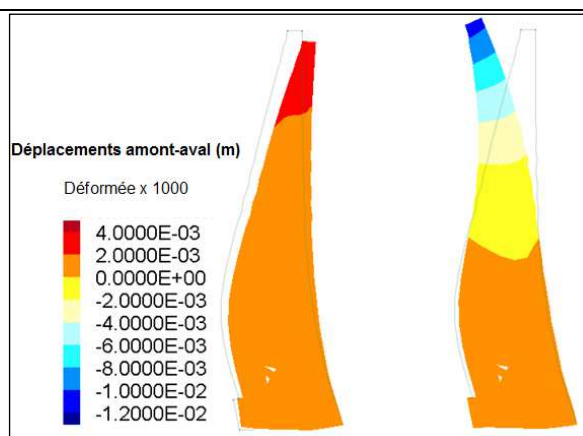


Figure 4 : Exemple de cartographie des déplacements amont-aval d'une console de clé entre les cas de charges hivernaux (à g.) et estivaux (à dr.)

Lors du deuxième hiver, la partie du pied aval fissurée lors de l'été précédent voit sa résistance au cisaillement diminuer et entame une adaptation locale. Par conséquent, le barrage peut basculer davantage vers l'aval comparé au premier hiver et la fissure en pied amont s'étend potentiellement.

Il en résulte une perte alternée et progressive locale de la cohésion et de la résistance à la traction au fil des cycles saisonniers qui entraîne une génération de déplacements irréversibles au droit des fissures ou au contact béton / rocher. Le contact béton / rocher et/ou les fissures ayant une surface finie, la perte de résistance ne peut pas continuer indéfiniment. La courbe forces (F) / déplacements (u) idéalisée du système dispose donc d'une borne inférieure.

Sur la figure 5, les paramètres de résistance initiale (ϕ_{ini} , c_{ini} et R_{tini}) définissent la borne supérieure de la courbe. Les paramètres de résistance finale (ϕ_{ini} , $c = 0$, $R_t = 0$) en définissent la borne inférieure. En fonction de la capacité d'adaptation réelle de chaque voûte, il est possible que la fissure se stabilise avant une extension à l'ensemble du pied de la voûte. Dans ce cas, la courbe n'atteint pas la borne inférieure pour les conditions normales de sollicitation de l'ouvrage.

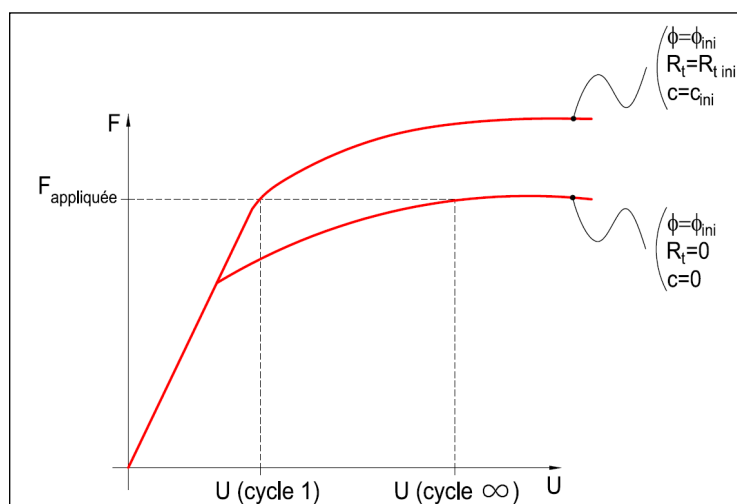


Figure 5 : Enveloppe de la courbe contrainte / déplacement idéalisée pour un système voûte / fondation

L'approche proposée est en cohérence avec les recommandations du GT barrages-voûtes du CFBR[4]. En effet, celles-ci proposent une approche graduée et introduisent les intérêts de la prise en compte des non-linéarités géométriques et comportementales de ces ouvrages.

La réponse d'un modèle non-linéaire est dépendante de l'histoire du chargement. Les études de stabilité consistent à estimer la sécurité des barrages pour des situations de projet connues et des situations de projet jugées probables. Les approches actuellement appliquées par la profession mettent généralement en œuvre une série de chargements monotones indépendants. Les calculs pour les situations de projet hivernal et estival sont par exemple menés de manière séparée bien que, dans la réalité, les saisons s'enchainent.

Lorsque ces chargements monotones aboutissent à un comportement linéaire ou faiblement non-linéaire, ils n'appellent pas de commentaires en particulier. Dans le cas contraire, la représentativité des résultats peut soulever des questions si ces chargements se répètent régulièrement dans la vie de l'ouvrage.

Dans la pratique, dès lors qu'un glissement (ou déplacement tangentiel relatif) se produit dans le modèle, une accumulation de déplacements irréversibles est susceptible de se produire avec les cycles. L'importance accordée à cette accumulation dépend des conséquences qu'elle pourrait engendrer sur les mécanismes de rupture étudiés dans les calculs de stabilité.

La méthode des calculs cycliques est donc particulièrement attrayante parce qu'elle permet de tenir compte de l'histoire du chargement depuis la première mise en eau du barrage. Si le calage du modèle numérique est satisfaisant pour une longue durée de la période d'auscultation, la confiance en l'exploitation du modèle se retrouve significativement accrue.

En particulier, la suite de l'article montrera qu'elle permet de reproduire, sans ajout de paramètres de calculs supplémentaires, le comportement montré par la Figure 1 (courbes de droite). En effet, les calculs montrent une stabilisation à l'issue de quelques années en pied et à l'issue de 15-20 ans en crête de la console de clé (Figure 11).

ARTELIA a mis en application cette approche dans le cas du barrage des Galens, barrage-voûte mince en vallée large exploité par la SHEM.

La motivation de la mise en œuvre, la méthode d'application, les résultats obtenus et les avantages potentiels de cette approche pour chacun des cas pratiques sont discutés par la suite.

2. APPLICATION AU CAS DU BARRAGE DES GALENS

2.1 Description du barrage

Le barrage des Galens est une voûte mince construite dans la commune de Montpeyroux (12) en 1965 et implantée dans une vallée large.

La définition géométrique de la voûte est à simple courbure avec un parement aval vertical et un parement amont incliné vers l'aval, inclinaison défavorable pour la gestion de la décompression en pied amont.

Compte tenu de la topographie de la vallée, la retenue est fermée par une culée sur chacune des rives du barrage. Chacune des culées est protégée par un mur en aile.



Figure 6 : Photographie du barrage des Galens (à g.) et coupe sur console de clé (à dr.)

Les principales dimensions du barrage mettent en évidence une conception relativement audacieuse :

- Hauteur maximale sur fondation : 23 m dont 19 m au dessus du terrain naturel ;
- Distance entre culées : 109 m (longueur développée), soit un rapport L/H proche de 5 ;
- Epaisseur : variant de 1.5 m en crête à 3 m en pied ;
- Rayon de courbure du parement amont : 55 m.

La vue élévation du barrage montre un fond de vallée relativement plat.

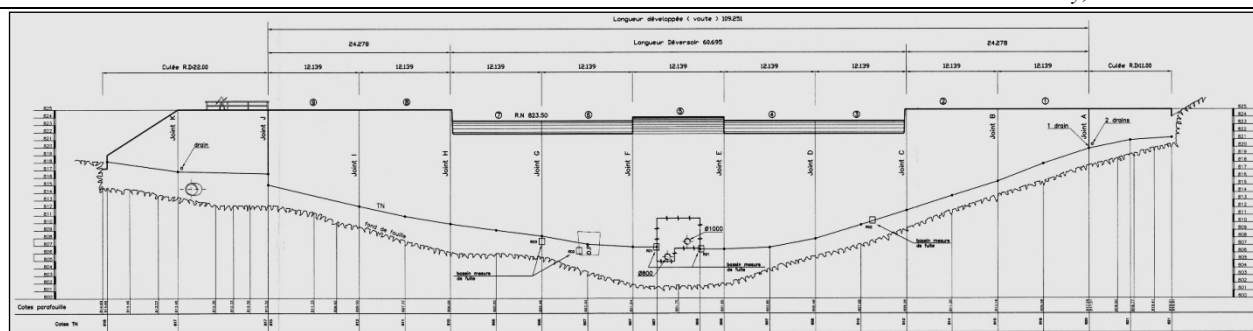


Figure 7 : Vue en élévation (non développée) du barrage

Le barrage a été conçu pour développer une contrainte d'arc de l'ordre de 3 MPa à la cote de la RN (formule du tube). La résistance moyenne à la compression du béton, mesurée lors de la construction du barrage est de l'ordre de 40 MPa.

Par la suite, l'article se concentre sur la sécurité du barrage en situation hivernale. La stabilité du barrage en situation estivale, et notamment celle de ces culées, fait l'objet d'une autre communication scientifique [5].

2.2 Fissuration avérée en pied

Le cas des barrages-voûtes en vallée large est probablement celui qui se prête le mieux à l'application de l'approche des calculs cycliques.

Le barrage a fait l'objet de plusieurs études de stabilité de niveaux de complexité croissante. L'ensemble de ces études concluent sur un comportement de type « voûte large » avec des consoles centrales très sollicitées en flexion et cisailées à leur base. Ce comportement est confirmé par les mesures de deux piézomètres situés dans le tiers aval des consoles centrales qui mesurent 85% de la pression de la retenue. Le rabattement dans le rocher immédiatement à l'aval des consoles est cependant assuré.

Pour le cas particulier du barrage des Galens, la fissuration en pied s'est développée dans une reprise de bétonnage proche du contact entre le béton et le terrain naturel qui ne bénéficie donc pas d'un encastrement efficace en pied aval. La Figure 8 montre le gel des suitements au droit de la fissure de pied par période hivernale, traduisant une fissuration transversante de l'amont vers l'aval.

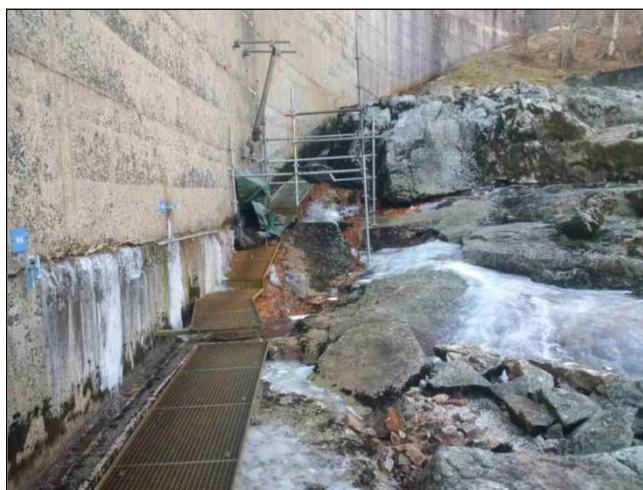


Figure 8 : Fissuration en pied aval du barrage

Les calculs linéaires à retenue normale montrent que les contraintes tangentielles au contact béton / rocher dépassent la résistance au cisaillement pour près de la moitié des plots.

Les calculs non-linéaires confirment une ouverture significative. Par ailleurs, en l'absence d'un encastrement efficace en pied dans les zones apparentes de fissuration, les contraintes de cisaillement sont relâchées. Cela se traduit par un déplacement tangentiel irréversible en pied des mêmes plots que ceux préalablement identifiés par les calculs linéaires.

2.3 Enchaînement des calculs

La plus grande sensibilité des barrages-voûtes aux conditions thermiques est connue. En hiver, le raccourcissement des arcs engendre un basculement supplémentaire de la crête vers l’aval. Ici, au lieu d’appliquer un deuxième chargement monotone indépendant, les calculs à retenue normale en situation hivernale ont comme situation initiale la fin de la première mise en eau. C’est probablement l’histoire de chargement initiale de cette voûte en particulier. Les résultats montrent que le basculement de la crête vers l’aval s’accompagne d’une ouverture supplémentaire en pied amont. Par ailleurs, un déplacement tangentiel supplémentaire se déclenche.

De manière analogue, les calculs à retenue normale en situation estivale ont comme situation initiale la retenue normale hivernale. L’allongement d’arc dû à la dilatation thermique génère un basculement de la crête vers l’amont et s’accompagne d’un blocage en pied amont. En particulier, celui-ci maintient pratiquement sa position calculée pour l’hiver précédent (figure 10) et une ouverture relativement étendue est calculée en pied aval (figure 9).

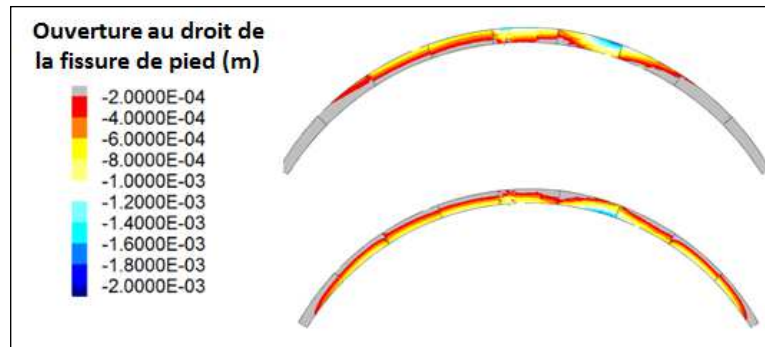


Figure 9 : Fissuration en pied aval du barrage pour le premier hiver (en haut) et le premier été (en bas)

La Figure 10 illustre les déplacements décrits et en donne les ordres de grandeur ; D étant le déplacement en crête pour le premier chargement et valant environ 6 mm.

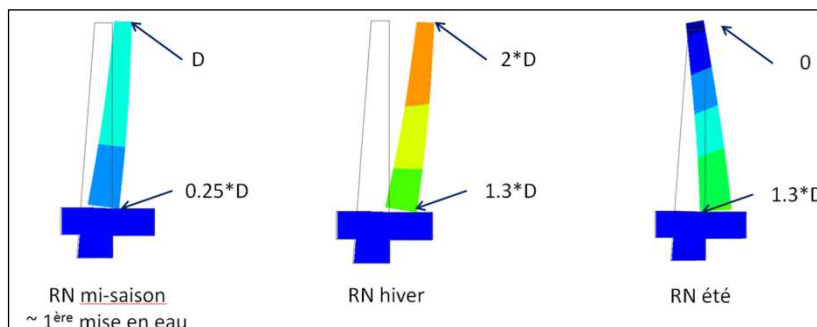


Figure 10 : Déformée amplifiée (x200) de la console de clé avec les ordres de grandeur de déplacements

Le comportement au contact béton / rocher appelle une question évidente, celle de l’évolution des déplacements si les chargements se répètent. C’est effectivement le cas dès lors que le barrage est soumis aux cycles saisonniers.

Dans le cas du barrage des Galens, les auteurs ont pris parti pour une approche minimisant la résistance au cisaillement au droit de la fissure. En effet, les calculs montrent que 2 MPa de cohésion seraient nécessaires pour résister à la contrainte de cisaillement appliquée en situation hivernale. Cette valeur est en effet jugée non compatible avec l’état d’ouverture étendue de la fissure et avec la succession d’ouvertures et de refemtures associée aux cycles saisonniers.

Un calcul à long terme est alors effectué, couvrant les 50 premières années de l’ouvrage et enchaînant des cycles saisonniers en supposant une cote de retenue constante (RN). Un cycle de calcul consiste donc en une succession d’un hiver et d’un été.

Les déplacements amont-aval calculés sont analysés en crête et en pied de la console de clé (Figure 11). L’écart saisonnier, différence entre les déplacements en hiver et en été, est également affiché. Celui-ci permet de vérifier la cohérence du modèle avec les mesures du dispositif d’auscultation (analyse HST). Le premier cycle de cette figure est également celui montré en détail sur la Figure 10.

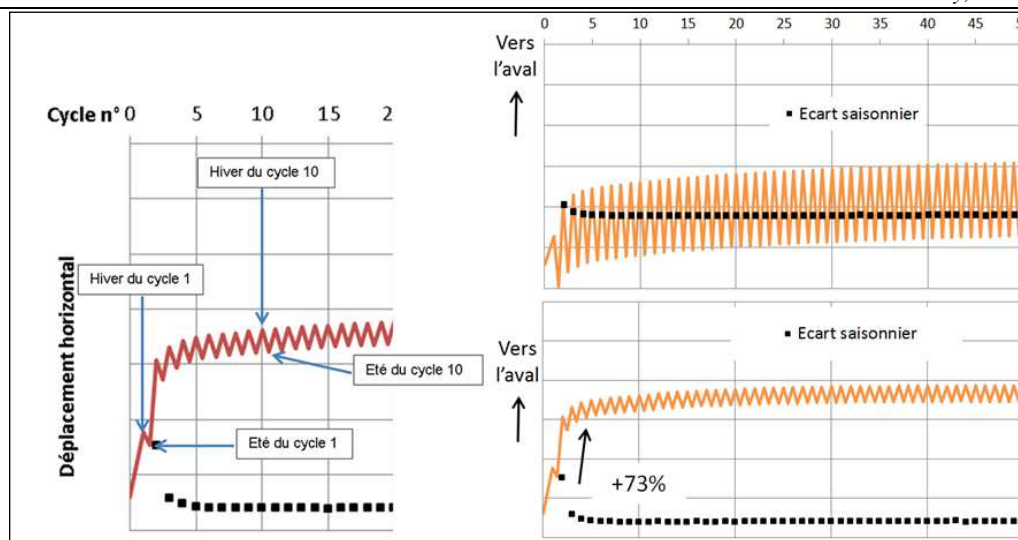


Figure 11 : Guide de lecture (à gauche), déplacements en crête (en haut) et en pied (en bas) en fonction des cycles

Les résultats montrent que la dérive est forte pendant les deux premières années, puis entame une tendance asymptotique. On retrouve bien l'évolution typique des déplacements d'un barrage-voûte lors des premières années (Figure 1). En particulier, l'écart saisonnier est pratiquement stable à partir du troisième cycle.

2.4 Discussions sur les modalités d'application de la méthode

Dans le cas de ce barrage, l'analyse du comportement actuel, basée sur les dix dernières années d'auscultation disponibles, ne décèle pas d'irréversibilité. En particulier, le comportement lors de la première mise en eau n'est pas connu. Néanmoins, l'état de fissuration du pied aval observé sur site (figure 8) et calculé laisse peu de doute sur l'existence de déplacements irréversibles dans le passé.

Les résultats trouvés suscitent les réflexions suivantes :

- Le comportement calculé pour la situation actuelle du barrage est très différent de celui calculé lors de sa mise en eau : pratiquement aucun déplacement irréversible n'est mis en évidence au droit de la console de clé ;
- Les premiers calculs non-linéaires utilisant des chargements monotones représentent potentiellement le comportement lors de la première mise en eau. Les résultats correspondants sont donc trop alarmistes, notamment à cause des déplacements irréversibles en pied, qui se sont en réalité désormais stabilisés ;
- Comment effectuer le calage des modèles sur les déplacements mesurés ? Avec une approche non-linéaire basée sur la première année, il serait impossible d'obtenir un calage satisfaisant puisque le modèle montrera un déplacement irréversible trop important en pied non visible sur l'historique d'auscultation. Il serait préférable probablement d'effectuer un calage pour une période actuelle, c'est-à-dire à l'issue d'un premier calcul cyclique.

Dans le cas du barrage des Galens, le calage sur les effets hydrostatiques et saisonniers a été effectué de manière itérative, à l'issue de quelques séries de calculs cycliques. Cette méthode a permis un calage particulièrement satisfaisant (moins de 20% d'écart sur les déplacements en pied au regard des dernières années auscultées). En revanche, dans le cas des autres approches pratiquées par la profession, mise en œuvre initialement dans le cadre de ce projet, le meilleur jeu de paramètres induisait encore 100% d'écart. L'organigramme de calculs correspondant est montré sur la figure 12.

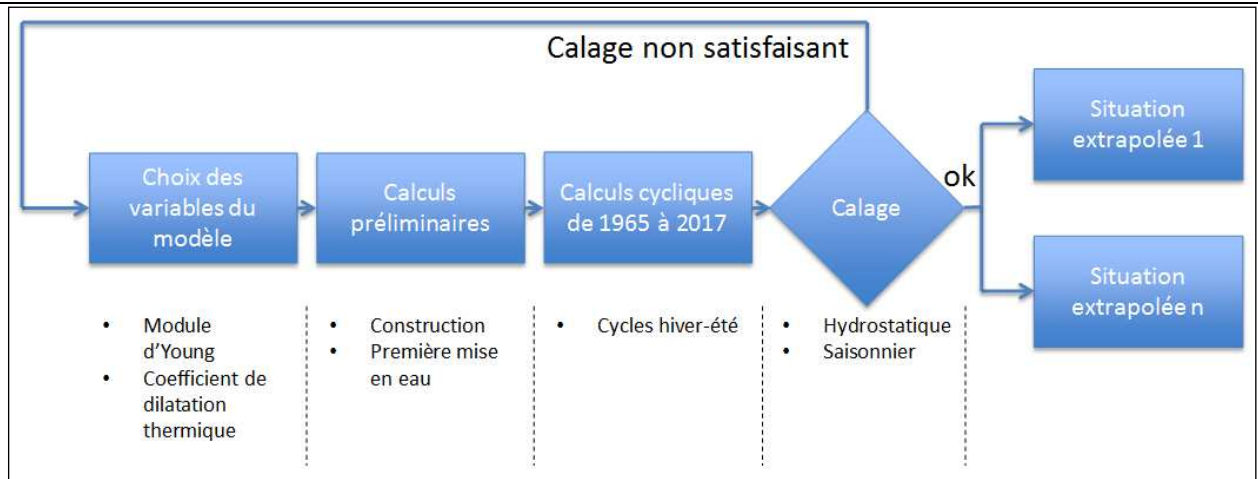


Figure 12 : Méthodologie de calage pour l’approche cyclique

En particulier, ce bien meilleur calage et la prise en compte de cette dérive dans les calculs de stabilité a permis de démontrer la faible sensibilité du barrage à l’augmentation du niveau d’eau. Cela a, par conséquent, évité à l’exploitant une limitation préventive de la cote de retenue dans l’attente d’un potentiel confortement paliant la sensibilité du barrage aux situations hivernales exceptionnelles.

3. CONCLUSIONS

Cet article propose une nouvelle approche complémentaire et alternative au fluage du béton pour l’explication et la prise en compte de la dérive vers l’aval souvent rencontrée dans le cas des barrages-voûtes dès les premières années. Cette nouvelle approche simule le comportement du barrage depuis sa première mise en eau jusqu’à une époque contemporaine. Bien au-delà d’un instant donné, la démarche de calage du modèle numérique cherche alors à reproduire le comportement du barrage sur une période d’évolution.

Cette méthode permet de gagner significativement en confiance dans les résultats du modèle numérique. En effet, lorsque le modèle reproduit les comportements passé et présent, il est jugé capable de mieux extrapoler le comportement à venir si les conditions de chargement futures sont connues. Le modèle numérique peut alors servir d’outil de support au suivi et à la maintenance des barrages sur le long terme. En cas d’écart entre le modèle et les mesures du dispositif d’auscultation, il est attendu de la part de ce modèle de trouver une explication physique à un comportement complexe.

Dans le cas du barrage des Galens, le choix des paramètres de résistance au cisaillement au droit de la fissure de pied a été fait de manière sécuritaire pour démontrer la capacité d’adaptation de la voûte. Il est probable que la dérive calculée soit moins importante et se soit diffusée dans la fondation ou proche de la zone visible de fissuration.

Dans la pratique, une attention particulière doit être accordée à la possibilité de cumuls des erreurs numériques au fil des cycles lors de la mise en œuvre de cette approche. Une étude analogue effectuée dans le cas du barrage de Janneh [6] [7], en construction au Liban, a démontré l’absence de déplacements irréversibles d’origine cyclique grâce à un bon encastrement du barrage dans sa fondation.

Le principal avantage de cette méthode est sa capacité à simuler progressivement des déplacements irréversibles qui se sont produits lors de la mise en eau et des premiers cycles d’exploitation. Elle permet d’obtenir une modélisation plus réaliste reproduisant les capacités d’adaptation (voire de résilience) de certains barrages voûtes au comportement fortement irréversible. Dans le cas du barrage des Galens, cette méthode a permis de dresser un état de stabilité bien moins alarmiste que les méthodes monotones qui ne permettaient pas de démontrer la stabilité vis-à-vis des glissements de pied en situations hivernales.

Une analogie peut être également faite avec le cas des culées qui, après une adaptation initiale, pourraient ne plus être sollicitées par la voûte en situation normale. C’est également le cas des voûtes en vallée large où la reprise des efforts de cisaillement en pied des consoles centrales est souvent problématique. Dans le cas du barrage des Galens, les études du potentiel confortement en bénéficieront indiscutablement.

REMERCIEMENTS

Les auteurs remercient le Département Sûreté et le Département Etudes et Appui de la SHEM pour la confiance de ses équipes, leur appui et leur disponibilité dans le cadre des études menées.

Alain Yziquel a été à l'initiative du développement de cette approche de calcul innovante. Les auteurs le remercient pour son appui technique fort et ses conseils avisés dans le cadre des projets concernés.

RÉFÉRENCES ET CITATIONS

- [1] Fabre J.-P., Bourdarot E, 2003, « Analyse du comportement mécanique à long terme des barrages-voûtes », XXI CIGB, Q82-R43, Montréal.
- [2] Bazant Z.P. et al., 1982, Creep and Shrinkage in Concrete Structures, John Wiley & Sons.
- [3] Bazant Z. P., 1988, Mathematical Modeling of Creep and Shrinkage of Concrete. Chapter 2, p9 99-215, Material Models for Structural analysis, Bazant Eds – UK : John Wiley & Sons, Ltd.
- [4] CFBR, 2018, Recommandations pour la justification du comportement des barrages-voûtes – Document provisoire.
- [5] Andrian. F., Agresti A. et Gbiorczyk V., 2018, Reconnaissances approfondies pour déterminer la résistance des culées à la poussée d'un barrage-voûte – Colloque sur les méthodes et techniques innovantes dans la maintenance et la réhabilitation des barrages et des digues, Chambéry, 27-28 novembre 2018.
- [6] Roy M., Andrian. F., Mathieu G. and Yziquel A., 2017, Thermo-Mechanical Calculations of the Janneh Dam - 14th International Benchmark Workshop on Numerical Analysis of Dams, ICOLD-CIGB, September 6-8, 2017.
- [7] Andrian. F., Agresti P., Roy M., Yziquel A., 2018, Safety of Existing Arch-Dams, Partie III – Chargements Cycliques, XXVI CIGB, Q101-R41, Vienne.

MODELISATION DU COMPORTEMENT DE BARRAGE DE BETON A L'AIDE DE RESEAUX DE NEURONES MIX

Modelization of Concrete Dam Behavior using Mix Neural Network

Yifeng LIN, Christine NORET

Tractebel, 5 Rue du 19 Mars 1962, 92622 GENNEVILLIERS

yifeng.lin@tractebel.engie.com – christine.noret@tractebel.engie.com

MOTS CLÉS

Auscultation de barrage, régression linéaire multiple (Multiple Linear Regression - MLR), réseaux de neurones artificiels, réseau de neurones profond (Deep Neural Network - DNN), réseau de neurones mix (MixNet), apprentissage profond (Deep Learning), méthode HST

CONDOR-C, TENSORFLOW, KERAS

RÉSUMÉ

L'auscultation d'un barrage est un sujet crucial pendant toute sa durée de vie, car elle permet de s'assurer de sa sûreté. Des instruments tels que thermomètres, piézomètres, pendules, etc. sont installés pendant la construction du barrage et fournissent des enregistrements en continu pendant plusieurs décennies. L'interprétation de ces informations est vitale pour évaluer l'état de santé de l'ouvrage. Avec les méthodologies actuelles, telles que les méthodes statistiques de type HST, cas particulier des méthodes à régression multilinéaire, il est difficile de prendre en compte en même temps toutes les données d'auscultation. La non prise en compte d'une partie de l'information induit alors une inexactitude dans la modélisation du comportement de l'ouvrage. Cet article a pour but d'étudier l'utilisation de réseau de neurones profond (Deep Neural Network - DNN), pour corréliser les données d'auscultation multidimensionnelles et le comportement du barrage, permettant une modélisation plus exacte. Pour mieux s'adapter à la notion de temps et de vieillissement, un concept de "réseau de neurones mix" (appelé "MixNet" ci-après) est proposé et étudié ; c'est une première expérience de combinaison d'un réseau de neurones profond et de régression linéaire multiple.

ABSTRACT

Monitoring of a dam is a crucial issue during its life time, because it allows ensuring the dam safety. Instruments such as thermometer, piezometer, displacement meter etc. are installed during dam construction, and provide continual records during several decades. Interpretation of this information is vital to evaluate the health status of the dam. With the actual methodology, such as the statistic methodes of type HST, a special case of multilinear regression methods, it is difficult to take into account at the same time all of the monitoring data. Not considering of some information induces inaccuracy of prediction of the dam behaviors. This article aims to study the using of Deep Neural Network (DNN) to correlate multidimensional auscultation data and dam behavior, enabling a more accurate prediction. To better adapt to the notions of time and aging, a concept "Mix Neural Network" (called "MixNet" hereafter) is proposed and studied, which is a first experience of combination of Deep Neural Network and multiple linear regression.

1. INTRODUCTION

La surveillance d'un barrage est rendue possible par l'analyse et l'interprétation des données d'auscultation.

La collecte de ces données est assurée par une série d'instruments installés lors de la construction du barrage, qui fournissent plusieurs types d'information (à travers différents types de capteurs) au fil du temps. La richesse de l'information dépend de plusieurs facteurs tels que :

- Le nombre de types d'instrument,
- Le nombre de capteurs dans différents emplacements du barrage,
- La fréquence de l'enregistrement (un enregistrement par semaine, jour, heure, etc.).

L'analyse des données enregistrées permet de vérifier le bon comportement du barrage. Actuellement, de nombreux barrages utilisent les méthodes statistiques de type HST et HSTT, qui tiennent compte des trois ou quatre facteurs prédominants d'influence (niveau du réservoir, saison, temps, température).

Les méthodes HST et HSTT utilisent un modèle de comportement mathématique qui propose, pour chacun des facteurs d'influence, des fonctions types (H , H^2 , H^3 , $\cos S$, $\sin S$, $\log(T)$, $\exp(-T)$, ...) puis les pondère et les additionne, en utilisant la technique de régression linéaire multiple (Multiple Linear Regression - MLR) pour obtenir les paramètres du modèle (poids). Ces méthodes fournissent une compréhension simple et intuitive du comportement du barrage liée aux variables d'entrée, appelées encore variables explicatives. Cependant, l'exactitude du modèle est limitée en raison de :

- la non prise en compte d'autres facteurs d'influence (ex : niveau d'eau in situ dans le barrage ou la fondation, respiration d'une fissure dans le béton ou la fondation, infiltrations, etc.),
- la simplification du modèle mathématique, qui ne peut représenter qu'une combinaison linéaire de facteurs supposés indépendants.

Afin de prendre en compte plus de facteurs d'influence et de donner plus de liberté au modèle mathématique, l'utilisation de réseaux de neurones profonds (DNN) et sa version dérivée "réseau de neurones mix" (appelé "MixNet" ci-après) a été étudiée et est présentée dans les chapitres suivants.

L'utilisation d'un réseau de neurones pour l'analyse des mesures d'auscultation n'est pas nouvelle et a été présentée en particulier lors du colloque CFBR sur l'auscultation en 2012 [2]. L'innovation présentée dans cette publication réside dans les outils utilisés, à savoir les bibliothèques d'outils open-source de Google et Keras en langage python qui permettent de construire des réseaux neuronaux multi-couches de grande taille. Ces nouvelles bibliothèques (disponibles depuis 2014) permettent aux ingénieurs de mettre en œuvre des méthodes jusqu'alors réservées aux chercheurs.

2. LES CONCEPTS MATHÉMATIQUES

2.1 Réseau de neurones profond (Deep Neural Network - DNN)

DNN est un réseau de neurones artificiels caractérisé par la présence de couches cachées. Il est composé d'une couche d'entrée, d'une couche de sortie et de plusieurs couches cachées intermédiaires.

En regardant à l'intérieur d'un réseau de neurones profond (DNN), chaque neurone est interconnecté aux autres. Il reçoit l'ensemble des données de la couche précédente, effectue une combinaison linéaire pondérée par des poids (comme le modèle de régression linéaire multiple), puis applique une « fonction de transfert », qui est classiquement une fonction tangente hyperbolique. Le résultat est alors envoyé à l'ensemble des nœuds de la couche suivante.

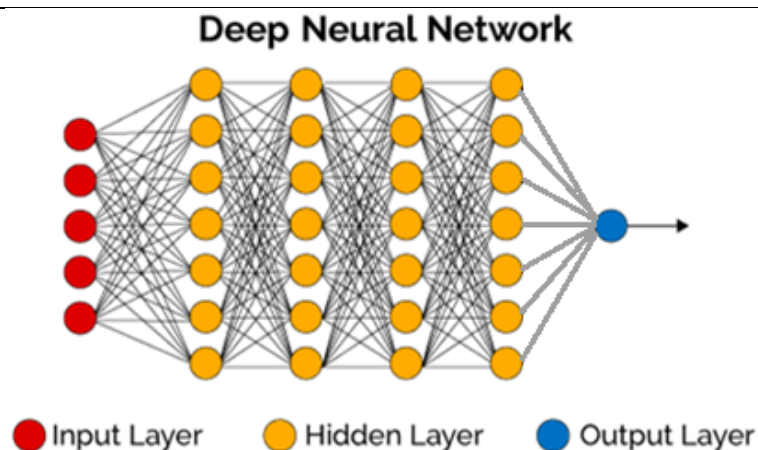


Figure 1: Réseau de neurones profond (DNN)

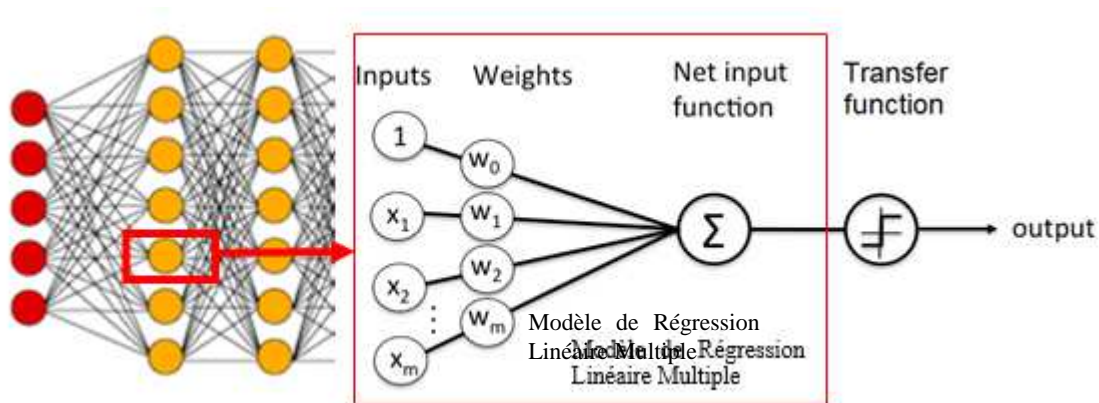


Figure 2: Neurone dans le réseau de neurones profond

DNN permet de fournir un modèle de prédiction très flexible et particulièrement adapté pour corrélérer les variables d'entrée ($X_1, X_2, X_3, \dots, X_m$) au résultat de sortie Y , lorsque celui-ci présente un comportement non linéaire. La Figure 3 ci-dessous montre l'adaptation aux valeurs Y réelles par les modèles de régression linéaire multiple (MLR) et de réseau de neurones profond (DNN).

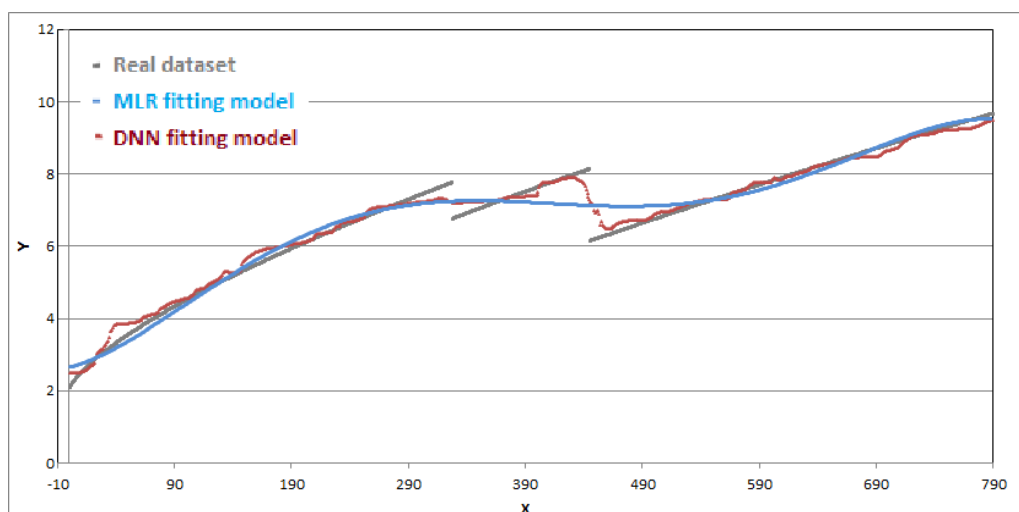


Figure 3: Exemple de modélisation des données par MLR et DNN

La capacité d'adaptation de DNN est meilleure grâce à :

- un grand nombre de nœuds de connexion,
- une fonction de transfert dans chaque neurone, contribuant à la modélisation des comportements non-linéaires.

2.2 Réseau de neurones mix (MixNet)

Dans l'auscultation d'un barrage, le vieillissement du béton (fluage et retrait au jeune âge, gonflement éventuel ensuite) est évalué au fil du temps. Le temps est une variable d'entrée qui ne se répète jamais dans le futur. Le comportement du futur doit donc être calculé en extrapolant le temps dans le modèle de prédiction.

La "tendance" du futur est préfixée manuellement dans le modèle HST à l'aide de fonctions du temps telles que " T ", " T^2 ", " $\exp(-T/T_0)$ " etc. La "tendance" ne sera en revanche pas préfixée dans le modèle DNN en raison de l'énorme matrice de poids qui fournit une grande quantité de possibilités mathématiques, ce qui signifie que l'extrapolation peut être de n'importe quelle forme et pourra être complètement fautive. Le DNN n'est donc pas adapté pour l'extrapolation.

En s'appuyant sur le concept de réseau de neurones résiduel profond (ResNet) (réf. [4]) largement utilisé pour la reconnaissance d'images, un concept de "réseau de neurones mix" ("MixNet") est proposé ici pour mieux s'adapter à la notion du "temps" de l'auscultation du barrage. L'architecture de MixNet est montrée sur la Figure 4 suivante : un seul neurone intermédiaire sans fonction de transfert est ajouté entre les fonctions de la variable d'entrée supplémentaire "temps" et la couche de sortie.

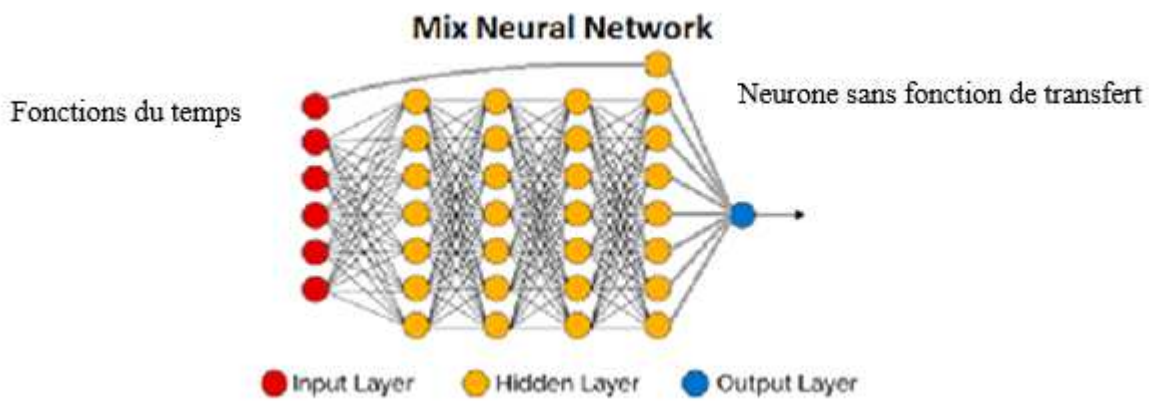


Figure 4: Réseau de neurones mix (MixNet)

Dans ce modèle MixNet, la variable d'entrée "temps" et ses fonctions dérivées sont traitées par un modèle de régression linéaire multiple (MLR) pour préfixer une "tendance" du comportement du barrage; et les autres variables d'entrée telles que le niveau du réservoir, les niveaux piézométriques, les déplacements des pendules sont traitées par un réseau de neurones profond (DNN) pour reproduire éventuellement un comportement non linéaire. Ensuite, ils sont combinés pour calculer le résultat de sortie.

3. ETUDE DE CAS : MODELISATION DU DEPLACEMENT D'UN BARRAGE VOUTE

3.1 Le barrage et ses données d'auscultation

Le barrage étudié est un barrage voûte à double courbure dans une vallée étroite. La partie principale du barrage est en béton conventionnel, avec une hauteur de plus de 150 m et une longueur de crête de 300 m. Les données d'auscultation sont enregistrées depuis 1975 jusqu'à 2017, avec une fréquence d'environ une fois tous les quelques jours.

Il est équipé de plusieurs chaînes de pendules, d'extensomètres, de thermomètres situés dans le corps de l'ouvrage et à l'extérieur, de piézomètres et bien sûr d'une lecture de la cote du plan d'eau amont. Nous nous sommes intéressés aux déplacements de la chaîne de pendule N°1 située en partie centrale et plus spécialement aux mesures de déplacements absolus de la crête de l'ouvrage.

Trois modèles (HST, DNN et MixNet) ont été construits et évalués. Pour chacun d'entre eux, la base de données a été découpée en une première partie jusqu'en 2012 pour la création des modèles et en une seconde partie de 2013 à 2016 pour la phase de prédiction des modèles.

3.2 Modélisation du comportement du barrage à l'aide du modèle HST

Le logiciel CONDOR-C de Tractebel a été utilisé pour créer le modèle HST, avec les données d'auscultation de 1979 à 2012.

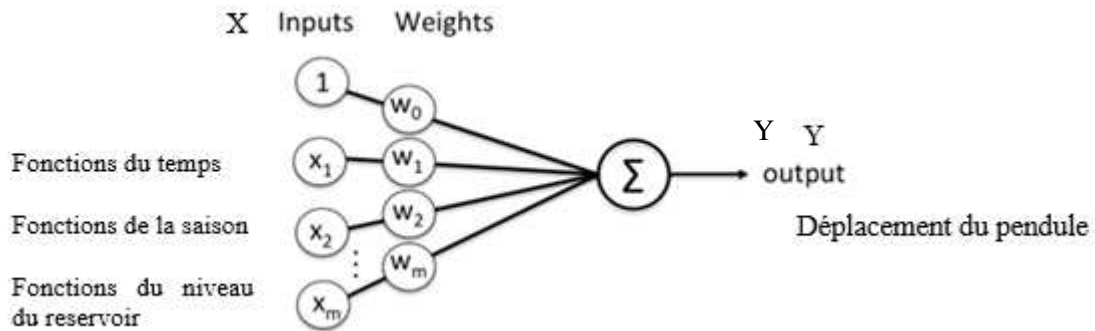


Figure 5: Diagramme du modèle HST

Les variables d'entrées sélectionnées sont :

Fonctions du temps	T/T_{bt} , $\text{Exp}(-T/T_{bt})$
Fonctions de la saison	$(1-\text{Cos}S)$, $\text{Sin}S$, Sin^2S
Fonctions du niveau du réservoir	Z , Z^2

Tableau 1: Variables d'entrées

Comme montré sur la Figure 5 ci-dessus, le comportement du barrage (Y : déplacements mesurés amont-aval du pendule N°1) est calculé par la sommation des facteurs d'influence pondérés (X_1 à X_m : niveau du réservoir, saison, temps et leurs dérivés). La technique de régression linéaire multiple (MLR) est utilisée pour déterminer les poids (w_0 à w_m) avec les données d'auscultation historiques (X_1 à X_m , et Y) sur la période 1979-2012.

3.3 Modélisation du comportement du barrage à l'aide d'un réseau DNN

Les bibliothèques TENSORFLOW par Google et KERAS sont utilisées pour construire le réseau de neurones profond (DNN).

Pour fournir un maximum d'informations au modèle, plusieurs types de données d'auscultation telles que température de l'air, températures au sein du barrage, extensomètres, piézomètres, mesures des autres pendules sont utilisés comme variables d'entrée. Ce sont les données brutes qui sont considérées. Au total ce sont 57 variables qui alimentent le modèle.

Le choix des capteurs et fonctions, du nombre de couches et de neurones s'est fait par tâtonnements successifs, le but de l'opération étant de vérifier la faisabilité d'une telle analyse avec ces nouveaux outils opensource.

Les variables d'entrées sélectionnées sont :

Fonctions du temps	T , T^2 , $T^{0.5}$, $T^{0.25}$, $\text{Exp}(T/100000)$, $\text{Exp}(-T/100000)$, $\text{Exp}^2(T/100000)$, $\text{Exp}^2(-T/100000)$ *
Fonctions de la saison	$\text{Cos}(S)$, $\text{Cos}(S+45^\circ)$, $\text{Cos}(S+90^\circ)$, $\text{Cos}(S+135^\circ)$ $\text{Cos}^2(S)$, $\text{Cos}^2(S+45^\circ)$, $\text{Cos}^2(S+90^\circ)$, $\text{Cos}^2(S+135^\circ)$
Niveau du réservoir	Z
Température	Température d'air, 1 Thermomètre du barrage
Autre information	5 Extensomètres, 1 Prézomètre

* T correspond au nombre des jours par rapport au jour initial

Tableau 2: Variables d'entrées

Un réseau DNN avec 2 couches cachées est construit et illustré sur la Figure 6. La justification de la taille de ce réseau est fournie dans le § 3.5.

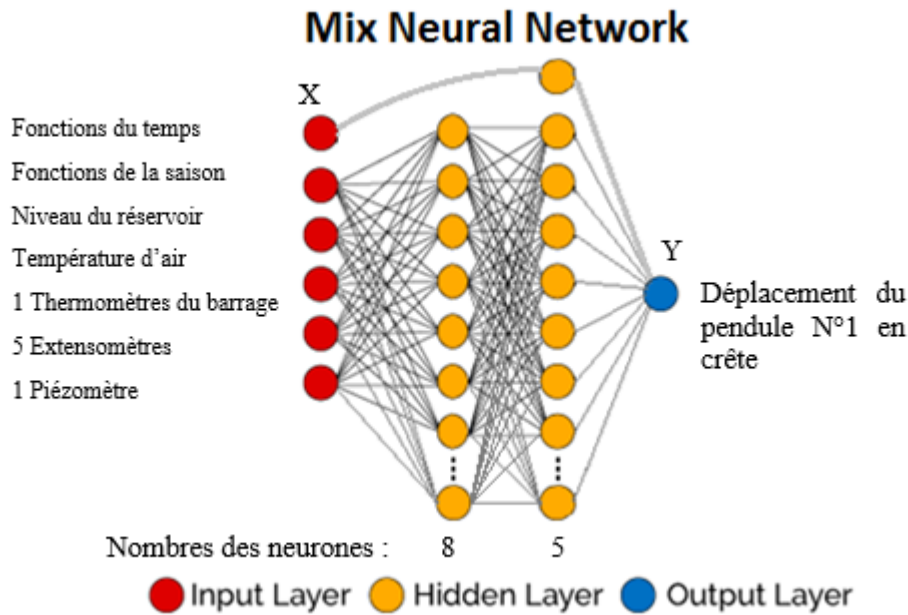


Figure 6: Structure du modèle de réseau de neurones profond (DNN)

3.4 Modélisation du comportement du barrage à l'aide de MixNet

Un DNN dérivé (appelé ici réseau de neurones mix ou MixNet) a été construit avec les bibliothèques TENSORFLOW de Google et KERAS, comme illustré par la Figure 7 suivante. Le réseau MixNet est composé de deux parties : une régression linéaire multiple (MLR) sur des fonctions de la variable « temps » et un réseau de neurones profond (DNN), identique au modèle précédent à l'exception des fonctions du temps.

La partie de MLR est connectée aux variables d'entrée liées au "temps" (temps et ses dérivées). Elle est composée d'un seul neurone, qui ne reçoit pas d'information de la part des autres neurones et n'effectue qu'une combinaison pondérée des 8 fonctions de temps. Il ne comprend pas de fonction de transfert. La partie de DNN est connectée aux autres variables d'entrée comme dans le modèle décrit précédemment. Ensuite, la valeur de prédiction est calculée par sommation de la dernière couche de MLR et de DNN.

Les variables d'entrées sont :

MLR	Fonctions du temps	$T, T^2, T^{0.5}, T^{0.25}, \text{Exp}(T/100000), \text{Exp}(-T/100000), \text{Exp}^2(T/100000), \text{Exp}^2(-T/100000)$ *
DNN	Fonctions de la saison	$\text{Cos}(S), \text{Cos}(S+45^\circ), \text{Cos}(S+90^\circ), \text{Cos}(S+135^\circ)$ $\text{Cos}^2(S), \text{Cos}^2(S+45^\circ), \text{Cos}^2(S+90^\circ), \text{Cos}^2(S+135^\circ)$
	Niveau du réservoir	Z
	Température	Température d'air, 1 Thermomètre du barrage
	Autre information	5 Extensomètres, 1 Prézomètre

* T correspond au nombre des jours par rapport au jour initial

Tableau 3: Variables d'entrées

Le modèle MixNet a été testé avec les variables ci-après. La justification de la taille de ce réseau est fournie dans le § 3.5.

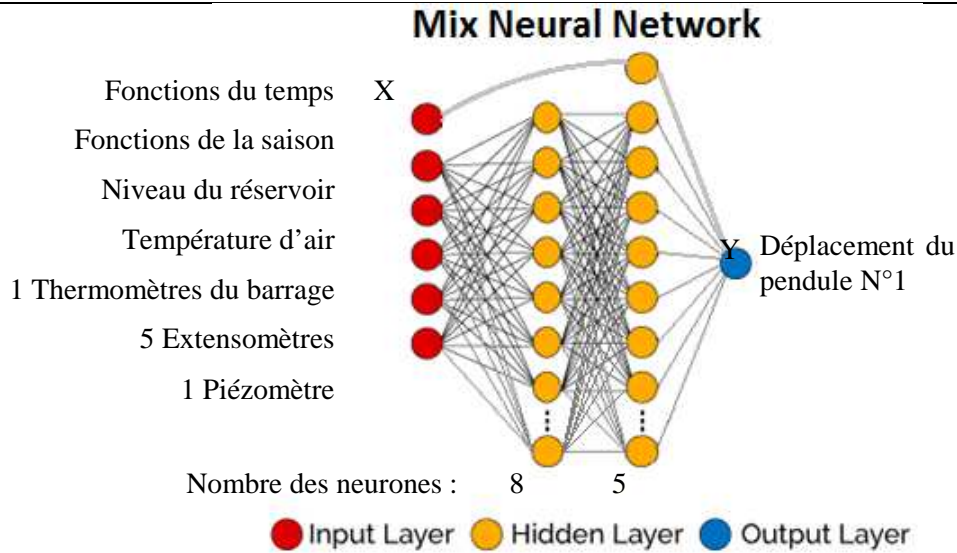


Figure 7: Structure du modèle de réseau de neurones mix (MixNet)

3.5 Choix de la taille des réseaux de neurones profond

Pour le choix de la taille du réseau de neurone, il n'existe pas jusqu'à présent de solution analytique à ce problème. Une approche acceptable de ce problème est de tester différents réseaux et d'observer leurs performances (réf. [5]).

Par ailleurs, selon le principe "Fléau de la dimension" (réf. [6]), il n'est pas adapté d'utiliser trop de variables si le nombre d'échantillons n'est pas suffisant (réf. [7]).

La base de données test dispose d'environ 1000 échantillons. Afin de sélectionner la taille de réseau optimum, trois modèles MixNet ont été établis, avec les mêmes variables mais différentes tailles de la partie DNN (voir figure ci-dessous).

- MixNet N°1 : 1 couche cachée de 3 neurones
- MixNet N°2 : 2 couches cachées de 8 et 5 neurones
- MixNet N°3 : 3 couches cachées de 10, 8 et 5 neurones

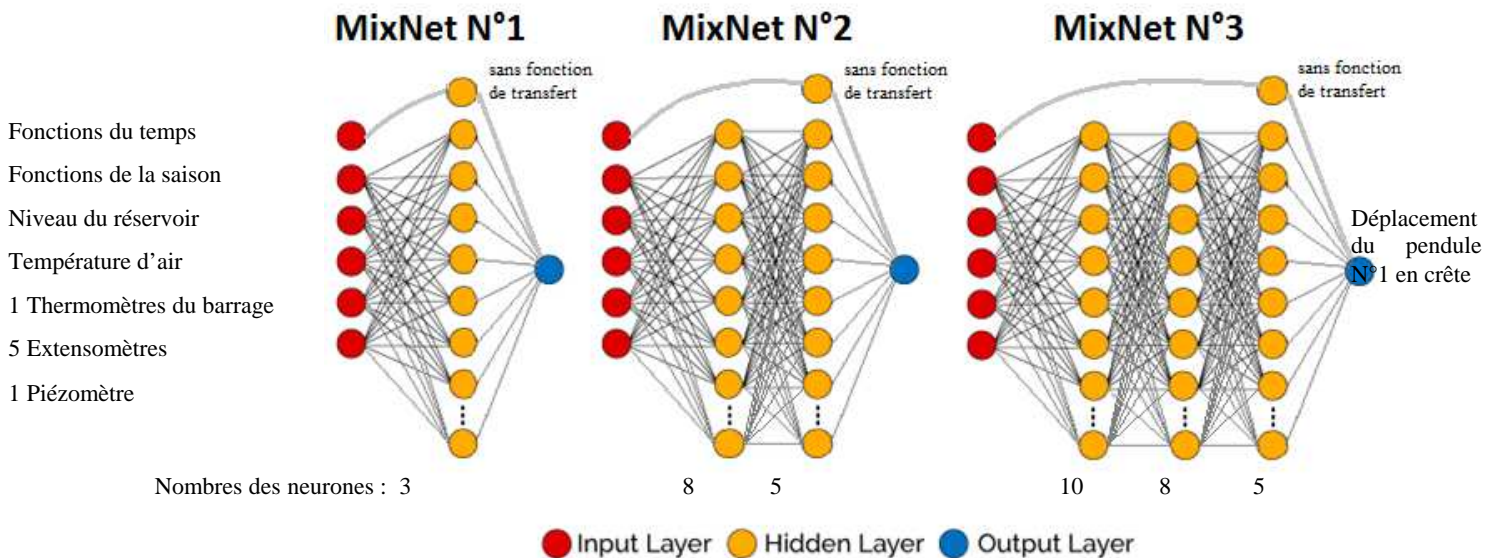


Figure 8: Modèles MixNet avec différents DNN

Le tableau ci-dessous montre la comparaison des temps d'apprentissage ainsi que les résultats pour les trois réseaux MixNet.

	MixNet N°1	MixNet N°2	MixNet N°3
Temps pour 500 epochs (Cf. §4.6)	36 secondes	55 secondes	56 secondes
Ecart-type de 1979 à 2012	1.74 mm	1.52 mm	1.38 mm
Ecart-type de 2013	2.20 mm	1.99 mm	2.15 mm

Tableau 4: Comparaison de MixNet avec différentes architectures

La comparaison des précisions des modèles démontre qu'avec 1209 échantillons un réseau de type MixNet avec une partie DNN relativement simple est déjà adapté. Avec ce nombre d'échantillons, l'augmentation de la complexité de la partie DNN ne permet pas d'avoir une meilleure performance et le réseau MixNet N°2 est sélectionné pour l'étude dans les paragraphes suivants.

3.6 Hyperparamètres pour le processus d'apprentissage des modèles DNN et MixNet

La technique de "Rétropropagation" est utilisée pour le processus d'apprentissage. Le but de la "Rétropropagation" est de calculer le gradient de la fonction objectif par rapport aux variables dans le réseau de neurones. Comme la fonction de décision dans un réseau de neurones est une fonction de fonctions, nous devons utiliser la règle de chaîne pour calculer son gradient. "Rétropropagation" est une implémentation de la règle de la chaîne spécialement conçue pour le réseau de neurones (réf. [8]).

Les mêmes hyperparamètres sont utilisés pour le processus d'apprentissage DNN et MixNet.

- Division de données : l'ensemble de données d'apprentissage de 1979 à 2012 (1209 échantillons) est réparti au hasard en deux parties,
- 98% pour l'apprentissage, soit 1184 échantillons,
- 2% pour la vérification du surapprentissage, soit 25 échantillons ;
- Dropout : 5% des neurones choisis au hasard à chaque « epoch » (voir ci-dessous) sont éteints pendant le processus d'apprentissage. L'idée clé du "dropout" est de ne pas utiliser une partie des neurones (ainsi que leurs connexions) pendant le processus d'apprentissage, ce qui empêche le modèle de trop s'adapter (réf. [9]).
- Mini-batch : 30 échantillons. La méthode du "mini-batch" permet d'accélérer le processus d'apprentissage en découpant l'ensemble des échantillons en plusieurs mini-batch ; les paramètres du modèle sont mis à jour une fois avec chaque mini-batches (réf. [10]).
- Epochs : 500 epochs. Un "epoch" signifie un passage de l'ensemble de données en avant et en arrière à travers le réseau de neurones.

4. COMPARAISON DES RESULTATS

4.1 Création des modèles à partir des données historiques (en utilisant HST, DNN and MixNet)

Ici les données historiques signifient les données connues par les modèles, soit les données jusqu'à l'année 2012, utilisées pour le processus d'apprentissage.

La figure ci-après montre les déplacements calculés et les déplacements mesurés (pour le pendule N°1) pour chacun des 3 modèles sur la période d'apprentissage.

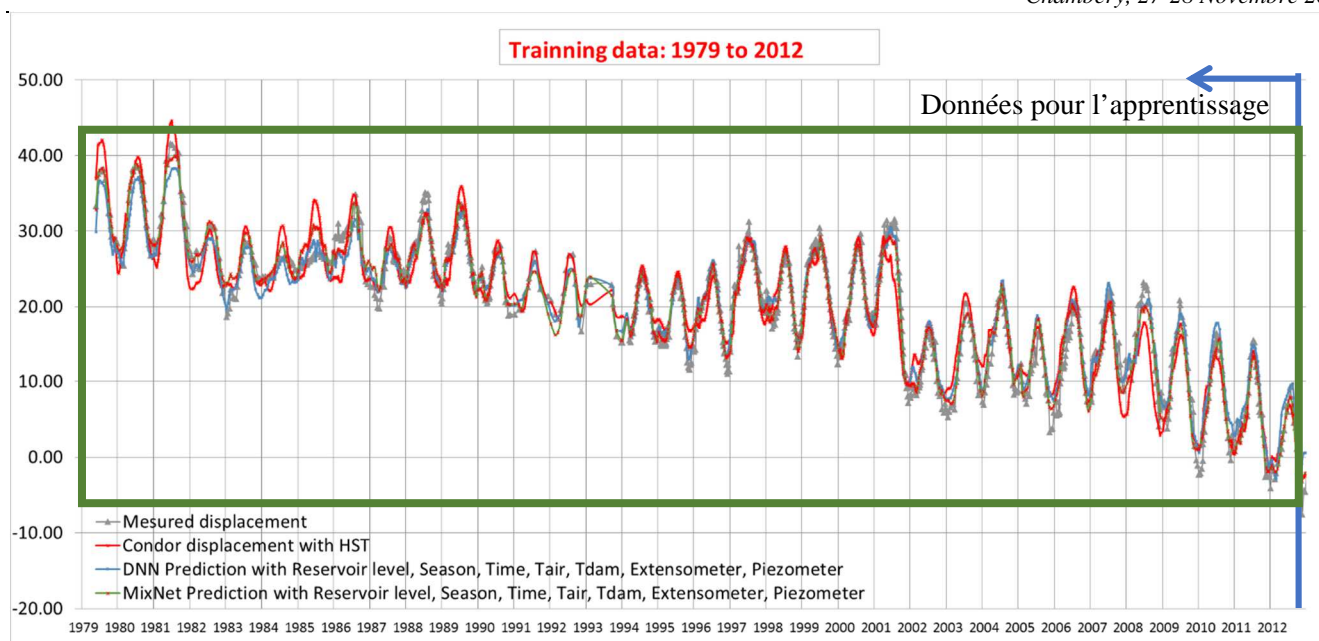


Figure 9: Déplacements mesurés et calculés pendant l'apprentissage des modèles

La courbe en couleur grise représente les déplacements mesurés, et les courbes en d'autres couleurs représentent les déplacements calculés par les modèles.

Le tableau suivant compare l'écart-type entre le déplacement calculé et le déplacement mesuré, pour les données historiques (de 1979 à 2012)

	Modèle HST	DNN	MixNet N°2
Ecart-type	2.48 mm	1.68 mm	1.52 mm

Tableau 5: Ecart-type des déplacements pour les années de 1979 à 2012

La comparaison montre que :

- Le modèle DNN fournit une meilleure simulation des données historiques (de 1979 à 2012) par rapport au modèle HST, ce qui s'explique par le plus haut degré de liberté lié au nombre de variables du réseau de neurones profond ainsi par l'introduction de fonctions de transfert.
- Le modèle MixNet fournit une performance similaire à DNN.

4.2 Prédiction future (en utilisant HST, DNN and MixNet)

La figure suivante montre les résultats des déplacements calculés pour les années 2013 à 2016 en utilisant les trois modèles (HST, DNN et MixNet).

- La prédiction à long terme (de 2013 à 2016) est illustrée sur la figure ci-dessous :
- La prédiction par HST (courbe rouge) correspond globalement aux déplacements mesurés (courbe en grise sur la Figure 10).
- La prédiction par DNN (courbe bleue) diffère nettement des déplacements mesurés sur toute la période. Comme expliqué précédemment, DNN n'est pas adapté pour l'extrapolation dans le temps (§ 2.2).
- La prédiction par MixNet (courbe verte) correspond en revanche globalement aux déplacements mesurés. Elle est cependant moins bonne que celle du modèle HST.

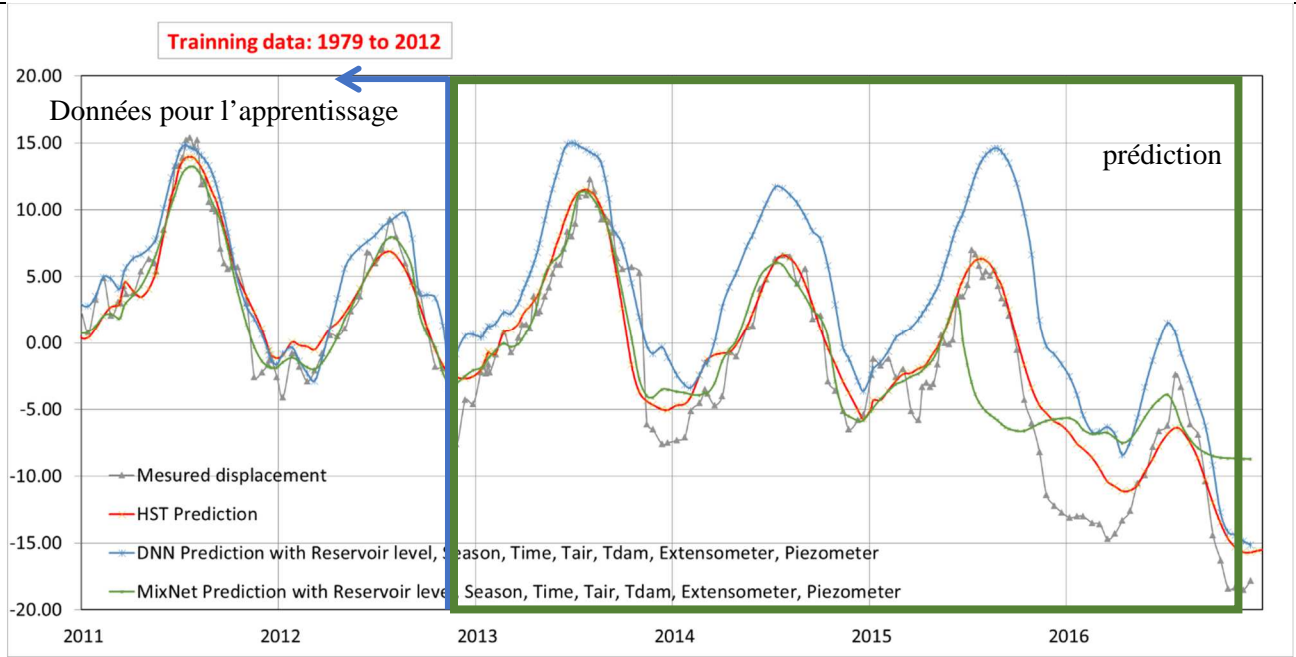


Figure 10: Prédiction future (année 2013 à 2016)

Le tableau suivant compare l'écart-type entre le déplacement calculé et le déplacement mesuré, pour les données de 2013 à 2016.

	Modèle HST	Modèle DNN	MixNet N°2
Ecart-type	2.45 mm	6.08 mm	4.42 mm

Tableau 6: Ecart-type des déplacements pour les années de 2013 à 2016

4.3 Prédiction future à court terme pour une durée de 6 mois

La figure suivante montre les résultats de prédiction future à court terme pour une durée de 6 mois de déplacement en utilisant les trois modèles (HST, DNN et MixNet).

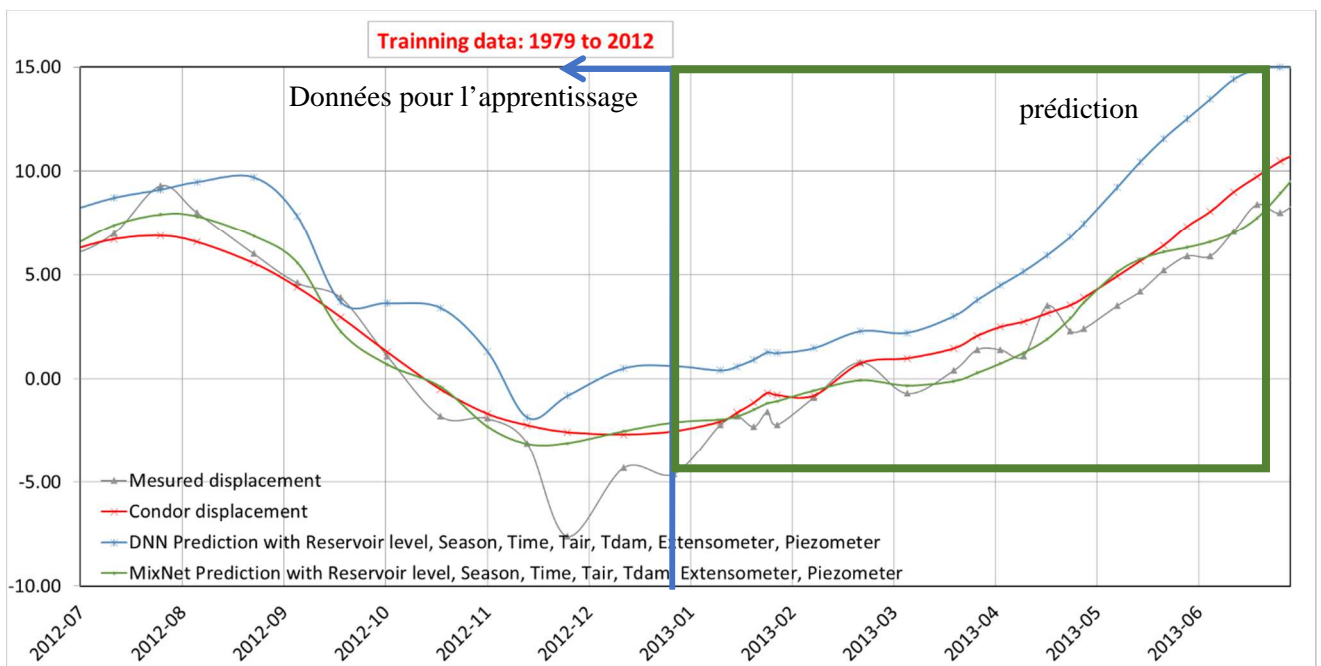


Figure 11: Prédiction future à court terme pour une durée de 6 mois

La courbe en couleur grise représente les déplacements mesurés, et les courbes en d'autres couleurs représentent les déplacements calculés par les modèles.

La comparaison démontre que MixNet pourrait avoir une performance similaire voire un peu supérieure au modèle HST dans la prédiction future à court terme ;

Le tableau suivant compare l'écart-type entre le déplacement calculé et le déplacement mesuré, pour les données du janvier 2013 au juin 2013.

	Modèle HST	Modèle DNN	MixNet N°2
Écart-type	1.32 mm	4.70 mm	0.87 mm

Tableau 7: Écart-type des déplacements pour la prédiction d'une durée de 6 mois

5. APPORT D'INFORMATIONS SUPPLEMENTAIRES AU MODELE

Le concept de "BigData" est basé sur le volume, la variété et la densité de données (réf. [11]). La prise en compte d'informations supplémentaires en entrée dans le modèle a donc été testée.

Un second réseau MixNet a été créé (MixNet N°4), en incluant les déplacements des 13 autres pendules comme variables d'entrée supplémentaires.

Il est certain que la prédiction du déplacement du pendule N°1 en tenant compte des mesures d'autres pendules peut être discutée dans un but de vérification de la sûreté du comportement du barrage. Le but ici est de tester si l'introduction d'informations supplémentaires peut améliorer la performance du modèle.

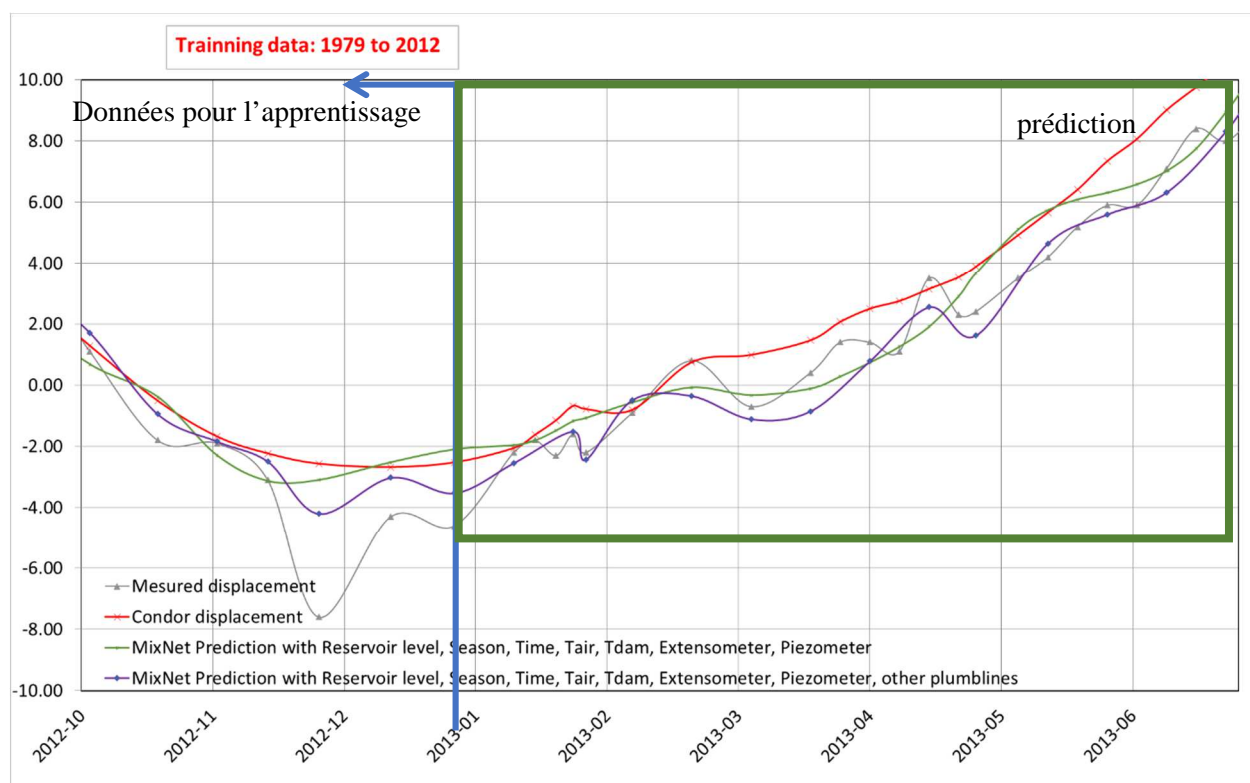


Figure 12: Prédiction future à court terme pour une durée de 6 mois

La courbe en violet (Figure 12) représente le modèle avec les 13 autres pendules comme variables d'entrée. Il est visuellement plus proche des valeurs de déplacement mesurés. Le tableau suivant compare l'écart-type entre le déplacement calculé et le déplacement mesuré, pour les données du janvier 2013 au juin 2013. Il confirme que l'écart type est encore réduit par rapport au MixNet N°2.

	Modèle HST	MixNet N°2	MixNet N°4
Écart-type	1.32 mm	0.87 mm	0.67 mm

Tableau 8: Écart-type des déplacements pour la prédiction d'une durée de 6 mois

Donc le choix de nombre et type de variables supplémentaires pour le réseau MixNet reste un sujet intéressant à explorer et à étudier.

6. CONCLUSION

Une première expérience d'un réseau de neurone MixNet nous permet de mieux connaître les outils de Deep Learning, qui sont aujourd'hui disponibles pour les ingénieries. Ce réseau neuronal nommé MixNet est composé d'une partie MLR et d'une partie DNN, la partie MLR est adaptée à la variable d'entrée du temps qui nécessite une extrapolation, et la partie DNN est adaptée aux autres variables d'entrée qui nécessitent une interpolation.

Avec cette expérience, qui reste à approfondir, il a été noté que :

- Un réseau de neurone (DNN ou MixNet) est capable de corrélérer presque parfaitement les données historiques, même s'il s'agit d'un comportement non linéaire, grâce à la grande flexibilité mathématique fournie par la grande matrice de poids.
- Un réseau de type MixNet avec une partie DNN relativement simple est meilleur pour un nombre d'échantillons limité (1200 dans le cas étudié).
- Le choix de fonctions particulières par l'ingénieur n'est pas forcément nécessaire pour la partie réseau de neurones profond (par exemple le manque des fonctions puissance du niveau du réservoir n'impacte pas la performance). La partie DNN sera en mesure de créer les chemins à travers le réseau pour simuler des fonctions similaires. Cependant, l'utilisation de fonctions appropriées au niveau des variables d'entrée peut faciliter le processus d'apprentissage du modèle.
- Un réseau de type MixNet peut suivre la tendance à long terme, de façon comparable au modèle HST. En revanche un réseau de type DNN n'est pas capable à cause de la trop grande liberté mathématique laissée à la variable temps.
- Un réseau de type MixNet paraît capable de fournir une prédiction de comportement pour le futur à court terme, meilleure par rapport à HST, lorsque davantage d'informations sont fournies en tant que variables d'entrée.
- L'introduction de variables d'entrée supplémentaires permet d'optimiser la performance de prédiction.

Il est à mentionner que la non-nécessité pour l'ingénieur de définir à l'avance les caractéristiques et la capacité d'adaptation au comportement non-linéaire des réseaux de neurones sont deux avantages importants fournis par la méthode d'apprentissage profond (DNN et MixNet), permettant de gagner beaucoup de temps dans le traitement d'information et d'avoir beaucoup plus de capacité d'adaptation.

MixNet en tant que solution hybride, pourra être une piste à explorer pour l'exploitation de données d'auscultation de barrage, qui nécessite en même temps l'interpolation et l'extrapolation des variables d'entrée.

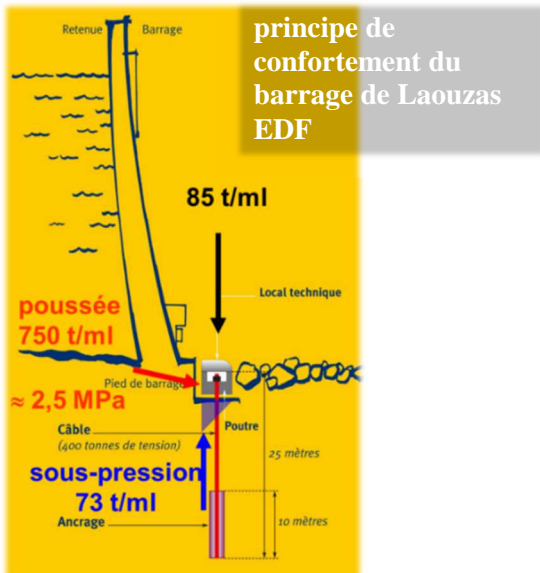
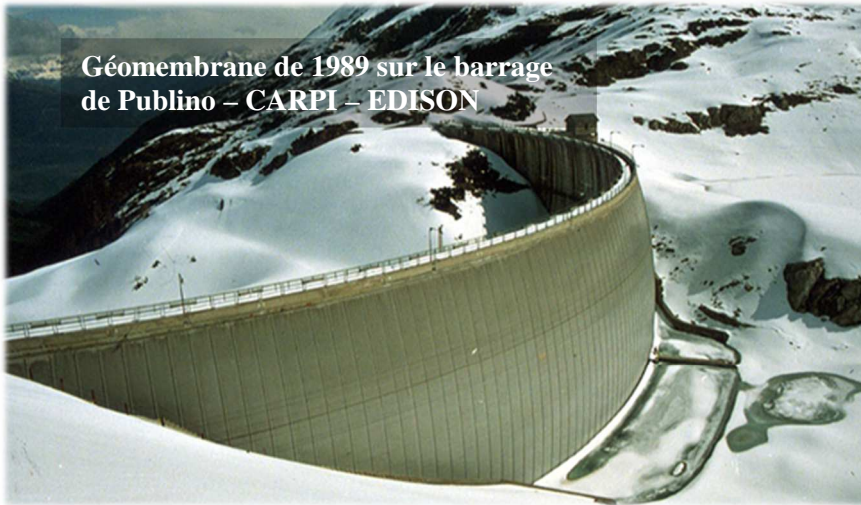
Deep Learning est un outil d'intelligence artificielle type apprentissage supervisé basé sur le BigData, et donc nécessite un grand nombre d'échantillons pour le processus d'apprentissage. Cette première expérience nous permet de mieux orienter les pistes à étudier dans le futur, afin de mieux utiliser l'outil Deep Learning dans l'exploitation de données d'auscultation ou autres.

Il serait intéressant de tester cet outil sur des ouvrages ou instruments dont les corrélations HST sont mauvaises et où un apprentissage validé permettrait de mieux reproduire les résultats bruts d'auscultation, ou encore de tester cet outil avec la méthode HSTT.

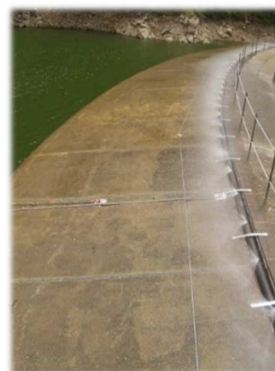
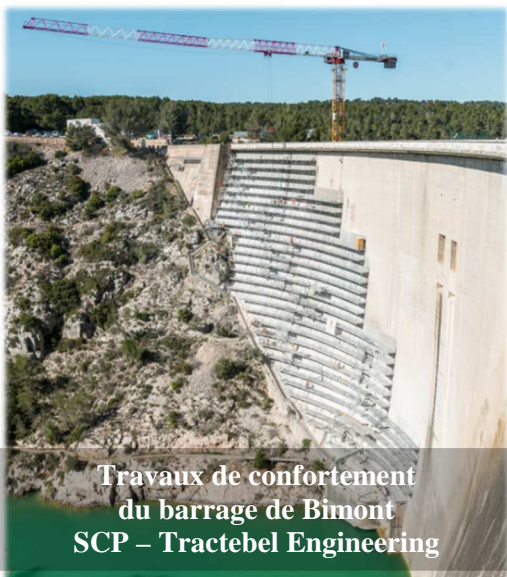
RÉFÉRENCES ET CITATIONS

- [1] Interpretation of Monitored Piezometric Levels at the Rock-Concrete Interface of Arch Dams using Artificial Neural Network, De Granrut M., Simon A., Dias D., Guilloteau T.
- [2] Analyse des mesures d'auscultation des barrages avec les réseaux de neurones, Alexandre G. Simon, Maxime J. Royer, Florian J. Mauris, Jean-Paul Fabre
- [3] Les Réseaux de Neurones en Auscultation des Barrages – Artificial Neural Network in Dam Monitoring, XXe congrès de la CIGB, Q 78 minutes of the session, Sep. 2000, Beijing, Volume V. Lino, M., (2000)
- [4] Deep Residual Learning for Image Recognition, Kaiming He, Xiangyu Zhang, Shaoqing Ren, Jian Sun, (Submitted on 10 Dec 2015)
- [5] Optimal Network Size – <http://www.bestneural.net/Products/cVision/Technologies/NetworkSize.htm>
- [6] Curse of dimensionality – https://en.wikipedia.org/wiki/Curse_of_dimensionality
- [7] The Curse of Dimensionality in Data Mining and Time Series Prediction, Michel Verleysen1 and Damien François2, Université catholique de Louvain, Machine Learning Group
- [8] A Tutorial on Deep Learning - P 1: Nonlinear Classifiers and The Backpropagation Algorithm, Quoc V. Le, Google Brain, Google Inc.
- [9] Dropout: A Simple Way to Prevent Neural Network from Overfitting, Nitish Srivastava, Geoffrey Hinton, Alex Krizhevsky, Ilya Sutskever, Ruslan Salakhutdinov
- [10] Optimization Algorithms - Mini-batch gradient descent, deeplearning.ai, Andrew Ng
- [11] 3D Data Management: Controlling Data Volume, Velocity, and Variety, Doug Lancy, META Group (6 February 2001)

B - Innovations dans les opérations de maintenance



- B1 – Innovations dans l'amélioration de l'étanchéité des ouvrages
- B2 – Innovations dans le renforcement des ouvrages
- B3 – Innovations dans les opérations de réhabilitation



Photos du système d'arrosage sur le barrage du Gage - EDF

RETOUR D'EXPERIENCE SUR LES MEMBRANES D'ETANCHEITE PVC EN PAREMENT AMONT DE BARRAGES

Experience gained through the use of PVC waterproofing membranes on the upstream face of dams

Nathalie ROSIN-CORRE, Christine NORET, Géraldine MILESI, Gaëtan DAUTOIS

TRACTEBEL ENGINEERING, 5 rue du 19 mars 1962, 92622 GENNEVILLIERS

nathalie.rosin-corre@tractebel.engie.com – christine.noret@tractebel.engie.com – geraldine.milesi@tractebel.engie.com – gaetan.dautois@tractebel.engie.com

Marc HOONAKKER

BETCGB, 44 avenue Marcelin Berthelot, 38030 GRENOBLE

marc.hoonakker@developpement-durable.gouv.fr

Pierre AGRESTI

ARTELIA, 6 rue de Lorraine, 38130 ECHIROLLES

pierre.agresti@arteliagroup.com

MOTS CLÉS

Etanchéité, membrane PVC, travaux, vieillissement.

BUTGENBACH, CHARTRAIN, L'ECHAPRE, PANNECIERE, PRADEAUX, LA RIVE, VAITE 2.

RÉSUMÉ

RETOUR D'EXPERIENCE SUR LES MEMBRANES D'ETANCHEITE PVC EN PAREMENT AMONT DE BARRAGES

Le retour d'expérience de maîtres d'ouvrage, de bureaux d'études et de l'administration est présenté sur des membranes PVC-P posées à sec et exposées sur des barrages en France, en Belgique et en Polynésie de type poids maçonnerie, voûtes multiples ou remblai, dont Chartrain et Butgenbach respectivement premier barrage en maçonnerie et parmi les premiers multi-voûtes à être munis d'une membrane en Europe en 1993 et 2004. Sont présentés les caractéristiques des membranes et du géotextile associé, les types de fixation (avec ou sans pré-tension, fixations ponctuelles sur parement en remblai), les travaux préalables à la pose, les techniques de pose (y compris pour la géométrie complexe des multi-voûtes) et les points saillants des travaux. Sur la base des observations visuelles et des mesures d'auscultation, les membranes, 6 à 25 ans après leur pose, remplissent leur fonction d'étanchéité. Le retour d'expérience fait ressortir l'importance d'un suivi rapproché des travaux en phase de préparation des surfaces et pendant la pose et l'intérêt de campagnes régulières de surveillance et de maintenance, associées au suivi des paramètres caractérisant le vieillissement des membranes sur échantillons prélevés in-situ et analysés en laboratoire.

ABSTRACT

Experience gained through the use of PVC waterproofing membranes on the upstream face of dams

The experience gained by owners, engineering companies and administration through the use of PVC waterproofing membranes on the upstream face of dams is presented for masonry dams, multiple arched dams and embankment dams in France, Belgium and French Polynesia, among which Chartrain and Butgenbach, respectively the first European masonry dam and one of the first multiple arched dams to be equipped with PVC membrane in 1993 and 2004. The main features of the PVC membrane are detailed along with the type of fixations, the preliminary works, the installation (including adaptation to complex geometry of multiple arch dams) and the feedbacks from the works. Based on the visual observations and the monitoring data, the membrane are still watertight 6 to 25 years after installation. A close control of the works while preparing the upstream face of the dam and installing the membrane is required as well as periodic surveillance and maintenance including monitoring the ageing process through laboratory tests on samples.

1. INTRODUCTION

L'utilisation de géomembranes polymères (butyl, PVC) pour constituer ou restaurer l'étanchéité en parement amont d'un barrage est une solution technique éprouvée, mise en œuvre depuis la fin des années 1960 pour les barrages en remblai (Miel, France, 1968), depuis les années 1970 pour les barrages en béton (Lago Miller, Italie, 1976) et depuis les années 1990 pour les barrages en maçonnerie (Chartrain, 1993). Elle fait depuis l'objet de communications régulières, notamment par les organismes de recherche et les entreprises de travaux.

Il nous a paru intéressant de partager le retour d'expérience de maîtres d'ouvrage, de bureaux d'études et de l'administration avec un recul de quelques années à une trentaine d'années sur des membranes posées à sec et exposées sur des barrages en France, en Belgique et en Polynésie de type barrages poids en maçonnerie, barrages à voûtes multiples en béton ou barrage en remblai.

2. PRESENTATION DES BARRAGES ET DES PROBLEMATIQUES

Les barrages et les problématiques qui ont conduit à retenir une solution technique d'étanchéité en parement amont sont présentés ci-après, les caractéristiques des barrages sont présentées à la fin du chapitre (figure 1).

2.1 Barrages de Chartrain, La Rive et L'Echapre

Les barrages de Chartrain, La Rive et L'Echapre sont des barrage-poids en maçonneries datant de la seconde moitié du 19^{ème} siècle, dans le Massif Central. Chartrain et La Rive ont des profils élancés avec un parement aval concave (profil Delocre). L'Echapre a un parement aval rectiligne mais présente un fruit encore plus faible que les deux précédents.

Les parements d'origine constitués d'un enduit en mortier de ciment étaient très dégradés et laissaient pénétrer l'eau du réservoir profondément dans le corps des ouvrages, ce qui se traduisait par i) des fuites importantes, ii) un lessivage des maçonneries, avec formation de calcite sur le parement aval et dans les dispositifs de drainage laissant craindre une hausse incontrôlée des sous-pressions et un affaiblissement des caractéristiques mécaniques dans la masse de l'ouvrage et iii) des niveaux de sous-pression présumées élevées à partir des observations visuelles.

La minceur des profils au regard des critères de stabilité actuels a conduit le Service de Contrôle à engager une procédure de révision spéciale dans les années 1980. Cette procédure a d'abord consisté à mettre en place un dispositif d'auscultation permettant d'évaluer plus précisément les sous-pressions. Ces sous-pressions atteignaient en plusieurs points 100% du niveau amont dans le corps des ouvrages. Sur la base de ces mesures, les études ont ensuite démontré que la stabilité de ces barrages était compromise, ce qui a d'abord conduit à abaisser le niveau des retenues normales et, dans le cas de La Rive, à mettre temporairement le barrage en sécurité en créant un pertuis. On se heurtait alors à une difficulté conceptuelle rencontrée sur tous les ouvrages de cette génération, qui d'une part, ont bien supporté pendant une centaine d'années ou davantage les charges hydrostatiques prévues à l'origine, sans incidents apparents significatifs, et d'autre part, ne peuvent être justifiés vis-à-vis des critères actuels de stabilité.

Les opérations de réhabilitation de ces trois barrages ont donc été réalisées dans les années 1990 sur un principe identique : installation d'une géomembrane sur le parement amont, injections et drainage en fondation (à l'origine, les fondations n'étaient ni injectées ni drainées) afin de restaurer l'étanchéité de ces ouvrages et assurer des marges de stabilité satisfaisantes. Des travaux connexes ont également été réalisés sur les évacuateurs de crue, les organes de prise et de vidange et les couronnements (Cf. réf. [1] pour une description plus détaillée des travaux). Le barrage de Chartrain a été équipé d'une géomembrane PVC et remis en eau en 1993. Il s'agissait alors de la première utilisation de ce procédé en France pour un barrage en maçonnerie de cette hauteur (53 m sur fondation). Le barrage de La Rive, de hauteur similaire, a été conforté suivant le même procédé et par les mêmes intervenants techniques quelques années plus tard (1999-2000). Le chantier de réhabilitation du barrage de L'Echapre s'est déroulé dans le courant de l'année 1997. Les trois projets ont été acceptés et suivis par le Service de Contrôle (DRIRE Rhône-Alpes) et son appui technique (BETCGB).

2.2 Barrages de Butgenbach, Pradeaux et Pannecière

Les barrages de Butgenbach, des Pradeaux et de Pannecière sont des barrages à voûtes multiples construits dans la première moitié du XX^{ème} siècle. Les voûtes, le plus souvent cylindriques et inclinées et épaisses de quelques décimètres car de portée limitée (10 à 20 m), reportent la poussée de l'eau de la retenue sur des contreforts verticaux triangulaires. Le béton est peu armé car essentiellement comprimé, sauf à l'amont des contreforts et en pied amont des voûtes. Le comportement de ces barrages est généralement satisfaisant, même si des défauts propres à cette

famille de barrages sont observés : fissures plongeantes au pied des voûtes résultant de l'encastrement des voûtes minces à leur base plus massive, fissuration au contact voûte-contrefort sous sollicitations thermiques saisonnières, sensibilité du béton des voûtes minces aux effets de l'eau du réservoir (dissolution des carbonates puis formation de calcite, formations éventuelles de gels gonflants dans le béton) malgré le revêtement étanche appliqué à l'origine. Les ouvrages d'extrémité, de type poids, sont eux sensibles aux régimes des percolations qui traversent leur corps ou leur fondation proche.

Le parement amont du barrage de Butgenbach a été protégé des infiltrations dès la construction par une couche de 5 cm de gunite armée (mortier de ciment fortement dosé projeté sur du métal déployé) recouverte par une couche bitumineuse d'étanchement (Flintkote). Celle-ci s'était fissurée et décollée en partie supérieure et n'empêchait plus l'eau de s'infiltrer depuis bien longtemps, vu l'importance des dépôts de calcite en parement aval. La fissuration des voûtes s'était développée au cours du temps, avec notamment des fissures parallèles à l'axe des voûtes, aggravées par l'élongation des arcs sous l'effet suspecté d'une réaction alcali-granulats. Compte tenu de cette pathologie, la solution technique visait à protéger le barrage des infiltrations d'eau. La gunite d'origine avait apporté une bonne protection à l'origine mais n'avait pu s'adapter aux déformations des voûtes minces sous l'effet des variations thermiques et aux conditions météorologiques difficiles (exposition sud, pluie, glace) ; elle avait fait l'objet de réfections entre 1958 et 1962 en partie supérieure. Les retours d'expérience étant peu concluants en ce début des années 2000 sur la tenue à long terme de solutions d'étanchement par produit rapporté (qui se montrent susceptibles de se décoller par bullage sous l'effet de la pression de vapeur d'eau dans le support), la solution technique retenue en 2004 a consisté à fixer en parement un complexe assurant la double fonction d'étanchéité et de drainage. Peu de multi-voûtes avaient été étanchées par une géomembrane en parement amont à l'époque (une voûte du barrage de Molato (Italie) en 1986, la voûte annexe du barrage de Migouelou en 1989, 3 voûtes du barrage de La Girotte 1994-1998). Après le barrage de Pian Sapeio en 1990 (Italie), ce fut le second barrage à voûtes multiples entièrement étanché par une géomembrane. Quoique moins dégradées, les culées ont été étanchées par le même procédé. Voir réf. [2].

Le béton du barrage des Pradeaux est marqué par l'altération et l'hétérogénéité des granulats, les mauvaises conditions de stockage du ciment et les médiocres résistances en compression du béton des voûtes et des contreforts. L'eau percolait au travers des voûtes, en particulier dans des zones présentant des nids de cailloux et aux reprises de bétonnage. Plusieurs campagnes de travaux ont été réalisées visant à parfaire l'étanchéité du barrage : par enduit bitumineux dans les années 1960-1970 puis en 1995 par une membrane polyuréthane projetée à chaud de 5 mm d'épaisseur dans la partie supérieure et deux couches de résine époxy (Flexter 200) en partie inférieure, après projection d'un mortier de ragréage. En 2005, la membrane polyuréthane laissait apparaître des cloques et était déchirée en de nombreux endroits. Elle ne remplissait plus son rôle d'étanchéité et de nombreuses traces d'humidité et de suintements étaient observées sur le parement aval des voûtes à retenue haute. Ces constats ont conduit à mettre en œuvre à l'été 2007 un complexe d'étanchéité-drainage sur le parement amont du barrage des Pradeaux.

Après 60 ans d'exploitation, les mesures d'auscultation du barrage de Pannecière témoignaient de sous-pressions généralement faibles, de débits de fuite faibles (corrélés au niveau de la retenue et aux précipitations), de déformations réversibles en fondation et à la base des contreforts, de déplacements cohérents avec les variations thermiques mais également d'une dérive du couronnement vers l'amont d'environ 0,2 mm par an et d'une tendance à l'ouverture des fissures des voûtes. Des travaux de réhabilitation ont été engagés comprenant en particulier la pose d'un complexe d'étanchement / drainage sur l'ensemble du parement amont du barrage (après élimination totale de l'amiante qu'il supportait) pour ralentir et arrêter un phénomène de gonflement suspecté. Le programme de réhabilitation a également comporté : l'injection des fissures des voûtes susceptibles d'affecter leur comportement structural, la réalisation d'un voile d'injection en fondation dans le prolongement des bèches à l'amont des voûtes, la rénovation complète du rideau de drainage en fondation, le renforcement du pied des voûtes, très mince, par des massifs de béton et le renforcement du contreventement par butons pour améliorer le comportement dynamique rive à rive. En parallèle, les organes de vidange ont été rénovés et le dispositif d'auscultation du barrage et de sa fondation a été mis à niveau.

2.3 Barrage en remblai de Vaité 2

Le barrage hydroélectrique de Vaité 2 est un ouvrage en remblai situé sur l'île de Tahiti en Polynésie française. Il est constitué de matériaux tout-venant alluvionnaires de forte perméabilité (absence de matériaux à faible perméabilité à proximité du site). Sa fondation est constituée par un substratum de roche volcanique qui affleure sur les rives. Dans la partie centrale du lit, ce substratum est masqué par des alluvions dont l'épaisseur n'est pas connue. L'étanchéité de l'ouvrage est assurée par un géocomposite mis en place sur son parement amont et prolongé en fond de retenue sur une trentaine de mètres. La géomembrane PVC d'origine, de 1,2 mm d'épaisseur, montrait de forts signes de vieillissement : défauts de soudures (décollements au droit des soudures horizontales, déchirures

au droit des soudures verticales), nombreuses craquelures et déchirures verticales. Des échantillons de la membrane analysés en laboratoire ont montré une perte de plastifiant (taux inférieur à la limite admissible de 20%), une perte d'épaisseur (0,9 mm) et une capacité d'allongement réduite de moitié. Ces désordres, jugés normaux au regard du type et de l'âge de la géomembrane, nécessitaient des réparations régulières (par rustines soudées par l'exploitant). Les ancrages périphériques (enfouis en fondation en rives et noyés dans le parapet béton de crête) présentaient par ailleurs des zones d'infiltrations privilégiées. La membrane a ainsi été remplacée en 2011. D'autres alternatives d'étanchéité avaient été envisagées mais ont été écartées au profit d'une géomembrane PVC en raison de sa facilité de mise en œuvre et d'un savoir-faire existant sur l'île.

Nom du barrage	Chartrain	La Rive	Echapre	Butgenbach	Les Pradeaux	Pannecière	Vaité 2
Propriétaire	Ville de Roanne	Ville de Saint-Chamond (*)	Ville de Firminy (*)	Electrabel	Birseck Hydro	Seine Grands Lacs	Marama Nui
Département/pays	Loire	Loire	Loire	Belgique	Puy-de-Dôme	Nièvre	Polynésie
Fonction	eau potable	eau potable	eau potable	régularisation énergie	énergie	régularisation énergie	énergie
Type	poids maçonnerie arqué			voûtes multiples			remblai
Construction	1888-1891	1866-1870	1894-1898	1929-1932	1936-1940	1937-1949	1987
Capacité (hm ³)	3,6	1,5	0,9	11	1,97	82,5	0,36
Hauteur sur fondations (m)	53	48,3	44	27	25	56	23
Longueur de la crête (m)	221	165	165	210	220	352	95
Fruit global ou inclinaison des voûtes	0,84	0,83	0,72	50°	45°	42°	amont 1,84h/1v aval 2h/1v
Volume de béton (m ³)	91 000	65 000	49 000				
Ep. crête ou min/max voûtes (m)	4	5	3,9	0,40/0,80	0,40	0,50/1,60	
Nbre de voûtes et portée (m)				11 12	16 9,80	13 17,50	
Travaux	1991-1993	1999-2000	1997	2004	2007	2011-2012	2011
Bureau d'études	Artelia	Artelia	ISL	Tractebel	Tractebel	Tractebel	Tractebel
Entreprise	Carpi	Carpi	Esmery Caron	Carpi	Carpi	Carpi	Carpi

(*) Saint-Etienne-Métropole a repris l'exploitation des barrages de la Rive et de L'Echapre en 2016.

Figure 1 : Caractéristiques des barrages

3. CHOIX TECHNIQUES

3.1 Caractéristiques des membranes et géotextiles associés

Chartrain, La Rive, L'Echapre

La géomembrane mise en œuvre sur les trois barrages poids en maçonnerie est similaire. Elle est constituée d'un géocomposite formé d'une feuille de PVC (épaisseur 2,5 mm sur Chartrain et La Rive de type Sibelon®, 2 mm sur L'Echapre), thermosoudée en usine sur un géotextile antipoinçonnant non tissé (400 à 500 g/m²). La protection de la membrane au contact des irrégularités des parements est complétée en sous-face par un deuxième géotextile non tissé (1500 g/m² sur Chartrain et La Rive, 750 g/m² sur L'Echapre) et une géogridde en Polyéthylène Haute Densité (PEHD) de 4 à 7 cm d'épaisseur dans la partie inférieure du parement.

Butgenbach, Pradeaux, Pannecière

Les membranes d'étanchéité mises en œuvre sur les trois barrages à voûtes multiples sont quasi-analogues¹. Elles sont constituées par un géocomposite formé par une membrane en PVC-P (polychlorure de vinyle plastifié) d'épaisseur 2,5 mm produite par extrusion, stabilisée aux UV et thermosoudée en usine sur un géotextile antipoinçonnant non tissé de 500 g/m². La membrane est utilisée seule, sans le géotextile, pour les bandes étanchant

¹ Elles sont toutes trois de type Sibelon®, mais leur composition chimique a pu être améliorée dans le temps dans le but de mieux résister aux UV et augmenter leur durée de vie.

les fixations (profilés de tensionnement, profilés de fixation périmétrale). Les membranes sont de couleur gris clair pour les trois barrages.

Le géocomposite a été fourni en rouleaux de 2,1 m de largeur pour les lés installés verticalement sur les culées et de 1,05 m pour les lés horizontaux recouvrant les voûtes et les contreforts. Les bords des rouleaux (destinés à être soudés) sont dépourvus de géotextile. La membrane étanchant les fixations, elle aussi dépourvue de géotextile, a été fournie en rouleaux de 0,42 m de largeur. Les lés ont une longueur suffisante pour couvrir chaque élément sans recourir à des soudures intermédiaires.

Vaité 2

Le nouveau système d'étanchéité mis en place sur Vaité 2 est constitué du même géocomposite que les barrages à voûtes multiples. En fond de retenue, des géotextiles antipoinçonnement de 500 et 700 g/m² ont également été mis en place respectivement sous et sur ce géocomposite (voir réf. [3]).

3.2 Types de fixation

La Rive, Chartrain, L'Echappe

La membrane des barrages de Chartrain et de La Rive est mise en œuvre par lés verticaux de 2 à 3,5 m de largeur, thermosoudés entre eux sur site et fixés au barrage au moyen de profilés inox ancrés dans le parement par des tiges filetées. Un double contrôle des soudures est réalisé sur site en continu (électrique et à la "pointe sèche").

L'étanchéité périmétrale comporte 3 points délicats : i) la fixation en crête, adaptée aux variations de niveau amont, ii) les fixations latérales de raccordement, soit aux surfaces en béton projeté situées en haut de rive (pour des raisons liées au risque de vandalisme), soit aux superstructures de l'évacuateur de crue, iii) la fixation en pied sur une plinthe. La membrane recouvre la plinthe sur une longueur suffisante pour contrôler le gradient hydraulique maximal dans cette zone, avec sur L'Echappe, une double fermeture.

La technologie utilisée à Chartrain et La Rive met en œuvre des profilés verticaux de tensionnement de la membrane afin d'éviter les plis. Ces profilés assurent également une fonction de collecteur des eaux en sous-face de la membrane. À la base du parement, les eaux de drainage sont collectées dans des conduites noyées dans la plinthe et envoyées vers l'aval. Sur le barrage de L'Echappe, la différence la plus significative concerne le mode de fixation du complexe d'étanchéité au parement : les deux lés adjacents thermosoudés entre eux sont fixés par un profilé plat vinylester, sans dispositif de tensionnement. Les détails des deux types de fixation sont présentés en référence [1]. La figure 2 illustre les deux conceptions :

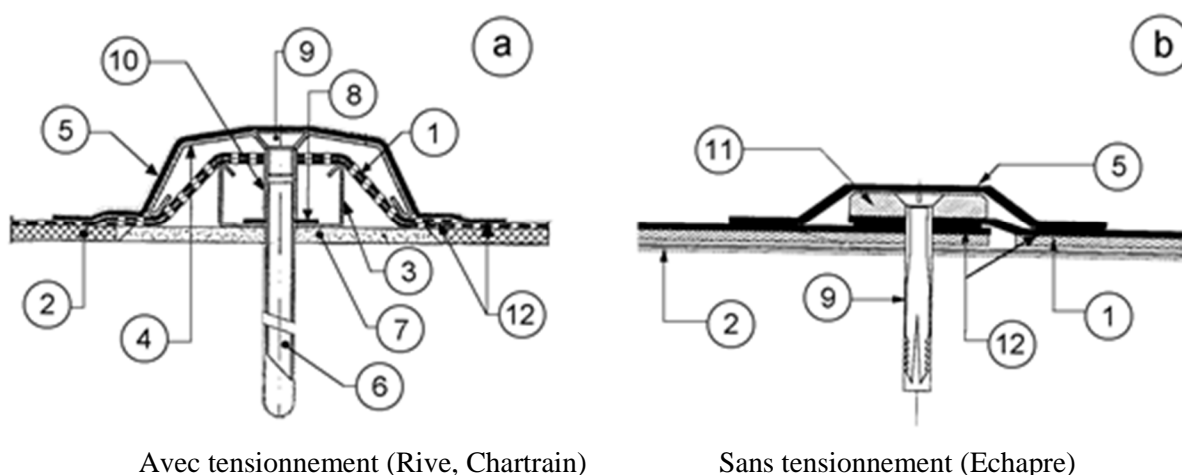


Figure 2 : Principe de fixation des lés sur le parement

- | | | |
|---------------------------------|---------------------------|-------------------------|
| (1) Géomembrane | (2) Géotextile/géogrille | (3) Profil intérieur |
| (4) Profil extérieur de tension | (5) Bande de recouvrement | (6) Scellement chimique |
| (7) Mortier de calage | (8) Rondelle | (9) Vis / cheville |
| (10) Manchon | (11) Plat | (12) Soudures |

Butgenbach, Pradeaux, Pannecière

En parement amont des barrages à voûtes multiples, le géocomposite est fixé mécaniquement sur le corps de l'ouvrage par l'intermédiaire de 2 types de profilés métalliques en acier inoxydable : des profilés permettant de mettre en tension la membrane pour éviter la formation de plis (procédé breveté) et des plats de fixation simple. Les fixations par les profilés de tensionnement permettent au géocomposite de conserver un positionnement stable en lui donnant la capacité de résister aux différentes sollicitations auxquelles il est soumis, notamment sous l'effet du marnage de la retenue, du vent, des vagues et de la glace.

Trois (ou quatre pour Pannecière) profilés sont mis en place sur chaque voûte, aux naissances des voûtes et en clé (ou de part et d'autre de celle-ci pour Pannecière). L'arrangement des profilés peut être localement adapté pour tenir compte des particularités géométriques. Sur les culées, ces profilés sont fixés verticalement tous les 3,70 m.

Une fixation périmétrale (sans mise en tension de la géomembrane) assure l'étanchéité à l'eau sur le pourtour de la surface traitée, étanchéité à la pluie (sans mise en pression) en partie haute et avec mise en pression en partie basse. La membrane est serrée par un profilé plat en acier inoxydable, fixé au béton par des tiges d'ancrage (chevilles et vis à frapper pour une étanchéité à la pluie, tiges filetées scellées chimiquement pour les étanchéités avec mise en pression). Un joint de compression en néoprène intercalé entre le plat et la membrane évite à celle-ci d'être poinçonnée. Les surfaces supports des fixations périmétrales étanches ont été régularisées à l'aide d'une résine époxy.

A Butgenbach, la fixation périmétrale est située au sommet des voûtes et sous les barbacanes des culées qui évacuent l'eau de la crête, sur la face supérieure des massifs de fondation au ras des voûtes et des culées et sur les côtés, aux extrémités des culées en rive. Elle suit la géométrie des blocs de fondation et contourne les blocs de prise d'eau et de vidange. Le principe est identique aux Pradeaux : le géocomposite est fixé sur la plinthe - ou directement sur le béton sain et non fissuré des voûtes, là où la plinthe n'était pas accessible en rive droite -, sur les blocs de prise d'eau et de vidange de la voûte centrale et sur le béton de l'évacuateur de crues en rive droite et de la culée en rive gauche.

Le procédé diffère légèrement à Pannecière : la fixation périmétrale inférieure est fixée sur les voûtes et culées après enlèvement de la gunite en cas de suspicion de décollement et injection des fissures. Les anciens tubes (d'injection de la fondation) ont été rebouchés lorsqu'ils émergeaient au-dessus de la fixation. En rive gauche, seule la partie rive droite de la culée jusqu'à l'évacuateur a été étanchée.

Vaité 2

En crête et en rives du parement amont de Vaité 2, la géomembrane a été fixée à de nouveaux ouvrages béton (mur parapet de crête, longrines ancrées au rocher en rives, seuil de l'évacuateur, entonnement de la vidange de fond) à l'aide de profilés en acier inoxydable (80x8x2000 mm) maintenus par des tiges filetées (M12-166 mm) en acier inoxydables scellées chimiquement dans le béton. Afin d'assurer l'étanchéité de la fixation, il a été mis en place une résine époxy sur le béton et une garniture caoutchouc (3x80 mm) entre le géocomposite et le profilé de fixation.

En parement, un système de fixation spécifique a été conçu, testé puis mis en place, afin d'éviter le soulèvement et l'arrachement de la géomembrane sous l'effet du vent, mais aussi de répartir les contraintes dues au poids propre de la membrane et aux vidanges de la retenue. Ce système permet par ailleurs d'éviter la formation de plis de la membrane en partie inférieure du parement. Il est constitué d'ancrages ponctuels répartis sur le parement amont avec un maillage plus serré en partie supérieure soumise au vent, jusqu'à 204 km/h, qu'en partie inférieure (6x1,4 m et 6x3 m). Ces ancrages sont constitués d'une tige filetée en acier inoxydable de diamètre 12 mm et de longueur 150 cm comportant à l'extrémité une tête d'ancrage pivotante de type Foresight Manta Ray 88. Ces ancrages sont enfoncés perpendiculairement dans le remblai du corps du barrage et après armement de l'ancrage, une rondelle en acier inoxydable de diamètre 200 mm est vissée en tête de la tige afin de plaquer le géocomposite contre le parement. Cette rondelle est ensuite recouverte d'un géotextile et d'une géomembrane soudée.

En pied amont, le géocomposite a été prolongé sur 30 m en fond de retenue. En rive de la retenue, il a été fixé à des longrines béton comme pour le barrage et en amont il a été enfoui dans une tranchée de 2 m de profondeur. Sur le fond de la retenue, il n'a pas été ancré car recouvert par une protection mécanique.

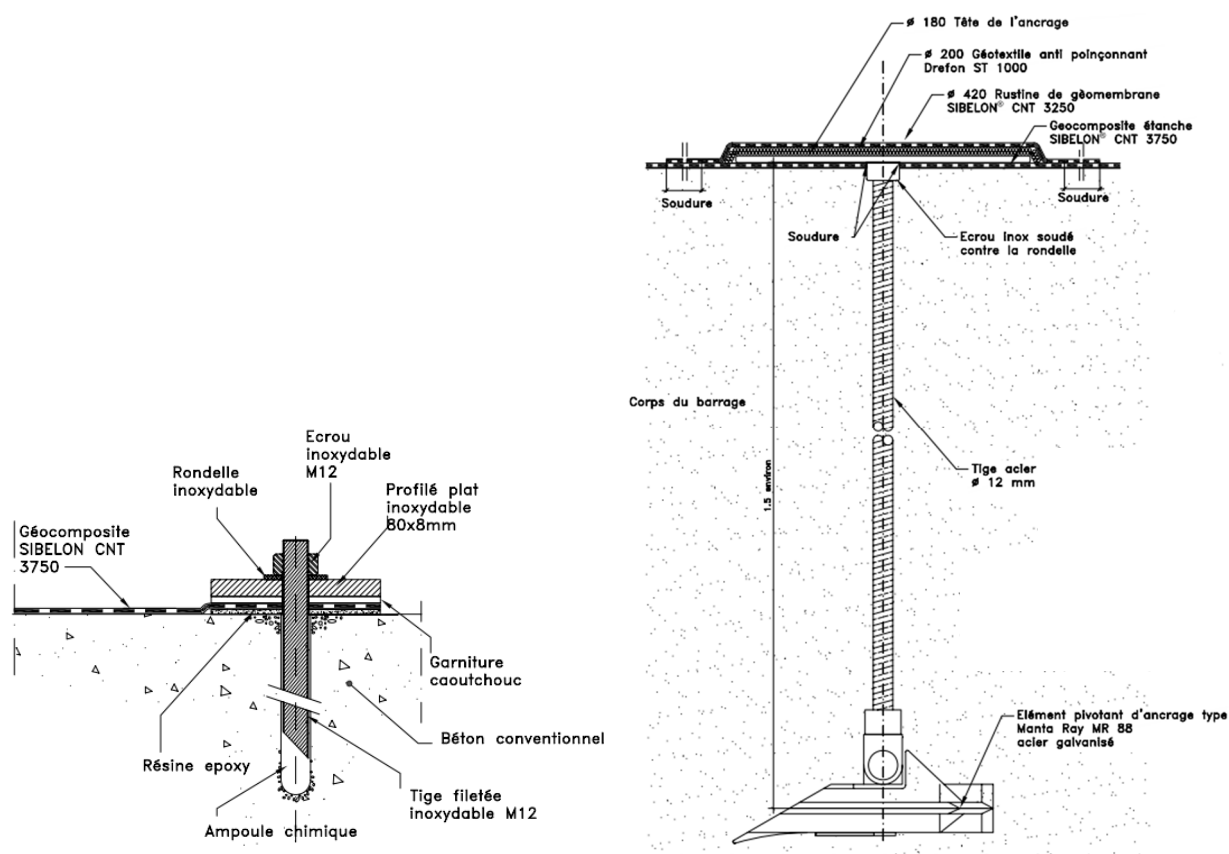


Figure 3 : Fixations périmétrale (gauche) et ponctuelle (droite) de la membrane de Vaité 2 (source Carpi)

3.3 Travaux préalables à la pose

Chartrain, La Rive, L'Echapre

Au niveau de la préparation du support, la souplesse des profilés et l'interposition de matériaux anti-poinçonnants ne nécessitent pas un état de surface rigoureusement plan. Les travaux ont généralement consisté en une purge des zones d'enduit décollées ou dégradées, et en un ragréage local des cavités, ou des saillies les plus marquées. Un mortier de calage a été ponctuellement réalisé sous les profilés. Les fissures larges (> 5cm environ) de La Rive ont été injectées uniquement en surface, de manière à ne pas modifier significativement la structure de la maçonnerie.

Butgenbach, Pradeaux, Pannecière

Au barrage de Butgenbach, la gunite a été enlevée au burin et marteau pneumatique sur le béton des socles et des blocs de prise d'eau et de vidange au droit de la fixation périmétrale. Sur les voûtes, les zones de gunite décollée ont été tout d'abord sondées au marteau (reconnues sur le premier tiers supérieur des voûtes), les zones de gunite conservée ont été nettoyées et le revêtement bitumineux a été décapé là où il était décollé ou altéré. La gunite décollée a été démolie puis reconstituée par béton projeté par des cordistes (voie sèche avec pré-mouillage puis talochage). Enfin, les drains à la base des voûtes et les événements en partie supérieure ont été forés et équipés et les capteurs de niveau d'eau ont été installés à la base de chaque compartiment du dispositif de drainage entre la géomembrane et le parement.

Les travaux ont été similaires dans leur principe pour le barrage de Pannecière mais la présence d'amiante dans la peinture bitumineuse protégeant la gunite a été une contrainte de chantier très forte. La peinture a été totalement enlevée même si elle ne subsistait plus que sur 30% de la surface (en partie inférieure des voûtes). La gunite décollée a été reconstituée à partir de nacelles ce qui a imposé un phasage du haut vers le bas.

L'absence de gunite en parement amont du barrage des Pradeaux a simplifié la phase préparatoire : la membrane polyuréthane projetée a été simplement enlevée là où elle était détériorée ou décollée et au droit des fixations périmétrales ; les zones dégradées du parement ont été ragréées après sondage au marteau et repiquage superficiel.

Vaité 2

Préalablement à la pose du nouveau géocomposite de Vaité 2, l'ancien géotextile et l'ancienne géomembrane ont été retirés. Le parement amont a ensuite été reprofilé pour rendre homogène la pente du talus (1,84h/1v). Les éléments grossiers présents ponctuellement en surface ont été retirés pour limiter le risque de poinçonnement et un compactage léger a été réalisé avec un petit compacteur accroché, par le biais d'un câble acier, au bras d'un excavateur positionné en crête du barrage. Le fond de retenue a également été reprofilé pour orienter les eaux vers la vidange de fond en RD et compacté. Les nouveaux ouvrages béton périphériques sur lesquels vient s'ancrer le géocomposite ont été réalisés. Des batardeaux ont été mis en place pour diriger les eaux vers la vidange de fond et travailler au sec.

3.4 Techniques de pose

Chartrain, La Rive, L'Echapre

Les détails de la technique de pose et de fixation relèvent du savoir-faire et de l'expérience des entreprises spécialisées. Du point de vue de la qualité d'exécution, la stabilité dimensionnelle du PVC contrecollé au géosynthétique mais aussi la technique de fixation par mise en tension horizontale ont facilité la pose sur La Rive et Chartrain et évité la formation de plis.

Le chantier de L'Echapre a été globalement plus difficile, notamment du fait de l'absence de dispositif de tensionnement. Ainsi des "plis de pantalon" se sont formés, difficilement évitables. Une partie de ces plis a pu être résorbée en fin de chantier par une reprise des fixations en crête de chaque lé.

Butgenbach, Pradeaux, Pannecière

Les travaux ont été effectués depuis la crête du barrage de Butgenbach et depuis le pied amont avec la pose d'échafaudages sur les massifs de fondation existants. L'accès s'est fait par la rive droite et les travaux ont progressé de la rive droite vers la rive gauche.

Les profilés de tensionnement intérieurs sont d'abord mis en place sur la surface préparée. Le géodrain est ensuite installé, simplement spitté sur le parement. Les éventuelles eaux d'infiltration ou de condensation sont acheminées jusqu'en pied de voûte par le géodrain, doublé en pied sur 1 ou 2 m pour renforcer sa capacité drainante, et évacuées à l'aval par des forages de 110 mm traversant les voûtes, protégés à l'amont par une plaque anti-intrusion en inox qui facilite le passage de l'eau et supporte le géocomposite et munis chacun d'un tuyau de collecte en inox de 80 mm scellé dans le forage équipé d'un robinet. Les voûtes (sauf celles de la vidange et de la prise d'eau usinière) disposent ainsi chacune d'un drain à leur base, au raccordement avec le contrefort ; les culées sont équipées du même dispositif, les drains débouchant à l'aval dans les voûtes adjacentes. Pour faciliter la localisation des fuites, des plats étanches posés entre deux drains à la base des voûtes ou des culées sur un mètre de hauteur assurent un compartimentage partiel du dispositif de drainage. Ceci permet un contrôle visuel permanent du système d'étanchéité et de drainage.

Des événements en partie haute assurent la dissipation des pressions de vapeur d'eau.

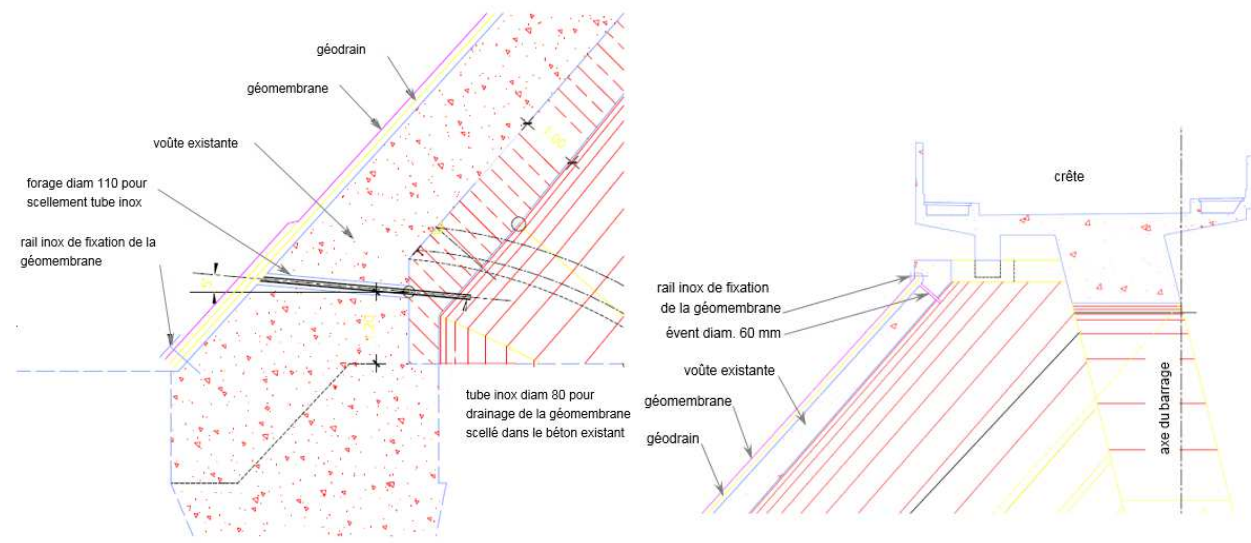


Figure 4 : Coupe-type sur un drain (gauche) et un événement (droite) d'une voûte de Pannecière

Sur les culées, les lés de géomembrane sont posés verticalement et de haut en bas entre les profilés intérieurs de tensionnement verticaux avec un recouvrement d'environ 10 cm entre les profilés et 20 cm au droit des profilés (sur les bords des lés sans géotextile). Sur les voûtes et les contreforts, les lés sont posés perpendiculairement aux génératrices des voûtes, depuis le haut jusqu'au bas de la voûte, avec un recouvrement minimum de 5 cm (sur les bords des lés sans géotextile).

Les lés sont soudés par soudure à air chaud (piste simple) puis marouflés (opérations manuelles) avant d'être mis en tension. Toutes les soudures ont été contrôlées à la pointe sèche (méthode ASTM) : ce contrôle non-destructif consiste à faire passer une pointe métallique le long de la ligne de soudure en appliquant une pression afin de la faire pénétrer entre les géomembranes en cas de manque d'adhérence.

Les lés des voûtes et des culées sont ensuite mis en tension lors du serrage du profilé extérieur sur le profilé intérieur. Les lés de géomembrane recouvrant les contreforts, entre les profilés de tensionnement à la naissance des voûtes, ne sont pas mis en tension afin qu'ils suivent la surface d'appui concave.

Une bande de membrane (sans géotextile antipoinçonnant) vient recouvrir le profilé extérieur et est soudée sur les lés de part et d'autre du profilé, pour assurer l'étanchéité les lés étant percés par les tiges de fixation. Les lés sont ensuite fixés en partie supérieure, puis en partie inférieure et sur les côtés.

Aux Pradeaux, la membrane a été posée suivant les mêmes principes. La pose a progressé de la rive droite vers la rive gauche au moyen de deux nacelles suspendues à treuil électrique adaptées à la géométrie du parement amont des voûtes (Start Delta Equipment). Des échafaudages fixes ont été mis en œuvre au pied biais des voûtes, là où les nacelles ne pouvaient pas descendre, et sur les voûtes d'extrémité rive gauche dans la continuité des échafaudages requis pour la culée de cette rive.

A Pannecière, le procédé a été similaire à celui des Pradeaux. En raison des travaux longs et délicats de désamiantage menés en parallèle, il a fallu jusqu'à 4 nacelles. Celles-ci ont été spécialement conçues avec le tiers central « fixe », et les deux tiers extérieurs articulés par rapport à ce tiers central pour s'adapter à la forme non cylindrique du parement amont [4]. Par ailleurs, les contraintes tant de santé pour les ouvriers que techniques ont imposées un travail « une voûte sur 2 » et une progression non linéaire de la pose de la géomembrane.

Vaité 2

Les lés de géocomposite de 2,1 m de largeur ont été déroulés depuis la crête vers le bas avec un chevauchement entre lés d'environ 8 cm pour permettre la réalisation des soudures par thermo-fusion (à double cordon avec canal intermédiaire libre). Le serrage des écrous des tiges filetées d'ancrages des profilés de fixation périphérique du géocomposite s'est fait à l'aide d'une clé dynamométrique réglée à 30 Nm. Le matériel nécessaire à la réalisation des ancrages ponctuels a été mis en place à l'aide d'une nacelle sur roue spécifique au chantier, descendue sur le parement depuis la crête. Les ancrages ont été enfoncés à l'aide d'un marteau hydraulique à percussion et armés à l'aide d'un vérin hydraulique (efforts de 20 à 30 kN environ). Le rythme de pose était de 5 à 6 lés et 12 à 15 ancrages ponctuels par jour. Le géocomposite en fond de retenue a été mis en place en parallèle.

La totalité des soudures et des ancrages a fait l'objet d'un contrôle après mise en œuvre : contrôle des soudures des lés (fermeture des 2 bouts du canal d'essai, injection d'air sous-pression dans le canal par le biais d'une aiguille équipée d'un manomètre jusqu'à 2 bars, vérification après 5 minutes que la pression reste bien supérieure à 1,6 bars), contrôle des soudures des rondelles de membrane recouvrant les têtes des fixations ponctuelles (passage d'une pointe métallique tout au long du bord extérieur de la soudure), contrôle des fixations périphériques (vérification du couple de serrage des écrous des tiges filetées d'ancrages avec une clé dynamométrique).



Figure 5 : Nacelle (Pradeaux, gauche), mise en place des lés des voûtes à Butgenbach (centre) et détail sur contrefort et bloc de vidange (droite)



Figure 6 : Mise en place de la géomembrane (gris), du géotextile (blanc) et de la géogrille (noir) sur parement maçonné (gauche), ligne de fixations ponctuelles (centre) et détail d'une tête d'ancrage avant recouvrement par une rondelle de géomembrane (droite) à Vaité 2.

3.5 Techniques de protection de la membrane

Chartrain, La Rive, L'Echapre

Les membranes sont laissées sans protection. Après quelques années d'exploitation, elles présentent un assombrissement de la couleur initiale (patine voisine de celle d'un béton lisse), en particulier sur la surface située au-dessus de la RN exposée aux UV directs ou réfléchis par le réservoir.

Butgenbach, Pradeaux, Pannecière

Les membranes ne sont pas protégées en zone courante des voûtes et des culées ; elles présentent le même assombrissement de la couleur d'origine que pour les barrages ci-dessus. Les bases de culées et des voûtes adjacentes sont protégées des chutes de pierres depuis la berge, abrupte, par une seconde couche de géocomposite, soudée en continu sur la couche sous-jacente en partie supérieure et soudée point par point aux superpositions entre les lés et en partie inférieure, pour que l'eau entre les deux couches puisse s'écouler librement (rive gauche de Butgenbach), ou par un géotextile (rive droite de Butgenbach et des Pradeaux).

Vaité 2

Le géocomposite n'est pas soumis à un risque de poinçonnement en partie courante (peu d'embâcles). Il est ancré ponctuellement (pas de nécessité de lestage). Il n'a donc pas été jugé nécessaire de le protéger en surface. Par contre, les apports en sédiments dans la retenue nécessitent la réalisation régulière de curage mécanique. Afin de limiter le risque de déchirement ou de poinçonnement du géocomposite, celui-ci a ainsi été protégé en fond de retenue par une couche de 30 cm de matériaux 0-50 mm et une couche de 20 cm de grave-ciment. En pied amont du barrage,

une longrine béton de 50 cm de haut a été mise en place pour matérialiser le pied et éviter les coups de godets inopportuns.

3.6 Modalités de traitement du contact barrage-fondation ou de la retenue

Chartrain, La Rive, L'Echapre

La plinthe périmétrale, et le mur de pied de la partie centrale à L'Echapre et au Chartrain, servent de support pour la fixation de la membrane (fixation par plat inox et/ou soudure sur waterstop) et pour la réalisation des forages du voile d'injection en fondation.

À la Rive, ces travaux nécessitaient l'enlèvement des matériaux constituant le culot du réservoir en-dessous du niveau de la vidange de fond. Il est apparu que ces matériaux étaient constitués de silts et de vases au pouvoir colmatant élevé et que l'enduit, protégé par ces matériaux, était en excellent état. Le mur de pied a été remplacé par un retournement de la plinthe ancrée sur le parement du barrage et un traitement par injection spécifique de la maçonnerie sous la plinthe. Afin d'éviter les contournements au contact et dans le rocher, un voile d'injection est réalisé depuis la plinthe. Les pressions d'injection sont limitées (0,5 MPa) pour éviter de déstructurer le rocher, notamment en partie supérieure.

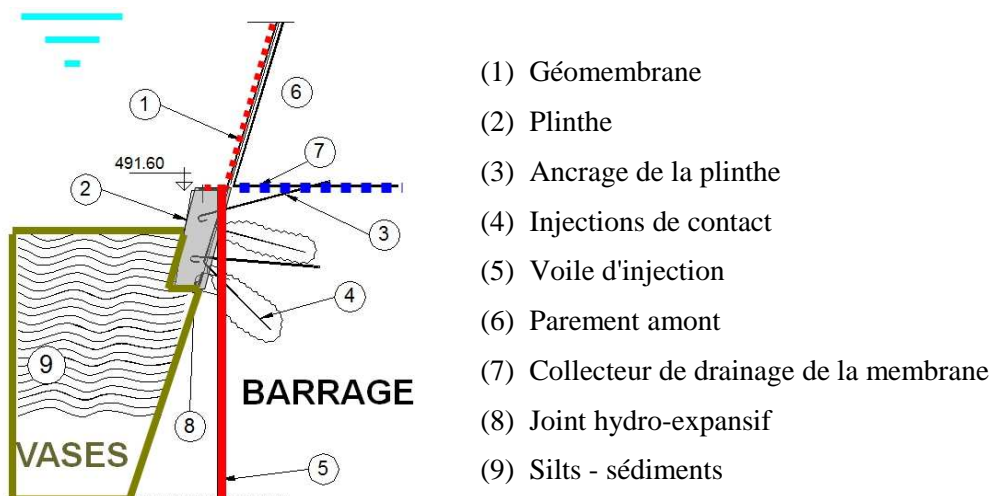


Figure 7 : Détail de mur de pied, La Rive

Butgenbach, Pradeaux, Pannecière

Le barrage de Butgenbach étant appuyé sur son pied amont sur d'épais massifs de béton dont la bonne qualité a été vérifiée par des forages de reconnaissance, il n'a pas été nécessaire de traiter la fondation en pied amont pour assurer la continuité de l'étanchement vers le bas.

Un voile d'injection au contact de la plinthe amont du barrage des Pradeaux était prévu mais n'a pas été réalisé, compte tenu du bon état du contact de la plinthe sur le rocher et de la qualité du rocher constatés sur les sondages carottés. La faiblesse des percolations mesurées à l'intrados au travers de la fondation justifie a posteriori ce choix.

Un nouveau voile d'injection en continuité avec la bèche en pied amont du barrage de Pannecière a été réalisé, ce qui a nécessité au préalable le rebouchage du rideau de drainage existant, et la réfection de celui-ci en fin de chantier.

Vaité 2

Le géocomposite de parement amont a été prolongé en fond de retenue sur 30 m. Des longrines béton, ancrées dans le rocher, ont été réalisées dans les rives du barrage et du fond de la retenue afin de permettre l'ancrage du géocomposite par des profilés métalliques et assurer ainsi une meilleure étanchéité que par simple enfouissement.

3.7 Points saillants de la mise en place

Echapre

Plusieurs difficultés ont été rencontrées sur le chantier de L'Echapre, liées en premier lieu à des phénomènes climatiques. En effet, dans la section la plus haute du barrage, la longueur des lés est supérieure à 30 m. Une quasi-absence de vent était nécessaire pour leur bonne mise en place. Les soudures étant autorisées uniquement pour des

températures extérieures entre 5 et 35°C, la réalisation d'une partie des travaux durant les mois de novembre et décembre a conduit à des arrêts parfois importants qui ont pénalisé l'avancement du chantier.

L'autre difficulté a concerné la réalisation des soudures des couvre-joints. La présence de poches d'eau au droit de ces couvre-joints, lors des premiers abaissements du plan d'eau, a montré un défaut d'étanchéité de ces soudures. Ces défauts ont pu être réparés ultérieurement, y compris en technique subaquatique.

Butgenbach, Pradeaux, Pannecière

La géométrie complexe du barrage de Butgenbach a conduit à employer un large éventail de techniques de travaux : travaux sur cordes pour le décapage de la gunite décollée du parement, mise en place d'échafaudages « autoportants » pour le gunitage et la pose du système d'étanchéité, fixation de la géomembrane par lés horizontaux de largeur réduite, adaptation à la géométrie de la fixation périmétrale étanche en pied. La mise en place des échafaudages a été l'une des difficultés majeures du chantier. A la difficulté liée à la pente et à la courbure des surfaces de travail s'est ajoutée la nécessité de manipuler successivement tous les appuis ponctuels de l'échafaudage pour faire passer la géomembrane. Comme il était exigé de séparer la zone des travaux « sales » de nettoyage et de gunitage de celle des travaux de pose de la géomembrane par une voûte tampon, jusqu'à cinq voûtes adjacentes ont dû être simultanément munies d'échafaudage pour respecter les délais.

Les travaux ont toutefois été menés dans les délais impartis. En particulier, les travaux de préparation de la surface et de la pose de la géomembrane (près de 4700 m²) se sont déroulés en six mois entre fin avril et fin septembre 2004, alors que la vidange était quasiment achevée ou pendant le maintien de l'assec.

Les barrages des Pradeaux et de Pannecière ont bénéficié du retour d'expérience des travaux de Butgenbach.

L'utilisation de nacelles au lieu d'échafaudages, et la moindre ampleur des travaux de préparation ont permis de traiter les voûtes des Pradeaux deux par deux sur huit jours et deux jours de déplacements de nacelle. La préparation des voûtes et la pose de la géomembrane (près de 5000 m²) ont ainsi nécessité 4,5 mois, la durée totale du chantier a été d'un peu moins de 7 mois (y compris batardeau et ragréage du parapet et de la passerelle de crête).

Sur le barrage de Pannecière, l'enlèvement de la peinture bitumineuse amiantée par rabotage au disque (avec aspiration des poussières) a été fastidieuse et beaucoup plus longue que prévu en raison des conditions climatiques hivernales et de l'impossibilité de travailler sous la pluie. La pose de ~20 000 m² de géomembrane a en revanche été réalisée en une durée record de 6,5 mois par une équipe de ~22 personnes.

Vaité 2

La gestion des crues a été une des difficultés principales du travail de pose du géocomposite. Les nombreuses intempéries rencontrées pendant la préparation du chantier ont poussé à reporter cette pose d'un an. Pendant la pose, lors de la saison sèche de 2011, les travaux ont dû être interrompus à plusieurs reprises en raison des pluies, le site étant alors inaccessible. L'avancement du chantier était organisé de façon à laisser le parement amont exposé le moins longtemps possible.



Figure 8 : Vue d'ensemble de Vaité 2 après mise en place du dispositif d'étanchéité (gauche), échafaudage de 5 voûtes adjacentes à Butgenbach (droite)

4. BILAN DE L'EFFICACITE DES TRAVAUX

4.1 Efficacité des travaux par rapport aux objectifs visés de restauration de l'étanchéité

Chartrain, La Rive, L'Echapre

L'efficacité de la réhabilitation se mesure avant tout par la réduction très significative des fuites et des sous-pressions dans le corps du barrage et en fondation. Ces baisses piézométriques entraînent une nette amélioration des conditions de sécurité des ouvrages (division par trois en moyenne sur L'Echapre, disparition totale de la nappe dans le corps des barrages de Chartrain et de La Rive).

En fondation, il subsiste ponctuellement des sous-pressions dépendantes des conditions géologiques et de la configuration topographique des rives qui conditionnent l'efficacité des travaux d'injection et de drainage. C'est le cas de la rive droite du barrage de La Rive (où la fracturation du massif est défavorable au drainage naturel et aux drains forés depuis l'aval) mais également de la partie centrale du barrage de L'Echapre (où des sous-pressions persistent liées à un manque d'efficacité du voile d'injection en fondation). Après la phase de remise en eau, les débits des drains de fondation aval se stabilisent et restent modestes (de l'ordre de quelques litres par minute).

Il en est de même pour les débits de drainage de la membrane. Lors de la remise en eau après travaux de la retenue de L'Echapre un débit significatif (72 l/mn) a été détecté sur le drain RD, dû à une déchirure de la membrane qui a été réparée sans difficulté. Sur La Rive et Chartrain, il a été observé à chaque vidange/remplissage une réactivation des débits de fuite de la membrane à retenue basse suivie d'une baisse progressive et d'une stabilisation à un faible débit à retenue normale (30 l/mn au total pour Chartrain). Ce phénomène est vraisemblablement lié au contournement de la plinthe et à la variation de contrainte effective au contact plinthe/fondation.

Butgenbach, Pradeaux, Pannecière

L'efficacité de l'étanchement du barrage de Butgenbach, et son évolution avec le temps, sont contrôlées par les drains au pied des voûtes et les capteurs de niveau d'eau à la base des onze compartiments qui couvrent l'ensemble des voûtes et culées. A l'issue des travaux, aucune fuite ne devait occasionner une remontée d'eau (mesurée par les capteurs) de plus d'un mètre au-dessus de l'exutoire de drainage de chaque compartiment. Lors de la remise en eau, les débits des drains ont été quasiment nuls et les hauteurs d'eau mesurées bien inférieures au mètre. Depuis, l'intrados des voûtes reste bien sec ; les déplacements verticaux et dans la direction amont-aval du sommet des voûtes varient dans une plage stable dans le temps.

En 2011, soit 7 ans après la mise en œuvre du géocomposite, des premiers défauts de la géomembrane sont observés depuis la crête, dans la zone de marnage ou au-dessus (ruptures fragiles, quelques déchirures). Parallèlement, les débits collectés par les drains au pied de certaines voûtes augmentent, avec des pics à retenue haute de 1 à 5 l/min au lieu du goutte à goutte habituellement observé. Les débits redeviennent quasiment nuls lorsque les défauts de la géomembrane sont réparés par des rustines de géomembrane soudées par des cordistes lors du creux saisonnier de la retenue.

Depuis la mise en place de la membrane au barrage des Pradeaux, on observe l'arrêt total des percolations des eaux de la retenue au travers des voûtes dont l'intrados est sec. Les drains sont secs ou débitent au goutte à goutte ; ils augmentent jusqu'à 33 l/min en cas de déchirure.

Les débits de certains drains de la géomembrane de Pannecière, notamment en rive, fluctuent en fonction de la saison. Ils sont maximaux à la fin de l'hiver lors du réemplissage de la retenue et peuvent atteindre jusqu'à 2 l/mn (critère d'acceptation des travaux de 1,5 l/mn pour un drain). Le débit global des 13 drains peut alors dépasser 4 l/mn, débit supérieur au critère d'acceptation des travaux (3 l/mn). Le phénomène est néanmoins restreint à une courte période de l'année. Du fait de cette saisonnalité hivernale, un contournement du complexe d'étanchéité par la fondation ne peut être exclu.

Vaité 2

Les mesures d'auscultation font état d'un rabattement piézométrique tout à fait satisfaisant dans le corps du barrage et d'une diminution significative des débits de fuites, de plus de 60%, grâce au nouveau dispositif d'étanchéité. Les piézomètres installés lors des travaux (4 en crête, 2 à mi-hauteur du parement aval et 1 sur l'appui RD) montrent des niveaux piézométriques établis en fondation alors qu'avant le remplacement du dispositif d'étanchéité, la piézométrie n'était pas connue mais les zones humides, visibles sur le parement aval jusqu'à sa mi-hauteur, présageaient de niveaux piézométriques sans nul doute bien plus hauts.

4.2 Vieillessement de la membrane

Sous l'effet du vieillissement du PVC-P - conditionné par la température, les rayons UV (exposition directe dépendant de l'orientation du parement amont, réflexion par le réservoir), l'épaisseur et le temps d'exposition -, la teneur en plastifiant et l'épaisseur de la membrane diminuent. Le processus conduit à la rigidification de la membrane par perte de plastifiant, au retrait et au déchirement de la membrane. La membrane peut connaître des ruptures fragiles en hiver par suite de chocs d'objets pointus (corps flottants, blocs de glace, vandalisme, griffes d'animaux).

Chartrain, La Rive, L'Echapre

Les membranes de Chartrain et de La Rive ont été inspectées à retenue vide respectivement en 2005 et en 2011, soit 12 et 11 ans après la pose. On en retient l'excellent état de la membrane et la stabilité des caractéristiques physiques et chimiques, confirmée par les essais en laboratoire.

Les seuls défauts identifiés sur la géomembrane de Chartrain étaient i) une perforation causée par un clou de maintien provisoire du géotextile ou coffrage (réparations ponctuelles de la maçonnerie ?), oublié et laissé en place lors des travaux, ii) une coupure verticale d'une quinzaine de centimètres probablement causée par la chute d'un objet tranchant depuis le couronnement.

Lors des vidanges, des reliefs ont été observés sur les surfaces de la membrane PVC situées sous la RN qui correspondent généralement à l'empreinte du parement sous-jacent ou bien à de petits fragments (gravillons <1-2cm) décollés du parement dans la zone de marnage. Ces irrégularités du support ne présentent généralement pas de risque de poinçonnement pour la géomembrane. Après quelques jours à l'air libre (ou semaines suivant les conditions climatiques), la géomembrane se décolle du parement et ces empreintes disparaissent sous l'effet du prétensionnement appliqué par les profilés verticaux ; la géomembrane retrouve alors un aspect lisse et régulier.

Lors de l'Examen Technique Complet de Chartrain avec vidange en 2008-2009 (soit 15 ans après installation), la géomembrane a été inspectée systématiquement par des cordistes. Deux échantillons de géomembrane PVC ont été prélevés dans des zones présentant des déformations marquées (reliefs) et analysés en laboratoire. Tous les essais réalisés confirment la bonne tenue au vieillissement de la géomembrane. Les caractéristiques générales (densité, épaisseur) sont inchangées, le taux de plastifiant diminue légèrement (-2 à -3%), les caractéristiques mécaniques sont inchangées (pliage à froid, poinçonnement) ou légèrement diminuées en traction (-10% sur la résistance élastique à la rupture, -15 % sur le taux d'allongement à la rupture).

L'observation de la membrane de L'Echapre lors de l'Examen Technique Complet en 2015, 18 ans après la pose de la membrane, a permis de constater l'absence de désordres significatifs du type poinçonnement ou déchirures, la présence de défauts mineurs (plis de pantalon, micro-déchirures, vieillissement du mastic et produits de réparation, poches d'eau sous les bandes de recouvrement des soudures) – plus nombreux dans la zone de marnage – et la bonne tenue des réparations locales (rustines), parfaitement collées. Ces défauts ne remettent pas en cause l'étanchéité générale de la membrane.

Butgenbach, Pradeaux, Pannecière

A l'occasion d'une inspection systématique de la géomembrane de Butgenbach par cordistes en 2016-2017 (soit 12-13 ans après la pose), une vingtaine de défauts ont été observés dans la zone de marnage : des dégradations au niveau des profilés de tensionnement, des ruptures fragiles (en étoile) suite à impact, une déchirure au milieu d'une voûte au droit d'une soudure horizontale entre deux lés. Les défauts observés ne remettent pas en cause l'étanchéité générale de la membrane.

Une nouvelle inspection en 2018 a porté une attention particulière aux défauts situés contre les profilés à la naissance des voûtes côté contrefort. La bande de recouvrement se déchire là où elle n'est pas soudée sur le même support (sur le lé de la voûte dépassant du profilé inférieur et immédiatement à côté, sur le lé du contrefort arrêté avant les profilés de prétensionnement).

Des essais de laboratoire ont été réalisés en 2016 et 2017 sur des échantillons prélevés sur le parement amont et sur le rouleau de géomembrane conservé à l'intérieur de l'usine utilisé pour les rustines pour quantifier les paramètres classiques de suivi du processus de vieillissement. Les caractéristiques générales (épaisseur) sont inchangées, le taux de plastifiant a diminué (-10% en 13 ans, un peu moins pour les rustines), les caractéristiques mécaniques en traction sont inchangées (résistance à la rupture) ou en diminution (-14 à -19% pour l'allongement à la rupture selon le sens production ou travers).

Ces paramètres ne témoignent pas d'un vieillissement de la membrane selon les critères généralement admis (perte de l'ordre de 30% de la teneur en plastifiant et 50 % des propriétés mécaniques). Il est toutefois notable que la

température de pliability à froid (à partir de laquelle la membrane se fissure) ait été mesurée à -10°C (-35°C à l'origine). Cet essai, relativement simple à réaliser, minore toutefois probablement la température à partir de laquelle une rupture fragile peut se produire (sous l'effet d'une sollicitation dynamique) ; une détermination plus fine de la température de transition vitreuse (définie comme la limite entre le comportement ductile et le comportement fragile), par analyse calorimétrique différentielle, nécessite un équipement coûteux. Ce paramètre semble être un indicateur de vieillissement pertinent.

Depuis la pose en 2007, moins d'une dizaine de petites déchirures (inférieures à 10 cm) ont été détectées en partie courante des lés en parement amont des Pradeaux et ont fait l'objet de réparation (soudures de rustines) lors du creux saisonnier de printemps. Une des causes avancées est la déchirure de la membrane par des blocs de glace. Quelques plis en partie centrale des voûtes vers le tiers inférieur, sans déchirure, ont également pu être observés lors de l'Examen Technique Complet de 2016 avec vidange. Les défauts ne remettent pas en cause l'étanchéité générale de la membrane.

En 2015, soit 8 ans après la pose, un échantillon prélevé dans une zone de déchirure a été analysé en laboratoire pour qualifier le vieillissement de la membrane. Les caractéristiques restent conformes aux exigences sauf le taux d'allongement à la rupture en traction en diminution de -35% . L'épaisseur est inchangée, le taux de plastifiant diminue modérément (-7%), les caractéristiques mécaniques sont inchangées (pliage à froid, résistance élastique à la rupture en traction).

En 2016, 4 ans après la pose de la géomembrane de Pannecière, l'aspect général de la membrane était satisfaisant.



Figure 9 : Reliefs et déformations de la membrane de Chartrain (gauche), membrane de L'Echappe en 2015 (centre) et détail de la poche d'eau (droite)



Figure 10 : Détail de plis de la membrane (Les Pradeaux, gauche), rupture fragile et déchirure contre les profilés à la naissance des voûtes de Butgenbach (centre et droite)

Vaité 2

La membrane et ses fixations ne présentent aucune dégradation 7 ans après la pose.

4.3 Actions de surveillance et d'entretien

Des actions de surveillance et d'entretien sont réalisées par les maîtres d'ouvrage en phase d'exploitation pour maintenir le dispositif d'étanchéité opérationnel. En effet, les membranes sont sujettes au vieillissement, en particulier sous l'effet des UV et de la température, sont soumises aux tassements des supports meubles et peuvent être vulnérables à la faune (ragondins). L'efficacité du dispositif d'étanchéité nécessite donc d'être régulièrement réévaluée et entretenue. La surveillance, qui s'appuie sur des inspections visuelles, des mesures d'auscultation et des campagnes de prélèvement avec essais de laboratoire, permet d'apprécier l'état de la membrane et les effets de son vieillissement. Des campagnes d'entretien peuvent ainsi être régulièrement effectuées par les maîtres d'ouvrage, incluant des réparations ponctuelles ou des interventions de plus grande ampleur.

Pour tous les barrages cités, la mesure des débits des drains de la membrane est intégrée aux tournées d'auscultation des barrages ; la partie visible et accessible de la membrane est régulièrement inspectée lors des Visites Techniques Approfondies (ou équivalent).

Chartrain, La Rive

Le retour d'expérience des inspections du parement amont montre la nécessité d'une inspection méticuleuse du parement après les travaux de préparation et immédiatement avant la pose de la géomembrane, ainsi que l'intérêt d'un relevé détaillé du parement (illustré de photos et de schémas) pour faciliter l'interprétation ultérieure des divers reliefs, déformations et « marques » apparaissant lors de la vidange de la retenue ou lors des inspections subaquatiques à retenue pleine.

Butgenbach, Pradeaux, Pannecière

Compte tenu de l'apparition récurrente de défauts de la géomembrane de Butgenbach, des tournées périodiques de recherche et de réparations ponctuelles des défauts de la géomembrane par cordistes ont été instaurées en complément des tournées hebdomadaires d'observation visuelle et de mesure des débits des drains. Dans le futur, le maître d'ouvrage envisage de répéter les essais sur les échantillons de géomembrane prélevés sur site à intervalle régulier pour suivre le processus de vieillissement et apprécier la vitesse d'évolution des caractéristiques, des contrôles à fréquence rapprochée de l'épaisseur, la masse volumique et la perte de plastifiant et en effectuant à fréquence plus faible des essais de traction, de poinçonnement statique et de pliabilité à basse température. Il est également prévu, pour se prémunir contre la blessure de la géomembrane par les jets de cailloux ou de blocs de glace en hiver par le public circulant en crête, d'installer une grille métallique à l'amont du passage.

A l'occasion des inspections périodiques du parement amont de Pannecière par l'exploitant, il a été constaté que la membrane était vulnérable aux attaques de ragondins (griffures et morsures). Le maître d'ouvrage a depuis effectué une campagne de dératisation.



Figure 11 : Détail des griffures et morsures de la géomembrane de Pannecière

Vaité 2

Sur le barrage de Vaité 2, des visites sont effectuées hebdomadairement pour réaliser les mesures d'auscultation et une visite d'inspection plus approfondie de la partie hors d'eau de la géomembrane et de son dispositif de fixation est réalisée trimestriellement par le responsable chantier de l'exploitant donnant lieu à rapport d'inspection détaillée avec photographies. Des visites annuelles de surveillance sont également réalisées par un bureau d'études spécialisé.

Lors d'une inspection de surveillance réalisée en 2013, soit 2 ans après l'achèvement des travaux, l'exploitant a mis en évidence que 48 des 600 écrous de serrage des profilés de fixation métalliques en crête n'étaient pas suffisamment serrés (dévissables manuellement voire visuellement desserrés) pourtant serrés avec un couple de 30 Nm. La moitié des 3000 écrous de serrage (hors ouvrage de vidange et hors rives en fond de retenue masquées par les sédiments) a été inspectée et contrôlée par Véritas après vidange de la retenue (contrôle visuel, manuel et à la clé dynamométrique). Près du tiers des écrous inspectés n'étaient pas suffisamment serrés, sans être toutefois desserrables à la main ; ils ont été resserrés à leur couple d'origine avant remise en eau. Hormis des tiges trop longues ou en biais, le desserrement des écrous peut être imputable à des désordres du béton (fissuration, fluage), de la résine (fluage, défaut de mis en œuvre par suite d'un mauvais nettoyage du forage), de la garniture caoutchouc ou du géocomposite (fluage) sans qu'aucune de ces causes n'ait été clairement mise en évidence. A l'occasion d'un curage de la retenue en 2016, l'exploitant a à nouveau inspecté 60% des écrous de fixation des profilés des rives et n'a signalé aucun défaut. Hormis l'enlèvement de quelques rares branches et végétaux, la maintenance du complexe d'étanchéité de Vaité 2 est désormais quasi nulle.

5. CONCLUSION

Les complexes d'étanchéité et de drainage à base de membrane PVC-P installés en parement amont des trois barrages poids en maçonnerie, des trois barrages à voûtes multiples et du barrage en remblai présentés, 6 à 25 ans après leur installation, remplissent leur fonction. Les déformations de la membrane qui ont pu être constatées lors des vidanges sur les barrages en maçonnerie ainsi que les petites déchirures ou plis observés lors des inspections sur l'ensemble des ouvrages ne remettent pas en cause l'étanchéité globale de la membrane.

Le retour d'expérience fait ressortir l'importance d'un suivi rapproché des travaux en phase de préparation des surfaces avant la pose et des travaux de pose, une connaissance approfondie de l'historique des travaux étant indispensable à l'interprétation des observations relevées au cours des inspections périodiques avec ou sans vidange de la retenue.

Des campagnes régulières de surveillance (observations visuelles, collecte et analyse des mesures des débits des fuites) et de maintenance (soudure de rustines sur les déchirures de la membrane, nécessitant l'intervention de cordistes) apparaissent nécessaires et ce dès les premières années, associées au suivi des paramètres caractérisant le vieillissement de la membrane sur des échantillons prélevés in-situ et analysés en laboratoire.

Le partage du retour d'expérience par les maîtres d'ouvrage et ingénieries sur les complexes d'étanchéité à base de membrane PVC-P permettra dans les années à venir de mieux cerner leur pérennité, leurs contraintes d'exploitation et leur coût de maintenance.

REMERCIEMENTS

Les auteurs remercient Anne Penalba (Birseck Hydro France), Eddy Pittet (Electrabel), Marc Vincent (EPTB Seine Grands Lacs), Carl Bergson-Silloux et Rebecca Wong Fat-Derval (Marama Nui - Electricité de Tahiti), Delphine Calais (Roannaise de l'Eau), Pierre-Yves Subtil (Saint Etienne Métropole).

RÉFÉRENCES ET CITATIONS

- [1] Réhabilitation des barrages poids anciens par géomembranes. Agresti, Yziquel, Hoonakker, Salembier, Tourment, (Q. 82 - R. 45), CIGB, Montréal, 2003.
- [2] Cure de jouvence pour le barrage belge de Butgenbach, A. Carrère, C. Noret-Duchêne, Travaux n°837, janvier 2007.
- [3] Innovative geomembrane system at Vaité embankment dam. A.M. Scuero & G.L. Vaschetti, Carpi. CIGB, Kyoto, 2012.
- [4] Travaux de réhabilitation par confortement du barrage de Pannecière (Nièvre) : retour d'expériences, V. Mouy, E. Boidy, C. Noret, C. Roche, Colloque CFBR : « Modernisation des barrages », 4 - 5 décembre 2013.

GÉOMEMBRANES EN PVC-P SUR DES BARRAGES FRANÇAIS : RETOUR D'EXPÉRIENCE ET INNOVATION

PVC-P geomembranes on French dams: Feedback and innovation

Olivier BORY¹, François DELORME¹, Alberto SCUERO², Gabriella VASCHETTI²

¹EDF CIH, Savoie Technolac, 73373 Le Bourget-du-lac Cedex, olivier.bory@edf.fr, delorme.francois@wanadoo.fr

²CARPI TECH, Via Passeggiata 1, CH 6828 Balerna, alberto.scuero@carpitech.com,
gabriella.vaschetti@carpitech.com

MOTS CLÉS

Géomembrane, PVC-P, barrages en remblais, barrages en béton, barrages en maçonnerie, REX, innovation

RÉSUMÉ

Au début de 2018, à la connaissance des auteurs, la France est l'un des pays au monde avec le plus grand nombre de barrages et bassins imperméabilisés en réhabilitation par Dispositifs d'Étanchéité en Géomembranes (DEGs) de type PVC-P. Cette communication présente une vue d'ensemble des solutions de réparation avec DEG adoptés en France, divisés par type de barrages, en traitant les problèmes typiques de chacun, soit du point de vue de la conception, soit du point de vue de l'installation, en se penchant sur des cas significatifs de barrages exploités par EDF. L'accent est mis sur la performance d'anciens projets, avec les leçons apprises et les modifications apportées aux dispositifs au fil des années, telles que la nécessité d'augmenter les lignes d'ancrage en présence de fortes épaisseurs de neige, la modification de la géométrie des profilés d'ancrage, l'augmentation de l'épaisseur de la géomembrane pour augmenter la durabilité du système, les solutions de drainage plus efficaces, les systèmes de détection des fuites. Les techniques d'installation permettant de minimiser/annuler (installation subaquatique) l'impact de la construction sur l'exploitation des barrages ou des canaux, et de réduire le temps d'installation et les coûts des solutions, et les bénéfices des dispositifs avec géomembranes drainées sur barrages avec problèmes de gonflement du béton, sont aussi discutés.

ABSTRACT

To the knowledge of the authors, at the beginning of 2018 France is one of the countries worldwide having the largest number of dams and reservoirs rehabilitated with Geomembrane Sealing Systems (GSSs) based on P-PVC. This paper presents an overview of GSSs adopted for rehabilitation in France, divided by type of dam, addressing the typical problems for each type, from the point of view of design as well as of installation, presenting some significant cases of dams operated by EDF. Focus is made on performance of old projects, on lessons learned, and on modifications made over the years to GSSs, such as increased anchorage lines in presence of thick snow covers, modified geometry of the fixations, increased geomembrane thickness to improve durability of the system, more efficient drainage systems, systems for leak detection. The paper also discusses installation techniques allowing minimizing/avoiding (underwater installation) the impact of installation on the operation of dams and canals, and reducing installation times and costs of a GSS, and the benefits of drained geomembrane systems on concrete dams with ongoing swelling phenomena.

1. INTRODUCTION

Le patrimoine français en conception, réalisations ainsi que le retour d'expérience de Dispositifs d'Étanchéité en Géomembranes (DEGs) de type PVC-P, en barrages et bassins, sont imposants et parmi les plus anciens : première installation d'une géomembrane couverte en étanchéité secondaire d'un ouvrage neuf au réservoir de la Coche (EDF) en 1973, première installation d'une géomembrane exposée en réhabilitation au barrage de Moulin du long ou Cruetize (EDF) en 1988, premier barrage en BCR neuf avec une géomembrane exposée au Riou (EDF) en 1991. A présent, en prenant en compte seulement les seules structures réhabilitées en France et outre-mer, on compte 22 barrages, dont 3 remblais avec masque amont en béton (*Cruetize, Rouchain, Aubert*), 4 multi-voûtes (*Girotte, Pradeaux, Migoëlou, Pannecièrre*), 1 voûte (*Migoëlou ouvrage annexe*), 1 poids-voûte (*Rioumajou*), 8 poids en maçonnerie (*Chartrain, La Rive, La Muratte, Gnioure, L'Oule, Pont et Massène, Bouillouses, Lac bleu*), 5 poids en béton (Tregat, Echapre, *Chambon, Saint Marc, Saillant*) et 3 grands bassins (*Vaïté, Saint Martin Vésubie, La Coche*). La majeure partie de ces ouvrages ont adopté le système CARPI (ouvrages surlignés en gras). EDF, en tant que Maître d'Ouvrage a installé ce type de DEGs en réhabilitation sur 11 de ces barrages et 2 de ces bassins (ouvrages en italique) en France. On peut ajouter à cette liste 4 barrages réhabilités faisant parti du groupe EDF : 3 en Italie via EDISON (1 voûte : *Publino* et 2 à contreforts : *Scais* et *Poglia*) et un au Laos via NTPC (BCR de *Nakai*). EDF a aussi fortement contribué avec d'autres membres du CFBR au Groupe de Travail Européen qui prépara le Bulletin 135 de la CIGB, « Dispositifs d'Étanchéité par Géomembranes pour les Barrages - Principes de conception et retour d'expérience », paru en 2010.

Les barrages discutés dans cet article font partie des ouvrages gérés par EDF. Ces barrages (sauf mention contraire) ont été étanchés avec un DEG utilisant une géomembrane composite (géocomposite) SIBELON® CNT 3750 constitué d'une géomembrane en PVC-P de 2,5 mm thermo-couplée en usine avec un géotextile de 500 g/m². A l'exception du barrage de Cruetize, le géocomposite est ancrée au parement amont du barrage par le système de mise en tension illustré dans le Bulletin 135.

2. BARRAGES EN REMBLAIS ET BASSINS

Le Moulin du long (ou Cruetize), en Lozère, a été le premier barrage du parc EDF étanché par une géomembrane PVC-P exposée, en 1988. Il s'agit d'un barrage en terre avec masque amont en béton (H < 5 m, talus 1H/1V), achevé en 1957. Les dalles en béton armé (ép. = 20 cm) étaient très dégradées particulièrement dans la zone de marnage en lien avec les nombreux cycles de gel dégel (altitude 1 074 m). Le barrage présentait des fuites visibles sur le talus aval.

Le système d'étanchéité, le premier conçu et installé en France par la société CARPI, utilise une géomembrane PVC-P ayant une épaisseur de 2 mm, thermo-couplée pendant la fabrication à un géotextile ayant masse surfacique de 500 g/m². Ce géocomposite (CNT 3100) est ancré au couronnement par un profilé plat en acier inoxydable 50 mm x 3 mm, étanche à l'eau sous faible pression (pluie et fonte des neiges), et le long du parafouille par un profilé rectangulaire creux en acier inoxydable. Le système de drainage consiste en un géodrain synthétique acheminant les eaux dans des tuyaux de 32 mm déchargeant à l'aval. A noter dans ce projet pionnier l'épaisseur de la géomembrane, qui à partir du début des années 1990 sera augmentée à 2,5 mm minimum, pour améliorer la durabilité, et la géométrie de la fixation étanche en pied, qui sera très tôt abandonnée en faveur de profilés plats capables de s'adapter au mieux à la périphérie du système, ainsi garantissant un meilleur comportement vis-à-vis de la nécessité d'éviter le contournement du système aux fixations périphériques.

Après 30 ans d'exploitation, ce DEG assure toujours sa fonction d'étanchéité. Aucune maintenance n'a été a priori encore nécessaire sur ce petit ouvrage durant toute cette période.



Figure 1 : Barrage de Cruetize (à gauche) et d'Aubert (au centre en 2014) et détail du système de support du perré (à droite)

Le Barrage d'Aubert est un ouvrage en terre (H = 19 m sur fondation) achevé en 1932, situé dans une réserve naturelle à 2 150 m d'altitude dans les Hautes-Pyrénées. L'étanchéité par un masque amont en béton, couverte par une chape de ciment et bitume, est protégée des chocs thermiques et mécaniques par un perré en maçonnerie de

Pierre sèche d'épaisseur 0,4 m. Une galerie de pied parafouille dans le rocher permet de bien contrôler les fuites éventuelles. Des travaux d'étanchement par géomembrane en urgence pour réparer les fuites, pouvant faire craindre un risque d'érosion interne, ont été exécutés en 2010, sur une zone trapézoïdale de 60 m de largeur moyenne, avec succès (100 % de réduction des fuites dans la zone traitée). En 2014, l'application du même système fut réalisée sur la totalité de l'ouvrage. Les défis de ce projet étaient la réalisation de travaux en altitude, une grande accumulation de neige et de glace, et la nécessité de réduire l'impact visuel du système d'étanchéité et l'impact des installations de chantier accessible uniquement par hélicoptère. Le système d'étanchéité adopté, qui a requis l'enlèvement du perré, est le système « standard » utilisé sur les barrages en béton, avec profilés de mise en tension qui minimisent le risque de formation de plis et augmentent la fonctionnalité du système de drainage. Les innovations consistent en une double fixation étanche en pied du barrage (voir barrage de Gnioure), et en la mise en place d'une protection partielle en partie haute pour répondre aux exigences paysagères du site protégé : un perré mis en œuvre sur des poutres préfabriquées en béton soutenues par des équerres en acier traversant le géocomposite [1]. Avant les travaux, les fuites étaient montées à 1 850 L/min, après la réhabilitation, le total des fuites mesurées concernant la géomembrane était de 1,3 L/min.

Le bassin de Saint Martin Vésubie sert de réservoir de compensation des débits turbinés à la centrale de la Vésubie. Le réservoir, 140 m de long et 60 m de large et étanché par des dalles en béton armé, est formé par un barrage en enrochement de 12 m de hauteur. Un canal d'amenée rectangulaire revêtu en béton et courant sur la crête du barrage évacue l'eau dans le réservoir via un déversoir de crête, étanché en 1989 par un système PVC-P exposé. Presqu'immédiatement après sa mise en eau en 1960, le réservoir présenta des fuites importantes. Divers travaux d'étanchements ont été tentés mais sans parvenir à résoudre le problème (Chappe bitumineuse ACCO en 1966, Membrane élastomère MEYCOPREN en 1976) et en 1982, les fuites atteignaient un maximum de 920 L/s. Le système d'étanchéité adopté pour le canal donnant une performance très satisfaisante après 23 ans de service fut sélectionné par EDF pour arrêter les fuites dans le réservoir. Les défis du projet étaient nombreux : épaisseur et résistance du béton inconnues, vent avec vitesse jusqu'à 93 km/h, remplissage et vidange deux fois en 24 heures, variation du niveau d'eau d'environ 3 m et vitesse différente dans les différentes zones du réservoir, manque de presque tous les dessins du réservoir (inondation de 1997), conditions hivernales avec jusqu'à 50 cm de neige de décembre à février. Une campagne d'essais en échelle réelle réalisée en 2014 sur plusieurs types d'ancrage permit de valider l'utilisation d'ancrages chimiques et mécaniques. Le DEG, conçu par CARPI, validé par EDF et installé en 2015, utilise des profilés de mise en tension aux parois et des profilés plats au fond [2]. Une innovation apportée au système de drainage consiste en la mise en place de tuyaux de lavage placés derrière le DEG et remontant jusqu'à la crête des talus afin de pouvoir restaurer cette fonctionnalité en cas de colmatage. L'échantillonnage pour le suivi du comportement de la GMB est similaire à celui adopté un an avant au barrage de Chambon. Des chutes de rocher consécutives à des orages très violents pendant les travaux causèrent quelques dégâts dans la géomembrane, mais ils furent réparés facilement avec des rustines thermo-soudées. Les exigences d'EDF pour ce projet étaient que le système puisse supporter une vitesse de l'eau de 1 m/s, et une fuite totale maximale de 30 L/min. Lors de la mise en eau aucune fuite n'a été détectée.



Figure 2 : Saint Martin Vésubie pendant les travaux (à gauche), durant le remplissage (au centre), et exutoire des drains du DEG (à droite)

Des travaux d'étanchement similaires sont actuellement en cours **au réservoir de La Coche** (aménagement mixte pompage-gravitaire) situé dans les Alpes à 1 400 m d'altitude, dans la partie autour de la prise d'eau (structure rigide complexe en béton armé reposant sur 10 à 15 m de remblais). Le DEG devra s'accommoder aux tassements différentiels qui sont encore attendus entre la dalle de la prise d'eau et les dalles adjacentes assurant l'étanchéité principale du bassin. Un envasement pouvant atteindre 10 m au-dessus du radier, et une épaisseur maximale de glace de 2 m, ont été pris en compte dans la conception.

3. BARRAGES RIGIDES

3.1 Barrages voûtes

La voûte annexe de Migoëlou (H = 15 m) a été le premier barrage en béton étanché dans le parc EDF, en 1989, et le premier à adopter une épaisseur de géomembrane de 2,5 mm et un système d'ancrage achevant la mise en tension du géocomposite. C'est un ouvrage cylindrique à parements verticaux d'épaisseur constante (0,8 m), construit en 1958, situé en haute altitude (2 280 m), exposé à des eaux agressives et soumis à un marnage total chaque année. Dès la 2nde année d'exploitation, un « farinage » accompagné d'un faiéçage de la géomembrane a été constaté sur les surfaces hors d'eau (en particulier sur la partie installée sur la crête horizontale de l'ouvrage). En 1997, ce faiéçage apparaissait également, ponctuellement, dans la zone verticale de marnage de la retenue. Ce « farinage » pouvait se gratter facilement à l'ongle et semblait apporter une protection au reste de la géomembrane. Des essais réalisés sur un prélèvement réalisé en 1995 dans le laboratoire du CEMETE d'EDF ont montré que la géomembrane gardait des caractéristiques physiques et mécaniques tout à fait satisfaisantes (perte de plastifiant de 3 % en 7 ans, taux de plastifiant résiduel 27,8 % - essais réalisés au CETE de Lyon). Des travaux de maintenance ont été réalisés en 1998 (réparation de quelques trous et coupures sur le parement amont par soudure de rondelles PVC sur le revêtement existant, remplacement de la géomembrane horizontale comportant des entailles sur la crête par un double géocomposite CNT 3750 avec le géocomposite supérieur mis en place avec le géotextile exposé et application d'une peinture acrylique de protection solaire sur l'ensemble de la surface du géotextile). Une autre maintenance a été effectuée en 2007 après l'apparition de fuites (réparations ponctuelles des zones suspectes). Ainsi après 29 ans exploitation dans des conditions très sévère (altitude, marnage) la géomembrane continue à assurer sa fonction d'étanchéité. Des échantillons devraient être prélevés en 2018 pour évaluer ses caractéristiques actuelles.

Le barrage voûte de Publino (H = 41 m) situé aussi en haute altitude dans les Alpes italiennes (2 135 m) construit en 1951 pour la SONDEL est à présent dans le portefeuille d'EDISON qui fait partie du groupe EDF. Publino est une voûte à double courbure et un exemple d'une série de barrages particulièrement audacieux réalisés en Italie après 1945, ayant au pied une solution innovante, le « pulvino », un joint spécial de connexion entre le barrage et la fondation. Le barrage fût aussi étanché en 1989 et avec le même système que pour la voûte annexe de Migoëlou [3]. La région étant touchée depuis plusieurs années par un déficit d'apport pluviométrique, la retenue est exploitée sous sa cote de retenue normale, et une large partie du DEG est exposée en permanence aux UV. Malgré ces conditions difficiles l'ouvrage se comporte toujours bien. En 2016, les fuites présentaient un débit de 0,6 L/min.

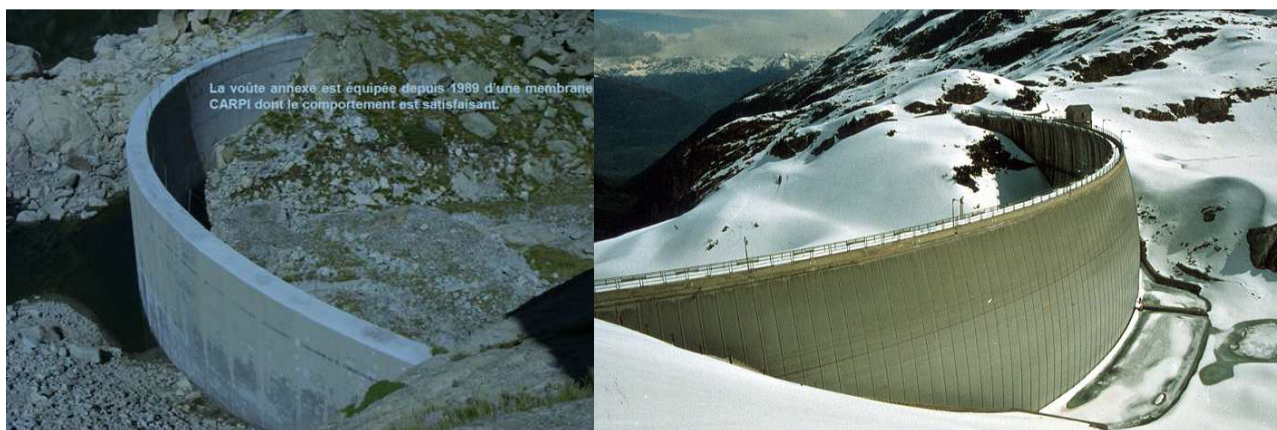


Figure 3 : Voûte annexe de Migoëlou (à gauche), Voûte de Publino (à droite)

3.2 Barrages à voûtes multiples

La géométrie des barrages à voûtes multiples est particulièrement contraignante pour les DEGs, en particulier en cas de fortes épaisseurs de neige.

Le barrage de la Girotte est un ouvrage d'altitude de Savoie (seulement 1 754 m mais avec une orientation plein Sud du parement très défavorable) de forme très particulière (voûtes minces optimales d'un point de vue structurel conçues par Caquot mais aux formes complexes tant pour les revêtir que pour leur maintenance en exploitation) soumis à des sollicitations extrêmes (forts gradients de température amont/aval, accumulation de neige et de glace, impacts de chutes de glace depuis le couronnement, impacts de chute d'éléments en béton dégradé en sous face du couronnement) et nécessitant de nombreuses opérations de maintenance depuis sa mise en service en 1949 (présence de fissures traversantes, absence de joints de construction aux interfaces pile/voûte, eau de la retenue très agressive vis-à-vis du ciment utilisé). Plusieurs méthodes de réhabilitation (géotextiles imprégnés, différentes peintures

synthétiques) furent essayées par EDF pendant une trentaine d'années sur les différentes voûtes mais elles n'avaient qu'une durée de vie limitée autour d'une quinzaine d'années. En 1994, un DEG exposé et tensionné fût installé à titre d'essai sur une des 18 voûtes [4]. Puis à nouveau, en 1997, sur 2 autres voûtes et, en 1998, sur 2 autres. Sur la première voûte, il n'y avait pas de système de mise en tension, qui fût ajouté en 1995 puis ensuite installé directement sur les autres voûtes. Ce dispositif permet d'éviter que l'accumulation de neige ne vienne tirer sur la géomembrane qui alors fait des plis et peut se percer. Cette solution a, du fait du contexte très particulier de ce site, elle aussi nécessité des opérations indispensables de maintenance à fréquence annuelle (plusieurs dizaines de défauts à réparer chaque année). Ces réparations qui ne peuvent être effectuées que par des cordistes habilités demandent aussi une qualification très pointue de ces opérateurs pour pouvoir effectuer avec succès ces réparations suivant les règles de l'art (ce qui n'a pas toujours pu être le cas). Au fur et à mesure du vieillissement de la géomembrane, les réparations sont devenues ainsi plus difficiles, plus longues et plus coûteuses à réaliser. En cas de réalisation imparfaite ou incomplète de ces réparations, les débits collectés à l'aval ont conduit à saturer le réseau de drainage sur certaines voûtes (débit > 250 L/min) et à de nombreux soucis pour l'exploitant (du fait des problèmes de gel très fort sur ce site). En 2006, sur deux voûtes, l'eau s'étant infiltrée entre le parement amont et le géocomposite et ne pouvant pas s'évacuer correctement (gel, fermeture ?) a provoqué des déchirures par rupture des soudures horizontales lors de la vidange de la retenue. Une expertise réalisée par CARPI en 2014 sur des échantillons de géomembrane prélevés aux différentes voûtes équipées, pour évaluer la possibilité de service jusqu'en 2019, mit en évidence une teneur en plastifiants acceptable, et la soudabilité de nouvelles rustines sur le vieux matériau encore réalisable mais très lentement et avec des soudeurs très expérimentés habilités à travail sur corde. EDF a pris la décision de déposer les géomembranes à partir de 2018 et d'adopter sur ces voûtes le même traitement (film à base d'un élastomère polyuré pulvérisé à chaud sur joints et fissures) que celui qui est adopté sur les 13 autres voûtes et qui nécessite une maintenance finalement moins lourde. Des échantillons ont été prélevés sur la première voûte déposée (V11/12 après 24 ans exploitation) afin de réaliser des essais sur cette géomembrane ainsi que sur les nombreuses rustines ajoutées chaque année. Les premières constatations lors de ces prélèvements montrent que la géomembrane en partie basse moins sollicitée a encore un aspect flexible alors que les échantillons prélevés en partie haute plus souvent et plus sévèrement exposés sont beaucoup plus dégradés et cassent pour certains quand on les roule pour les emporter.



Figure 4 : La Girotte en mai 2018 (à gauche), vue rapprochée en 1998 (au centre) et prélèvement en 2014 (à droite)



Figure 5 : Migoëlou à la fin des travaux en 2008 (à gauche) et durant l'hiver 2018 (à droite)

Le barrage à voûtes multiples de Migoëlou (H = 44 m) est constitué de 9 voûtes en béton minces (ép. = 1 m) inclinées vers l'aval (0,6H/1V) et reposant sur 10 contreforts triangulaires. Pratiquement tous les 10 ans des opérations de maintenance ont dû être réalisées avec application de plusieurs couches de peintures polyuréthanes (1970, 1980) puis de résines polyuréthanes (1989) ayant aussi nécessité des réparations avec des mastics polyuréthanes (1998). En 2008, 6 voûtes sur 9 ont été équipées avec le même DEG installé en 1989 sur le barrage annexe [5]. Bien que le système de fixation sur chaque voûte, après le retour d'expérience de La Girotte, soit très résistant (4 profilés de mise en tension + 1 profilé plat en clé de voûte), la très forte accumulation de neige qui se

produit sur ce site entraîne cependant des efforts de traction causant la formation de plis dans la partie basse du géocomposite. A la voûte 8, un des plis les plus importants accumulés en proximité de la fixation mécanique périmétrale en pied de voûte, sous la pression de l'eau a été poussé vers le bas sur la tête des tiges filetées d'ancrage des fers plats de la fixation étanche, causant la perforation du géocomposite. L'anomalie a été détectée à l'exutoire de drainage à l'aval, et la voûte 8 réparée en 2012. Le diagnostic de fuites résiduelles sur les voûtes 6 à 9 (inspections subaquatiques, visites techniques) depuis 2014 donne comme source quelques petits dégâts d'étanchéité, et le possible percement du géocomposite par d'autres tiges. L'intervention sur ces dégâts est prévue en 2018 dans le cadre de l'Examen Technique Complet de l'ouvrage. A cette occasion des échantillons seront prélevés afin d'apprécier le vieillissement de la géomembrane.

3.3 Barrages poids/ poids voûte en béton

Le barrage de Chambon, soumis à une réaction alcali-granulats (RAG), fût équipé, en 1991, d'un DEG exposé comme planche d'essais en rive gauche ; compte tenu de la bonne performance au cours de deux années, le système fût installé, en 1993 et 1994, sur les 41 mètres supérieurs du barrage, en campagnes séparées pour minimiser l'impact sur l'opération, et en 1995/1996 pour restaurer facilement l'étanchéité suite aux sciages verticaux exécutés amont-aval [4]. En 2013, le DEG a été déposé pour permettre des travaux de renforcement et de sciage au barrage ; une fois ces travaux terminés, un nouveau DEG a été installé, en 2014, identique à celui déposé. Un autre article de ce Colloque [6] discute le REX sur la maintenance et le vieillissement de la première géomembrane déposée après 17 à 22 ans d'exploitation, en reconnaissant que « la géomembrane accomplissait correctement sa fonction d'étanchéité au moment de sa dépose, et les réparations étaient possibles ». Le géocomposite vierge installé est du même type que celui des années 1990. Il faut noter que les bonnes qualités des matériaux des années 1990 ont permis d'en réutiliser en 2013/2014 une grande partie (40 % pour le géodrain et 55 % pour les profilés de fixation en acier inoxydable). Pour la première fois dans un barrage EDF, des échantillons rectangulaires de géocomposite ont été soudés au-dessus du nouveau géocomposite d'étanchéité, à différentes cotes (toujours submergé, zone de marnage, toujours exposé) ; ces échantillons pourront être prélevés à intervalles choisis pour permettre un suivi du vieillissement de la nouvelle géomembrane sans devoir affecter le revêtement étanche.

Le barrage de Saint Marc est un barrage poids en béton cyclopéen (H = 45 m) construit en 1930, en Haute Vienne, où un DEG a été installé en 2008, sur tout le parement amont de part et d'autre de la prise d'eau, pour restaurer et maintenir l'étanchéité du barrage en cas de nouvelles fissures qui s'ouvriraient à cause d'une pathologie de gonflement des bétons. Le DEG a également été choisi en raison du peu de temps requis pour son installation, même dans de mauvaises conditions météorologiques. Comme dans tous les barrages EDF, un système de drainage utilisant un géodrain sur l'entière surface étanchée, et les profilés de mise en tension (espacement des profilés de 3.7 m) comme drains verticaux, a été adopté. Quatre compartiments de drainage permettent de récolter les fuites. Après la remise en eau de la retenue, le débit des drains d'élévation du parement amont était inférieur à 2 L/min.



Figure 6 : Saint Marc à la fin des travaux en 2008 (à gauche), Le Saillant terminé (au centre) et Rioumajou à la fin des travaux (à droite)

Le barrage du Saillant, barrage poids en béton très légèrement curviligne (H = 33 m) a été construit en 1930 en Corrèze. Cet ouvrage aussi sujet à la RAG (mesurée depuis 1974), présentait de nombreuses fissures en partie supérieure qui avaient été étanchées en 1997 et 1999 par la mise en place d'un grand nombre de bandes d'Hypalon collées au parement nécessitant une réhabilitation en 2013. Le DEG a été mis en œuvre en partie supérieure seulement (H = 7,5 m, 548 m²). Cette mise en œuvre partielle a pour objectif de garantir la tenue au sec de la zone étanchée grâce à un système de drainage divisé en 5 compartiments et à même de décharger la quantité d'eau qui puisse raisonnablement parvenir au système. Comme dans tous les barrages où le DEG est en installation partielle, il y a une problématique de fermeture en partie basse, où malgré le traitement fait par injections de résine polyuréthane dans le corps du barrage, en correspondance des traversées fixation étanche/joints et fissures, il reste la possibilité d'infiltrations par des fissures/joints pas complètement injectés, ou d'infiltrations provenant de fissures et de joints de la partie du parement non étanchée qui peuvent remonter dans le corps du barrage et être captées par

le système de drainage. Les débits maximaux prévus pour ces barrages peuvent donc être facilement dépassés. Après la remise en eau du barrage, en 2014, les drains correspondant au DEG étaient secs sauf sur un compartiment où un débit de 6 L/min a été observé mais qui est rapidement descendu en dessous de 0,5 L/min.

Le barrage poids voûte à seuil déversant de Rioumajou, (H = 26,5 m) a été construit en 1946 dans les Hautes Pyrénées. Cet ouvrage a été étanché avec un DEG, en 2014, en dessous du seuil déversant, pour permettre d'éviter les sous-pressions dans les fissures du parement amont et de garantir ainsi la stabilité du barrage. Pour tenir compte des conditions de service très contraignantes (altitude de 1 326 m, petit ouvrage sur une rivière de montagne qui, en cas de très forts orages, peut charrier une quantité considérable d'arbres et de branches de grande taille qui passent tôt au tard à travers le déversoir du barrage) la géomembrane a une épaisseur de 3 mm (géocomposite CNT 4400). Un géotextile de 2 000 g/m² au-dessous du géocomposite assure une fonction de tampon en cas d'impact de débris de grande taille sur le géocomposite. Des échantillons rectangulaires de géocomposite pour le suivi ultérieur du vieillissement de la géomembrane ont été installés comme au Chambon.

3.4 Barrages poids en maçonnerie

Dans les barrages en maçonnerie, l'irrégularité du parement amont demande généralement l'installation d'un géotextile anti-poinçonnant au-dessous du géocomposite.

Le barrage de Gnioure, construit dans des conditions difficiles entre 1940 et 1949, en Ariège, en altitude (1 832 m) est un barrage poids (H = 72 m) dont les parements sont constitués de pierres de tailles en granite jointoyées. Le corps du barrage est constitué de gros blocs de gneiss enrobés de béton. L'eau pure du réservoir est très agressive et conjointement avec l'action des cycles de gel-dégel fréquents participent à la dégradation rapide des joints de mortier du parement amont. De nombreuses opérations de maintenance de reprise des joints tous les 15 à 20 ans ont été nécessaires pour contenir l'augmentation des fuites de l'ouvrage. Les dernières opérations de 2004 et 2010 n'avaient pas permis de réduire les fuites. Cet ouvrage est le premier barrage EDF en « maçonnerie » réhabilité avec un DEG, et le premier barrage avec réalisation des travaux en 2 phases sur un grand ouvrage. Les travaux de réhabilitation ont été réalisés en deux campagnes (2012 et 2013) de 6 mois chacune, incluant la préparation d'une base de vie pour 40 personnes et des travaux de génie civil. Le géotextile anti-poinçonnant mis en place sur la surface irrégulière du parement a une masse de 2 000 g/m². L'épaisseur de la géomembrane est 3 mm pour la partie inférieure (géocomposite CNT 4400) compte tenu de l'agressivité du support et de la charge hydraulique plus importante dans cette zone et de 2,5 mm pour la partie supérieure au-dessus de la cote 1 802 NGF. Le système de drainage est divisé en 7 compartiments (3 pour la 1^{ère} phase : partie inférieure et 4 pour la 2^{nde} phase : partie supérieure). Les innovations à Gnioure sont l'espacement entre les lignes verticales d'ancrage, augmenté à 5,7 m grâce à une géométrie modifiée des profilés de mise en tension (Figure 7 droite), la double fixation étanche en pied du barrage qui permet de séparer les eaux provenant du DEG des eaux provenant des fondations, et une couche de régularisation mise en œuvre au-dessous des fixations, pour permettre une exécution parfaite des soudures et des fixations étanches. Les défis de cet ouvrage étaient entre autres : pas de route d'accès, tous les matériaux et équipements transportés par hélicoptère, un climat particulièrement sévère qui n'a permis qu'une fenêtre d'exécution relativement courte pour l'exécution des travaux, en particulier ceux de génie civil. Après la remise en eau totale de la retenue les fuites sont passées de 1 520 L/min à 11 L/min.



Figure 7: Gnioure 1^{ère} campagne achevée (à gauche), lors des travaux de la 2^{nde} campagne (au centre) et détail des profilés de mise en tension (à droite)

Le barrage du Lac bleu est la réalisation la plus récente (2017). Il s'agit d'un barrage poids en béton à parement amont en maçonnerie (H = 12,5 m) construit en 1945 en Haute Garonne en haute altitude (2 265), la géomembrane a une épaisseur de 2,5 mm, le géotextile anti-poinçonnant sur le parement amont, compte tenu de l'agressivité du support, a une masse de 1 000 g/m², et les profilés de mise en tension sont placés à entr'axe de 3,7 m. Les autres particularités de ce projet sont : deux compartiments de drainage, une couche de régularisation au-dessous des fixations, des échantillons rectangulaires de géocomposite pour le suivi du vieillissement de la géomembrane.

3.5 Barrages en BCR

EDF a construit et exploite avec d'autres partenaires dans le cadre de NTPC l'aménagement hydroélectrique de Nam Theun 2 au Laos qui comprend le barrage en BCR de Nakai (H = 39 m) construit en 2008. Des fuites importantes présentes au niveau de joints waterstops (1 500 L/min) de l'évacuateur et de défauts du masque amont du massif BCR (1 100 L/min) ont été arrêtées par un système waterstop externe CARPI, installé en 2015, sous l'eau sur cinq joints, et sur fissures et trous en deux zones différentes du barrage. Le géocomposite d'étanchéité (géomembrane de 3 mm d'épaisseur) est supporté par une couche du même géocomposite, et ancré au périmètre par une fixation étanche du même type utilisé sur les projets discutés avant. Après réalisation des travaux, le débit des fuites est retombé à moins de 100 L/min [9].

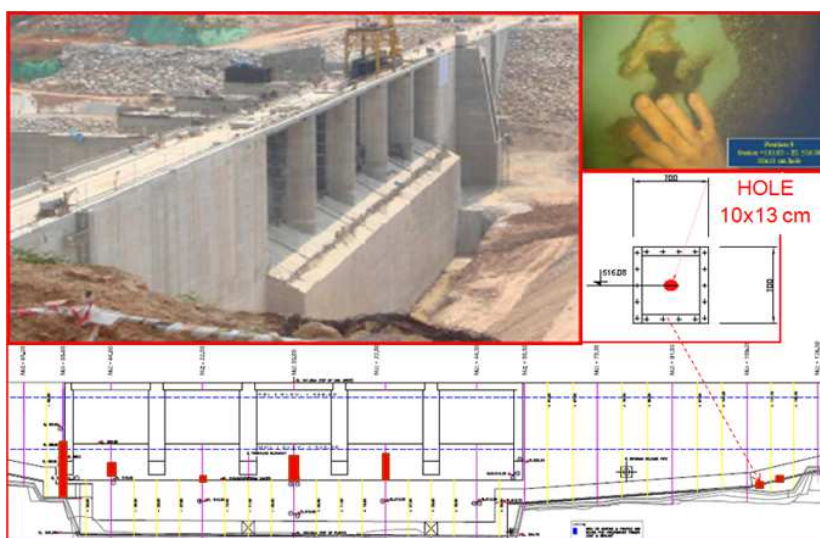


Figure 7 : Barrage de Nakai localisation des 7 réparations effectuées sous l'eau et exemple sur l'un des défauts

Cette fixation utilisée au barrage de Nakai a été récemment testée aux Etats Unis pour un projet dans une galerie hydraulique, sous une charge supérieure à 850 m d'eau soit 8,5 MPa.

3.6 Barrages à contreforts

Les barrages à contreforts qui font partie du parc exploité par EDF sont des barrages italiens dont le Maître d'Ouvrage est Edison. Dans ces barrages, le système de fixation est complexe, pour permettre de suivre au mieux la géométrie des contreforts et, particulièrement dans le cas de Scais, la tour de prise.

Le barrage de Scais, (H = 65 m) a été construit en 1935 et fait partie d'un aménagement de pompage. Cet ouvrage a été étanché principalement entre 1993 et 1995 en 2 campagnes séparées ; la particularité de ce projet consiste en l'installation horizontale du DEG au sein de chaque campagne, pour suivre l'exploitation du barrage et minimiser l'interruption de service. Ce barrage en altitude (1 465 m) est équipé, comme plusieurs barrages en béton en Italie, avec un système (indépendant du parement) de mise en mouvement de l'eau par production de bulles qui empêchent l'action de la glace contre le parement en béton. Ce barrage a fait l'objet d'un suivi par le CESI avec un prélèvement effectué en 2003 qui montre pour les géomembranes après 18 et 20 ans d'exploitation des caractéristiques physiques et mécaniques très proches des valeurs initiales des matériaux. Le taux de plastifiant se situait entre 28 et 28,5 % [7]. Les fuites sur cet ouvrage sont très faibles.



Figure 8 : Scais travaux en 1993 (à gauche) et en 1995 (au centre) et ouvrage terminé (à droite)



Figure 9 : Poggia travaux en 2016

Le barrage de Poggia (H = 50 m) a été construit en 1950 en Lombardie. Il est affecté par de la RAG qui a été identifiée en 1996. Des travaux de sciage au niveau des joints principaux de l'ouvrage ont été réalisés en 2005. A la fin de cette opération un nouveau joint a été réalisé avec plusieurs couches de géomembrane PVC protégée par une couverture en inox [8]. Un DEG a été installé en 2016 dans la partie haute (17 m) du barrage.

4. CANAUX

L'expérience d'EDF en réhabilitation de canaux avec des digues étanchées par des dalles en béton commença, en 1989, **au canal de Pointis**, construit en 1930 avec un géocomposite CNT 2150 consistant en une géomembrane PVC-P de 1,5 mm thermo-couplée à un géotextile de 200 g/m², lesté sur le radier par des dalles en béton (ép. = 6 cm) pour permettre le passage des véhicules de nettoyage. Ce canal n'est soumis qu'à des faibles vitesses (1 m/s) et à une charge d'eau de 7 m. Une réparation importante a été faite, à l'identique, en 2007, par suite de l'endommagement de la géomembrane par un feu d'écobuage mal maîtrisé sur le talus aval de la berge du canal. Ce canal continue à être exploité sans autre besoin de maintenance particulière depuis près de 30 ans. La question de son renouvellement se posera sans doute dans quelques années. L'expérience semble montrer que plus la géomembrane du géocomposite est épaisse et plus la durabilité de celle-ci est allongée et sa réparabilité, en cas de nécessité, facilitée.

Au canal de La Brillanne, construit en 1908, un échec de la mise en place d'un DEG identique à celui installé au canal de Pointis, en 1992, lesté par une dalle en béton identique sur le radier, causé par la mauvaise compréhension des enjeux associés à l'exploitation du canal (phénomènes transitoires) et l'insuffisante prise en compte des fortes vitesses en situation d'exploitation exceptionnelle et des ancrages associés, a souligné l'importance des données d'entrée à considérer pour un dimensionnement correct d'un système d'ancrage de géomembrane dans un canal. EDF a alors fait une pause dans l'application des géomembranes pour ses canaux, compte tenu des fortes vitesses généralement en présence (souvent > 2,5 m/s) et du fait des difficultés pouvant accompagner la vidange de certains canaux pour réaliser des travaux hors d'eau.

Le travail de recherche conduit par CARPI avec l'Université Technique de Munich en 2005 et 2006, a abouti à des recommandations à suivre pour la physique des phénomènes hydrauliques et mécaniques en présence pour le dimensionnement des ancrages de géomembranes dans un canal en 2005 [10] et à la thèse de Schäfer en 2006 [11]. Ces recommandations sont à présent considérées par EDF pour la réhabilitation future de ses canaux. Si les réhabilitations à sec, dans les canaux, doivent pouvoir être réalisées aujourd'hui avec confiance, en suivant les recommandations indiquées ci-dessus, il est important de mettre au point des méthodes et des moyens pour pouvoir intervenir, en maintenance programmée ou en opération d'urgence sur des canaux, sans avoir à devoir les vidanger compte tenu des contraintes importantes associées (coûts des indisponibilités, coûts de la maîtrise de la continuité des fournitures d'eau dans les ouvrages à buts multiples, environnementales en lien avec la problématique de gestion des sédiments). Les méthodes actuelles d'installation sous l'eau, une technique ayant à présent 20 ans d'expérience, peuvent être adoptées dans la réhabilitation des canaux seulement en cas de vitesses nulles ou très faibles. L'interruption de service implique des coûts tels qu'il y a un fort intérêt à pouvoir réaliser ces réhabilitations sous l'eau, sans ralentir/arrêter le flux d'eau.

Au cours des dernières années, une technologie d'étanchement sous l'eau totalement innovante, le SIBELONMAT[®], a été développée pour restaurer l'étanchéité d'anciens canaux avec un minimum d'impact sur leur exploitation. Le système se compose de deux géomembranes étanches connectées pour former un matelas. La connexion des géomembranes est conçue pour permettre l'injection entre les deux d'un matériau de remplissage tel qu'un simple coulis de ciment. L'injection de coulis se fait une fois le SIBELONMAT[®] en place, sans risque de déchirement compte tenu de la résistance des géomembranes. La géomembrane inférieure assure l'étanchéité, le coulis fournit le lestage pour ancrer le matelas, la géomembrane supérieure assure le confinement du coulis, protège la couche de lestage et améliore l'efficacité hydraulique. SIBELONMAT[®] est préfabriqué en matelas de 10 m de large ayant une longueur sur mesure pour minimiser les jonctions et faciliter le placement. Les matelas contigus sont connectés par des robustes fermetures étanches à glissière, pré-attachées à chaque matelas pendant la fabrication. L'ancrage du matelas est assuré dans une tranchée en crête du canal. L'installation peut être effectuée totalement sous l'eau et sans arrêter l'opération ou réduire la vitesse de l'eau.

Cette nouvelle technologie a déjà été installée avec succès depuis 2 ans sur deux canaux (en Italie et en Egypte) sans réduction de la vitesse d'écoulement de l'eau. SIBELONMAT[®] peut également être envisagé pour assurer un parement amont imperméable ou un tapis amont imperméable même sur des sols irréguliers très agressifs [12].



Figure 10 : Installation du matelas SIBELONMAT[®] au canal d'Ismaïlia, Egypte 2016

5. CONCLUSION

Cet article met en lumière la diversité et la richesse des solutions adoptées pour réhabiliter avec succès, avec des géomembranes de type PVC-P, des barrages de tout type, de multiples géométries différentes, soumis à des charges de plus en plus grandes, ainsi que pour des digues de canaux. L'expérience acquise, en 30 ans, sur un parc important comme celui géré par EDF permet de retenir les points suivants : il y a tout intérêt à augmenter les épaisseurs des membranes sans que cela impacte de manière importante le coût, car cela permet de mieux résister aux sollicitations dans la durée et de prolonger la possible réparabilité en cas de besoin, donc de repousser la date de remplacement de ce composant essentiel pour la disponibilité et la sûreté des ouvrages. De multiples innovations ont été apportées permettant une optimisation des durées de travaux, une augmentation de l'espacement des profilés, l'adoption de géométries différentes des fixations en pied, de fixations doubles, de mise en place de possibles échantillons témoins faciles à récupérer sans interférer avec l'étanchéité pour le suivi de la durabilité des géomembranes. Les techniques de mise en œuvre sous l'eau offrent de nombreux avantages et sont à développer en particulier pour les digues de canaux.

RÉFÉRENCES

- [1] Installation d'une géomembrane PVC au barrage d'Aubert, A. Scuero, G. Vaschetti, M. Bacchelli, Rencontres géosynthétiques 2011.
- [2] Geomembrane to stop leakage at Saint Martin de Vésubie reservoir, A. Scuero, G. Vaschetti, J. Machado do Vale, HYDRO 2016.
- [3] PVC for large dams. The use of a geomembrane for an arch dam repair, G. Zuccoli, C. Scalabrini, A. Scuero, Water Power and Dam Construction 1989
- [4] Barrages en béton du parc EDF munis d'une membrane préfabriquée, M. Lefranc, CFGB CFG Colloque Les géotextiles et les géomembranes dans les Barrages Paris 1996

- [5] Réhabilitation du barrage de Migoëlou avec un géocomposite PVC exposé, A. Scuero, G. Vaschetti, R. Pouypoudat, CFG 7ème Rencontres Géosynthétiques 2009
- [6] REX de l'état de la géomembrane PVC-P du Chambon après 20 ans d'exploitation et développement d'un outil pour le suivi des géomembranes PVC-P, O. Bory, F. Delorme, J. Tireau, F. Taillade, G. Vaschetti, Colloque CFBR 2018
- [7] Comportement à long terme de géomembranes exposées utilisées pour la réhabilitation de parement amont de barrages en Italie du Nord, D. Cazzuffi, 10th Rencontres Geosynthétiques CFG La Rochelle 2015
- [8] Behaviour of the Poggia dam after 7 years from the completion of remedial works, carried out in order to reduce the effects of AAR process, G. Donghi, C. Marcello, F. Sainati, ITCOLD EC CIGB Venise 2013
- [9] Lessons learnt from operations of some RCC dams, F. Delorme, 7th International Symposium on RCC dams Chengdu 2015
- [10] Exposed thermoplastic geomembranes for sealing of waterconveyance canals – Guidelines for design, supply, installation, N° 103 Wasserbau und Wasserwirtschaft Technische Universität München 2005
- [11] Basic research on rehabilitation of aged free flow canals with geomembranes, P. Schäfer, N° 106 Wasserbau und Wasserwirtschaft Technische Universität München 2006
- [12] Underwater placement of impermeable geomembrane mattresses as upstream facing and blanket, A. Scuero, A. El-Ashaal, G. Vaschetti, I. Hamidzadeh, ICOLD 85th Annual Meeting Symposium 2017

REX DE L'ETAT DE LA GEOMEMBRANE PVC-P DU CHAMBON APRES 20 ANS D'EXPLOITATION ET DEVELOPPEMENT D'UN OUTIL POUR LE SUIVI DES GEOMEMBRANES PVC-P

Feedback of the PVC-P geomembrane of the Chambon dam after 20 years of operation and development of a non-destructive tool able to monitor the ageing of PVC-P geomembranes

Olivier BORY¹, François DELORME¹, Jonathan TIREAU², Frédéric TAILLADE², Gabriella VASCHETTI³
¹EDF CIH, Savoie Technolac, 73373 Le Bourget-du-lac Cedex, olivier.bory@edf.fr, delorme.francois@wanadoo.fr
²EDF R&D, Av. des Renardières 77818 Moret-sur-Loing Cedex, jonathan.tireau@edf.fr, frederic.taillade@edf.fr
³CARPI TECH, Via Passeggiata 1, CH 6828 BALERNA, gabriella.vaschetti@carpitech.com

MOTS CLÉS

Géomembrane, PVC-P, REX, vieillissement, outil capacitif, barrage du Chambon

RÉSUMÉ

La rénovation du barrage du Chambon a nécessité la dépose en 2013 de la géomembrane d'étanchéité amont en PVC-P posée dans les années 1990. A cette occasion, des échantillons ont été prélevés sur des zones à différentes expositions. Ces prélèvements ont été utilisés pour étudier le vieillissement en conditions réelles des géomembranes PVC-P exposées. Suite à ce REX, une réflexion est proposée pour le suivi du vieillissement des géomembranes PVC-P, la fin de vie de ces composants, et les bonnes pratiques pour les futures réalisations. En seconde partie sont présentés les développements en cours à EDF pour disposer d'un outil non destructif permettant de suivre le vieillissement des géomembranes PVC-P.

ABSTRACT

The renovation of the Chambon dam in 2013 required to remove the upstream waterproofing geomembrane installed during the 90'. On this occasion, samples were taken from areas subject to different exposures. Tests have been performed on these samples to study ageing in real conditions of the exposed PVC-P geomembranes. After this feedback, a thought is suggested for the monitoring of the ageing of PVC-P geomembranes, the end of life of this elements, and recommendations for future project. The second part presents the research in progress at EDF to develop a non-destructive tool able to monitor the ageing of the PVC-P geomembranes.

1. INTRODUCTION

EDF-CIH a initié une réflexion en 2016, avec EDF R&D et CARPI, sur le vieillissement des géomembranes PVC-P. L'objectif est d'avoir une meilleure connaissance de l'état des géomembranes PVC-P du parc EDF, qui en compte une dizaine sur tous les types d'ouvrages et une visibilité sur leur fin de vie. L'idée étant de repousser le plus loin possible les opérations de remplacement, et d'être en mesure de les programmer avec la meilleure anticipation possible.

La rénovation du barrage du Chambon a nécessité la dépose en 2013 de la géomembrane d'étanchéité amont en PVC-P posée entre 1991 et 1996. A cette occasion, 36 échantillons ont été prélevés sur des zones soumises à différentes expositions (UV, marnages, immersions...). Des essais ont été réalisés sur ces échantillons afin de :

- ✓ caractériser le vieillissement mécanique et physico-chimique de la géomembrane,
- ✓ évaluer l'influence de l'exposition aux UV et à l'eau sur la cinétique de vieillissement,
- ✓ vérifier la réparabilité de la géomembrane, et analyser la qualité des réparations,
- ✓ examiner la possibilité d'utiliser des outils non destructifs pour caractériser le vieillissement des géomembranes (infra-rouge et capacitif).

Cet article présente les résultats et les conclusions de ces essais. Une réflexion est ensuite proposée pour le suivi du vieillissement des géomembranes PVC-P, la fin de vie de ces composants, et les bonnes pratiques pour les futures réalisations. En seconde partie, sont présentés les développements en cours à EDF pour disposer d'un outil non destructif permettant de suivre *in situ* le vieillissement des géomembranes PVC-P.

2. GENERALITES SUR LES POLYMERES ET LE PVC

2.1 Composition chimique

Le PVC est une matière thermoplastique de synthèse obtenue par polymérisation du chlorure de vinyle monomère par voie radicalaire. Le monomère, polymérisé de manière pure, conduit à un homopolymère appelé poly(chlorure de vinyle) ou PVC. Cette réaction donne naissance à des macromolécules linéaires de haut poids moléculaire.

Les résines PVC ne sont jamais utilisées pures. Pour faciliter leur mise en œuvre et obtenir les propriétés particulières attendues pour une géomembrane, il est nécessaire de leur adjoindre certains additifs spécifiques. Les géomembranes en PVC-P sont généralement constituées d'un ou plusieurs plastifiants de nature organique (25 à 35 %) conférant de la souplesse au PVC, d'un extenseur de type paraffine chlorée (3 à 7 %) utilisée pour ses propriétés ignifuges, d'un ou plusieurs stabilisants thermiques (≈ 5 %) visant à retarder les vieillissements par oxydation et/ou déshydrochloruration, de charges (≈ 12 %) assurant un renfort des propriétés mécaniques ainsi qu'une réduction du coût de fabrication, de lubrifiants (< 2 %), de colorants (< 1 %), des agents antifongiques (< 1 %), etc. Le PVC est un thermoplastique permettant une facilité de mise en œuvre et la possibilité d'être soudé et recyclé.

2.2 Mécanismes de vieillissement d'un matériau PVC-P

Dans le cas du PVC rigide, sans plastifiants, les processus de vieillissement sont surtout régis par la dégradation du polymère (coupure des chaînes macromoléculaires) du fait de l'oxydation (thermo-oxydation), du rayonnement ultra-violet (photo-oxydation), et de la déshydrochloruration (perte d'acide chlorhydrique). Le développement du matériau PVC a permis l'émergence de produits mieux stabilisés au moyen d'additifs appropriés (stabilisants thermiques, antioxydant, anti UV).

L'oxydation du PVC-P entraîne des coupures des chaînes polymères, soit une baisse de la longueur des macromolécules, qui auront de moins bonnes propriétés mécaniques. Cela favorise notamment la perte de matière en surface par farinage. La déshydrochloruration a pour conséquence une coloration et une possible réticulation à long terme, entraînant une rigidification et une fragilisation de la couche réticulée. Toutefois, les conséquences de ce phénomène restent moins significatives que l'oxydation ou la perte en plastifiants.

Dans le cas des géomembranes PVC-P, on retrouve les mêmes processus de vieillissement du PVC, mais avec en parallèle un processus d'altération lié à la perte progressive de plastifiants dans le milieu environnant par extraction (au contact avec l'eau) ou évaporation (au contact de l'air). Le gradient de concentration en plastifiants qui se crée entre le cœur de la géomembrane et sa surface est le moteur d'un processus de diffusion, fortement accéléré par la température.

Le choix du type de plastifiants (masse moléculaire, compatibilité avec le polymère) et les additifs précités jouent un rôle déterminant dans la stabilité de la formule vis-à-vis de ce phénomène de perte physique.

3. EXPERTISE DE LA GEOMEMBRANE DU CHAMBON DEPOSEE EN 2013

3.7 Le barrage du Chambon

Le barrage du Chambon est un ouvrage poids de classe A, d'une hauteur de 88 m au-dessus du terrain naturel et d'une longueur en crête de 294 m, construit entre 1929 et 1935. L'axe du barrage est rectiligne en rive droite et en zone centrale et courbe côté rive gauche. Le barrage est soumis à un phénomène d'alcali-réaction important. D'importants travaux de confortement ont été menés dans les années 1990. En particulier, une géomembrane d'étanchéité en PVC-P a été installée sur un quarantaine de mètres en partie supérieure du parement amont entre 1991 et 1996, (de l'ordre de 9100 m²), afin de limiter le risque de pressions interstitielles dans le barrage et restaurer l'étanchéité suite aux sciages verticaux amont-aval.

Un nouveau confortement de l'ouvrage a été réalisé en 2013-2014, consistant principalement à mettre en place des tirants horizontaux complétés par un filet en fibres de carbone en parement amont, et réaliser de nouveaux sciages verticaux amont-aval. Ces travaux ont nécessité la dépose complète en 2013 de la géomembrane d'étanchéité de 1991-1996, puis la pose d'une nouvelle géomembrane en 2014.

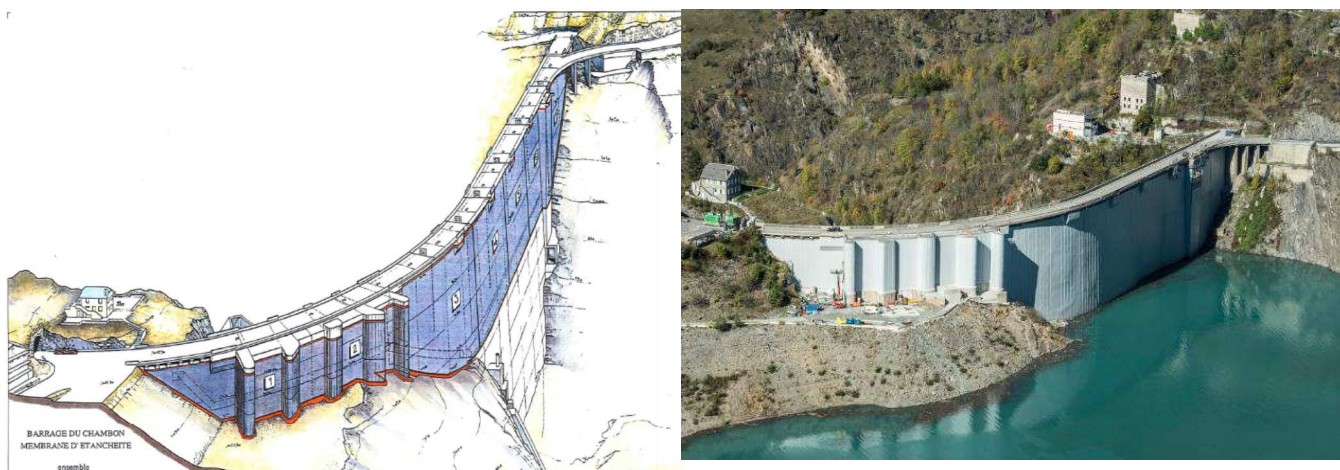


Figure 1 : Géomembrane d'étanchéité amont sur le barrage du Chambon

3.2 Echantillons prélevés

Afin d'étudier l'état de l'ancienne géomembrane, 36 échantillons ont été prélevés à différentes positions (voir Figure 3), de taille 2 x 1,5 m environ. Ces échantillons diffèrent principalement par la date de pose, l'exposition aux UV et l'exposition au marnage (durée et charge d'eau).

Les matériaux utilisés pour les essais sont les suivants :

- ✓ SIBELON® CNT 2800 : géocomposite constitué d'une géomembrane PVC-P d'épaisseur initiale 2 mm thermo-soudée à un géotextile non tissé de 200 g/m² (utilisé au Chambon lors de la campagne de 1991 en zone 1).
- ✓ SIBELON® CNT 3750 : géocomposite constitué d'une géomembrane PVC-P d'épaisseur initiale 2,5 mm thermo-soudée à un géotextile non tissé de 500 g/m² (utilisé au Chambon lors des campagnes de 1993 (zone 2), 1994 (zones 2 et 3), 1995 (zone 4) et 1996 (zone 3) et au bassin de St Martin Vésubie en 2015).
- ✓ SIBELON® C 3250 : géomembrane PVC-P d'épaisseur 2,5 mm (utilisée au bassin de St Martin Vésubie en 2015).

3.3 Examen visuel et binoculaire

Dès réception, les échantillons de géomembrane ont fait l'objet d'un examen visuel suivi du prélèvement d'un morceau de la taille d'une feuille A4. L'examen visuel a révélé un jaunissement voire brunissement des zones exposées pour l'ensemble des géomembranes prélevées dans la zone 1. Parmi ces échantillons, les prélèvements correspondant à la partie supérieure du barrage (soit 1/1S, 1/2S et 1/3S) présentent tous des craquelures en surface visibles à l'œil nu. Sur les autres zones, hormis des traces/taches vraisemblablement liées à un dépôt de marnage, aucune dégradation n'a été observée.

Un examen complémentaire à l'aide d'une loupe binoculaire a été pratiqué sur les prélèvements de taille A4. Ces observations ont permis de classer les prélèvements en quatre classes en fonction de la morphologie de leur surface. La Figure 2 donne un exemple illustrant l'état de surface pour chacune des classes identifiées et la Figure 3 précise la localisation des différentes catégories de géomembrane sur un plan schématique de la face amont du barrage.

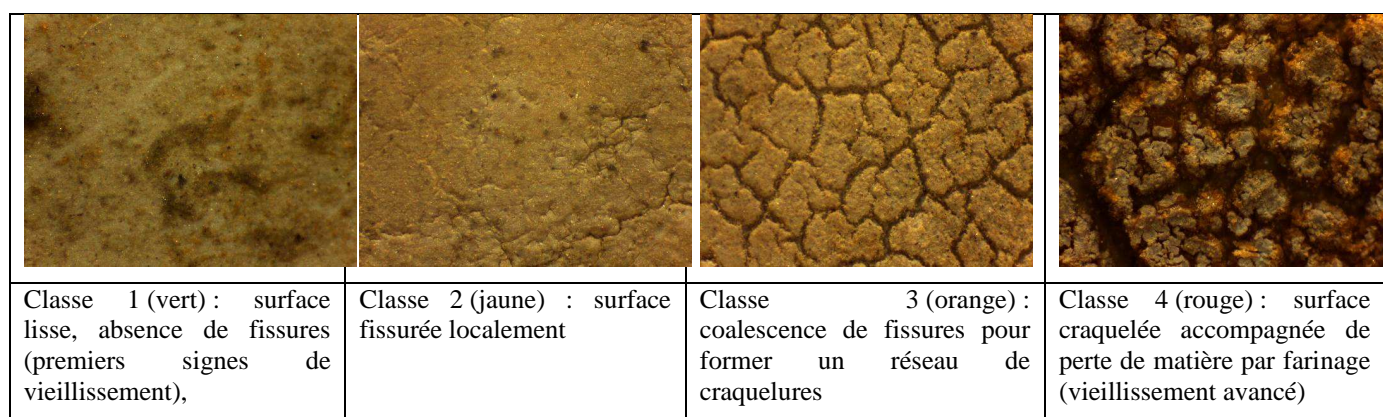


Figure 2 : Illustration des quatre classes de dégradation. Photos obtenues à l'aide d'une loupe binoculaire (x35)

Les premières conclusions qu'il est possible de tirer de ces observations sont :

- ✓ plus la durée d'exposition est longue, plus la dégradation en surface de la géomembrane est importante : la zone 1 qui a été exposée plus longtemps est plus dégradée que la zone 3A ou 4 ;
- ✓ les zones en partie supérieure les plus exposées aux UV sont plus dégradées que les zones en partie inférieure qui sont une partie de l'année sous l'eau.

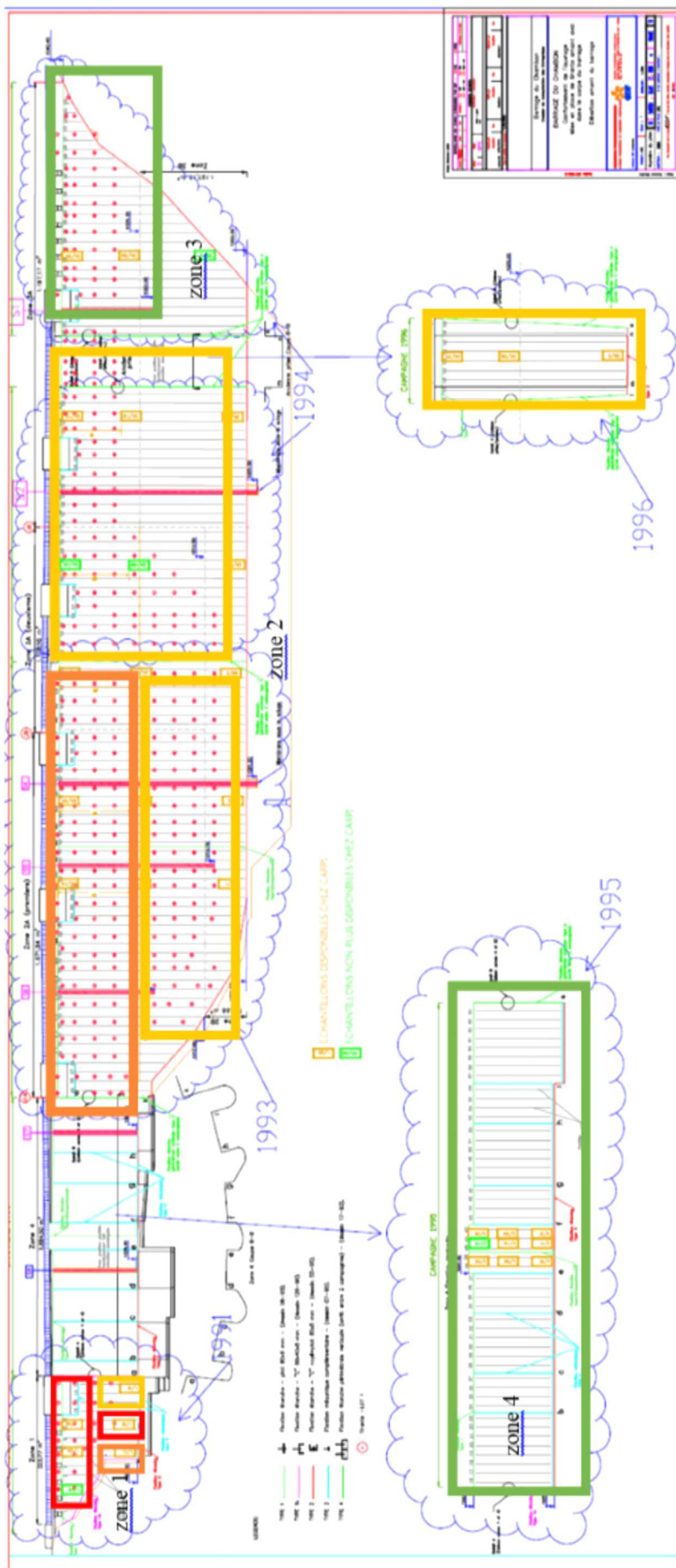


Figure 3 : Vue de la géomembrane amont PVC-P du barrage du Chambon posée entre 1991 et 1996, des échantillons prélevés, et des observations visuelles par classe de dégradation

3.4 Mesure de l'épaisseur

Des mesures d'épaisseur de la géomembrane ont été réalisées en trois points sur l'ensemble des prélèvements, afin de les comparer aux valeurs initiales du fournisseur (2,5 mm pour CNT 3750 et 2,0 mm pour CNT 2800).

L'épaisseur de la géomembrane C 3250 neuve est de 2,5 mm, conformément aux caractéristiques fournisseurs.

Les résultats, résumés sur la Figure 4, révèlent des pertes d'épaisseur plutôt limitées (moins de 0,2 mm (8 %) de perte) dans le cas du CNT 3750 et des pertes plus significatives pour le CNT 2800 (de 0,3 à 0,6 mm (15 à 30 %) de perte) excepté pour le prélèvement 1/3L (encadré jaune sur zone 1 de la Figure 3), qui semble ne pas avoir subi de perte.

Aucune tendance liée à l'exposition et au marnage n'apparaît clairement pour le CNT 3750. En revanche pour le CNT 2800 (zone 1), les échantillons localisés en haut de l'ouvrage apparaissent plus touchés par la perte de matière. Ces constats rejoignent ceux du paragraphe précédent. Cette perte de matière peut provenir d'une fragilisation de la surface par perte de plastifiants et oxydation (s'accompagnant de coupures de chaînes) additionnée d'un phénomène de farinage et de décapage de la surface par le vent et l'eau.

Des mesures de masse surfacique ont été effectuées selon la norme NF EN 1849/2. Les résultats sont corrélés avec les mesures d'épaisseur.

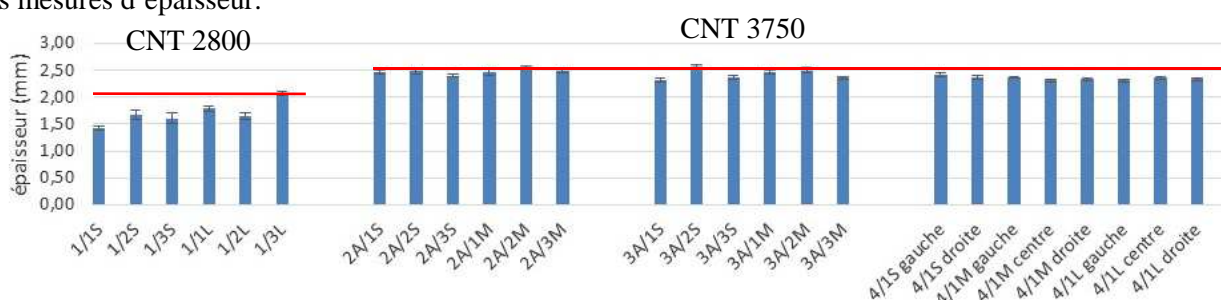


Figure 4 : Epaisseur mesurée sur chaque prélèvement

3.5 Teneur en plastifiants

3.5.1 Identification des plastifiants

Après extraction des plastifiants, une analyse par spectroscopie infrarouge a été réalisée. Les plastifiants extraits du CNT 3750 et de la C 3250 sont identiques (spectre identique, Figure 5), il s'agit de plastifiants de type phtalate. La société CARPI confirme cette information et précise qu'il s'agirait d'un mélange de DIDP et de DOP (le contrôle et la traçabilité des formulations des années 1990 n'ont pas permis de remonter à la composition d'origine).

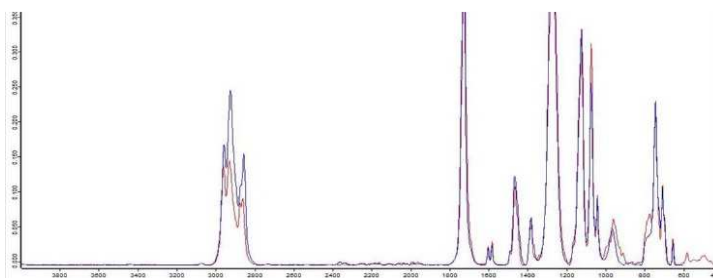


Figure 5 : Spectres IR des plastifiants extraits de l'échantillon 2A/1M du CNT 3750 et de la C 3250 neuve.

3.5.2 Teneur résiduelle en plastifiants

La teneur en plastifiants initiale des géomembranes du Chambon CNT 3750 et CNT 2800 n'est pas connue. En effet, dans les années 1990, la société CARPI qui produisait elle-même ses géomembranes n'avait pas encore mis en place un contrôle et une traçabilité de la formulation de ces produits. CARPI indique cependant que les taux de plastifiants utilisés étaient généralement autour de 30 – 32 %.

Pour cette étude, nous prendrons comme référence la valeur en plastifiants obtenue pour la géomembrane de Saint Martin de Vésubie du CNT 3750 de 2015. Afin de pouvoir comparer les résultats, toutes les mesures ci-dessous ont été réalisées au laboratoire R&D avec la méthode d'extracteur HPHT Buchi (à l'aide d'éther de pétrole pendant 3 min sur 1 g de matière à 100 °C et 100 bars).

Pour les zones 2, 3 et 4, les taux de plastifiants sont relativement homogènes. Ils sont légèrement plus importants pour les poses les plus récentes (1995 et 1996) que pour les plus anciennes (1993 et 1994). Les différences entre les zones supérieures et inférieures ne sont pas franches et aucune tendance marquée ne se distingue. En considérant

la référence du CNT 3750 de 2015, la perte de plastifiants serait de l'ordre de $5 \pm 2\%$ en masse en une vingtaine d'année. Cette homogénéité pourrait s'expliquer par la faible exposition aux UV, principal moteur de la perte en plastifiants, des zones 2, 3 (azimut inférieur à 106°) et 4 (azimut inférieur à 133° , mais masquée partiellement par les piles de l'évacuateur).

Pour la zone 1, les échantillons 1/1L et 1/3L se distinguent avec des taux de plastifiants proches de 30 %, alors que les autres échantillons présentent des taux autour de 20 %. Bien que l'azimut soit équivalent sur toute la zone 1 (autour de $160-170^\circ$, donc fortement exposé), les échantillons 1/1L et 1/3L reçoivent moins de rayonnement UV car masqués par le versant rive gauche du barrage (1/1L) ou la pile de l'évacuateur (1/3L), ce qui peut être une explication à cette observation. L'échantillon 1/2L en partie inférieure a passé plus de temps en immersion que les échantillons 1/1S, 1/2S et 1/3S, ce qui pourrait être la cause d'un taux de plastifiants plus élevé : 22 % contre 18 – 19 %. En conclusion, les parties non masquées de la zone 1 pourraient avoir subi une perte de plastifiant de l'ordre de 15 % en masse (soit une diminution de moitié par rapport au taux initial supposé).

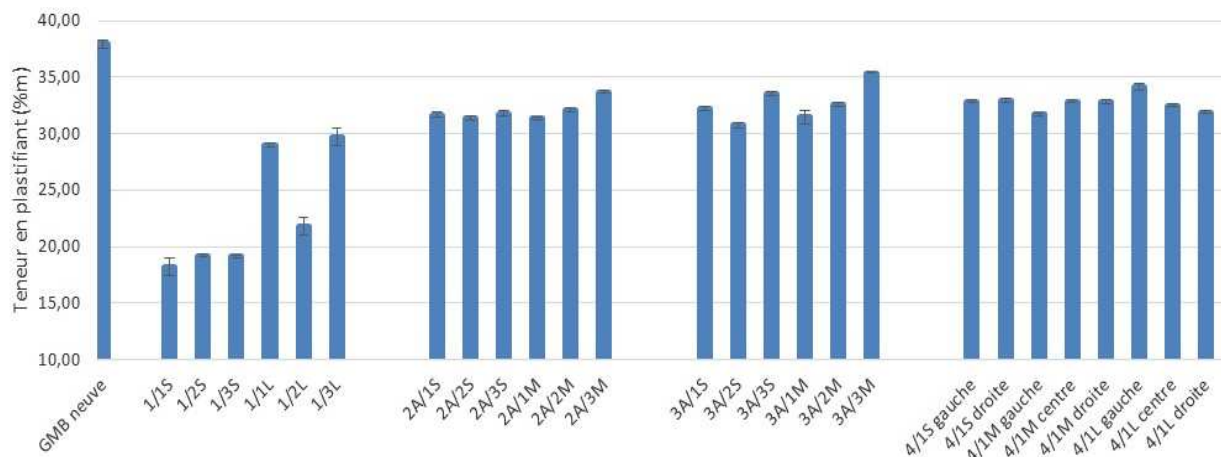


Figure 6 : Taux de plastifiant mesuré sur chaque prélèvement par extracteur HPHT

La confrontation de ces résultats à ceux des observations à la loupe binoculaire est cohérente : les quatre échantillons ayant le taux de plastifiants le plus faible (1/1S, 1/2S, 1/1L, 1/2L) sont tous dans la classe 4.

Cette constatation confirme que la teneur en plastifiants est un bon indicateur de l'état de vieillissement d'une géomembrane PVC-P.

3.6 Propriétés mécaniques

Les essais de traction uniaxiale ont été réalisés sur des éprouvettes haltères de type H2 (sans le géotextile) selon la norme NF EN 60811-501. Les valeurs initiales des allongements à la rupture des CNT 3750 et CNT 2800 des années 1990 ne sont malheureusement pas connues. Pour le CNT 3750, on utilisera comme référence le CNT 3750 neuf de 2015. La Figure 7 présente les résultats.

Pour les zones 2, 3 et 4, la baisse de l'allongement à la rupture serait de faible ($\epsilon_r \approx 350\%$) à modérée ($\epsilon_r \approx 225\%$). Concernant les échantillons de la zone 1, le manque d'information sur les propriétés mécaniques initiales rend délicat l'interprétation. Toutefois, en se basant sur les considérations du CST des câbles, précisant que le critère de fin de vie correspond à une valeur d'allongement à rupture de 50%, il apparaît que la géomembrane de la zone 1 localisée en tête de barrage présente des propriétés mécaniques très faibles. En pied de barrage, la géomembrane semble être moins affectée par les baisses de propriétés mécaniques ($150\% \leq \epsilon_r \leq 250\%$), encore une fois probablement parce que l'exposition solaire est plus faible (masque de la rive et de la pile de l'évacuateur), et une plus grande durée d'immersion.

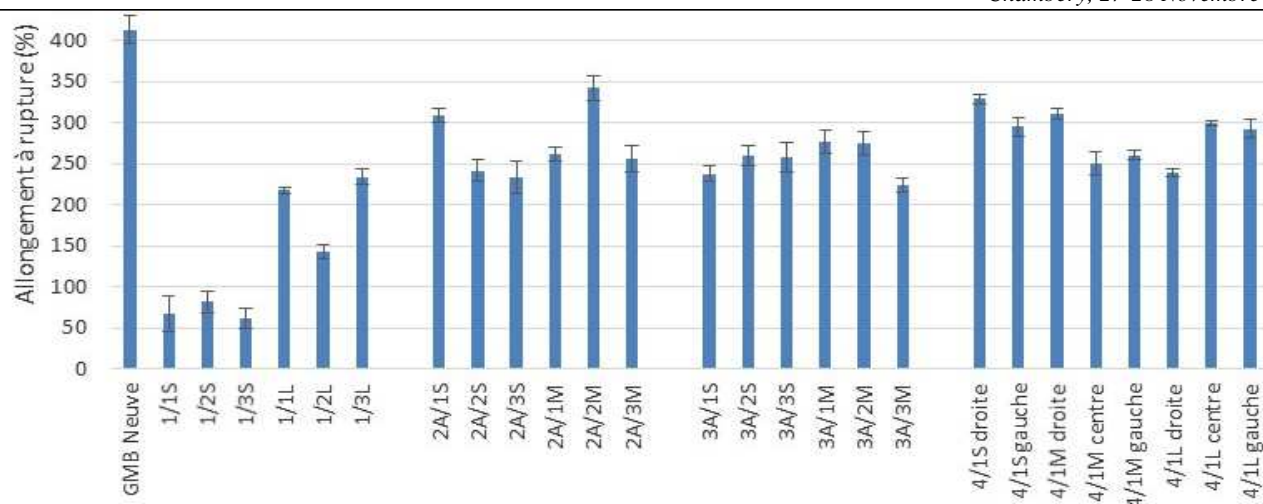


Figure 7 : Allongement à la rupture des différents prélèvements et du CNT 3750 neuf

3.7 Température de transition vitreuse Tg

La température de transition vitreuse Tg définit l'état dans lequel la géomembrane sera pour une température donnée. Deux états sont à distinguer :

- ✓ état vitreux, rigide (pour $T < T_g$), où la géomembrane aura un comportement fragile,
- ✓ état flexible (pour $T > T_g$), où la géomembrane aura un comportement souple.

Ce paramètre est particulièrement intéressant pour les géomembranes d'étanchéité, puisque l'intégrité en dépendra. Un effort mécanique sur une géomembrane dans un état flexible aura pour conséquence un allongement élastique, ce qui, si l'on ne dépasse pas les limites, ne doit pas conduire à la rupture. En revanche un effort sur une géomembrane dans un état vitreux conduira plus rapidement à une rupture, puisque la limite élastique et la limite à la rupture seront nettement plus faibles.

La mesure de la flexibilité à froid, selon la norme UNI EN 495-5 permet d'avoir une estimation de Tg. Pour cette étude, le laboratoire EDF R&D a utilisé une technique plus précise pour estimer ce paramètre : l'analyse mécanique dynamique (DMA). Les résultats sont présentés sur la Figure 8.

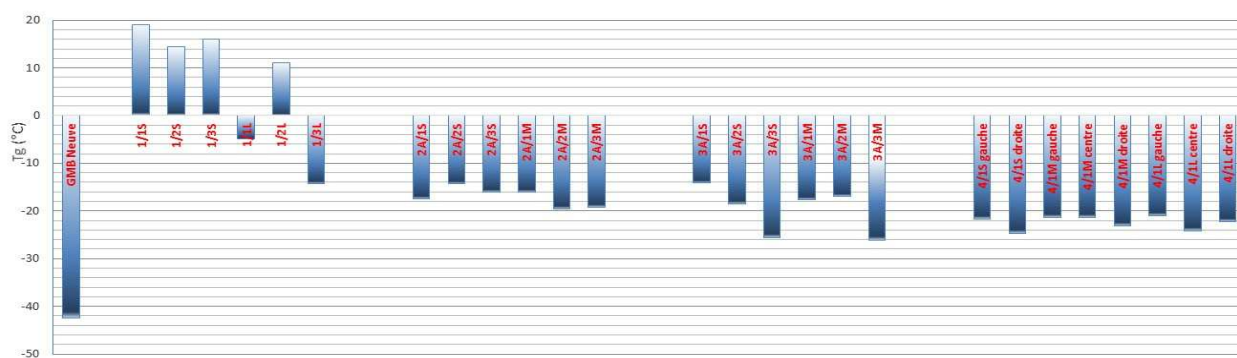


Figure 8 : Températures de transition vitreuse Tg pour la géomembrane du Chambon déposée en 2013

Les conclusions suivantes peuvent être tirées :

La température de transition vitreuse est nettement remontée sur l'ensemble de la géomembrane du Chambon déposée en 2013, si l'on considère comme référence l'échantillon neuf de CNT 3750 de 2015 où Tg est estimée à -42 °C. En considérant une température minimale possible au Chambon de -15°C :

- ✓ la quasi-totalité du CNT 3750 conserve un état flexible sur les zones 2, 3 et 4,
- ✓ le CNT 2800 de la zone 1 passe à l'état vitreux. Cet état ne veut pas dire que la géomembrane va systématiquement rompre, mais que la rupture sera plus rapidement atteinte avec une sollicitation mécanique (par exemple un marnage, poussée ou poids de la glace...).

3.8 Corrélation entre teneur en plastifiants – Température de transition vitreuse et allongement à la rupture

La Figure 9 (à gauche), illustrant la corrélation entre l'allongement à rupture et la teneur en plastifiant, révèle que ces deux paramètres sont bien reliés. Ceci confirme notre intuition sur le fait que les baisses d'allongement à rupture sont principalement gouvernées par la perte en plastifiants et que ce dernier paramètre pourrait être un bon candidat pour la définition d'un critère de fin de vie.

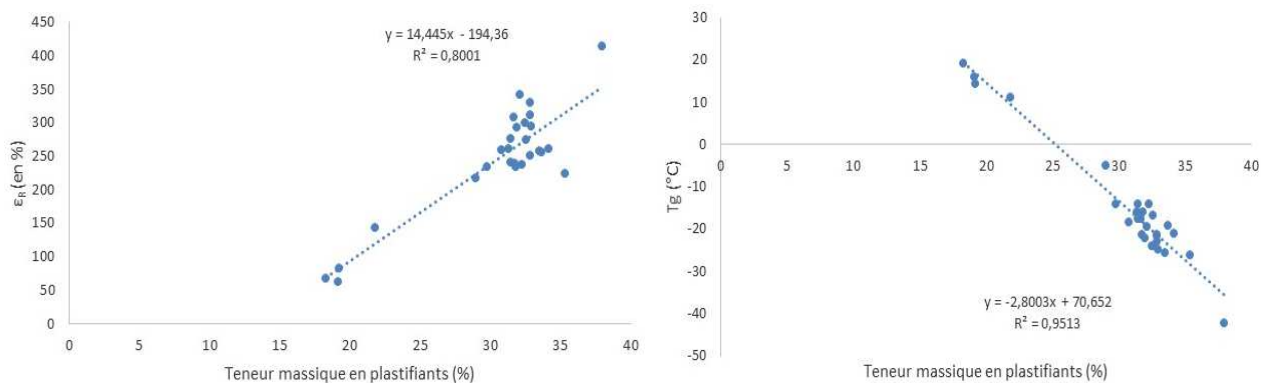


Figure 9 : Corrélation entre les valeurs d'allongement à rupture et les teneurs en plastifiants (à gauche) et entre température de transition vitreuse et teneur massique en plastifiants (à droite) .

La température de transition vitreuse T_g pourrait aussi être un paramètre du critère de fin de vie d'une géomembrane. Par exemple si la rupture d'une géomembrane n'est pas acceptable pour des raisons de sûreté, il pourrait être spécifié par exemple que la fin de vie sera atteinte quand T_g sera supérieure à la température minimale possible sur l'ouvrage. La bonne corrélation (Figure 9 à droite) entre T_g et le taux de plastifiants, montre une nouvelle fois l'intérêt de mesurer et suivre ce paramètre.

3.9 Profil IR

L'analyse par spectroscopie infrarouge des prélèvements de géomembrane du Chambon a mis en évidence l'apparition de nouvelles fonctions chimiques (non présentes sur le CNT 3750 neuf) :

- ✓ de type O-H attribuées à un phénomène d'oxydation du PVC,
- ✓ de type C=C attribuées à un phénomène de déshydrochloruration, autrement dit de la perte de HCl et la formation de doubles liaisons carbone-carbone responsables du jaunissement du PVC.

La répétition de ces analyses sur toute la tranche de la géomembrane permet de réaliser un profil infrarouge et ainsi de révéler la présence et la profondeur des gradients d'oxydation et de déshydrochloruration.

La Figure 10 présente les profondeurs d'oxydation et de déshydrochloruration mesurées sur l'ensemble des échantillons du Chambon. Les conclusions pouvant être tirées sont les suivantes :

- ✓ La quasi-totalité des échantillons analysés présente des traces de déshydrochloruration en surface. Ce phénomène est observé plus en profondeur sur les échantillons de la zone 1. Cela peut s'expliquer par une épaisseur initiale plus faible (2 mm contre 2,5 mm pour les autres zones) et une exposition plus forte et plus longue.
- ✓ Le phénomène d'oxydation semble affecter principalement la zone 1.

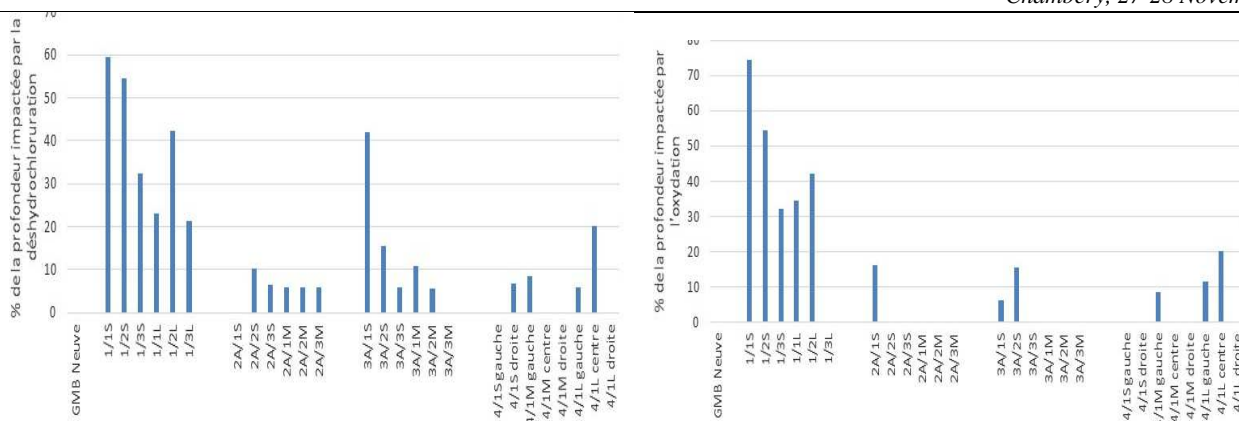


Figure 10 : Synthèse de la profondeur impactée par la déshydrochloruration (à gauche) et par oxydation (à droite) sur les échantillons prélevés

3.10 Temps d'induction à la déshydrochloruration TIDC

La mesure du temps d'induction à la déshydrochloruration (TIDC) permet d'estimer la teneur résiduelle en stabilisant thermique.

On observe une différence importante entre la teneur du CNT 3750 neuf et des échantillons de CNT 3750 des zones 2, 3, 4 ainsi que de ceux de CNT 2800 de la zone 1. Il semblerait que ces agents aient été largement consommés pour les zones 2, 3 et 4, voire même totalement pour la zone 1 (excepté encore pour la zone 1/3L qui est moins exposée).

Cette consommation avancée pour tous les échantillons expliquerait pourquoi le phénomène de dégradation par déshydrochloruration est observé sur la quasi-totalité des géomembrane côté externe.

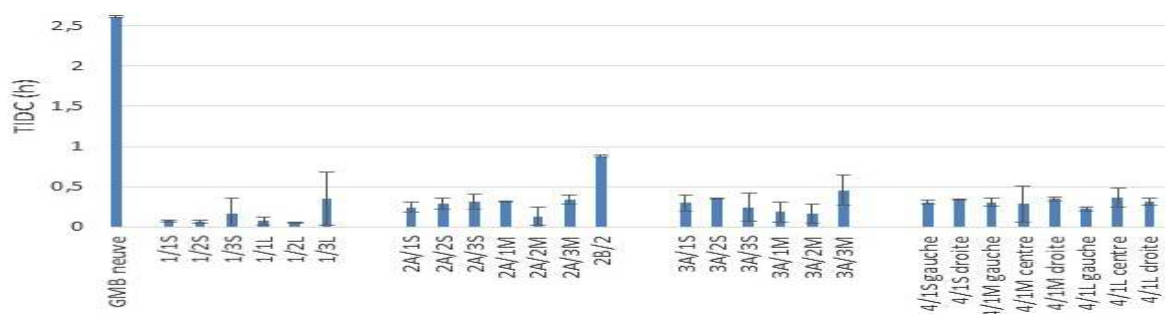


Figure 11 : Valeurs des temps d'induction à l'oxydation obtenues pour les différents échantillons

3.11 Réparabilité

3.11.1 Protocole suivi

Afin d'étudier la réparabilité du géocomposite du Chambon, des soudures avec une géomembrane neuve (SIBELON® C 3250 de St Martin de Vésubie) ont été effectuées sur plusieurs échantillons. Ces soudures ont été testées à la traction (essai de pelage) et au cisaillement (essai de cisaillement) sur des éprouvettes rectangulaires de 19,5 cm x 5 cm.

Le protocole de soudure a été déterminé pour correspondre au mieux à une réparation réelle que l'on effectuerait sur site. Deux types de soudure ont été réalisés et testés :

- ✓ Soudure de la géomembrane C 3250 neuve sur un échantillon du Chambon (CNT 3750 et CNT 2800), face exposée, après ponçage prononcé ;
- ✓ Soudure de la géomembrane C 3250 neuve sur un échantillon du Chambon (CNT 3750 et CNT 2800), face non exposée, après retrait du géotextile, et ponçage léger.

Les soudures ont été réalisées manuellement avec une roulette et un poste Leister TRIAC, avec des soudeurs expérimentés de CARPI.

Afin de servir de référence, une soudure a été réalisée entre deux géomembranes C 3250 neuve, avec le robot Lester TWINNY.

3.11.2 Essai de pelage

L'essai de pelage consiste à soumettre une soudure à un effort de traction jusqu'à la rupture. L'essai est normé : EN 12316-2

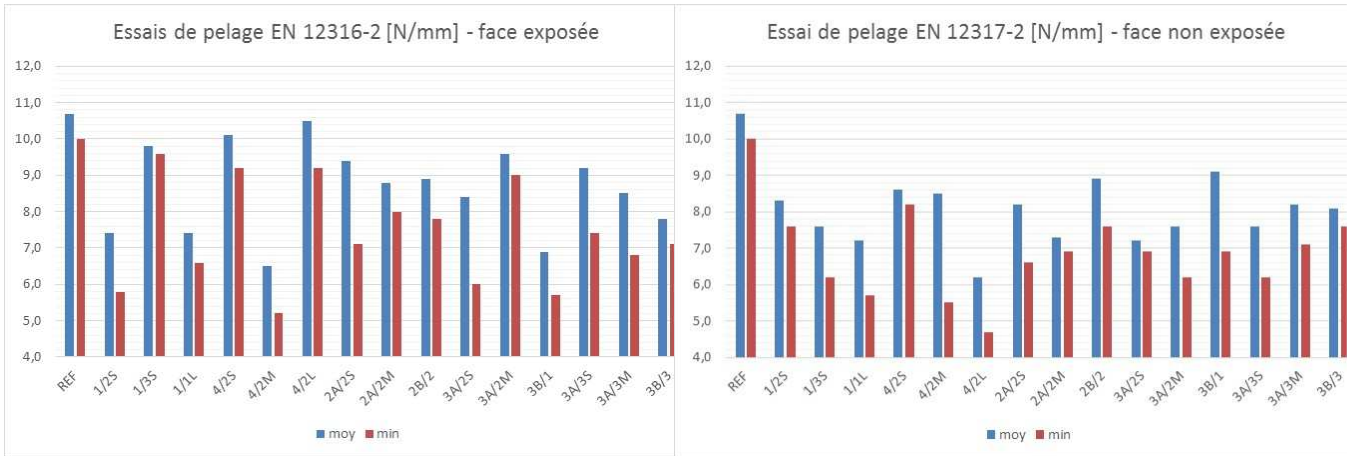
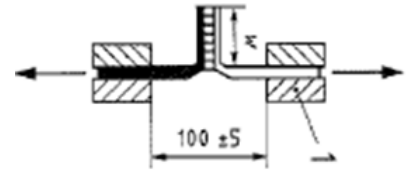


Figure 12 : Résultats des essais de pelage EN 12316-2 [N/mm]

Les recommandations du Comité Français des Géosynthétiques, reprises par la certification ASQUAL des soudeurs, préconisent que les soudures réalisées doivent avoir une résistance au pelage minimale de 6 N/mm en moyenne, et aucune valeur en dessous de 5 N/mm (pour les géomembrane PVC-P d'épaisseur > 2 mm).

Les conclusions que l'on peut tirer sont les suivantes :

- ✓ Pratiquement toutes les soudures respectent le critère de l'ASQUAL : toutes les soudures ont une résistance moyenne sur cinq essais supérieure à 6 N/mm, et aucune valeur n'est en dessous de 5 N/mm (sauf un échantillon 4/2L qui était légèrement en dessous de la limite : 4,7 N/mm). En atelier et avec des soudeurs expérimentés, on peut conclure que les géocomposites du Chambon avec du CNT 2800 ou CNT 3750 sont réparables après une vingtaine d'année de service. Néanmoins, sur site avec des accès difficiles et sur des géométries parfois complexes, il est probable que de tels résultats sont plus difficiles à obtenir. Il est à souligner que l'expérience du soudeur est primordiale pour réaliser ces réparations, où une part importante du succès tient au ressenti et au toucher de l'opérateur. Le ponçage prononcé réalisé sur la face exposée à la disqueuse est très délicat et conduit à enlever une grande partie de l'épaisseur initiale de la géomembrane.
- ✓ Par rapport à la soudure de référence géomembrane C 3250 neuve sur C 3250 neuve, la baisse de résistance est de 2 à 53 % pour les zones 2, 3 et 4.
- ✓ Aucune tendance nette ne se dégage entre les résistances au pelage des soudures sur la face exposée et sur la face non exposée.

3.11.3 Essai de cisaillement

L'essai de cisaillement consiste à soumettre une soudure à un effort de cisaillement jusqu'à la rupture. L'essai est normé : EN 12317-2

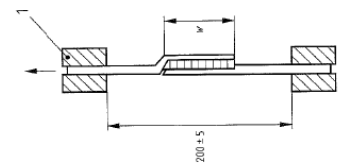


Figure 13: résultats des essais de cisaillement EN 12317-2 [N/mm]

Les conclusions que l'on peut tirer sont les suivantes :

- ✓ par rapport à la soudure de référence géomembrane C 3250 neuve sur C 3250 neuve, la baisse de résistance est de 9 à 32 % pour les zones 2, 3 et 4.
- ✓ pour l'échantillon 1/2S très dégradé, la résistance au cisaillement de la face non exposée est nettement meilleure que pour la face exposée.

3.11.3 Mapping infrarouge

Quinze échantillons soudés décrits au paragraphe précédent ont été analysés par infrarouge, afin d'étudier à l'échelle moléculaire la qualité des soudures. Les analyses par infrarouge ont révélé des défauts en plastifiants plus ou moins marqués au niveau de la zone de soudure. Rappelons qu'un déficit en plastifiants équivaut à la présence d'une zone plus fragile d'un point de vue mécanique. Afin d'ordonner ces résultats, 3 classes de défauts ont été proposées :

- ✓ 0 : absence de perte en plastifiants,
- ✓ 1 : léger déficit en plastifiants dans la zone de soudure,
- ✓ 2 : perte/déficit majeur(e) en plastifiants au niveau de la zone soudée.

La Figure 14 compare le nombre de cas répertoriés dans chaque classe pour les deux types de soudures (géomembrane neuve sur face exposée ou sur face non exposée). Ainsi, à l'aide de ce graphique, nous pouvons conclure qu'en terme de déficit en plastifiants, les deux types de soudure semblent se valoir.

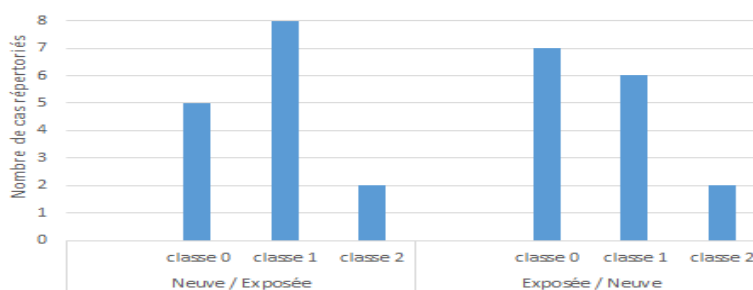


Figure 14 : comparaison des qualités de soudures

La Figure 15 illustre le fait que toutes les soudures présentant un défaut de classe 2 impliquent des géomembranes avec une Tg supérieure à -15 °C. Il y a donc un lien direct entre la température de transition vitreuse Tg (et donc la teneur en plastifiants) et la qualité des soudures.

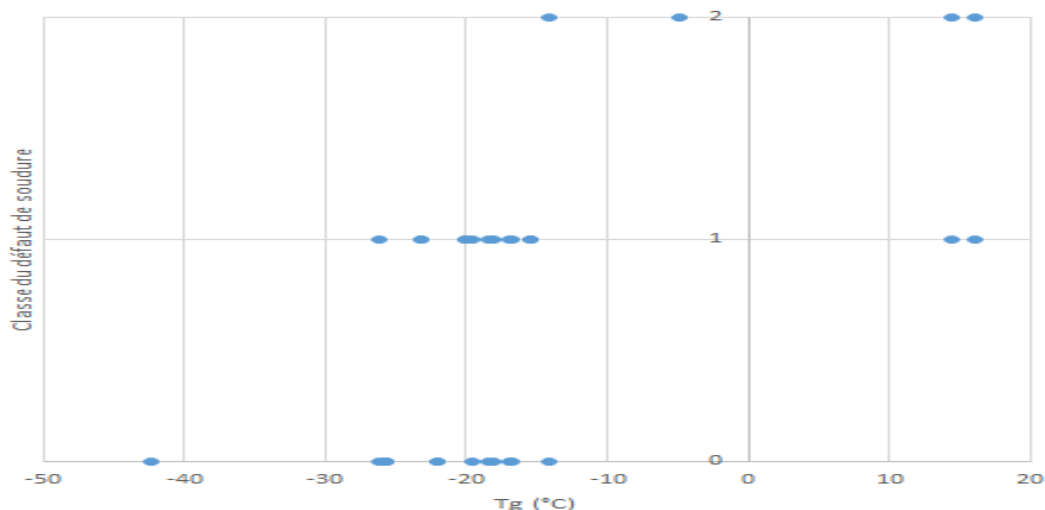


Figure 15 : Classement de la qualité des soudures (basée sur les défauts en plastifiants) en fonction de la Tg

3.11.5 Contrôle de la qualité des soudures : potentiel des mesures capacitives

Sur chantier, la qualité des soudures peut être contrôlée de plusieurs moyens :

- ✓ visuellement,
- ✓ contrôle à la pointe sèche, ou au jet d'air sous pression,
- ✓ contrôle sous cloche à vide,
- ✓ contrôle par une pression d'air dans le cas d'une double soudure,
- ✓ prélèvement d'un échantillon soudé, et test mécanique direct.

Ce dernier est contraignant et pas toujours réalisable puisqu'il nécessite de prélever un échantillon, et les autres moyens ne permettent pas toujours de vérifier la continuité et la robustesse des soudures.

EDF R&D étudie en 2018 la possibilité d'utiliser un outil capacitif pour contrôler de manière non destructive la continuité des soudures. Cette technique est déjà utilisée pour les soudures des tubes en PEHD.

3.12 Conclusion sur l'état de la géomembrane du Chambon après 20 ans d'exploitation

Zone 1

La géomembrane présente des signes avancés de vieillissement sur la zone 1 :

- ✓ un état de surface fortement endommagé, avec présence du phénomène de « farinage »,
- ✓ des pertes d'épaisseur et de masse surfacique importantes,
- ✓ une baisse significative de la teneur en plastifiants,
- ✓ des propriétés mécaniques faibles,
- ✓ un état vitreux fragile pour des températures courantes en hiver,
- ✓ des chaînes polymères oxydées et déshydrochlorées sur une part importante de l'épaisseur de la géomembrane,
- ✓ un taux résiduel de stabilisants thermiques faible voire nul.

Malgré tout, la géomembrane en zone 1 accomplissait encore correctement sa fonction d'étanchéité au moment de sa dépose, et la possibilité de réaliser des réparations de qualité a été démontrée en atelier.

La géomembrane en zone 1, si elle n'avait pas été déposée en 2013, aurait vraisemblablement accompli encore un certain temps sa fonction d'étanchéité, mais sa fragilité aurait augmenté lors des périodes froides, et les réparations de plus en plus difficiles.

Zones 2, 3 et 4

La géomembrane présente des signes légers de vieillissement sur les zones 2, 3 et 4 :

- ✓ un état de surface proche de l'état initial,
- ✓ des faibles diminutions d'épaisseur et de masse surfacique,
- ✓ des baisses raisonnables de la teneur en plastifiants,
- ✓ des propriétés mécaniques diminuées mais encore satisfaisantes,
- ✓ un état flexible même lors des hivers rigoureux,
- ✓ des chaînes polymères oxydées et déshydrochlorées essentiellement sur la surface exposée de la géomembrane,
- ✓ un taux résiduel de stabilisants thermiques faible.

La géomembrane accomplissait correctement sa fonction d'étanchéité au moment de sa dépose, et les réparations étaient possibles.

La géomembrane en zone 2, 3 et 4, si elle n'avait pas été déposée en 2013, aurait vraisemblablement accompli sa fonction d'étanchéité avec succès encore plusieurs années. Une mesure régulière du taux de plastifiant aurait permis d'estimer la cinétique de pertes de plastifiants sur ce site, et de disposer d'une visibilité sur la fin de vie.

Analyse

La différence d'état entre la zone 1 d'une part et les zones 2, 3, 4 d'autre part s'explique :

- ✓ par le fait que la géomembrane plus fine (2 mm) a été installée en zone 1 alors qu'une géomembrane de 2,5 mm a été installée sur les zones 2, 3 et 4. Une géomembrane plus fine présente un effet réservoir en plastifiants plus faible et est donc plus sensible au vieillissement.
- ✓ par le fait que la zone 1 correspond historiquement à la première zone revêtue et donc la zone pour laquelle les durées d'exposition les plus longues sont enregistrées.
- ✓ par le fait que la zone 1 est plus exposée aux UV que les autres zones, car orientée plus vers le sud.

Une différence de composition chimique initiale est également possible, mais nous n'en avons malheureusement pas connaissance. Les essais réalisés en 2017 n'ont pas révélé de différence.

L'influence de l'exposition aux UV est flagrante. L'influence du marnage et de l'exposition à l'eau n'a pas été clairement observée sur cette géomembrane. La perte de plastifiants par dissolution est vraisemblablement d'un second ordre par rapport à l'évaporation, surtout sur les zones exposées aux UV. De plus, l'immersion permet d'apporter une protection aux UV. Dans le cas du Chambon, la zone 1 en partie haute du barrage ne présente pas de grandes différences d'exposition à l'eau. Pour les zones 2, 3 et 4, l'exposition à l'eau est très différente entre le haut et le bas de la géomembrane, mais l'exposition UV est faible à cause de l'orientation.

Les essais ont montré le lien et la bonne corrélation entre le taux de plastifiants et la plupart des propriétés de la géomembrane. Celui-ci diminue avec le temps (par évaporation dans l'air ou dissolution dans l'eau), avec une cinétique accélérée par les UV. Ces premières corrélations pourront être affinées lors des prochaines études, comme la Girotte en 2018.

La dégradation de l'état de surface peut être attribuée : (i) pour une part importante, à la création d'une peau fragile suite à la perte importante de plastifiants en surface, (ii) pour une moindre part, aux coupures de chaînes en surface causées par l'oxydation des macromolécules du PVC. Enfin le jaunissement/brunissement de surface est, quant à lui, attribué au phénomène de déshydrochloruration se produisant sous l'effet de la température et/ou d'un rayonnement après consommation de la majorité des stabilisants thermiques introduits initialement au moment de la mise en œuvre de la géomembrane.

4.DEVELOPPEMENTS A EDF D'UN OUTIL NON DESTRUCTIF POUR LE SUIVI DU VIEILLISSEMENT DES GEOMEMBRANES PVC-P

Le taux de plastifiants est certainement le meilleur paramètre pour suivre le vieillissement des géomembranes PVC-P, puisque de nombreuses propriétés essentielles lui sont directement reliées. Seulement sa détermination par les moyens classiques est contraignante : il faut en effet prélever des échantillons, ce qui peut poser problème lorsqu'aucun témoin de vieillissement n'est disponible sur l'ouvrage. EDF R&D étudie des solutions non destructives pour mesurer *in situ* le taux de plastifiants, qui permettraient de dresser et suivre l'état des nombreuses géomembranes PVC-P exposées du parc.

La spectroscopie infrarouge portable a d'abord été envisagée. Si cette technique semble effectivement capable de doser les plastifiants, elle a été abandonnée car elle ne permet d'obtenir une information que sur les premiers microns (< 500 μm) en surface.

Les mesures capacitives, dont l'outil a fait l'objet d'un brevet par EDF, ont ensuite été testées. Cette méthode, déjà mise en œuvre pour le diagnostic des soudures de conduits en PEHD et la mesure de la teneur en eau du béton, permet de mesurer la permittivité diélectrique à l'échelle macroscopique de l'échantillon (ici l'épaisseur de la membrane). La permittivité diélectrique dépend des propriétés microscopiques des matériaux constituant l'échantillon dont le taux de plastifiant. La permittivité diélectrique est mesurée grâce une sonde à terminaison coaxiale. Afin que la mesure soit représentative de l'ensemble de l'épaisseur de la membrane (environ 2 mm), nous avons choisi une sonde à terminaison coaxiale reposant sur la base d'un connecteur SMA (Figure 16). Pour chaque échantillon, trois mesures sont enregistrées sur une bande de fréquence de 200 kHz à 2 GHz puis moyennées sur une bande de fréquence 0,5-2GHz.

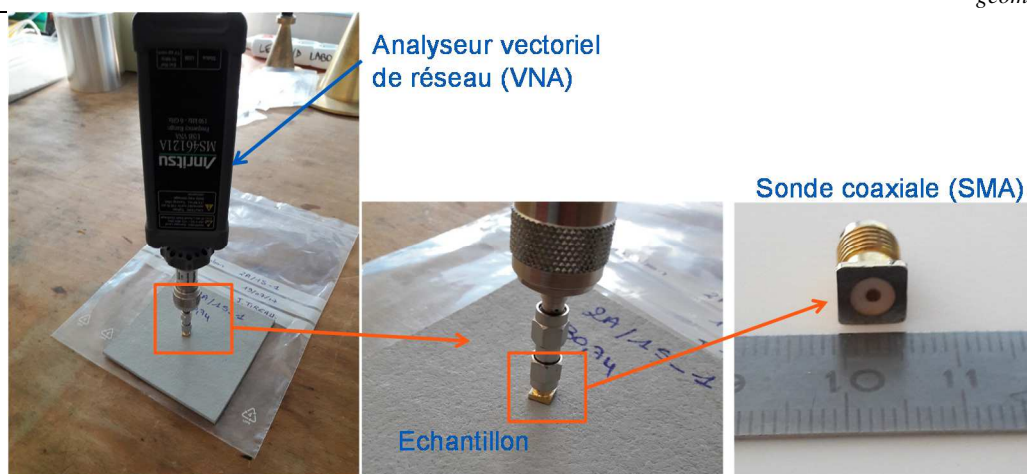


Figure 16: Mise en oeuvre d'une sonde à terminaison coaxiale

Les premiers résultats se sont avérés convaincants (Figure 17), puisqu'une corrélation semble exister entre la permittivité diélectrique et le taux de plastifiants. La permittivité diélectrique, qui est une mesure macroscopique (à l'échelle de la géomembrane), est sensible aux propriétés microscopiques des matériaux constituant l'échantillon.

Des essais complémentaires en 2018 permettront de conforter ces premiers résultats et, le cas échéant, l'identification d'une droite de calibration entre les permittivités et la teneur en plastifiants des géomembranes.

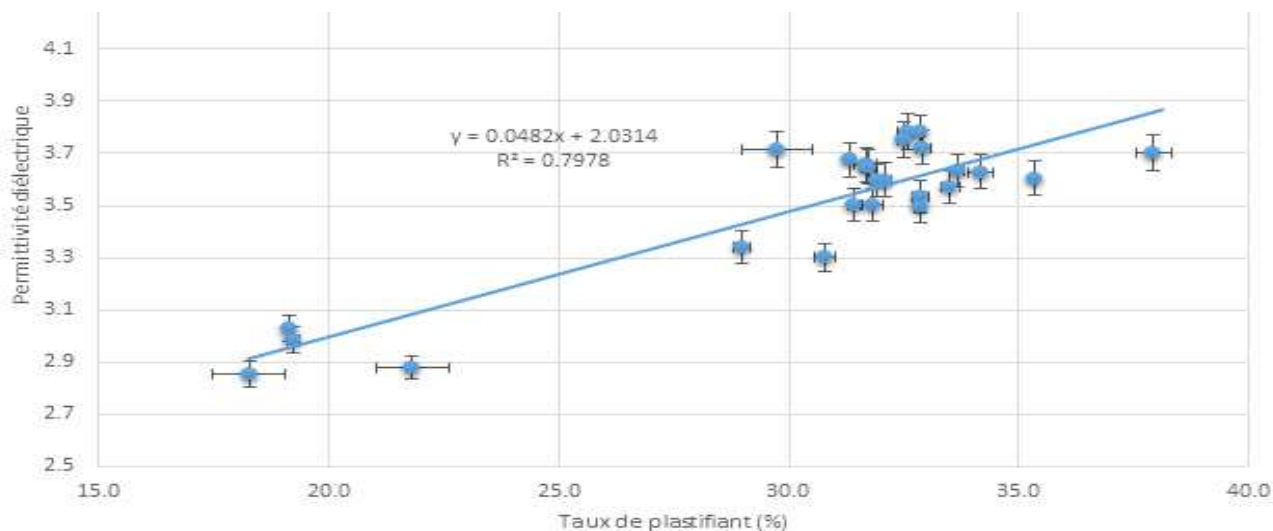


Figure 17 : Corrélation entre permittivité et teneur en plastifiants

5. CONCLUSION SUR LE SUIVI DU VIEILLISSEMENT DES GEOMEMBRANES PVC-P

Indicateur de vieillissement des géomembranes PVC-P

L'étude sur la géomembrane du Chambon a confirmé l'intérêt de mesurer la teneur en plastifiants pour suivre l'état des géomembranes PVC-P. Les principales propriétés : allongement à la rupture, température de transition vitreuse, possibilité d'effectuer des réparations, sont directement liées et corrélées à ce paramètre. La teneur en plastifiants diminue avec le temps, avec une cinétique qui dépend de la qualité initiale du produit (épaisseur et composition chimique) et des conditions de site (exposition aux UV, à l'eau et température).

Une méthode non destructive semble prometteuse pour suivre ce paramètre : les mesures capacitives. Les premiers résultats montrent un lien avec la mesure de la permittivité. Des développements seront effectués en 2018 pour confirmer la possibilité d'utiliser cette technique et calibrer son utilisation.

Réflexions sur les critères de fin de vie

Il serait trop présomptueux de définir un critère de fin de vie unique applicable à toutes les utilisations des géomembranes PVC-P pour les ouvrages hydrauliques. Les conséquences d'une rupture d'une géomembrane d'étanchéité sont très différentes d'un ouvrage à l'autre. Dans certains cas, la rupture de l'étanchéité conduirait à des problématiques de sûreté ou économiques. Pour limiter ces risques, il conviendrait alors de remplacer la géomembrane avant que sa probabilité de défaillance ne soit trop importante. En revanche pour d'autres cas, une

rupture de l'étanchéité n'aurait pas (ou peu) d'impact, et il pourrait être acceptable d'aller jusqu'à la rupture, voire de vivre avec.

Le critère de fin de vie d'une géomembrane doit par conséquent être adapté aux enjeux de chaque ouvrage, à l'origine du besoin de la géomembrane et à ses conditions de site. Les paramètres suivants peuvent être utilisés pour élaborer le critère :

- ✓ température de transition vitreuse T_g , qui devrait rester inférieure à la température minimale du site,
- ✓ possibilité d'effectuer des réparations par soudure,
- ✓ allongement à la rupture minimal (par exemple 50 ou 100 %).

Ces paramètres sont tous corrélés au taux de plastifiants, donc il pourrait être défini un taux minimal de plastifiants en dessous duquel un ou plusieurs paramètres n'est (ne sont) pas vérifié(s).

Réflexions et bonnes pratiques pour les futures réalisations

Afin de viser une durabilité maximale et un meilleur suivi des applications de géomembranes PVC-P, les pistes suivantes peuvent être utilisées pour les futures réalisations :

- ✓ La durée de vie d'une géomembrane PVC-P dépend directement de son épaisseur initiale. Plus la géomembrane sera épaisse, plus la perte de plastifiants sera lente à cœur, l'effet de réservoir important, et plus les propriétés de la géomembrane seront conservées ainsi que la possibilité de faire des réparations de qualité. Une géomembrane de 2 mm d'épaisseur exposée aux UV risque d'avoir une durée de vie d'une vingtaine d'année à peine. 2,5 mm semble être un minimum pour garantir une durée de vie supérieure. 3 mm est maintenant le nouveau standard utilisé par CARPI, même si cette entreprise a déjà mis en œuvre des géomembranes jusqu'à 4 mm.
- ✓ La composition chimique (plastifiants, stabilisants, ...) du PVC-P est également primordiale pour sa durabilité. En particulier, pour être stables dans la durée, les plastifiants doivent avoir un poids moléculaire minimum. Toutes les formules de PVC-P ne se valent pas. Les utilisations exposées sur les barrages, où la durée de vie demandée est souvent de plusieurs décennies, sont les formulations haut de gamme des producteurs de PVC-P, et ne représentent qu'une toute petite partie de la production. Il n'est parfois pas économiquement possible de produire ces produits pour de petites séries. Ces produits sont bien plus techniques et coûteux que ceux couramment utilisés pour les petits bassins de rétention d'eau, les piscines, où la durée de vie visée est plutôt proche de la dizaine d'année.
- ✓ Mettre en place des témoins de vieillissement sur la géomembrane, sur plusieurs zones correspondant à plusieurs expositions. Les témoins de vieillissement sont simples et peu coûteux à mettre en place : il s'agit d'un morceau de géomembrane PVC-P, de taille d'au moins 50 cm x 50 cm, soudé directement sur la géomembrane exposée en place, avec un géotextile entre les deux. Ces témoins permettent de prélever plus tard sans la percer des échantillons représentatifs de l'état de la géomembrane, et donc sans avoir besoin d'effectuer une réparation qui deviendra de plus en plus difficile à réaliser avec le temps. Cette approche est à présent suivie sur plusieurs barrages depuis 2014.
- ✓ Conserver un échantillon de géomembrane initiale sur site à l'abri. Cet échantillon pourra servir d'étalon pour les essais futurs. Il est recommandé de procéder à des essais de la géomembrane au moment de l'installation pour disposer d'un état de référence fiable et être assuré que la composition chimique correspond bien à la qualité future attendue en terme de durabilité.

EFFICACITÉ ET DURABILITÉ DES ÉCRANS ÉTANCHES « SOIL MIXING » DANS LES DIGUES

Efficiency and Durability of deep soil mixing cut-off walls in levees

Sébastien Patouillard¹, Fabrice Mathieu², Lucile Saussaye³

¹ Dreal Centre-Val de Loire, Orléans : sebastien.patouillard@developpement-durable.gouv.fr

² Soletanche Bachy, RUEIL-MALMAISON : fabrice.mathieu@soletanche-bachy.com

³ Cerema, Blois : lucile.saussaye@cerema.fr

MOTS CLÉS

Digues, écrans étanches, étanchéité, érosion interne, soil mixing, chaux, ciment

RÉSUMÉ

EFFICACITÉ ET DURABILITÉ DES ÉCRANS ÉTANCHES « SOIL MIXING » DANS LES DIGUES

En 2012, la DREAL Centre-Val de Loire a testé deux techniques de mélange en place par tranchée de sol mixé (deep soil mixing) dans le cadre de chantiers expérimentaux. Elles ont été mises en œuvre par l'entreprise Solétanche Bachy à l'aide d'un porteur équipé d'une lame rotative, dite « trancheuse-malaxeuse ». Ces techniques ont été utilisées sur plusieurs chantiers en France et en Europe. Pour autant, il peut être encore prématuré d'affirmer qu'elles s'adaptent à tout type de sols, notamment compte tenu du faible recul sur le vieillissement des ouvrages qui ne permet pas de garantir de façon certaine les caractéristiques d'étanchéité recherchées dans la restauration des digues (pérennité à plus de 50ans).

C'est pourquoi un protocole de suivi des écrans sur le long terme a été mis en place ainsi que des prescriptions de mise en œuvre et de contrôle. A la suite des chantiers expérimentaux, la DREAL Centre-Val de Loire a conçu des projets d'écrans étanches par tranchée de sol mixé pour des linéaires de plusieurs kilomètres de digue comme dans les levées de Tours (tronçon de 10 km) et d'Orléans (7 km sur plusieurs tronçons).

Des défauts de prise localisés pour la levée d'Orléans, notamment dus à la présence de matière organique, ont conduit à tester plusieurs formulations chaux/ciment. Un essai « grandeur réelle » a été réalisé pour valider la mise en œuvre de la formulation la plus compatible avec le projet et tester la procédure de contrôle (perméabilité et résistance).

L'objet de cet article est de présenter ces techniques qui ouvrent de nouvelles perspectives en fonction des sols rencontrés pour restaurer l'étanchéité de digues anciennes en terre, de partager le retour d'expérience sur leur mise en œuvre et leur pérennité, ainsi que le résultat de l'étude comparative des mélanges de liants chaux/ciment.

ABSTRACT

EFFICIENCY AND DURABILITY OF DEEP SOIL MIXING CUT-OFF WALLS IN LEVEES

In 2012, DREAL Centre-Val de Loire tested two deep mixing techniques for the construction of cut-off walls in levees. Both techniques were implemented by Soletanche Bachy with a dedicated trench-cutting equipment. The company formerly built these types of cut-walls on several sites in France and in Europe. Nevertheless, compatibility with all types of soils still needs to be assessed, particularly in terms of durability of the levee water tightness for an expected lifetime over 50 years. For this reason, a scientific protocol was up to check the cut-off wall efficiency on a long term period. After preliminary trials on site, larger levees works have been carried out in Tours (10km) and Orléans (7 km) areas. On part of Orléans levees, mix hardening issues appeared locally, linked to presence of organic soils. Several lime-cement formulations were experimented in laboratory. The best soil-fitted formulation was tested in lab and applied on site in real scale. This paper is intended to present the deep mixing solution used for remediation of levees, share the lessons learned about implementation and durability of the cut-off wall, and present some results on the use of lime/cement blends.

KEY WORDS

Levees, cut-off walls, tightness, erosion, soil mixing, lime, cement

Sur certaines levées de la Loire, les techniques classiques d'écran étanche en corps de digue (rideau de palplanches, voile bentonite-ciment) s'avèrent difficiles à mettre en œuvre en milieu fortement urbanisé compte tenu des contraintes de travaux (emprises, nuisances de voisinage, entrave à la circulation ou à l'activité économique et durée de chantier). La DREAL Centre – Val de Loire a initié en 2012 une réflexion sur les différentes techniques de réalisation d'écrans étanches dans les digues sèches en terre par traitement des sols (de la levée et de sa fondation) pour mieux répondre aux besoins de renforcement des ouvrages sur des longs linéaires et en milieu fortement urbanisé [1]. Plusieurs techniques permettant le mélange du sol en place avec un liant hydraulique ont été étudiées et comparées : tranchée de sol mixé par voie humide ou par voie sèche, colonnes sécantes, panneaux sécants et par jet haute pression (*jet grouting* ou équivalent). L'étude comparative [2] a porté sur les critères de performance (étanchéité, caractérisation de l'interface avec les matériaux en place, résistance mécanique et pérennité), les critères de nuisance lors de la mise en œuvre (bruit, vibration, emprises et durées de chantier), le rendement ainsi que sur le coût. Le procédé de tranchée de sol mixé est ressorti comme le plus adapté aux besoins de renforcement sur des grands linéaires de digues de Loire. A la suite de cette approche, plusieurs chantiers avec ce procédé ont été menés sur les levées de Loire accompagnés d'un suivi spécifique pour améliorer leur mise en œuvre et analyser leur pérennité. A la suite de cette approche, plusieurs chantiers ont été menés sur les levées de Loire, accompagnés d'un suivi spécifique pour améliorer leur mise en œuvre et analyser leur pérennité. L'objet du présent article est de partager avec la communauté scientifique ce retour d'expérience.

1. PRÉSENTATION DE LA TECHNIQUE ET PREMIERS RETOURS D'EXPÉRIENCE

1.2 La technique « deep soil mixing »

Le deep soil mixing est une technique consistant à mélanger le sol en place avec un liant hydraulique afin d'en améliorer les caractéristiques mécaniques ou hydrauliques. Initialement créé dans les années 1970 au Japon, l'utilisation du deep soil mixing s'est progressivement disséminée en Europe du Nord, puis aux Etats-Unis. Les premières applications du deep soil mixing en Europe de l'Ouest ont été menées par Bachy avec le procédé Colmix® en 1986 et visaient principalement à améliorer le comportement au tassement et la stabilité de talus ferroviaires et routiers. Depuis lors, le domaine d'application du deep soil mixing s'est diversifié sur une vaste gamme de sols. Le principe général du deep soil mixing est resté le même depuis son origine : il consiste à déstructurer le sol en place par des moyens mécaniques, tout en y incorporant un liant hydraulique sous forme pulvérulente ou sous forme d'un liquide (coulis). Le choix du liant ainsi que son dosage (exprimé en kg de liant sec par mètre cube de sol à traiter) est dicté par les caractéristiques mécaniques et/ou hydrauliques à atteindre, et dépend de la nature des sols incorporés au mélange ainsi que leur état hydrique. Le second facteur influençant les caractéristiques du matériau final est un indice de malaxage, que l'on exprime par un nombre sans dimension calculé pour 1 mètre linéaire d'élément de soil mixing. On fait correspondre à ce nombre un coefficient de variation (ratio écart type / valeur moyenne), issu de l'analyse des caractéristiques du sol traité (par exemple sa résistance à la compression uniaxiale, mesurée sur éprouvettes) et traduisant la dispersion des propriétés du matériau obtenu. Un indice de malaxage élevé correspond à un coefficient de variation plus faible et un matériau sol-ciment plus homogène.

Parmi la vaste gamme de procédés de deep soil mixing, le Trenchmix® (Fig.1), apparu dans les années 2000, occupe une place particulière : il fait partie des rares procédés permettant de construire un écran de faible perméabilité dans une tranchée continue, grâce à une machine de type « trancheuse-malaxeuse ». Ce mode de réalisation prend tout son intérêt lors du traitement de grands linéaires, puisque l'on remplace une succession de panneaux ou de colonnes de soil mixing par une unique tranchée de sol malaxé en place.

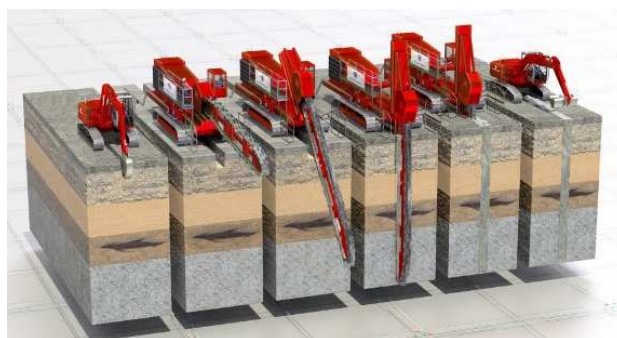


Figure 1 : Séquence de mise en place de la lame de la « trancheuse malaxeuse » avec le procédé Trenchmix®

En outre, le procédé peut être mis en œuvre aussi bien en voie sèche qu'en voie humide, l'incorporation de fluide se fait à basse pression (quelques bars), ce qui évite tout risque de désordre par phénomène de claquage des différentes couches de sol.

1.2 Retour d'expérience sur les écrans « soil mixing » en France et à l'étranger

Le procédé Trenchmix®, décrit dans cet article, a été mis en œuvre depuis 2005 sur divers sites en Europe, pour des projets d'amélioration des sols ou pour la réalisation d'écrans de faible perméabilité. L'expérience acquise au cours de ces projets a permis notamment d'affiner l'approche concernant le type et le dosage en liant en fonction de la stratigraphie d'un site donné et des objectifs à atteindre en termes de résistance et de perméabilité [3]. La réalisation d'écrans en corps de digue a permis d'améliorer certains aspects de la mise en œuvre du procédé, notamment le phasage et l'approvisionnement en fluide sur de grands linéaires. Les contrôles qualité mis en œuvre sur ce type d'ouvrages ont donné l'occasion de mieux appréhender les notions de variabilité du matériau sol ciment, l'évolution de ses caractéristiques de perméabilité ainsi que sa résistance à l'érosion [4]. La notion de durabilité des écrans en place est plus délicate à appréhender, malgré plusieurs réalisations significatives de plus de 10 kilomètres en Pologne et en France sur les digues du Rhin. En effet, les suivis à long ou très long terme du comportement des matériaux et de l'évolution de ses caractéristiques, à l'aide de sondages et de prélèvements, sont quasi-inexistants sur ces ouvrages. On peut néanmoins mentionner qu'à ce jour, aucun défaut majeur n'a été signalé par les divers exploitants.

1.3 Chantiers expérimentaux « deep soil mixing » dans la levée d'Orléans

En 2013, la DREAL Centre-Val de Loire a dirigé des chantiers expérimentaux associant Cerema, Ifsttar, Irstea et le Bureau de Recherches Géologiques et Minières (BRGM) afin d'évaluer la performance de cette technique dans la prévention de l'érosion interne et notamment la pérennité des écrans à moyen et long terme. Les résultats des essais réalisés à 1 an et 2 ans sur ces sites [5] & [6] ont permis de préciser le protocole de suivi des écrans sur le long terme et de proposer des prescriptions (mise en œuvre et nouveaux moyens de contrôle) pour appliquer ces techniques sur de plus grands linéaires. Bien que le critère de perméabilité soit respecté avec une évolution de l'ordre de $k = 1.10^{-9}$ m/s à une profondeur de 3 à 6 m, on note des résultats moins homogènes pour le critère de résistance mécanique. A noter que ce critère est d'avantage utilisé comme un indicateur « agrégatif » de la tenue dans le temps de l'ouvrage (limitation des fissurations ou tassements ultérieurs) que pour la performance mécanique.

Même si ces conclusions sont à nuancer car chaque méthode a été testée sur un site différent avec des spécificités lithologiques, elles ouvrent la voie à plusieurs pistes de réflexion parmi lesquelles la question de la caractérisation de l'hétérogénéité du matériau issu du mélange sol-ciment ainsi que sa durabilité [7].

A la suite des chantiers expérimentaux, la DREAL Centre-Val de Loire a conçu des projets d'écrans étanches par tranchée de sol mixé pour des linéaires de plusieurs kilomètres de digue comme dans les levées de Tours (tronçon de 10 km) et d'Orléans (7 km sur plusieurs tronçons).

2. APPLICATION DANS LA LEVÉE DE TOURS LOIRE AMONT

La levée de Tours Loire amont constitue la première ligne de défense du val de Tours contre les inondations. Cette digue de plus de 10 km qui s'étend entre Montlouis-sur-Loire et l'amont de Tours, protège des enjeux importants : environ 135 000 personnes ainsi que plusieurs infrastructures majeures et industries (dont 4 classées SEVESO). L'étude de dangers des levées de Tours montre que cette digue présente un risque de formation de brèche en cas de crue par érosion interne et préconise de refaire l'étanchéité sur toute sa longueur. Le traitement de l'étanchéité de la digue a été réalisé en 4 phases, entre 2014 et 2018. Chacune de ces phases représente une longueur de digue de 2 à 4 km, majoritairement sous la chaussée de la départementale RD751 dont le trafic quotidien est d'environ 12 000 véhicules (Fig.2).



Figure 2 : Chantier 2017 de renforcement de l'étanchéité dans la levée de Tours Loire amont

2.1 Retour d'expérience pour la levée de Tours (conception, mise en œuvre et contrôle)

Le retour d'expérience montre la nécessité de disposer d'une étude approfondie des sols de la digue et de ses fondations, préalable à la réalisation des travaux, pour adapter la technique et connaître les circulations naturelles de la nappe alluviale dans les couches perméables du sous-sol. Lors d'une étude de formulation en laboratoire, un type de liant hydraulique adapté aux formations lithologiques traversées est sélectionné et les dosages en liant sont alors définis. Au cours de la réalisation de l'écran, les paramètres du dosage peuvent être ajustés aux conditions du site, afin, notamment, d'assurer le bon fonctionnement de la trancheuse-malaxeuse. Les paramètres de malaxage sont enregistrés en continu (mètre par mètre).

2.1.1 Conception

Lors de la conception du traitement, il convient de définir la profondeur de l'écran dans des couches choisies du terrain d'assise afin de ne pas entraver les écoulements de la nappe. Pour la levée de Tours Loire amont, la profondeur de l'écran se situe en moyenne entre 6 et 8m avec un approfondissement à plus de 9m au droit de l'ancienne brèche de Conneuil (Fig.3).

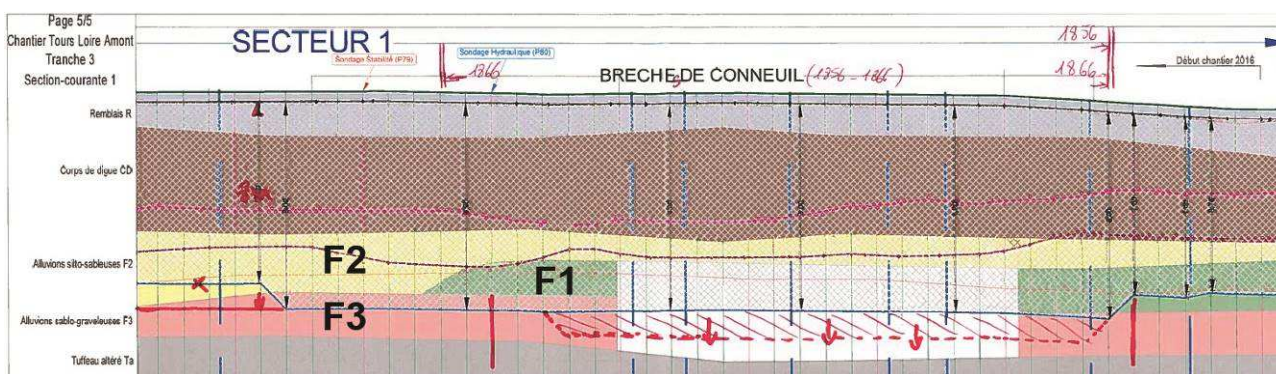


Figure 3 : Extrait de plan d'exécution précisant la profondeur de la base de l'écran du projet de Tours Loire amont

La note de dimensionnement de l'écran précise les hypothèses permettant d'équilibrer deux conditions qui semblent antagonistes : optimiser la diminution du gradient hydraulique et laisser en fondation une couche perméable suffisante pour permettre les circulations de la nappe phréatique entre le lit majeur protégé et le fleuve.

Dans le cas de la digue de Tours Loire amont, le dimensionnement est élaboré en tenant compte des critères suivants :

- la reconstitution de l'étanchéité de la levée sur toute sa hauteur,
- le prolongement de l'étanchéité dans la partie superficielle du sol d'assise de 1,50 à 2,00 m minimum pour réduire l'érosion de contact entre la levée et sa fondation et pour traiter les éventuelles hétérogénéités (conduits racinaires, canalisations abandonnées ou préalablement traitées, anciennes infiltrations...),
- la limitation de la profondeur de l'écran pour ne pas entraver les mouvements naturels de la nappe dans les couches perméables du sous-sol,
- la recherche d'une couverture minimum¹ entre 2 couches de perméabilités très différentes afin d'éviter de concentrer les écoulements au point d'interface,
- l'implantation préférentielle du pied d'écran dans la couche la moins perméable possible (Fig.3), en l'occurrence de préférence F1 (argile silteuse à silt sableux - $k = 1,4 \cdot 10^{-7}$ m/s) ou F2 (sable à sable silteux - $k = 1 \cdot 10^{-5}$ m/s) plutôt que dans F3 (couche sablo-graveleuse - $k = 1 \cdot 10^{-3}$ m/s) qui facilite les écoulements de la nappe,
- la vérification au niveau du pied de digue côté val des gradients hydrauliques, faite sur plusieurs profils en travers par modélisation numérique du réseau d'écoulement (Fig.4).

¹ 1,00 m en pratique sur la Loire compte tenu des imprécisions des couches géologiques et des engins de travaux
page 238

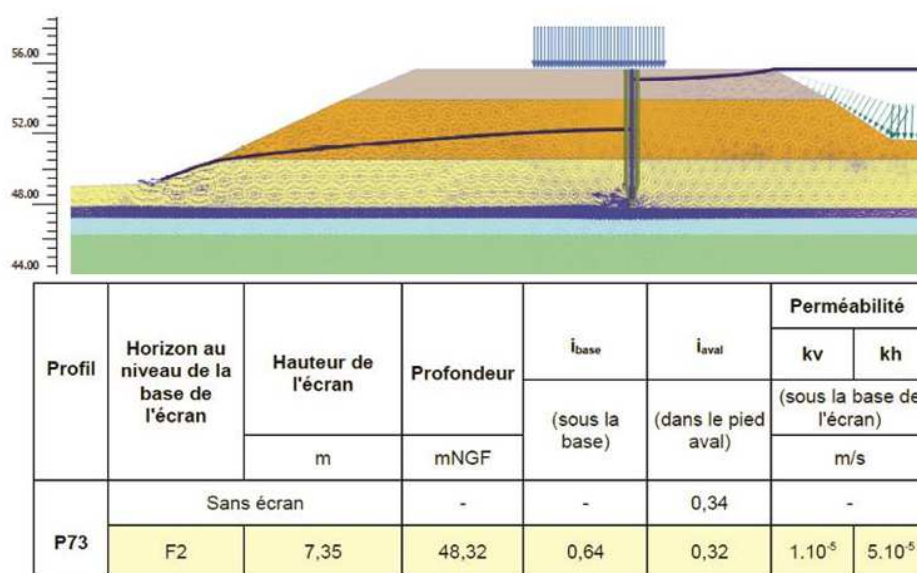


Figure 4 : Exemple de vérification des gradients par calculs PLAXIS sur un profil de la levée de Tours Loire amont

2.1.2 Formulation

Pour chaque tronçon, la formulation du mélange est d'abord approchée par calcul, en s'appuyant sur le contenu du rapport d'investigations géotechniques d'une part, et de l'expérience acquise sur d'autres sites dans des terrains similaires d'autre part. Cette modélisation tient compte de la nature et de l'état hydrique de chaque couche de sol, et reproduit l'action de l'outillage, qui découpe et mélange toutes les couches de terrain sur une même verticale. Enfin, en fonction de la nature et de la quantité de matériaux incorporés au mélange, il est déterminé un rapport massique ciment/eau permettant d'estimer par le calcul les caractéristiques du mélange final. L'application de cette approche aux deux premiers tronçons de l'ouvrage a permis d'estimer le dosage en ciment nécessaire à 165 kg de CEM III/C 32,5 LH SR par mètre cube de sol. En 2015, la formulation du mélange a fait l'objet d'une vérification en laboratoire à partir de 3 prélèvements de sol en place réalisés sur le tracé de l'écran. Pour la troisième phase de travaux, la formulation du mélange a été revue en fonction de la lithologie du tronçon de digue, notamment au niveau de la brèche de Conneuil pour laquelle le dosage en ciment a été augmenté jusqu'à 180 kg/m³.

2.1.3 Mise en œuvre

L'expérience des premiers travaux a conduit à mettre en place un laboratoire de chantier pour systématiser les contrôles de la qualité de l'écran (tous les 100 ou 200m) pendant l'exécution des travaux. Les conditions spécifiques du site de la Levée de Tours Loire amont, notamment la présence d'une route en crête de digue ont conduit à renforcer la propreté du site pendant l'exécution. L'objectif principal était de permettre à la fois d'assurer la circulation des engins et des riverains le long du chantier dans de bonnes conditions de sécurité pendant les travaux d'une part et d'autre part, de permettre la réouverture de chaque tronçon traité à la circulation routière le plus rapidement possible. Face à ce besoin, les équipes chantier ont développé un savoir-faire particulier, visant notamment à minimiser les projections de matériaux sur l'enrobé routier en dehors de la zone de travail et à améliorer les conditions de nettoyage de la lame de malaxage à chaque fin de poste.

2.1.4 Contrôle

Afin de s'assurer de la qualité du matériau sol-ciment mis en œuvre, des modalités de contrôle ont été définies. Les critères de performance hydraulique et mécanique fixés pour définir cette qualité sont une perméabilité à 28 jours $k_{28} \leq 1.10^{-8}$ m/s et une résistance à la compression uniaxiale $R_{c28} \geq 1,5$ MPa. La première phase de chantier - St-Pierre-des-Corps en 2014 - a démarré par la réalisation d'une planche d'essais afin de caler les paramètres de contrôle : terrassement de la prétranchée et procédure d'épandage du ciment, enregistrement machine temps réel (vitesse d'avancement, vitesse de malaxage, profondeur de lame, volume d'eau injecté), prélèvements pour vérifier la densité in situ du mélange sol-ciment, sa consistance (essai d'affaissement au cône d'Abrams), sa portance en surface (essai de portance à la dynaplaque), sa prise et son durcissement (essais de R_c) dès 7 jours puis à 14 et 28 jours, sa perméabilité k à 28 jours. Sur la section courante, l'écran était divisé en 5 secteurs. Un contrôle de la performance hydraulique et mécanique du mélange a été effectué sur chacun d'eux. Le contrôle intérieur consistait

alors à vérifier, à une profondeur donnée (0 ou 4 m) pour un profil donné, les R_c à 7 et 28 jours, R_{c7} et R_{c28} , ainsi que la perméabilité à 28 jours, k_{28} . Le contrôle extérieur, afin de réaliser des essais contradictoires à ceux du contrôle intérieur et d'avoir une meilleure connaissance du comportement du matériau sol-ciment, a mesuré R_{c7} , R_{c28} et k_{28} , R_{c90} et k_{90} sur le prélèvement de matériau sol-ciment de la planche d'essais et R_{c28} , k_{28} , k_{90} voire k_{180} sur chaque secteur.

Pour la troisième phase de chantier - Montlouis-sur-Loire en 2017 - la formulation du matériau sol-ciment a été définie par l'expérience des phases de travaux précédentes. Un plan de contrôle intérieur renforcé est mis en place, basé sur un rythme plus soutenu de transmission des enregistrements de paramètres machine et de prélèvement. Cela nécessite la présence permanente d'un technicien de laboratoire au cours des travaux. Désormais, les prélèvements sont effectués tous les 100 m, à 2 profondeurs, définies selon la profondeur de l'écran, pour la mesure de R_{c28} aux 2 profondeurs et de k_{28} à la profondeur maximale. Une mesure de densité est effectuée à chaque prélèvement. Les essais en laboratoire sont réalisés sur un prélèvement sur deux, soit tous les 200 m. En cas de doute sur les valeurs obtenues vis-à-vis de l'atteinte des critères de performances fixés, les prélèvements intermédiaires, qualifiés de conservatoires, sont eux aussi testés. Un complément d'essais est ajouté lors du premier prélèvement, au démarrage de la phase, afin de s'assurer rapidement de la validité de la formulation du matériau sol-ciment, avec des essais de R_c et de k à 7 jours.

Le contrôle extérieur réalise des prélèvements contradictoires, selon un protocole de prélèvement commun établi avec le contrôle intérieur, environ une fois par semaine. Il mesure R_{c7} , R_{c28} et R_{c90} aux 2 profondeurs et k_7 , k_{28} et k_{90} à la profondeur maximale. La récupération des éprouvettes conservatoires non testées en fin de chantier lui permet également de réaliser des essais à long terme, à 180 voire 360 jours, afin de s'assurer de la pérennité du matériau sol-ciment.

2.2 Suivi de la pérennité de l'écran

La question de l'homogénéité et de la durabilité d'un écran étanche réalisé par voie sèche ayant été posée, un protocole de suivi a été proposé et mis en œuvre en 2015 sur l'écran de la levée de Tours Loire amont. Il s'appuie sur les sondages et essais géotechniques, in situ et en laboratoire, suivants :

- quelques sondages carottés verticaux descendus jusqu'à la base de l'écran afin de vérifier l'homogénéité visuelle du matériau sol-ciment sur la hauteur de l'écran (Fig.5),
- des sondages destructifs avec enregistrement de paramètres afin de vérifier l'homogénéité mécanique du matériau sol-ciment sur la hauteur de l'écran, des essais d'eau en forage (de type Nasberg) pour vérifier les performances hydrauliques de l'écran,
- ✓ une série d'essais en laboratoire :
 - compacité au pénétromètre de poche afin de vérifier la résistance mécanique et l'homogénéité du matériau sur la hauteur de l'écran,
 - teneurs en eau pour obtenir un profil hydrique sur la hauteur de l'écran,
 - pH pour suivre les réactions d'hydratation du ciment (un pH alcalin, supérieur à 10, atteste du déroulement de réaction d'hydratation du ciment),
 - résistance à la compression et perméabilité sur carottes pour vérifier la pérennité des performances mécanique et hydraulique.

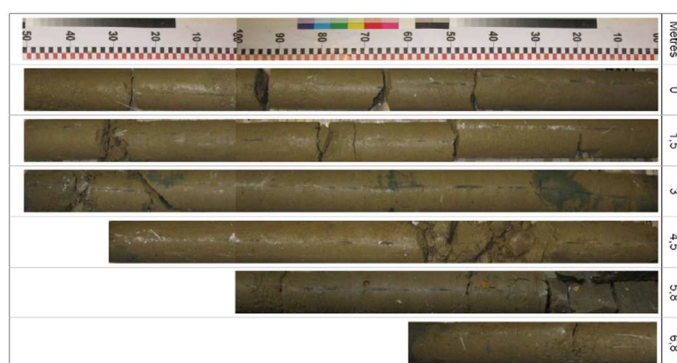


Figure 5 : Exemple de sondage carotté (0 à 7,40 m) dans le cadre du suivi à 2 ans de l'écran réalisé dans la digue à Saint-Pierre-des-Corps (DREAL Centre-Val de Loire / Cerema)

Pour la troisième phase de travaux, une instrumentation a été mise en place pour suivre l'évolution des teneurs en eau et les températures dans l'écran à différentes profondeurs et dans le sol encaissant au cours du temps. Elle a été complétée par la mise en place d'une station météorologique (pluviomètre, thermomètre) et de piézomètres (avec sonde piézométrique) de part et d'autre de l'écran, côté Loire et côté val. Le suivi est programmé sur une durée d'un an.

Le suivi par sondages et essais in situ et en laboratoire a d'ores et déjà soulevé deux points de vigilance. Il s'agit d'abord d'une question de dégradation de l'écran par l'utilisation de méthodes de contrôle destructives, qui implique de forer l'écran puis de le reboucher par un coulis de ciment de manière soignée. Il s'agit ensuite de vérifier la verticalité du sondage et de s'assurer que celui-ci ne sort pas de l'écran pour dévier vers le sol encaissant afin de s'assurer que les mesures in situ et en laboratoire soient bien représentatives du matériau sol-ciment en place.

3. APPLICATION DANS LA LEVÉE D'ORLEANS

La levée du val d'Orléans forme un système de protection contre les inondations de la Loire de près de 43 km, ce qui fait de lui l'un des 3 plus importants du bassin de la Loire en termes d'enjeux. En effet, cette digue, qui s'étend de Guilly à Saint-Pryvé-Saint-Mesmin (d'amont vers l'aval), protège près de 65 000 personnes dans le val inondable. L'étude de dangers de la levée d'Orléans réalisée en 2012 montre que le niveau de sûreté du système d'endiguement est bien inférieur au niveau de protection qu'il semble pouvoir apporter. Depuis 2016, la DREAL Centre-Val de Loire met en œuvre un projet global de fiabilisation pour augmenter ce niveau de sûreté. Celui-ci prévoit la reconstitution de l'étanchéité sur plusieurs secteurs de cette levée totalisant près de 7 km de digues : 3,3 km à Sigloy - 2,3 km à Saint-Denis-en-Val - 850 m à Saint-Pryvé-Saint-Mesmin - 800 m à Guilly (Fig.6).



Figure 6 : Chantier 2017 de renforcement de l'étanchéité dans la levée d'Orléans

3.1 Retour d'expérience pour la levée d'Orléans (conception, mise en œuvre et contrôle)

3.1.1 Conception

Les mêmes principes de conception décrits au §2.1.1 ont été suivis pour la levée d'Orléans. Cependant, l'hétérogénéité des sols rencontrés en phase chantier et notamment la présence de matière organique ont conduit à des défauts localisés de prise nécessitant de conduire une réflexion sur la formulation du liant.

3.1.2 Formulation et étude comparative de plusieurs combinaisons de liants Chaux-ciments

Pour les deux premiers secteurs l'approche a été la même que celle décrite au §2.1.2 et a permis de proposer un dosage en ciment de 160 kg/m³.

Pour le secteur de Sigloy, les premiers essais de formulation ont été menés de manière similaire aux deux premiers tronçons du projet, en explorant des dosages entre 160 et 175 kg de ciment CEMIII/C par mètre cube de sol. Si le critère de perméabilité a été atteint, il n'en a pas été de même pour le critère de résistance à la compression simple, qui se situait bien en deçà des 1,5 MPa à 28 jours. L'Entreprise a lancé une seconde série d'essais, en considérant un dosage en ciment plus élevé. Cela a permis d'augmenter la résistance mécanique des éprouvettes, sans toutefois atteindre les valeurs demandées. Par conséquent, une phase d'essais en laboratoire supplémentaire a été nécessaire, s'appuyant sur une nouvelle série de prélèvements sur site. Après concertation avec le Maître d'Œuvre, il a été proposé de :

- Caractériser plus finement les sols, en reprenant systématiquement des échantillons de terrain tous les 200 m et en effectuant une recherche de teneur en matière organique,
- Réaliser des essais en laboratoire sur ces matériaux, sans changer de procédure, de manière à trouver un dosage en liant permettant de satisfaire à la fois les critères de perméabilité et de résistance à 28 jours.

Plusieurs formulations chaux/ciment ont été testées avec des mélanges de liants prêt-à-l'emploi ou en faisant varier le dosage d'oxyde de calcium (chaux vive CaO) à partir d'un mélange à base de ciment de laitier. A l'issue de ces tests qui ont porté sur la perméabilité et la résistance de sept formulations (à 7, 14 et 28 jours), seules deux formulations se sont avérées compatibles avec les objectifs du projet [8]. Le graphique ci-après (Fig.7) présente les résistances à la compression obtenues en laboratoire lors de ces essais de formulation. Dans ce cas précis, l'utilisation de ciment de laitier seul, même à dosage élevé, ne permet pas d'atteindre la résistance à la compression ciblée. L'incorporation simultanée de chaux vive accroît significativement la résistance à la compression simple. Cet effet est probablement lié aux mécanismes d'hydratation de la chaux : réduction de la teneur en eau, accroissement de la température et forte alcalinité. En revanche, l'utilisation de liants routiers prêts à l'emploi (PAE) est décevante, même si la composition chimique des produits utilisés se rapproche de certaines formulations testées par ailleurs. Ce résultat ne remet pas en cause la qualité des produits testés et pourrait simplement s'expliquer par des conditions d'utilisation différentes de celles pour lesquelles ces liants « prêts à l'emploi » ont été développés. La formulation finalement retenue est composée de 210 kg/m³ de ciment CEMIII/C 32,5 LH SR et 20 kg/m³ de CaO.

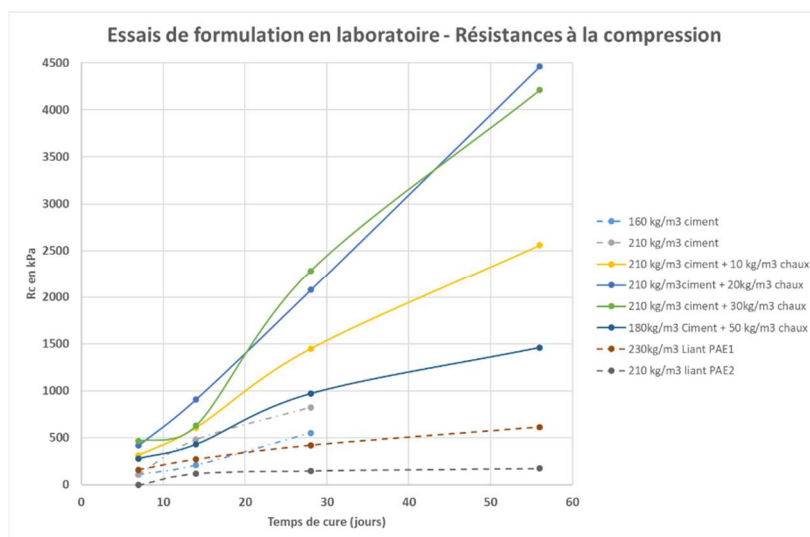


Figure 7 : Etude de formulation – Résistances à la compression obtenues sur des mélanges de sol avec ciment de laitier (traits mixtes), ciments PAE (tirets) et mélanges ciment/chaux vive (traits pleins)

3.1.3 Mise en œuvre

La DREAL Centre-Val de Loire a imposé la réalisation d'un plot d'essai (tronçon d'écran in situ) pour valider la mise en œuvre de la nouvelle formulation et tester les échéances de contrôle en termes de perméabilité et de résistance mécanique. Le principe du laboratoire de chantier a été confirmé avec des contrôles qualité ponctuellement renforcés, en particulier lors de la réalisation de ce test.

3.1.4 Contrôle

Dans le cadre des chantiers expérimentaux de 2013, à Sigloy (voie humide) et à Guilly, au lieu-dit Maison Vieille (voie sèche), les écrans, réalisés sur des sections d'une centaine de mètres linéaires, comportaient une zone de convenance de 25 m et une zone de production. Si l'ensemble des écrans a fait l'objet de contrôles, la zone de convenance était plus spécifiquement dédiée à un suivi des écrans. Les contrôles ont consisté, en complément de l'enregistrement de paramètres machine et de prélèvements de mélange pour des essais de R_c et de k en laboratoire à la réalisation de sondages au pénétromètre dynamique léger, manuels, quasi quotidiens, pour suivre la prise et le durcissement du matériau sol-ciment.

Le plan de contrôle interne et extérieur mis en place sur les chantiers de Guilly et de St-Denis-en-Val, a pris la même forme que celui détaillé précédemment à Montlouis-sur-Loire, en 2017.

Suite à la rencontre d'une problématique de matière organique dans le sol et à l'adoption d'une formulation chaux-ciment inédite, le plan de contrôle a évolué, sur le chantier de Sigloy, en 2017 et 2018, afin d'intégrer, notamment, la validation de la formulation sur une planche d'essais à 7, 28 et 56 jours et la réalisation d'essais complémentaires de R_c et de k à 56 jours en considérant une action de la chaux à long terme.

3.2 SUIVI DE LA PÉRENNITÉ DES ÉCRANS ET PERSPECTIVES

Un programme de suivi est appliqué sur les secteurs des chantiers expérimentaux de 2013. En complément du programme décrit au §1.3, la réalisation de sondages carottés inclinés ont permis d'observer une transition à l'interface entre le sol du corps de digue et l'écran. De plus, chacun de ces deux écrans est suivi par 3 piézomètres implantés sur un même profil en travers, l'un en pied côté Loire, l'un en crête côté Loire, en arrière de l'écran, l'autre en pied côté val. Cela permet de suivre l'évolution de la ligne piézométrique.

Le suivi des écrans par méthodes de contrôles destructives mettant en cause l'intégrité de l'écran lui-même, l'écran expérimental de Sigloy a fait l'objet de tests pour l'utilisation de différentes méthodes de contrôle non destructif, géophysiques, en 2015, en parallèle du suivi géotechnique à 2 ans [9]. Toutefois, il s'est avéré que la tomographie de résistivité électrique appliquée à l'écran, avec sa géométrie particulière, de grande hauteur et de faible épaisseur, encaissé dans le corps de digue, ne permettait pas de suivre l'écran sur toute sa hauteur mais sur 1 à 2 m de profondeur seulement. En effet, au-delà, le signal associé au corps de digue devient prépondérant, masquant les réponses du matériau sol-ciment. D'autres méthodes de contrôle non destructives sont à l'étude, telles que la polarisation provoquée pour le suivi de la prise et du durcissement du matériau sol-ciment à court terme.

Les écrans étanches réalisés par la DREAL Centre-Val de Loire depuis 5 ans suivant cette technique ouvrent des perspectives d'application pour la restauration des digues tout en progressant sur les réponses à apporter aux problématiques soulevées dans l'article sur la pérennité des caractéristiques de perméabilité et de résistance mécanique (longévité prévue à 50 ans ou 100 ans), les paramètres qui contrôlent la durabilité du matériau de mélange de sols, les formulations à recommander suivant les types de sol rencontrés. Dans ce contexte, il est prévu de poursuivre les suivis de ces écrans dans le temps y compris pour ceux réalisés en 2017 et 2018.

RÉFÉRENCES ET CITATIONS

- [1] Patouillard S. Auger N. Maurin J.(2013) - Les renforcements de digues en Loire moyenne, mise en perspective des techniques et expérimentation, *Digues maritimes et fluviales de protection contre les submersions*, 2ème colloque national – Digues
- [2] DREAL Centre-Val de Loire / DETL (2015) - Renforcement de corps de digue par mélange en place, *GT travaux sur les levées de Loire, version provisoire*
- [3] Mathieu F. et al.(2012). Dyke rehabilitation with a trencher : Recent applications in Europe. 4th International Conference on Grouting, Deep Foundation Institute, New Orleans, USA.
- [4] Fry JJ, Beguin R., Picault C., Mathieu F., Esnault A., Mosser JF.(2015). Analyse et traitement de l'érosion interne. Procédés classiques et Nouveaux. 26th ICOLD World Congress, Stavanger, Norway.
- [5] & [6] Le Kouby A. Saussaye L. Szymkiewicz F. Fargier Y. Chevalier C. Fanelli S.(2015&2017) - Renforcement des digues par la technique du deep soil mixing. Synthèse des résultats d'essais des chantiers innovants du Val d'Orléans
- [7] Poulain D. Tourment R. Patouillard S. Saussaye L. Le Kouby A.(2018) – Techniques de renforcement des digues - §3 pp 6-11 – 26th ICOLD World Congress, Vienna
- [8] Soletanche Bachy (2018) – *Confortement des levées de la Loire – Secteurs Guilly – Sigloy – Saint Denis en Val – Note de formulation*
- [9] Fargier et al (2016) – renforcement des digues de Loire par la méthode du deep soil mixing : contrôle par techniques géophysiques - JNGG 2016, Nancy

TRAVAUX D'INJECTION DES FISSURES DU BARRAGE DE BIMONT

Cracks grouting in Bimont dam

Romain GIUNTI

Demathieu Bard Construction
220 Rue Pierre Simon Laplace 13856 Aix en Pce
Romain.GIUNTI@demathieu-bard.fr

Katia LALICHE

Société du Canal de Provence
Le Tholonet - CS 70064, 13182 Aix-en-Provence
Cedex 5
katia.laliche@canal-de-provence.com

Christine NORET

Tractebel Engineering
5, rue du 19 mars 1962
92622 Gennevilliers CEDEX
christine.noret@tractebel.engie.com

Loïc SABAU

HYP-ARC SAS
285 rue Rustin
74160 Archamps
bureau@hyp-arc.com

MOTS CLÉS

Travaux d'injection, fissures structurelles, réaction sulfatique interne, gonflement, surveillance topographique automatique.

RÉSUMÉ

Le barrage de Bimont est un barrage voûte à double courbure de 87 m de hauteur. Il comprend côté rive droite 4 zones affectées par une réaction sulfatique interne à l'origine d'un gonflement du béton qui a provoqué le développement d'un réseau de fissures ainsi qu'une ouverture des joints de construction. Les conséquences de ce phénomène sont une modification de l'état de contraintes et une perte du monolithisme de l'ouvrage. Le gonflement étant aujourd'hui quasiment stabilisé, il a été décidé de rénover le barrage pour restaurer son monolithisme.

Les études ont été conduites en alliant à la fois des reconnaissances par forages et la mise au point d'une modélisation numérique pour évaluer l'étendue et le réseau de fissures internes du barrage.

Le projet de rénovation met en œuvre des techniques classiques d'injection tout en imaginant un renforcement préalable de l'ouvrage visant à éviter son endommagement pendant les travaux. Il en résulte un maillage complexe et dense d'ancrages passifs et de forages d'injection constituant environ 450 points d'intervention sur un ouvrage à géométrie courbe. Les travaux démarrés en 2017 ont été organisés pour faire face à ce défi tout en assurant des conditions de sécurité et de travail optimum pour les équipes sur site.

De tels travaux d'injection jamais réalisés auparavant sur une infrastructure à l'échelle du barrage de Bimont ont été engagés avec prudence et avec la mise en place d'une surveillance automatique de l'ouvrage.

ABSTRACT

The Bimont Dam is a 87 m high double-curvature arch dam. It includes on the right bank side 4 zones affected by an internal sulphatic reaction inducing a swelling of the concrete. This swelling caused the development of a network of cracks and an opening of the construction joints. The consequences of this phenomenon are a modification of the stress state and the loss of monolithism of the structure. The swelling is now almost stabilized; it was thus decided to renovate the dam to restore its monolithic nature.

The studies were conducted by combining both reconnaissance boreholes and the development of a numerical modeling to assess the extent and the network of internal cracks in the dam.

The renovation project uses conventional injection techniques while imagining a prior reinforcement of the structure to prevent damage during the works. This results in a complex and dense mesh of passive anchors and injection drillings constituting about 450 intervention points on a curved geometry structure. The works, started in 2017, were organized to face this challenge while ensuring optimum safety and working conditions for the teams on-site.

Such injection works have never previously achieved on infrastructure such as dam Bimont. They were engaged with caution and with the implementation of an automatic surveillance of the structure.

1. INTRODUCTION

Le barrage de Bimont, situé au pied du massif de la Sainte-Victoire, participe à l'alimentation en eau de la ville de Marseille. Construit de 1947 à 1951 sur un projet ACJB (André Coyne et Jean Bellier), le barrage a été mis en service en 1952, et remis en concession à la Société du Canal de Provence et d'aménagement de la région provençale lors de sa création en 1957. Il s'agit d'un barrage en béton de type voûte à double courbure de 86,50 m de hauteur et dont l'épaisseur varie de 4 m en crête à 17 m en pied. Il délimite un réservoir de 25 hm³ sous la cote de retenue normale d'exploitation 341 m NGF (10 m sous la crête). La retenue est actuellement exploitée 10 m plus bas.



Figure 1 : Barrage de Bimont (Crédit Photo N. PELLETIER SCP)

A l'occasion de l'étude géologique des appuis de l'ouvrage, lancée au lendemain de la catastrophe de Malpasset (fin 1959), des fissures sont découvertes sur la partie basse de la face amont du plot 2, en rive droite.

Dans les années suivantes, un réseau de fissures apparaît progressivement en partie basse des plots de la rive droite, où l'épaisseur de l'ouvrage est de l'ordre de 10 à 20 m. Les fissures se développent suivant des directions horizontales, verticales et également biaisées, dont une fissure très visible sur le parement aval du plot 3, aujourd'hui ouverte de 13 mm. Le développement de la fissuration s'accompagne de mouvements irréversibles de la rive droite du barrage, notamment d'un soulèvement des plots, de leur basculement vers l'amont de la crête et d'un déclavage des joints de construction.

Des investigations sont menées progressivement en parallèle d'un ajustement du dispositif d'auscultation pour apprécier et comprendre le comportement évolutif du barrage. Les études réalisées permettent d'attribuer l'origine de la fissuration à un gonflement des bétons mis en place en rive droite concomitamment dans 4 zones de 4 à 10 m de haut, gonflement résultant d'une réaction sulfatique interne.

Depuis les années 2000, les études s'accordent pour dire que le phénomène de gonflement s'est notablement stabilisé permettant de lancer un projet de rénovation afin de replacer l'ouvrage dans un état de contraintes acceptable et restaurer son monolithisme. Ces travaux, confiés à l'entreprise Demathieu Bard Construction, ont démarré en septembre 2017.

2. LES ETUDES : APPORTS COMBINES DES RECONNAISSANCES ET DE LA MODELISATION NUMERIQUE

Un des objectifs principaux des études de projet était de circonscrire la zone à rénover de l'ouvrage en améliorant la connaissance des fissures internes, pouvant influencer l'équilibre général de l'ouvrage. Une modélisation numérique aux éléments finis et un programme de reconnaissances in-situ furent simultanément lancés.

2.1 Apport de la modélisation

2.1.1 Présentation du modèle

Le modèle représente la voûte et sa fondation proche et reproduit les limites des zones gonflantes. Des joints ont été placés au contact du barrage avec sa fondation ainsi qu'entre les plots rive droite modélisant les joints de construction. Les modules du massif de fondation et du barrage ont été choisis de manière à reproduire les déplacements mesurés du barrage lors des variations de la charge hydrostatique. Ils sont respectivement de 10 et 25 GPa.

Le gonflement a été modélisé à l'aide du module SCAS du logiciel Coyne et Bellier COBEF élaboré à l'origine pour reproduire les effets de l'alcali réaction. La contrainte limite est égale à 5 MPa, et le gonflement libre 90 $\mu\text{m}/\text{m}/\text{an}$. Le gonflement, localisé et très fort, engendre des contraintes de traction qui dépassent (en calcul linéaire) la résistance du béton. En réalité, ces contraintes sont relâchées par l'ouverture des joints de construction ou la création de fissures. La loi NOTEN qui permet de libérer toutes les contraintes de traction dans les éléments volumiques a été utilisée. Cette loi a l'avantage de ne préjuger ni de l'emplacement ni de l'orientation des fissures, mais ne mémorise pas les déformations plastiques, et doit par conséquent être employée avec précautions, en évitant notamment les chargements cycliques.

Du fait du processus non linéaire, le résultat dépend de l'ordre d'application des chargements. Pour reproduire au mieux le comportement actuel de l'ouvrage, les différents chargements ont été introduits dans un ordre respectant la chronologie de construction et d'exploitation du barrage, autant que le permet la nécessaire simplification du calcul.

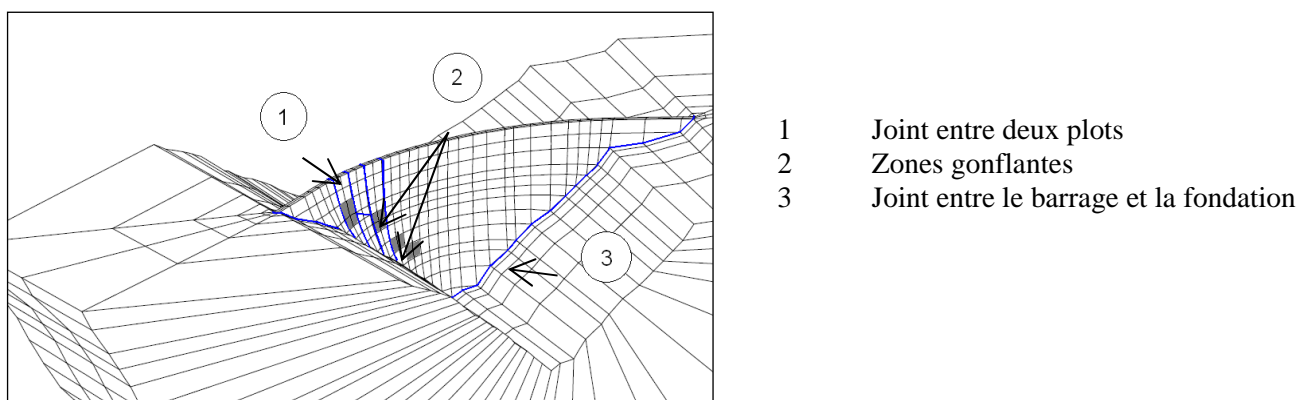
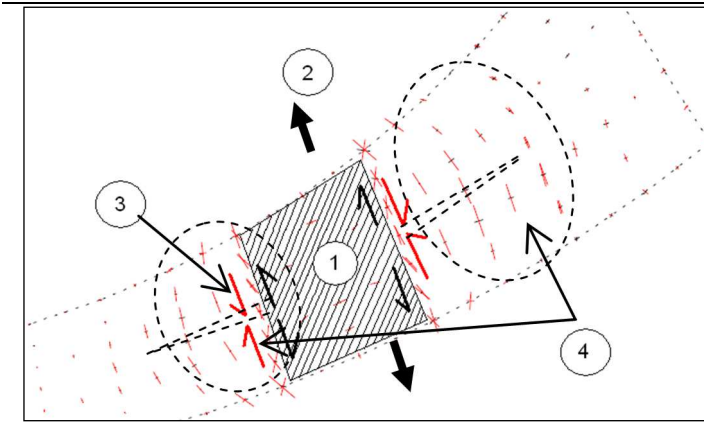


Figure 2 : Maillage du modèle

2.1.2 Présentation des résultats

Le modèle permet non seulement de retrouver les déplacements irréversibles de la structure, mesurés par le dispositif d'auscultation, mais aussi de reproduire les fissures observées sur le barrage permettant ainsi l'analyse des mécanismes de fissuration.

Les fissures traversantes et étendues, qui se développent à la périphérie des zones gonflantes, résultent directement du gonflement de ces zones selon le mécanisme illustré sur la Figure 3. En fragilisant les zones qu'elles affectent, elles sont de nature à perturber la distribution des contraintes, et à mettre en jeu le cas échéant la résistance de l'ouvrage.



- (1) Zone gonflante du P4
- (2) Expansion du plot
- (3) Cisaillement à l'origine des fissures
- (4) Déformations plastiques (≈ fissures dans le plan perpendiculaire)

Figure 3 : Mécanisme de fissuration autour des zones gonflantes

Ce mécanisme de fissuration existe autour de chaque face des zones gonflantes. On retrouve la fissure biaise, inclinée entre les plots 2 et 4, les plans de fissuration amont-aval, l'ouverture des joints verticaux et enfin une fissure interne de feuilletage, parallèle aux parements, inconnue mais suspectée au début des études, telle qu'illustrée par la Figure 4.

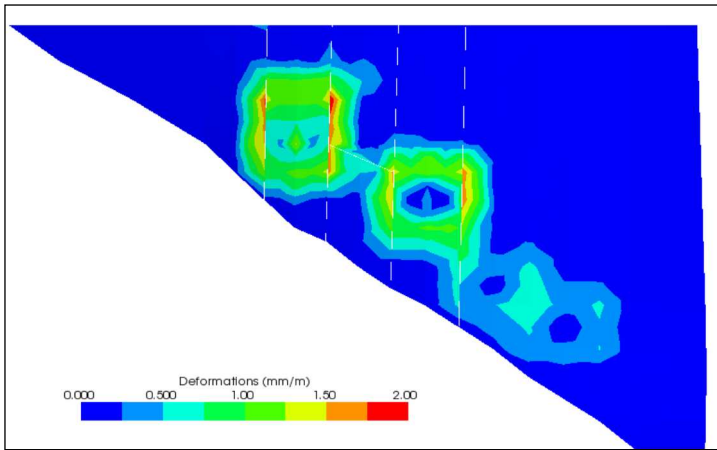


Figure 4 : Vue d'aval développée de la rive droite du barrage - Déformations plastiques révélant la fissure de feuilletage

Le comportement du barrage se trouve complètement modifié par le gonflement. Les contraintes d'arcs ne sont plus gouvernées par la pression hydrostatique mais par la précontrainte interne issue des zones gonflantes. La partie rive droite de l'ouvrage est fortement perturbée : des fissures de grande ampleur sont apparues, s'accompagnant de contraintes élevées (10 MPa) mais localisées principalement sur les parements, conservant ainsi une réserve de résistance dans le cœur de l'ouvrage. La contrainte moyenne dans les plots gonflants reste inférieure à 4 MPa. L'état de l'appui rive gauche se trouve, au contraire, amélioré par le surcroît de poussée vers la rive, ce qui élimine l'ouverture du pied amont mise en évidence par le calcul en l'absence de gonflement.

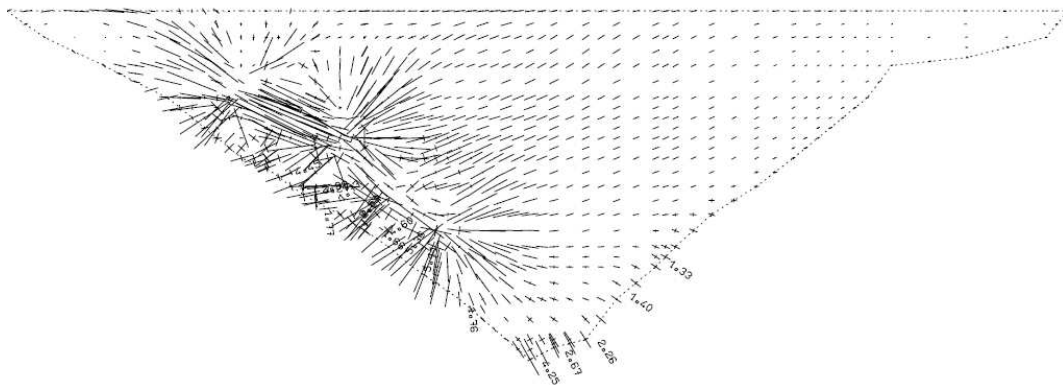


Figure 5 : Contraintes principales en parement aval après gonflement pour une retenue à la cote 329

Une seconde phase de calcul a envisagé la remontée de la retenue à 342,50 m, après que tous les joints et fissures du barrage aient été injectés. On a fait l'hypothèse d'un reclavage et d'une injection parfaite des fissures, permettant une mobilisation complète des zones adjacentes aux plots gonflants. L'effet de ce rechargement reste faible, en comparaison de l'impact du gonflement qui reste prédominant sur celui de la charge hydrostatique. La partie rive gauche de l'ouvrage, non affectée par le gonflement, affiche un comportement sain. En rive droite, l'élévation du niveau d'eau vient augmenter, faiblement, un état de contraintes potentiellement problématique par rapport à la résistance du béton. Or tout défaut dans l'exécution des travaux d'injection aura tendance à concentrer les efforts vers les plots gonflants, déjà fortement sollicités.

2.2 Apport des reconnaissances

Les objectifs des reconnaissances par sondages et imageries de paroi de forage (OPTV) étaient essentiellement d'examiner l'ouverture des joints et des fissures au sein du barrage. Les forages, horizontaux pour la plupart, ont été implantés autour de chaque noyau de gonflement, en tenant compte des résultats du modèle numérique. Le programme des investigations a été adapté à l'avancement. Au total 49 forages ont été réalisés autour des noyaux de gonflement (dont 46 inspectés par caméra).

La fissuration interne de feuilletage est observée dans 28 forages avec des ouvertures pouvant aller jusqu'à 20 mm. Il a ainsi pu être mis en évidence que le réseau de fissures internes s'étend sur les sept plots de rive droite. La superficie totale (incluant les zones gonflantes) est estimée à 2000 m² (environ 20% de la surface). Ces observations sont en cohérence avec les résultats du modèle.

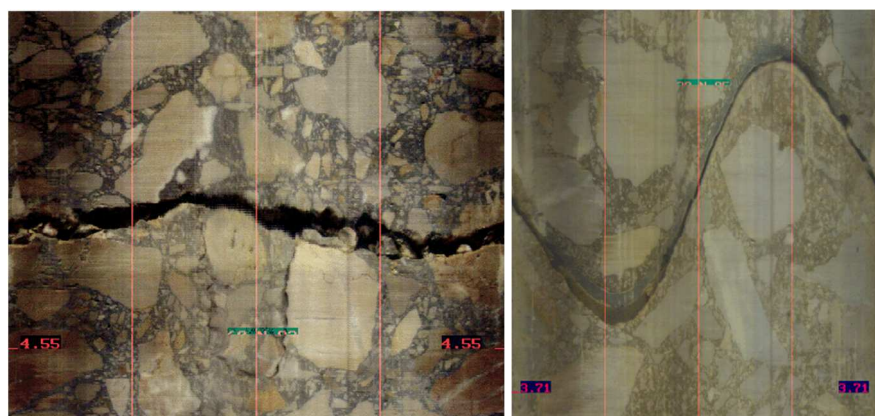


Figure 6 : Exemples de clichés pris par la caméra OPTV dans 2 forages : fissure ouverte et joint déclavé

2.3 Conclusions et définition des travaux

En plus de l'ouverture des joints inter-plots, les études ont donc mis en évidence la présence de trois types de fissures internes qui rayonnent autour des zones gonflantes : des fissures verticales dans le plan amont-aval, des fissures horizontales/biaises et des fissures verticales situées vers la mi-épaisseur de la voûte, parallèles aux parements. Ces dernières sont communément appelées « fissures de feuilletage ».

La combinaison de ces plans de fissures peut potentiellement prédécouper des blocs de béton, instables sous l'effet de la pression hydrostatique ou sous l'effet d'une pression d'injection. La définition des travaux d'injection des fissures internes a donc intégré la nécessité de préalablement renforcer l'ouvrage afin d'éviter la déstabilisation de ces blocs.

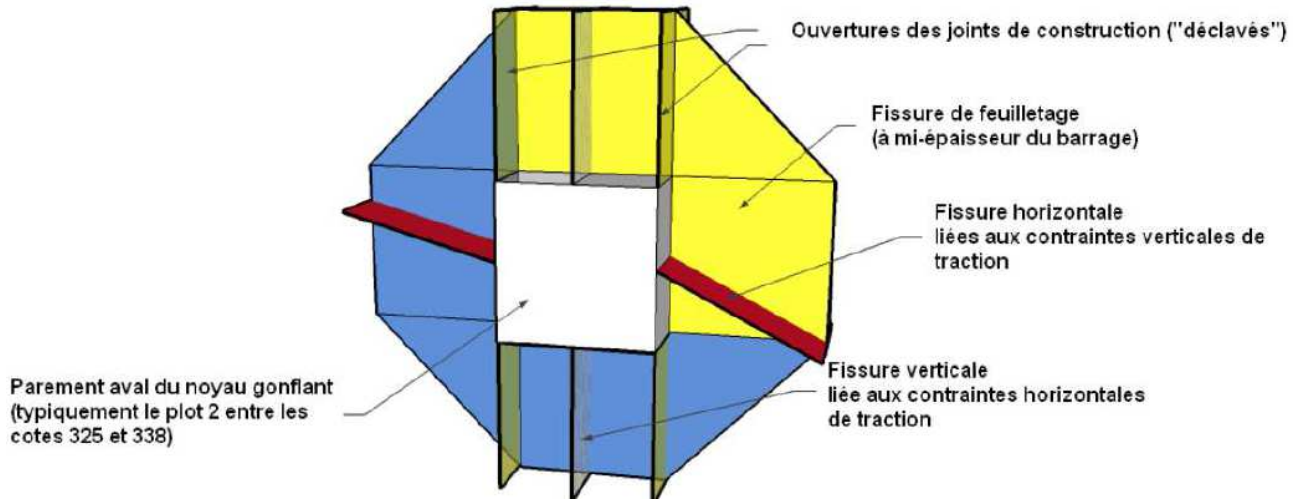


Figure 7 : Schéma des plans de fissuration autour d'une zone gonflante

Les travaux comprennent un réseau dense de forages d'injection permettant une diffusion du coulis depuis la fissure de feuilletage jusque dans les fissures verticales et horizontales qu'elle recoupe. A l'issue des études, ont ainsi été définis :

- 140 ancrages passifs positionnés pour venir renforcer la structure préalablement à l'injection des fissures.
- 260 forages d'injection dont la direction permet de venir recouper la fissure de feuilletage.
- 130 forages venant recouper les joints ouverts afin d'opérer un clavage de la voûte à l'issue des travaux d'injection des fissures.

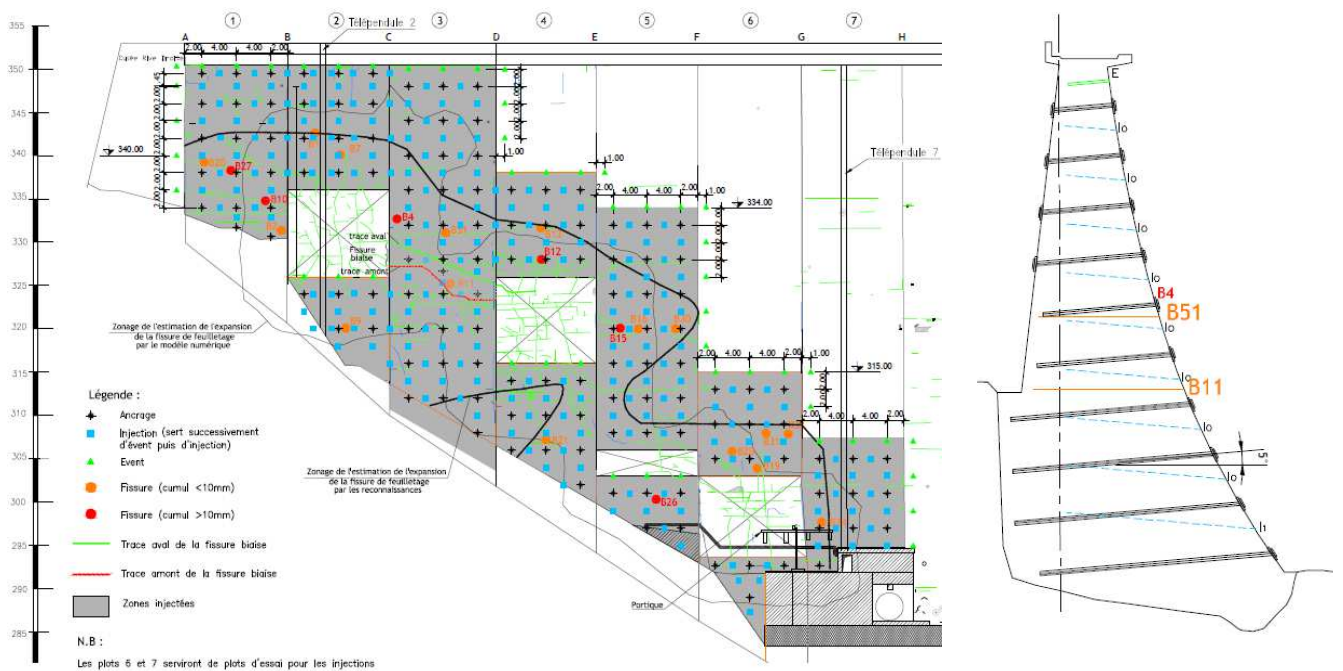


Figure 8 : Implantation des forages d'ancrages en noir et des forages d'injection en bleu

3. LES TRAVAUX D'INJECTION DES FISSURES

3.1 Travaux préparatoires

Afin d'assurer leur parfaite exécution, les travaux ont été abordés sous 2 angles principaux à savoir la complexité géométrique de l'ouvrage (voûte à double courbure) et la maîtrise de la phase d'injection des fissures internes.

Les études pour la réalisation des plans d'exécution se sont appuyées sur un modèle 3D réalisé à partir de la superposition d'un scan 3D et de relevés topographiques précis (**Figure 9**).

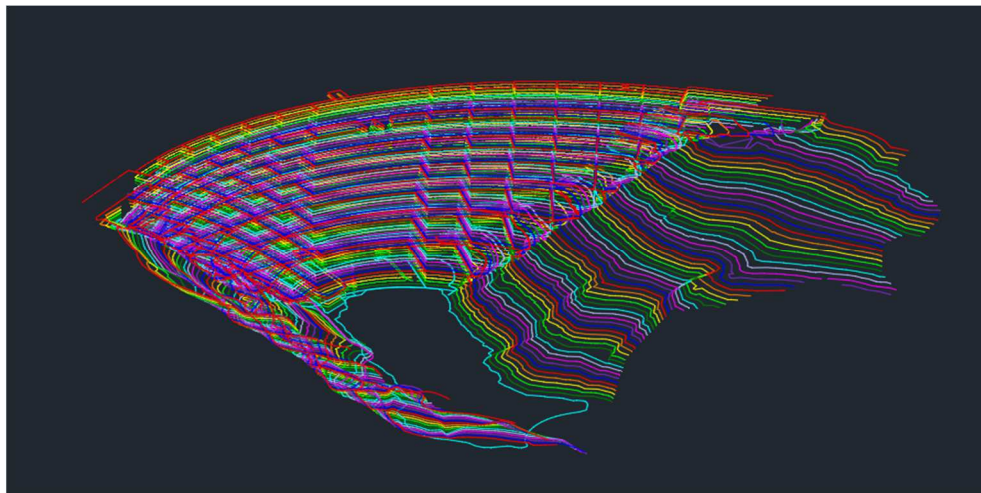


Figure 9 : Modèle 3D du barrage à partir duquel l'ensemble des plans d'exécution a été établi

La conception de moyens d'accès sécurisés, pérennes et permettant une fluidité de déplacement aux équipes de travaux et de maîtrise d'œuvre a été la priorité à traiter lors de la phase de préparation du chantier. Les travaux nécessitent d'intervenir entre 6 et 8 fois par forages ce qui représente plus de 3000 interventions et déplacements sur l'échafaudage. De plus, celui-ci vient en conflit permanent avec les outils de forage, l'ensemble du matériel gruté, et la surveillance automatique mise en place par le Maître d'Ouvrage.



Le parti a donc été pris de réaliser un échafaudage de 2400m², entièrement suspendu au parement aval, permettant d'épouser complètement la géométrie courbe du barrage. Son montage a nécessité 5 mois d'intervention.

Ces accès sont complétés par la mise en œuvre d'une grue à tour permettant d'acheminer à pied d'œuvre, sur toute hauteur le matériel nécessaire.

La gestion des conflits permanents de cet accès avec les outils de forage, l'ensemble du matériel gruté, et la surveillance automatique mise en place par le Maître d'Ouvrage, est un véritable enjeu de ce chantier.

A l'amont, les interventions étant plus réduites, les accès se font à l'aide de nacelles suspendues en crête.

Figure 10 : Vue d'ensemble de la zone de travaux

La complexité des études résulte de la prise en compte de la fissure de « feuilletage » dont la position et la géométrie théorique ne sont pas strictement parallèles au parement aval. La définition du maillage des forages est établie à partir d'une projection à l'intérieur du barrage de ce maillage. De ce fait, chaque forage a une position et une géométrie unique. Le respect de cette géométrie est indispensable compte tenu du fait que le dimensionnement des barres d'ancrage résulte directement de leur répartition tous les 16m².

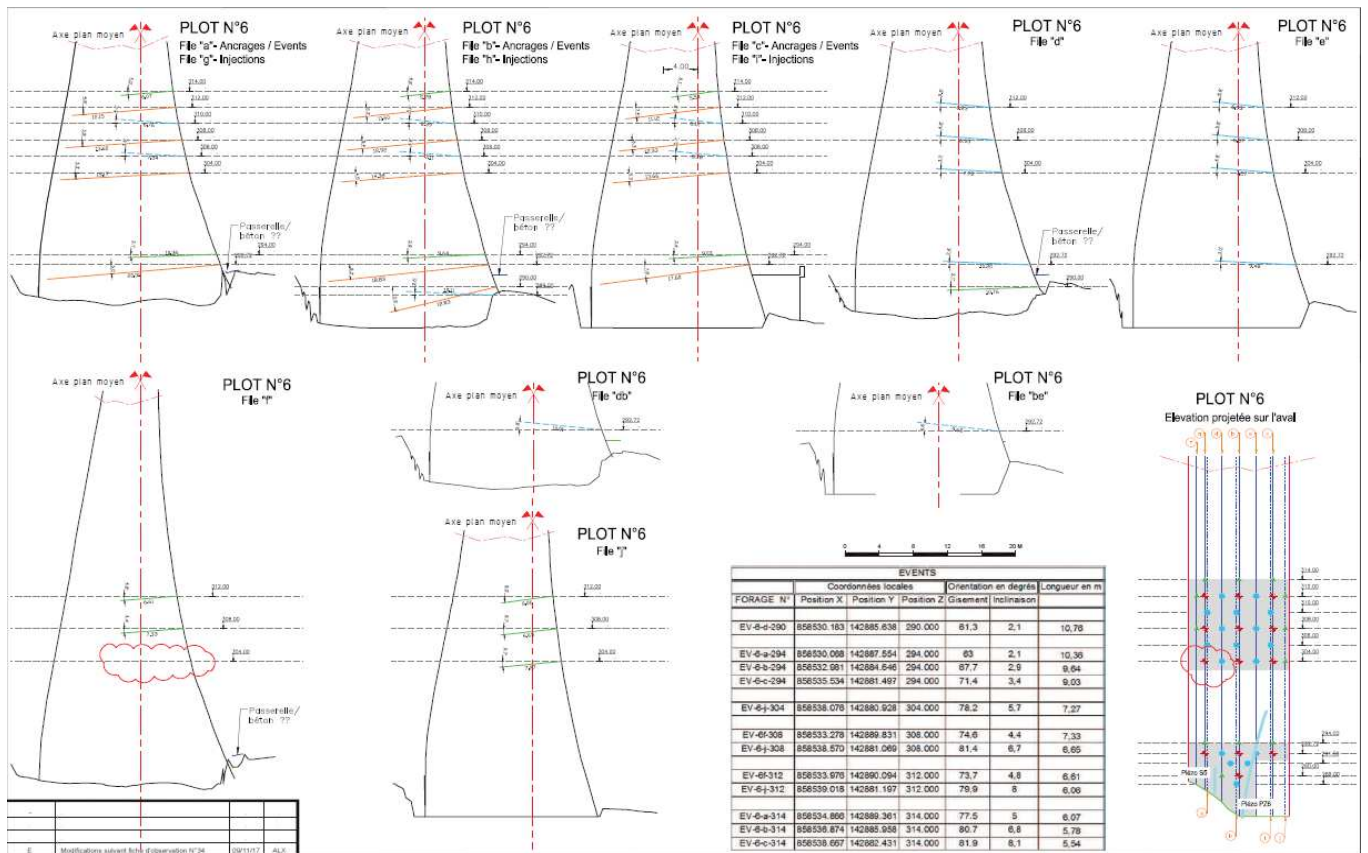


Figure 11 : Extrait des plans d'exécution

3.2 Le coulis d'injection

Liée à la nature des fissures et à la méthode d'injection, la capacité du coulis à pénétrer dans une fissure est un des facteurs déterminants de la réussite des travaux visant à rétablir le monolithisme de l'ouvrage. Considérant le meilleur compromis entre la pénétrabilité et le besoin structurel, la formulation du coulis a été établie en s'appuyant sur une large recherche bibliographique et sur l'expérience de l'entreprise dans ce type de travaux.

Tout d'abord il s'agit de définir la nature des fissures ou le « milieu » à prendre en compte. Celui-ci dépend de leur ouverture ainsi que de leur « propreté ». Les hypothèses ont porté sur une fissure à injecter d'ouverture minimum de 300µm.

La formulation du coulis s'est faite selon les critères du marché relatifs à la fluidité (< 33s essais Marsch) et la stabilité (décantation < 5%). L'utilisation d'un micro ciment a permis d'atteindre ces critères. La formulation définitive tient compte également de l'environnement (T°, humidité, ..) et du mode d'injection (volume par phase, presses..). La formule doit donc être efficace mais surtout très fiable. L'adjuvantation du coulis est principalement composée de haut réducteur d'eau, l'ajout de fumée de silice ou de filler calcaire ne s'avérant pas concluant dans notre cas. Une formule spécifique pour l'hiver a été mise au point en complément.

3.3 Mise en œuvre des travaux

3.3.1 Renforcement préalable à l'injection

Les forages pour la mise en place des ancrages passifs sont réalisés en destructif à l'air.

La longueur des barres varie de 4 à 20m selon leur position sur l'ouvrage. Les barres sont assemblées sur la crête de l'ouvrage avant leur mise en place.

Les barres sont scellées sur toute leur longueur. Le scellement de barres d'ancrage doit à minima s'étendre sur 4 m de part et d'autre de la fissure de feuilletage conformément aux notes de calcul. Le scellement est complété par des platines d'ancrage lorsque l'épaisseur du barrage est trop réduite ou lorsque la fissure est trop proche d'un parement. Le coulis utilisé pour le scellement de ces barres a des caractéristiques spécifiques puisque celui-ci ne doit en aucun cas pénétrer dans les fissures avant l'injection de celles-ci. Il se caractérise donc par une très grande thixotropie et un retrait compensé. Des essais préalables, dans des tubes translucides notamment, ont permis de valider sa formulation.

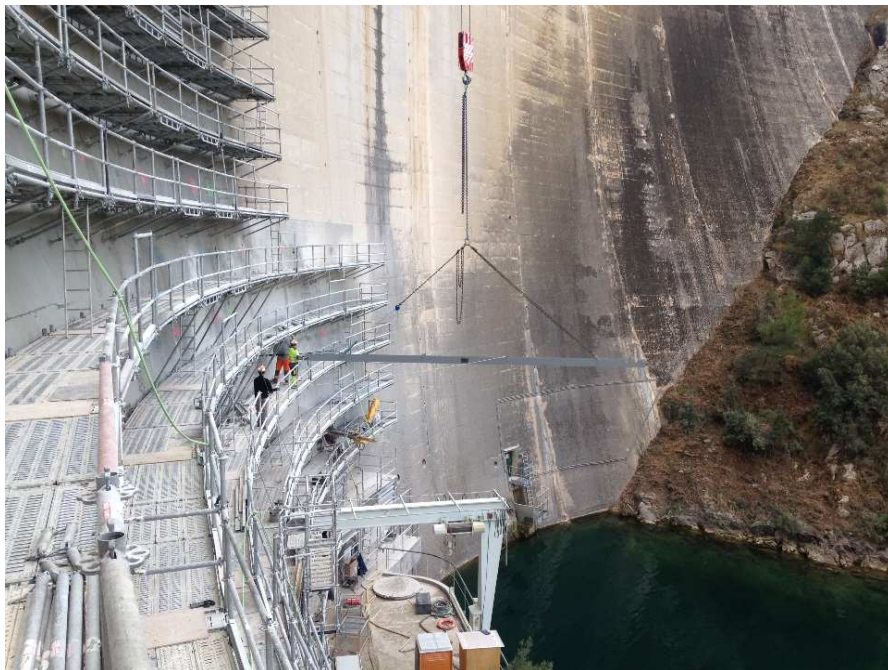


Figure 12 : Mise en place d'une barre d'ancrage au pied du barrage

3.3.2 Inspection du réseau de fissuration à l'avancement

Le réseau des fissures imaginé au stade des études est complété en phase chantier par l'endoscopie de chaque forage d'ancrage. Ces vidéos permettent de compléter la cartographie du réseau par la mise à jour du modèle 3D de l'ouvrage et ainsi d'anticiper les besoins. Si une zone s'avère non fissurée les forages d'injections ne seront pas réalisés par exemple.

3.3.3 Injection au coulis de ciment

La procédure consiste à injecter à 0,6 bars du bas vers le haut par niveaux de 2 m. La résurgence de coulis sur la ligne supérieure constitue un point d'arrêt. Un volume maximum d'injection est également estimé sur la base de l'ouverture et de l'extension des fissures repérées par les endoscopies.

La pression, très faible, combinée à des débits proches de 0 ne peut être maintenue par des presses «conventionnelles» sans pic. L'entreprise a donc proposé de contrôler la pression par un positionnement du bac de reprise à une hauteur correspondante à la pression maximum d'injection et par l'emploi des vannes d'entrée au niveau des points d'injection. Cette méthode visait à éviter tout pic de pression même en cas de défaillances électroniques.

3.4 Réalisation du plot d'essai - Amélioration des travaux

Comme le Dr Ing. Lombardi l'a reconnu, il faut être flexible et prudent sur l'analyse dans le domaine de l'injection. L'étude, même approfondie, ne permet d'obtenir que des approximations. La réalisation d'un plot d'essai s'avère donc tout à fait judicieuse pour la validation des hypothèses et la mise aux points des procédures. Dans le cas de la rénovation du barrage de Bimont, ce plot d'essai était partie intégrante du projet. L'entreprise se doit lors de cette phase d'avoir prévu le maximum de solutions et méthodes applicables dans le but de pouvoir les éprouver si besoin sur une courte période.

Le retour d'expérience in situ a permis d'améliorer la procédure initiale imaginée dans le cadre des études d'exécution. Elle a par exemple été complétée par des essais d'eau colorée à la fluoroscéine permettant d'observer les circulations internes et d'anticiper la diffusion potentielle du coulis. Ces essais présentaient également

l'avantage de favoriser le maintien de la rhéologie du coulis injecté en humidifiant préalablement les épontes des fissures. La question se pose de les réaliser lorsque le réseau de fissures est plus important impliquant un risque de piéger de l'eau préalablement à l'injection du coulis.

Pour optimiser les travaux, la procédure réécrite à l'issue du plot d'essai a :

D'une part, intégré des « coups de pression » d'intensité d'injection limitée en s'inspirant de la méthode GIN.

D'autre part, défini une durée limite d'injection lorsque les débits absorbés sont très faibles (inférieurs à 1 L/min maintenu pendant 15 minutes) et conduisent à des temps d'injection très longs.

A l'occasion du plot d'essai, il a également été essayé de mettre en œuvre un système localisé de dépressurisation visant à accélérer la diffusion du coulis dans le réseau de fissure. Cet essai s'est révélé efficace venant ainsi compléter les options pouvant être employées pour optimiser les travaux.

L'avancement des travaux a permis de mettre en évidence la concordance entre les résultats de la modélisation numérique et les zones fissurées dans le barrage. Dans certaines zones peu fissurées, il a été mis en évidence que les plans de fissures ne sont pas continus et communiquent peu entre eux. L'injection complète de ces zones n'étant pas un objectif principal du projet, ces zones n'ont pas fait l'objet d'une phase d'injection secondaire. Des travaux d'injections secondaires ont par contre été entrepris pour des zones fortement fissurées afin d'assurer un parfait remplissage.

4. SURVEILLANCE DE L'OUVRAGE PENDANT LES TRAVAUX D'INJECTION

De tels travaux d'injection doivent être réalisés sans mettre en péril la stabilité de l'ouvrage. Comme la majorité de travaux d'injection, ils sont mis en œuvre avec de nombreuses incertitudes. Bien que les études aient permis d'identifier de manière globale le réseau de fissures principales, il n'est pas exclu qu'au moment des travaux, des éléments non anticipés soient mis en évidence avec des conséquences plus ou moins maîtrisées. C'est pour cette raison qu'il a été décidé de mettre en œuvre une surveillance automatique continue de l'ouvrage pendant les travaux d'injection, de manière à détecter dans les plus brefs délais tout mouvement de l'ouvrage qualifié d'anormal.

Cette prestation a été confiée par la Maitre d'ouvrage à un cabinet spécialisé en topographie, indépendant de l'entreprise de construction.

4.1 Principe du suivi topographique

Au démarrage des travaux, 114 cibles topographiques ont été installées sur les parements amont et aval du barrage. La majorité des cibles se situent sur la rive droite à rénover. Quelques cibles supplémentaires sur le parement aval en rive gauche permettent une comparaison avec la partie saine de l'ouvrage.

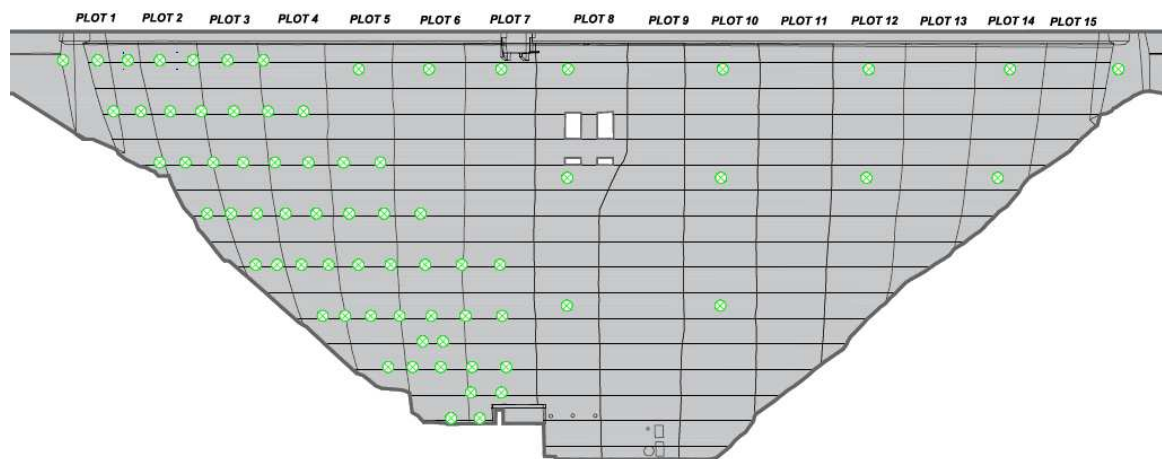


Figure 13 : position des cibles de surveillance sur le parement aval

A noter qu'à l'aval, l'échafaudage étant installé après les cibles, une étude détaillée des plans d'exécution a permis d'anticiper les masques causés par les garde-corps et les planchers : peu de déplacements de cibles ont été nécessaires. A l'amont, l'utilisation d'une nacelle suspendue a nécessité la conception de protections spécifiques afin d'éviter les accrochages sur les cibles.

Le suivi des mouvements XYZ de chaque cible, convertis en mouvements Longitudinaux (direction radiale), Transversaux (direction rive à rive) et Altimétriques (LTZ), permet un suivi relatif de chaque parement. Les

mouvements longitudinaux mesurés sur les cibles de crête peuvent être comparés aux mesures des pendules. La géométrie particulière de l'ouvrage (parements amont-aval non parallèles) est prise en compte pour la conversion de XYZ vers LTZ.

Compte tenu du risque de déstabilisation d'écailles de béton sous l'effet de la pression d'injection, une surveillance spécifique de l'écartement de l'ouvrage dans le sens amont aval a été ajoutée. Cela se traduit sur le plan opérationnel par le calcul de la distance entre deux cibles amont et aval situées sur un même rayon de courbure de la voûte.

En période d'injection, l'échantillon de cibles mesurées se réduit aux deux lignes encadrant la zone de travail. La fréquence de mesures peut ainsi être augmentée (un cycle de mesure tous les ¼ d'heure au lieu d'un cycle toutes les heures en dehors des périodes d'injection) et la surveillance être concentrée au plus près de la zone à risque.

4.2 Travaux préparatoires

La mise en œuvre d'un suivi topographique en temps réel par deux tachéomètres a nécessité la réalisation préliminaire d'une polygonale de haute précision. Cette polygonale a permis la création d'un réseau de points fixes reliant l'aval et l'amont du barrage, condition nécessaire pour réaliser le calcul de l'écartement de l'ouvrage à partir des deux stations. Un soin particulier a été accordé à la configuration du réseau, afin d'éviter les intersections défavorables.

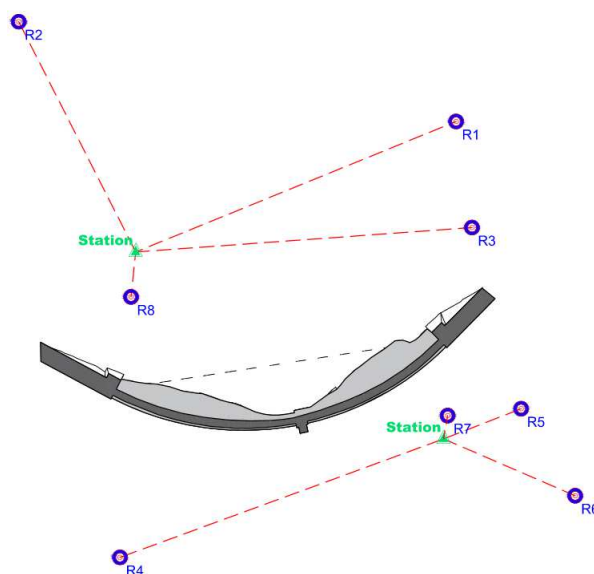


Figure 14: Plan du dispositif de surveillance automatique (stations et cibles de référence)

Les mesures ont été réalisées en centrage forcé, avec deux paires de séquences, et séquences partielles complémentaires le cas échéant. La polygonale est rattachée en planimétrie (XY) aux piliers d'auscultation, et en altimétrie (Z) aux repères du nivellement de crête, par nivellement direct des SPAC40. Le calcul réalisé avec le logiciel LTOP donne des ellipses d'incertitudes 3D comprises entre 0.5mm et 1.0mm, et des fiabilités inférieures à 5mm en planimétrie et inférieures à 3mm en altimétrie.

4.3 Définition de l'état 0 et des seuils d'alerte, précision des mesures

La détermination de l'état 0 a été réalisée début novembre, à l'issue de l'installation du matériel. Suite à cette période d'observation préliminaire, les seuils de préalerte et d'alerte ont été fixés à :

- 7-10 mm pour les variations LTZ, tenant compte des mouvements saisonniers de l'ouvrage.
- 4-8 mm pour l'écartement amont-aval a priori peu dépendant du facteur climatique.

Sur une période de 24h et dans des conditions d'observation normales, l'écart-type des coordonnées des réflecteurs est d'environ 1mm à 100m. A noter que cette valeur est affectée par les mouvements journaliers de l'ouvrage.

5. CONCLUSIONS

Au moment de la fin de l'écriture de cet article, les travaux d'injection ont été réalisés sur la mi-hauteur inférieure du barrage dans un cadre similaire à celui observé dans le plot d'essai, à savoir un réseau de fissures peu connectées entre elles ne permettant pas une pénétration du coulis telle qu'attendue au moment de la réalisation des études.

Dans les semaines à venir, la zone la plus fissurée du barrage va être injectée. Nul doute que l'atteinte de ces zones les plus endommagées amènera d'autres questions et conduira les équipes à constamment réfléchir à adapter la méthode d'injection. Forts des constats sur la partie haute du barrage, il pourra être imaginé de retraiter certaines zones sur lesquelles des questions subsistent.

En ce qui concerne la surveillance en continu de l'ouvrage, l'attention sera redoublée puisque c'est dans ce secteur que l'ouvrage est le plus sensible.

6. REFERENCES

- LMDC Report « Caractérisation du béton du barrage de Bimont », December 2013
- Noret C., Molin X., Carrère A., Casteigts C, Grawitz B. Laliche K., « Combined contributions of investigations and modeling in the analysis of Bimont arch dam behavior », Q95R45, ICOLD Congress, Kyoto, 2012
- Casteigts C., Laliche K., Noret C. Bourgouin T., « Renovation of Bimont arch dam », Q99R50, ICOLD Congress, Stavanger, 2015
- C. NORET, K. LALICHE « Bimont Dam Case – Studies investigation inside the dam body » – June 2017

BARRAGE VOUTE DE LAOUZAS (EDF) – CONFORTEMENT DE LA BUTÉE ROCHEUSE A L'AVAL DES PLOTS CENTRAUX ET REQUALIFICATION DE L'OUVRAGE

Laouzas arch dam (EDF) – Rock abutment strengthening downstream of the central blocks and requalification of the structure.

François MOREL

EDF-CIH, Savoie Technolac, 73 373 LE BOURGET
DU LAC
francois.morel@edf.fr

Emmanuel ROBBE

EDF-CIH, Savoie Technolac, 73 373 LE BOURGET DU
LAC
emmanuel.robbe@edf.fr

Jean-Luc KRUSZYK

EDF-CIH, 4 rue Claude Marie Perroud, 31 100 TOULOUSE
jean-luc.kruszyk@edf.fr

Marc HOONAKKER

BETCGB, 4 rue Marcelin Berthelot, 38 030 GRENOBLE
marc.hoonakker@developpement-durable.gouv.fr

David SABATIER

DREAL OCCITANIE, 1 rue de la Cité Administrative, 31 074 TOULOUSE
david-d.sabatier@developpement-durable.gouv.fr

MOTS CLÉS :

barrage, voûte, tirant, ancrage, confortement, requalification, butée, Laouzas, Montahut, Électricité de France, service de contrôle.

RÉSUMÉ

Cet article a pour objectifs de présenter une synthèse des études et travaux récents (période 2007-2017) conduits, en France, sur le site du barrage de Laouzas (Tarn), exploité par Électricité de France (EDF) et de détailler la requalification de l'ouvrage menée à bien au premier trimestre 2017.

Le barrage voûte en béton à double courbure de Laouzas a un comportement typique des ouvrages en vallée large. Ce comportement est notamment caractérisé par une ouverture au niveau de l'interface voûte/fondation, en pied amont, entraînant la diffusion vers l'aval de pressions interstitielles élevées et la transmission à la fondation rocheuse à l'aval des plots centraux d'efforts dont l'inclinaison par rapport à l'horizontale est faible.

Après une description de l'ouvrage et de son comportement, l'article détaille la solution technique originale de confortement mise en oeuvre, à savoir la conception et la construction d'une structure post-contrainte par des ancrages actifs géotechniques de tension de service élevée, destinée à confiner et à drainer la butée rocheuse à l'aval des plots centraux du barrage. Il décrit le processus de requalification de l'ouvrage suivi en vue d'autoriser le retour du barrage à une exploitation normale. Dans le cadre de ce projet, l'article illustre également la coopération entre les services spécialisés de l'État français et EDF.

ABSTRACT

This paper aims to present a summary of the recent studies and works (2007-2017) undertaken on the site of Laouzas dam (Tarn, France), operated by Électricité de France (EDF) and to describe the dam requalification process carried out during the first quarter of 2017.

This double-curvature concrete arch dam has a specific behavior typical of its type when situated in a wide valley. This behavior is characterized by an opening at the upstream foot of the dam, at the interface between concrete and rock causing high pore pressures to propagate downstream and the transmission to the rock foundation of loads whose angle with respect to the horizontal, is reduced.

After a description of the dam and its behavior, the paper describes an innovative technique to stabilize the dam : the design and construction of a structure post-tensioned by means of ground anchors to confine and drain the rock abutment downstream of the central blocks of the dam and the process followed to requalify the dam, thus allowing a return to operation without constraints. The paper also illustrates the cooperation between the specialized departments of the French Administration and EDF, throughout the project.

1. EXPRESSION DU BESOIN

Depuis sa mise en service, en 1965, le barrage de Laouzas, exploité par Électricité de France (EDF), a un comportement atypique, caractéristique des voûtes minces implantées dans une vallée large. Suite à l'atteinte, en 2006, de maxima historiques de déplacement, le Maître d'Ouvrage EDF – Unité de Production Sud-Ouest (UPS) a instauré une contrainte de cote affectant l'exploitation du réservoir en période hivernale. En 2008, le barrage de Laouzas a été placé en « révision spéciale » par les services de l'État français.

Le Maître d'Ouvrage EDF-UPS a missionné le Centre d'Ingénierie Hydraulique (EDF-CIH) pour analyser le comportement de l'ouvrage, proposer des options techniques visant à améliorer son comportement et répondre à la demande des services de l'État français dans le cadre de la procédure de révision spéciale.

Le présent article synthétise les actions conduites par EDF en vue de parfaire la connaissance du comportement du barrage, détaille l'option technique originale mise en œuvre, décrit le processus de retour à l'exploitation normale de l'ouvrage et illustre la coopération entre EDF et les services de l'État français : Direction Régionale de l'Environnement, de l'Aménagement et du Logement (DREAL) et son appui technique national le Bureau d'Etude Technique et de Contrôle des Grands Barrages (BETCGB).

2. DESCRIPTION DES OUVRAGES

2.1 L'aménagement de Montahut

L'aménagement de Montahut, dont le barrage de Laouzas dépend, est exploité par EDF. Localisé, en France, au nord-est de Mazamet, cet aménagement est implanté sur le territoire des départements de l'Hérault (34) et du Tarn (81).

Le réservoir de Laouzas est dédié à la production d'énergie qui est assurée par la centrale hydroélectrique souterraine de Montahut. Les eaux captées dans le versant atlantique sont rejetées dans le Jaur, affluent de l'Orb, sur le versant méditerranéen. En outre, ce réservoir est, dans cette région, un point d'intérêt notable pour les activités récréatives et de tourisme.

2.2 Le bassin versant et le réservoir de Laouzas

La topographie des bassins versants supérieurs de l'Agoût et de son affluent, la Vèbre, a été jugée favorable pour aménager un réservoir de stockage de capacité significative (45 hm³), au cœur du massif de l'Espinouse (Montagne Noire) dont le versant abrupt domine la plaine du littoral méditerranéen (Figure 1).



Figure 1 : le réservoir du Laouzas vu depuis le promontoire du local viegie (octobre 2015).

Le site retenu, à la confluence du Viau et de la Vèbre, est une vallée large (rapport L/H voisin de 5).

Le remplissage de la retenue de Laouzas est assuré par le bassin versant naturel (superficie égale à 149 km²), par trois adductions complémentaires en rive droite du réservoir et par l'adduction de Fraïsse-sur-Agout (46,6 km²) dont les eaux se jettent directement dans la galerie d'amenée.

Les niveaux caractéristiques du réservoir de Laouzas sont les suivants : cote de retenue normale (RN) : 775 m et cote des plus hautes eaux (PHE) : 776 m.

2.3 Le barrage de Laouzas

2.3.1 Le barrage-voûte

Le barrage de Laouzas, construit entre 1961 et 1965, est de type voûte en béton à double courbure (Fig. 2).

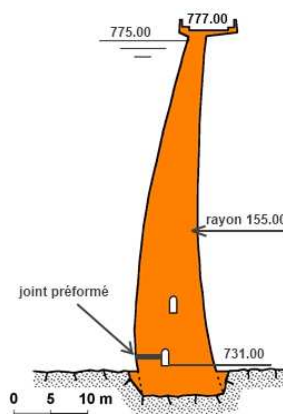


Figure 2 : barrage de Laouzas vu depuis le local vigie (2017) et coupe schématique d'un plot.

Ce barrage est constitué de 21 plots dont la largeur est voisine de 15 m (Figure 3). La longueur du couronnement du barrage est égale à 312 m. Les plots de rive sont isolés de la poussée du réservoir par des murs en aile. La route départementale D162 franchit le barrage.

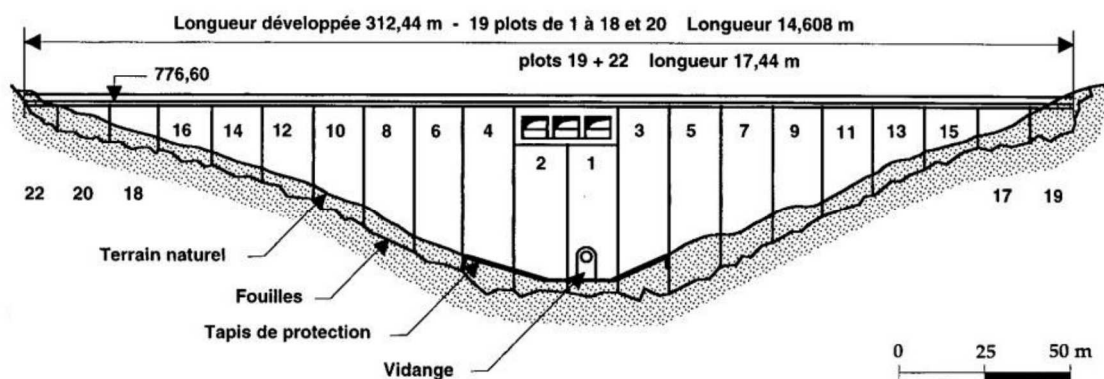


Figure 3 : élévation aval du barrage.

L'altitude de la crête du barrage est égale à 776,6 m. La hauteur maximale de l'ouvrage au-dessus des fondations est proche de 51 m. L'épaisseur des plots est égale à 10,5 m à la base et 2,5 m en crête.

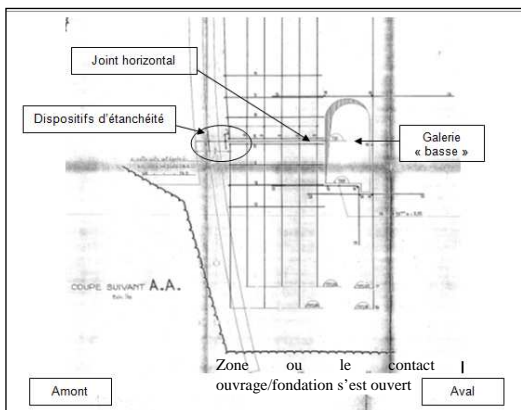


Figure 4 : ferrailage du pied du barrage au voisinage de la galerie basse et articulation (joint horizontal).

Le barrage est équipé de deux galeries de drainage : la galerie « basse » dont l'entrée est située à la base de la face aval du plot 4 et qui dessert les plots 4, 2, 1 & 3 et la galerie « haute » dont l'entrée est située à la base de la face aval du plot 5 et qui donne accès à la chambre de manœuvre de la vanne à jet creux.

Le pied amont des plots centraux a été équipé, par le concepteur Coyne et Bellier, d'un joint permettant l'articulation de la voûte (Figure 4). Le pied des plots centraux du barrage, au voisinage de la galerie basse, est densément ferrillé afin de prévenir l'apparition de fissures dans cette zone.

2.3.2 L'évacuateur de crues et la vidange de fond



Figure 5 : évacuateur de crues vu d'aval (déversement passes RD & centrale – fonctionnement simultané vidange de fond).

Le barrage est doté d'un évacuateur de crues de surface, implanté en partie centrale, dans l'emprise des plots 1 et 2. Cet évacuateur de crues comporte trois passes identiques dont la largeur est égale à 7 m, équipées de vannes segment (Figure 5). Le seuil de l'évacuateur de crues est situé à la cote 770,70 m.

Les vannes sont carénées afin d'accepter un déversement limité en position fermée (cette disposition voulue par le concepteur alloue plus de temps à l'exploitant pour se rendre au barrage, en temps de crue, afin de manœuvrer les vannes). La capacité de l'évacuateur de crues de surface est égale à $510 \text{ m}^3/\text{s}$ ($3 \times 170 \text{ m}^3/\text{s}$), à la cote des PHE.

2.4 Contexte géologique

Le site du barrage est constitué d'une alternance de zones de granite homogène, de zones de migmatites (mélange de roches de type granite et gneiss) et de roches métamorphiques de type gneiss. Le rocher est affecté de plusieurs familles de diaclases réparties entre les rives. L'espacement moyen des fractures est de 1 à 2 mètres. Leur extension est plurimétrique. Le rocher est également affecté par des plans de « desquamation » qui sont présents sur les 5 premiers mètres en rive droite et jusqu'à 10 m en rive gauche. Ces plans de desquamation sont subhorizontaux en fond de vallée.

3. SYNTHÈSE DE L'HISTORIQUE & DU COMPORTEMENT DE L'OUVRAGE

3.1 Historique jusqu'en 2006

À l'issue du processus de première mise en eau du réservoir, le comportement du barrage de Laouzas est, à l'époque, jugé conforme aux attentes. Néanmoins, tel que mis en évidence par les plots de mesure installés dans la galerie inférieure, l'articulation aménagée en pied amont des plots centraux du barrage (joint préformé) ne fonctionne pas comme le concepteur le souhaitait. Ce joint préformé ne pouvait, en effet, pas s'ouvrir car, étanché très en amont par un joint d'arrêt d'eau, l'action de la pression de la retenue n'était pas capable de s'exercer sur une surface suffisante pour créer une réelle articulation. Le contact voûte/fondation paraît s'être ouvert, au niveau des plots centraux. Cette hypothèse est corroborée par l'augmentation notable des débits de fuite collectés par les drains de fondation implantés dans la galerie basse.

Postérieurement à la mise en eau, un débit de fuite élevé est capté par le réseau de drainage de fondation, en hiver, alors que le réservoir est à niveau haut. Le déplacement irréversible de la voûte vers l'aval atteint 2 à 3 mm. Le reclavage de la voûte, effectué en 1971, a un effet bénéfique temporaire. Néanmoins, les déplacements irréversibles de l'ouvrage vers l'aval reprennent.

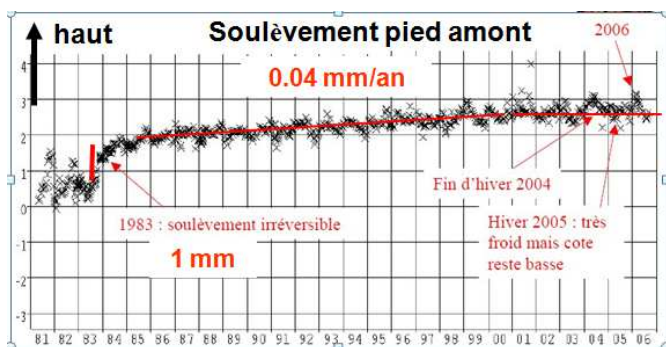


Figure 6 : soulèvement irréversible du pied amont du barrage (1980-2006).

L'obturation des drains de fondation en galerie basse au moyen de coulis de ciment et la foration d'un nouveau réseau de drainage à partir du pied aval, réalisés en 1983, entraînent un soulèvement irréversible de l'ouvrage voisin de 1 mm. Le soulèvement irréversible du pied amont se poursuit à un rythme moyen de 0,04 mm/an jusque vers les années 2000 (Figure 6). Depuis les années 2000, l'arrêt des déplacements irréversibles est mis en évidence par tous les appareils d'auscultation, en crête et en pied, verticaux et radiaux.

En janvier 2006, des températures froides associées au remplissage du réservoir à une cote proche de la retenue normale (RN - 8 cm) entraînent des niveaux historiques de déplacement, d'ouverture du contact béton/rocher en pied amont, de débits de fuite et de sous-pression. Ces phénomènes s'avèrent réversibles.

Les lignes de piézomètres complémentaires installés, en 2006, au voisinage de l'interface béton/rocher des plots centraux 1 et 2 à faible espacement dans le sens amont-aval confirment la propagation de la pleine charge de la retenue jusqu'au nu du parement aval du barrage, à niveau haut de retenue et en situation froide.

En 2006, une restriction de la cote de retenue à RN - 5 m est mise en œuvre, par EDF, en période hivernale. Dès l'hiver 2006/2007, une gestion prudente du réservoir est instaurée par EDF afin que l'ouvrage reste, en période froide, en-deçà de la position la plus défavorable enregistrée en 2006, avec une marge de sécurité maîtrisée, notamment basée sur des critères de cote du plan d'eau et de température. Les modalités de gestion du réservoir sont traduites dans une instruction temporaire d'exploitation. En outre, un suivi rapproché du barrage par inspection visuelle et à l'aide du réseau d'auscultation, très dense dans les zones concernées, est conduit par EDF. L'installation d'un dispositif de télémesure des principaux phénomènes observés est réalisée. La réflexion relative au comportement du barrage est reprise par le CIH, afin notamment de préciser les conditions d'ouverture du contact barrage-fondation et les conséquences afférentes, pour l'ouvrage.

3.2 Analyse du comportement de l'ouvrage

Une modélisation numérique tridimensionnelle couplée mécanique-hydraulique réalisée, par le CIH, en 2007, à l'aide du logiciel GEFDYN met en évidence les conséquences de l'ouverture du contact béton-rocher en termes de report d'effort sur la fondation ([1] et [2]). Cette ouverture, couplée à la propagation des sous-pressions vers l'aval, entraîne le développement d'une composante verticale qui compense l'effet du poids propre (Figure 7).

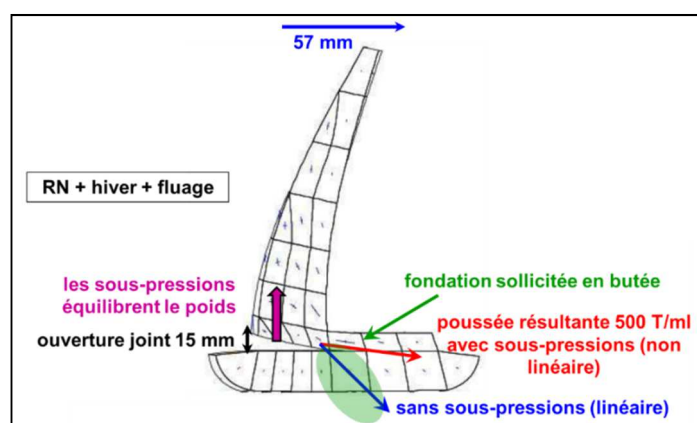


Figure 7 : schéma de fonctionnement de la console de clé.

De facto, l'inclinaison de la résultante des efforts appliqués par l'ouvrage à la fondation devient proche de l'horizontale et s'exerce principalement sur la zone de fondation constituant la butée rocheuse à l'aval des plots centraux du barrage. Le rôle prépondérant de cette butée dans les mécanismes de transmission d'efforts des plots centraux de la voûte à la fondation est ainsi mis en évidence. Ce phénomène était, à notre connaissance, rarement pris en compte pour s'assurer de la stabilité des ouvrages, à cette époque. La situation d'ouverture du contact béton/rocher se trouve maximale en conditions d'hiver à niveau haut de retenue.

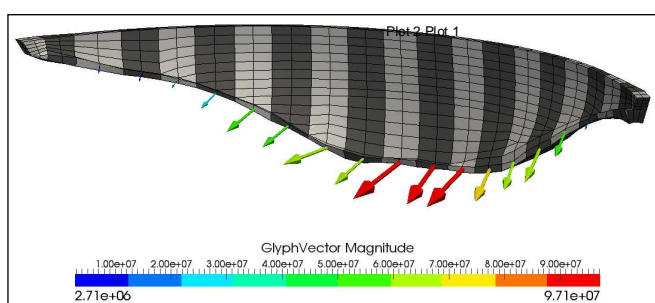


Figure 8 : modélisation aux éléments finis du barrage de Laouzas, de la fondation et de la butée aval – Orientation et intensité des efforts exercés par l'ouvrage sur la butée rocheuse aval.

En 2013, une modélisation 3D détaillée du barrage et de sa fondation est conduite par le CIH, à l'aide du logiciel Code_Aster (open source EDF), en complément des études antérieures. Cette modélisation intègre le barrage, ses appuis et la butée rocheuse aval. Ces calculs permettent de démontrer que le comportement de l'ouvrage en béton est satisfaisant notamment du point de vue du niveau de sollicitation et de l'orientation des efforts. Ils permettent, en outre de préciser l'intensité et l'orientation des sollicitations appliquées par les plots centraux de la voûte à la butée rocheuse aval (figure 8).

De plus, le calcul montre que l'extension latérale de l'ouverture du contact voûte-fondation se limite aux plots 1, 2, 3 & 4. En effet, au niveau des appuis, les poussées d'arc confèrent aux résultantes une composante horizontale qui en améliore l'incidence (orientation vers les rives). De plus, l'ouverture nettement plus faible en pied amont et l'encastrement notable des plots (surtout en RG) diminuent très significativement les contraintes qui s'exercent sur l'encastrement aval, tout en favorisant la reprise des efforts par cisaillement.

La stabilité de la butée rocheuse aval soumise aux efforts transmis par la voûte est également évaluée à l'aide de modèles aux éléments finis 2D.

Tous les calculs conduits confirment le mode de fonctionnement de l'ouvrage en "voûte large". La souplesse des arcs liée à leur grande longueur, combinée aux effets du retrait et du fluage du béton, entraîne la flexion des consoles centrales vers l'aval. De fortes tractions se développent à leur encastrement amont, où une fissuration apparaît, soit à l'interface béton/rocher, soit plus profondément en fondation, soit dans les premières reprises horizontales du béton. Cette situation engendre alors un report des efforts vers les arcs supérieurs, qui, du fait du grand développement de la voûte, ne peuvent prendre correctement appui sur les rives et mobilisent donc préférentiellement les consoles latérales situées à la base des versants. Celles-ci doivent, en conséquence, être suffisamment stables, notamment à l'interface avec la fondation. L'augmentation des contraintes d'arc remobilise le fluage, ce qui aggrave encore le phénomène de déport de l'ouvrage vers l'aval.

4. CONFORTEMENT DE LA BUTEE ROCHEUSE A L'AVAL DES PLOTS CENTRAUX

4.1 Travaux préliminaires (2007)

Afin de pérenniser le mode de fonctionnement de l'ouvrage et de sa fondation, la stabilité de la butée rocheuse à l'aval du barrage doit être assurée. En 2007, le rocher situé dans la zone d'impact de la lame d'eau issue de l'évacuateur de crues de surface, à l'aval immédiat des plots centraux, a été renforcé à l'aide de 132 ancrages passifs de 6 m, disposés selon une maille 1,5 m x 1,5 m. L'objectif de ces travaux est d'éviter l'érosion régressive du rocher lors d'un épisode de crue, notamment du fait de la déstabilisation des dalles rocheuses superficielles découpées par des discontinuités subhorizontales (Figures 9 et 10).



Figure 9 : desquamation du rocher de surface.



Figure 10 : clouage du rocher.

4.2 Campagne de travaux 2008-2009

L'objectif de la campagne de travaux conduite en 2008-2009 est de confiner et de drainer la tranche de rocher sollicitée par le barrage, affectée par un système de diaclases verticales amont-aval et de joints de desquamation sub-horizontaux. Ces discontinuités sont susceptibles de favoriser la diffusion des sous-pressions à l'aval du barrage, contribuant ainsi à la déstabilisation de cette masse rocheuse. Le renforcement de la butée rocheuse de pied a été effectué à l'aval des plots centraux n°1 & n°2. Deux poutres en béton armé, supports de dispositifs de précontrainte, de drainage et d'auscultation, ont ainsi été construites à l'aval immédiat de ces plots (Figures 11 et 13). Le confinement du rocher à l'aval des plots centraux du barrage a l'avantage de n'exercer aucune action directe sur la voûte en béton dont le comportement est jugé parfaitement satisfaisant (les éléments de poutre et le redent de pied aval du barrage sont dissociés par un joint).

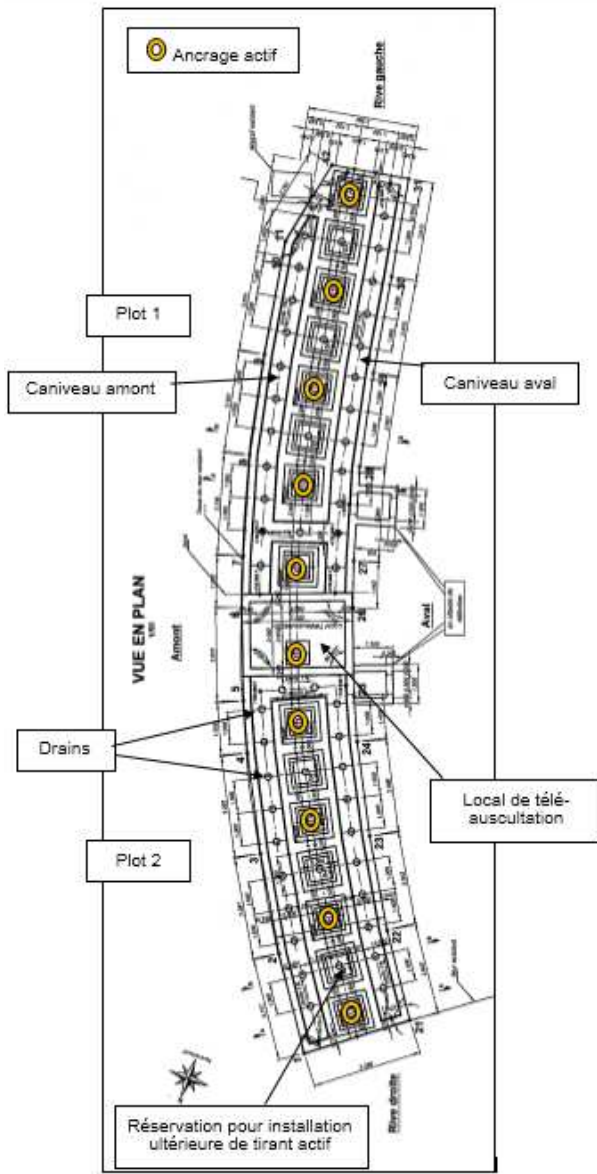


Figure 11 : vue en plan de la structure précontrainte construite face aux plots n°1 et n°2.

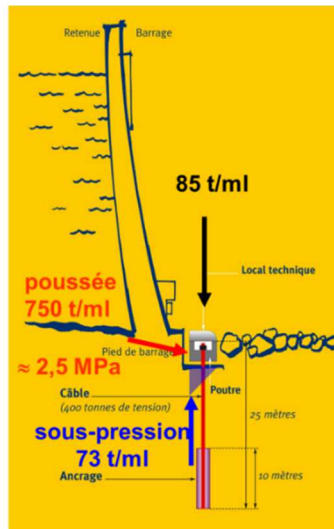


Figure 12 – principe du confortement.

Chaque poutre en béton armé héberge une ligne de 5 tirants d'ancrage post-tendus (soit 10 tirants d'ancrage au total). Les tirants d'ancrage, de type « câble » (27T15.7), sont dimensionnés pour une tension de service maximale égale à 4 000 kN. Les tirants sont tendus à 3 000 kN. La marge subsistant entre la tension de service maximale (4 000 kN) et la tension de service effective (3 000 kN) est utilisée pour augmenter ultérieurement, si cela s'avère nécessaire, l'effort stabilisateur exercé sur le rocher.

Chaque élément de poutre en béton armé est équipé de 3 réservations permettant, si nécessaire, l'installation ultérieure de tirants d'ancrage supplémentaires identiques à ceux dotant actuellement la structure.

Dans le caniveau amont, une ligne de drains (Ø 115 mm) espacés de 1 m a été forée (alternance de drains courts et longs). Le caniveau de collecte aval et les liaisons transversales amont/aval, sont équipés de réservations de diamètre 200 mm, distantes de 1 m environ. Elles permettent de drainer le contact béton-rocher en sous-face de la poutre et peuvent être utilisées pour forer des drains additionnels ou installer des capteurs complémentaires. Ce drainage dense, couplé à la précontrainte, permet d'éviter l'augmentation des pressions interstitielles sous la voûte et au cœur de la butée rocheuse, consécutive à la fermeture éventuelle de certains exutoires de drainage dans le rocher.

Des dispositifs d'auscultation sont répartis au niveau des poutres : distancemètres en forage, repères de nivellement, profils de cellules piézométriques, mesure de débit de fuite, cellules de charge.



Figure 13 – poutres terminées à l'aval des plots 1 & 2.

La précontrainte appliquée au rocher correspond à l'effort exercé par les sous-pressions (avec une répartition triangulaire) afin d'assurer un serrage suffisant du rocher qui permet de garantir la transmission des efforts de cisaillement dans la fondation à l'aval (Figure 12).

4.3 Campagne de travaux 2016-2017

A l'issue de cette première phase de travaux, les années suivantes ont été consacrées aux réflexions relatives au confortement de l'ouvrage, basées sur des reconnaissances géologiques et géotechniques complémentaires et sur de nouvelles modélisations numériques.

Plusieurs familles de solutions ont été étudiées par l'ingénierie d'EDF :

- construction d'une plinthe à l'amont en béton associée à un voile d'étanchéité en fondation, à une membrane et à un complément de drainage à l'aval,
- étanchement de la zone fissurée,
- tirants actifs verticaux de forte capacité, installés depuis la crête, destinés à refermer la fissure de pied,
- renforcement mécanique par l'aval (massif poids en béton en partie centrale ou en rives).

Ces options techniques n'ont pas été jugées optimales par le CIH. Elles étaient, en effet, susceptibles de modifier le comportement de la voûte existante (satisfaisant jusqu'alors), n'apportaient pas, pour certaines, les garanties voulues, présentaient des risques en phase chantier (gestion des crues, contrainte de remplissage du réservoir avant l'hiver afin d'éviter le déclavage des plots), étaient onéreuses, avaient, pour certaines, une incidence environnementale forte (vidange du réservoir) et un impact notable sur l'exploitation de l'aménagement. En outre, les modélisations numériques additionnelles ont démontré que ces solutions ne permettaient pas de traiter totalement la problématique d'ouverture du contact voûte/fondation en pied amont des plots centraux et de diffusion des sous-pressions vers l'aval. Le CIH s'est alors orienté vers l'extension du principe de sécurisation de la butée de pied des plots centraux n°1 et n°2, mis en œuvre en 2008-2009. L'objectif est ainsi de s'accommoder de l'ouverture du contact voûte/fondation au niveau des plots centraux du barrage et des sous-pressions qui en résultent, de concentrer les gradients hydrauliques là où ils se sont imposés, de sécuriser la butée rocheuse qui reprend les efforts transmis par la voûte et, enfin, d'assurer un drainage le plus efficace possible dans cette zone. Le confortement réalisé en 2008-2009 a bénéficié d'un retour d'expérience positif notamment validé, en 2010, par un essai de montée du réservoir à cote haute et température froide, qui a conduit à préconiser son extension aux plots centraux n°3 et n°4.

En 2016-2017, l'extension des poutres ancrées par tirants actifs à l'aval des plots centraux 3 et 4 du barrage a été réalisée sur la base de dispositions quasiment semblables à celles de la campagne précédente (Figure 14).



Figure 14 : implantation des poutres construites en 2008-2009 et 2016-2017.

4.4 Renforcement du réseau d'auscultation

Le réseau d'auscultation du barrage et de sa fondation comportant initialement des dispositifs de surveillance du comportement mécanique (topographie, pendules de fondation, fil de fondation, vinchons) et du comportement hydraulique (cellules de pression interstitielle, mesure de débits de fuite, mesure de points de fuite individualisés) a, de nouveau, été renforcé dans le cadre de cette deuxième phase de travaux. La partie centrale de la voûte bénéficie ainsi d'un réseau d'auscultation mécanique et hydraulique dense, jugé indispensable pour parfaire notre connaissance du comportement mécanique et hydraulique du barrage et de sa butée de pied, pour suivre finement l'ouvrage durant la phase de requalification et pour surveiller le barrage en exploitation.

Fin 2015/début 2016, ont notamment été mis en service trois nouveaux distofors en fondation des plots centraux 2, 4 et 5 et deux nouvelles lignes de pendules aux plots 4 et 5. En outre, 6 piézomètres complémentaires ont été installés, en février 2017, au contact béton-rocher des plots 6, 4, 3 et 5, afin de contribuer à préciser l'extension de l'ouverture du contact voûte/fondation en remontant sur les rives.

La téléauscultation des capteurs équipant l'ouvrage a également été étendue et la fiabilité des liaisons entre le barrage et la centrale de Montahut a été augmentée par l'installation d'une fibre optique.

5. PROCÉDURE DE RÉVISION SPÉCIALE ET REQUALIFICATION DU BARRAGE

5.1 Mise en « Révision Spéciale » du barrage

La mise en révision spéciale du barrage de Laouzas a été notifiée à EDF – Unité de Production Sud-Ouest (UPS) en juillet 2008. Cette notification a, depuis 2006, été précédée par de nombreux échanges avec les services de l'État notamment relatifs à l'analyse du comportement de l'ouvrage, à l'instauration d'une contrainte de cote hivernale et à l'examen des options techniques susceptibles d'être mises en œuvre.

Après une première campagne de travaux et de reconnaissances géologiques et géotechniques (2007-2009), vint le temps dévolu à l'étude des options de confortement du barrage. Dans cette phase, les nombreux échanges techniques avec EDF ont permis au service de contrôle et à son appui technique d'être convaincus de la pertinence de la solution proposée par le CIH, optimisée en matière de volume de travaux et fondée sur de solides études comportementales. Le service de contrôle a ainsi autorisé la présentation du dossier de Révision Spéciale au Comité Technique Permanent des Barrages et Ouvrages Hydrauliques (CTPBOH), en 2015. Ce dossier contient notamment une pièce dédiée aux dispositions prévues par EDF pour démontrer que le comportement du barrage est conforme aux attendus et pour requérir la levée de la contrainte de cote affectant la gestion du réservoir (retour à l'exploitation normale). Ces dispositions incluent notamment une mise en charge progressive du barrage, en période hivernale.

Après examen de la solution technique développée par EDF, le CTPBOH a rendu un avis favorable sous réserve que soient précisés les critères de performance validant le retour de l'ouvrage à l'exploitation normale. Le CTPBOH a requis, en outre, que l'essai soit conduit jusqu'à la cote de retenue normale, en période froide.

5.2 Processus destiné à valider le retour à l'exploitation normale du barrage

A l'issue de la campagne de travaux 2016-2017, l'essai de montée contrôlée du niveau du plan d'eau en période hivernale doit démontrer que le comportement du barrage et de sa fondation est :

- sans écart notable avec les observations antérieures issues de la surveillance,
- cohérent avec le résultat des modélisations numériques du barrage aux éléments finis, calées sur les données statistiques historiques issues du réseau d'auscultation,
- conforme aux hypothèses de calcul utilisées pour concevoir le renforcement de la butée rocheuse à l'aval des plots centraux du barrage.

La DREAL et le BETCGB étaient chargés de valider le programme de retour à l'exploitation normale du barrage du Laouzas, élaboré par EDF. Des échanges avec les services de l'État ont notamment permis de préciser les attendus en termes :

- d'objectif de cote de retenue : dépasser la cote 774,70 m, soit RN – 30 cm,
- de période dévolue à la réalisation de l'essai : entre le 1^{er} février et le 15 avril de l'année en cours, alors que le déplacement de l'ouvrage vers l'aval atteint ses maximaux saisonniers (sans cependant qu'il soit nécessaire d'attendre un hiver très froid, du fait de la prépondérance de l'effet saisonnier moyen par rapport à l'influence de l'hiver extrême),
- de durée de l'essai (durée de maintien du plan d'eau à une cote proche de la retenue normale).

Gérer le réservoir de Laouzas dans le but d'atteindre la cote de RN en fin d'hiver a conduit EDF à :

- subir une désoptimisation économique majeure de l'exploitation de cette retenue capacitive,
- éditer une modification de la conduite de l'ouvrage en crue : l'évacuateur de crues étant vanné, atteindre la cote de RN a nécessité une adaptation des consignes de gestion du réservoir en conditions normales et en crue,
- générer un risque à l'aval lié au potentiel défaut de maîtrise des variations de débit, aggravé par la présence de tiers dans le cours d'eau en période d'ouverture de la pêche, alors que cet ouvrage n'avait pas déversé depuis 1995.

Des mesures ont été prises par EDF pour minimiser le risque auquel seraient potentiellement soumis les tiers, notamment : informations des fédérations de pêche, des acteurs locaux, des autorités locales, mobilisation d'hydroguides, mobilisation des exploitants du Groupement d'Usines de Montahut dont le barrage du Laouzas dépend.

Le pilotage du niveau d'eau dans le réservoir a été assuré, durant l'essai, par les équipes de quart du Centre de Conduite Hydraulique d'EDF, basées à Toulouse.

5.3 Modalités de surveillance du barrage prévues durant la phase d'essai

Durant l'essai, la vitesse de montée du niveau du plan d'eau a été contrôlée et adaptée par l'exploitant EDF, en fonction des prévisions d'apports dans le bassin versant.

La surveillance du barrage et de son environnement a été resserrée pour analyser finement :

- la montée du plan d'eau à partir de la cote 770 m jusqu'au niveau maximal atteint,
- le palier à la cote de retenue normale dont la durée minimale est fixée à deux jours,
- la baisse du plan d'eau jusqu'au niveau 770 m.

Tous les phénomènes physiques vitaux pour la compréhension du comportement de l'ouvrage ont été télémésurés au pas journalier. L'exploitant EDF a effectué un examen visuel de l'ouvrage, a minima une fois par semaine. Une Visite Technique Approfondie Génie Civil a été conduite par le Correspondant Barrage, lorsque le niveau de la retenue a atteint son maximum. Les autres paramètres auscultés, dont l'interrogation est manuelle, ont été mesurés a minima 1 fois par semaine, dans le cadre de l'examen visuel de l'ouvrage.

5.4 Détermination de critères de surveillance du barrage pendant la phase d'essai

Les critères retenus ont visé à s'assurer que le comportement mécanique du barrage observé lors de l'essai était conforme à celui attendu, tel que déterminé par les études et sur la base de la connaissance historique de son comportement. Le comportement global de la voûte a été analysé grâce à la mesure des déplacements de l'ouvrage (lignes de pendules) et de l'ouverture du contact béton rocher en pied amont (distancemètres en forage, fil de fondation).

Le comportement des poutres ancrées a été évalué sur la base de leur rôle de confinement de la butée rocheuse aval : mesure des niveaux piézométriques en s'assurant que la valeur de sous-pression restait inférieure à celle prise en compte pour le dimensionnement de la précontrainte appliquée.

Pour chacun de ces paramètres, un seuil de vigilance relatif aux valeurs observées et un seuil maximal ont été définis. En cas de dépassement du seuil de vigilance, une attention plus soutenue était portée sur la zone où le critère était atteint ou dépassé, en renforçant sa surveillance ou en adaptant le protocole d'essai. Si un seuil maximal était approché ou excédé, la décision de poursuivre ou de stopper l'essai était confiée à la cellule de coordination mobilisée à cette fin (cf. §. 5.5).

5.5 Réalisation de l'essai

Le réservoir de Laouzas a été géré, selon le planning suivant, conformément aux exigences imposées par l'essai de montée du plan d'eau, en intégrant les aléas climatiques survenus en janvier/février 2017 :

- À partir du 10 janvier 2017, la contrainte hivernale est entrée en vigueur avec une cote de plan d'eau fixée à 773,2 m. Le niveau de la retenue a été stabilisé au voisinage de 766 m,
- De fin janvier à fin février 2017, des conditions hydrologiques particulières ont causé des hausses successives du niveau du plan d'eau. Ces événements ont nécessité des études et une adaptation temporaire des modalités d'exploitation. EDF a communiqué les justifications afférentes à la DREAL et au BETCGB qui ont validé les modalités d'exploitation proposées,

- Après la mise en service de l'extension des poutres ancrées face aux plots n°3 & n°4, le 3 mars 2017, la contrainte de cote hivernale a été levée et le niveau de la retenue est progressivement monté, de façon maîtrisée, jusqu'à atteindre la cote minimale souhaitée pour l'essai : 774,7 m,
- Un palier au-dessus de la cote 774,7 m et au plus près de la RN (proche de la cote 774,85 m), a été maintenu du 13 au 16 mars 2017, sur une durée supérieure aux exigences initiales,
- Une fois que les phénomènes observés ont été stabilisés, le niveau du réservoir a entamé sa redescente.

L'analyse des conditions thermiques de l'ouvrage ayant confirmé que la crue millénaire saisonnalisée pouvait transiter en toute sûreté, la contrainte de cote hivernale reste levée moyennant la poursuite de la surveillance renforcée. Des données complémentaires relatives au comportement de l'ouvrage à cote haute en période froide ont ainsi été acquises.

Durant la période cruciale où le niveau du réservoir était proche de la cote maximale, tous les acteurs étaient, en permanence, mobilisés dans le cadre de la cellule de coordination : les services d'exploitation et d'ingénierie EDF, la DREAL et le BETCGB. Des contacts téléphoniques réguliers, parfois à une fréquence infra-journalière, ont permis de faire le point de la situation en cours d'essai : niveau du plan d'eau, comportement de l'ouvrage, météorologie, état thermique....

5.6 Analyse du comportement de l'ouvrage durant l'essai

5.6.1 Comportement du barrage

a) Suivi du comportement du barrage à l'aide du dispositif de surveillance

Le comportement mécanique du barrage, suivi par la topographie, le nivellement, les pendules et les extensomètres en forage, est resté conforme à celui observé antérieurement. Tous les phénomènes auscultés ont démontré leur réversibilité.

Après un temps de stabilisation, les niveaux piézométriques observés en fondation lors du palier proche de la cote de RN ont globalement été comparables à ceux constatés dans le passé.

Les débits de drainage et les fuites sont également restés cohérents avec le comportement connu du barrage. En particulier, les débits collectés en galerie basse ont fortement diminué lorsque le niveau du plan d'eau est monté, sous l'effet de la compression des arcs et de la fermeture des joints lorsque la charge hydrostatique augmente.

En rives, aucun phénomène nouveau n'a été mis en évidence.

Le comportement du barrage a donc été jugé satisfaisant à cote haute en période hivernale.

b) Suivi à l'aide d'un modèle numérique aux éléments finis

Afin de comparer « en temps quasi-réel » le comportement mesuré de la voûte avec celui calculé, une modélisation thermomécanique transitoire a été utilisée pour représenter, jour après jour, l'évolution de la température, des déplacements de la voûte, des contraintes et des efforts transmis à la fondation.

Le chargement hydrostatique s'appliquant à l'ouvrage est caractérisé par la cote de la retenue. Le chargement thermique est défini par la température extérieure et la cote de retenue.

L'ajustement des paramètres de la modélisation par éléments-finis (caractéristiques thermiques, mécaniques et répartition des températures dans l'ouvrage) a été effectué par comparaison aux mesures d'auscultation réalisées entre 2005 et 2016. La cohérence entre modèle et auscultation a été jugée acceptable bien que le modèle tende à légèrement surestimer les déplacements calculés en rive gauche par rapport aux observations.

Au fur et à mesure de l'essai, le modèle numérique était mis à jour pour tenir compte de l'évolution réelle des conditions d'exploitation et de l'état thermique.

Lors de l'essai de qualification de l'ouvrage, les niveaux d'ouverture en pied amont mesurés étaient conformes à ceux attendus compte-tenu des conditions thermiques régnant à cette date, qui étaient plus chaudes que celles constatées lors des hivers 2006 et 2010.

Les modélisations et l'auscultation ont mis en avant deux résultats importants qui ont permis de valider complètement l'essai :

- les 3 situations hivernales de 2006, 2010 et 2017 ont conduit à des efforts de poussée sur l'encastrement aval qui sont du même ordre de grandeur, malgré des conditions thermiques différentes et une ouverture de contact voûte/fondation qui diffère assez sensiblement,
- la différence d'ouverture du contact voûte/fondation constatée entre 2006 et 2017 s'explique non seulement par le différentiel de température mais surtout par une évolution irréversible à la fermeture du contact voûte/fondation liée vraisemblablement à l'effet bénéfique du drainage. La contrainte de cote hivernale conduisant à une baisse du niveau du plan d'eau entre janvier et mai influence également favorablement, dans une certaine mesure, les données issues du réseau d'auscultation.

5.6.2 Comportement du confortement et de la fondation à l'aval du barrage

Le comportement de la butée de pied du barrage est resté globalement conforme aux attentes, en termes de niveaux piézométriques et de débits de fuite et de drainage.

Le niveau piézométrique moyen sous la poutre située face au plot n°1 est resté plus élevé que sous les autres éléments de poutre, tout en étant inférieur à la valeur de pression interstitielle prise lors de la conception du renforcement. Les marges par rapport au seuil de vigilance et au seuil maximum prédéfinis pour l'essai étaient plus faibles. Des tentatives ont été réalisées afin de mieux drainer cette zone en recoupant les discontinuités subverticales orientées vers l'amont, susceptibles de conduire vers l'aval la pression interstitielle issue du réservoir. L'efficacité de ces drains complémentaires a été mitigée.

A l'issue de l'essai, le comportement du confortement et de la fondation aval, à cote haute en période hivernale, a été jugé satisfaisant.

5.6.3 Suite donnée à l'essai de requalification du barrage

Les données collectées durant l'essai ont été analysées par le CIH. Cette analyse est consignée dans un rapport détaillé qui a été transmis au service de contrôle. Après instruction, les éléments apportés par EDF ont permis aux services de l'État de lever la contrainte de cote et d'autoriser ainsi l'exploitation du réservoir jusqu'au niveau de retenue normale, toute l'année. L'intégration, dans la consigne de surveillance, de mesures d'auscultation renforcée en période hivernale (hors et en crue) permettra de valider complètement le comportement de l'ouvrage en conditions thermiques plus froides.

6. CONCLUSIONS

Le comportement du barrage du Laouzas, voûte à double courbure en béton implantée dans une vallée large, a été, pendant de nombreuses années, source d'interrogations alimentées par les données issues de l'auscultation de l'ouvrage. La principale difficulté à laquelle ont été confrontés les acteurs en charge de la surveillance est d'apprécier si le comportement observé (et notamment les déplacements de très faible amplitude notés à la base du barrage) résulte d'une adaptation de l'ouvrage ou d'une pathologie/anomalie pouvant potentiellement impacter la sûreté.

L'investissement conséquent réalisé par les équipes d'exploitation et d'ingénierie d'EDF, se traduisant notamment par des actions en matière d'auscultation et de surveillance renforcée, d'investigations géotechniques, de modélisations numériques et d'études de conception a permis de mieux comprendre les phénomènes en jeu (liés au fonctionnement en voûte large et également constatés sur d'autres voûtes de ce type) et de les maîtriser par un confortement optimisé qui s'avère approprié pour garantir la sûreté.

L'option technique retenue sur ce site se démarque des solutions proposées ou adoptées pour d'autres barrages voûte dont le comportement présente des similitudes avec celui du Laouzas : plinthe et voile d'étanchéité ou étanchement de la zone de contact ouvrage/fondation en pied amont, mise en œuvre d'ancrages actifs, engraissement du barrage par l'aval en rives ou en partie centrale...

L'implication des services de l'État tout au long des phases d'études et de travaux doit être soulignée. Dès 2006, les échanges techniques entre EDF et la DREAL, appuyée par le BETCGB, ont été permanents, transparents et constructifs. La confiance entre les acteurs qui en a résulté a favorisé l'acceptation collégiale du diagnostic technique et de la solution de confortement proposée par EDF, dont l'évidence n'apparaissait pas au premier abord. En outre, l'apport du CTPBOH a été déterminant, pour confirmer la pertinence du confortement prévu et pour préciser certaines modalités liées à l'essai de requalification.

Au-delà de l'intérêt présenté par la solution de confortement originale de cette voûte large, cet exemple illustre l'importance du dialogue constructif qui s'établit entre le Maître d'Ouvrage et les services de l'État. Il met en lumière la nécessaire composante technique que les acteurs concernés doivent développer et pérenniser, notamment lorsqu'il faut résoudre des problèmes complexes et lorsque des solutions innovantes sont mises en œuvre.

7. RÉFÉRENCES ET CITATIONS

- [1] Bourdarot E., Hoonakker M., (2012) Le comportement des barrages voûtes en vallée large : expérience tirée des barrages de Laouzas et Vouglans. CIGB ICOLD Kyoto Q95-R11.
- [2] Hoonakker M., Aigouy S., Fabre JP., Geffraye G., Pons E., 2012 Effets thermiques et maîtrise des sollicitations de voûtes en vallée large, surveillances particulières Colloque CFBR: « Auscultation des barrages et des digues. Pratiques et perspectives », Chambéry.

UTILISATION DES TIRANTS ACTIFS POUR LE CONFORTEMENT DES BARRAGES – RETOUR D'EXPERIENCE ET ETUDES DE CAS

The use of post-tensioned anchors for dam reinforcement – review and case studies

Guillaume VEYLON, Paul ROYET

IRSTEA, 3275 route Cézanne, 13182 AIX-EN-PROVENCE
guillaume.veylon@irstea.fr

François MOREL

EDF-CIH, Savoie Technolac, 73373 LE BOURGET DU LAC
francois.morel@edf.fr

Alexis PIRON

EDF-DTG, 21 avenue de l'Europe, 38040 GRENOBLE
alexis.piron@edf.fr

Akim SALMI

ISL Ingénierie, 65 avenue Clément Ader, 34170 CASTELNAU-LE-LEZ
salmi@isl.fr

MOTS CLÉS

Confortement, tirants actifs, retour d'expérience
PONTABOULAND, LAOUZAS, RASSISSE, LAMPY, PONT DU ROI

RÉSUMÉ

Le vieillissement des barrages et les évolutions réglementaires visant à augmenter le niveau de sûreté des ouvrages ont conduit à la réhabilitation de nombreux ouvrages en France comme à l'étranger. La solution de confortement consistant à mettre en place des tirants actifs s'est développée progressivement depuis les années 1970 et est aujourd'hui envisagée dans de nombreux projets en cours.

L'utilisation des tirants d'ancrage pour le confortement des barrages n'a pas fait l'objet de synthèse récente de retour d'expérience, que ce soit à l'échelle française ou mondiale. Le présent article se propose d'initier cette démarche afin d'identifier les limites des règles de l'art et des pratiques actuelles, les innovations récentes et les pistes de développement à venir.

ABSTRACT

The aging of dams and the regulatory changes needed to better take into account natural hazards have led to the rehabilitation of many structures in France and abroad. The strengthening solution consisting in setting up post-tensioned anchors has progressively developed since the 1970s and is now considered in many ongoing projects.

The use of anchors dam reinforcement has not been the subject of recent review from the French or global perspectives. This article proposes to initiate this process in order to identify the limits of the state-of-art and the current practices, the recent innovations and the tracks of development to come.

1. INTRODUCTION

La première utilisation de tirants actifs dans le domaine des barrages s'est faite dans le cadre de la surélévation et du confortement du barrage de Cheurfas en Algérie en 1936. L'utilisation des tirants d'ancrage actifs s'est progressivement développée jusqu'à atteindre un pic dans les années 1990 (Bruce et al., 2013) et a été appliqué à des barrages de plus en plus grands : Nepean en Australie (Cooper, 1991), Mullardoch au Royaume-Uni (Gosschalk, 1991), Baker aux Etats-Unis (Bruce, 1989) pour ne citer que les barrages de plus de 50 m de hauteur. Le vieillissement du parc de barrages français et l'évolution des exigences réglementaires a également conduit au confortement de nombreux barrages en France (Piron et al., 2012).

La mise en place de tirants d'ancrage actifs est employée pour pallier le déficit de sécurité des barrages, notamment vis-à-vis des mécanismes de renversement ou de glissement des barrages poids ou pour renforcer le massif de réaction des culées d'un barrage voûte, etc. Cette technique ne nécessite pas de matériels de mise en œuvre lourds, ce qui est un avantage lorsque les conditions d'accès sont difficiles comme pour les ouvrages de montagne. Par ailleurs, ces opérations de mise en place ne nécessitent pas impérativement la vidange du réservoir.

A notre connaissance, l'utilisation des tirants d'ancrage pour le confortement des barrages n'a pas fait l'objet de synthèse de retour d'expérience au cours de ces 20 dernières années, que ce soit à l'échelle française ou mondiale. Le présent article se propose d'initier cette démarche afin d'identifier les limites des règles de l'art et des pratiques actuelles, les innovations récentes et les pistes de développement à venir.

2. RETOUR D'EXPERIENCE INTERNATIONAL

2.1. Dimensionnement des tirants

Pour remplir leur fonction, les tirants doivent résister à quatre modes de rupture (Figure 1) :

- rupture interne du tirant
- rupture de l'interface tirant/scellement,
- rupture de l'interface sol/scellement,
- rupture du massif d'ancrage.

La résistance du scellement correspond au minimum à la résistance de l'ancrage vis-à-vis de chacun de ces modes de rupture.

Notons tout d'abord que la mise en place de dispositions constructives adaptées permet de se prémunir du mode de rupture à l'interface tirant/scellement.

Dimensionnement interne du tirant. La plupart des règles de l'art conduisent à des tensions de service correspondant à 0,5 Fpu (résistance ultime), i.e. un facteur de sécurité égal à 2 par rapport à la limite élastique. Cette valeur moyenne varie cependant entre 0,42 et 0,65 avec une valeur courante de 0,6. Cette valeur correspond aux pondérations de l'Eurocode 7 qui pondère les actions par 1,35 et divise la limite élastique par 1,25.

Une valeur supérieure (0,65 par exemple) peut justifier l'instrumentation des tirants permanents avec un suivi en continu de la tension.

Dimensionnement du scellement. La seule méthode admise pour justifier des tirants d'ancrage scellés en phase d'exécution (mission G3 de la norme NF P 94 500) est l'exploitation des résultats d'essais à la rupture (essais préalables). Par essais à la rupture, il faut entendre essais de chargement par paliers à effort constant (comme NF P94-153 les décrit) dont l'objectif est de déterminer la charge critique de fluage et/ou la charge limite de rupture, ou de vérifier des valeurs préalablement estimées. Cette estimation préalable peut être obtenue par exemple avec les abaques des recommandations TA 95. Ceci suppose évidemment un dimensionnement approprié de l'armature du tirant et du massif de réaction. Pour les projets concernant moins de 200 tirants (la majorité des cas de confortement de barrages), le nombre minimum d'essais préalables est égal à 2 par condition de terrain et de technologie de réalisation de tirant. Les valeurs caractéristiques des tractions ultime T_u et de fluage T_c sont déterminées comme étant les valeurs minimales observées au cours des essais préalables (CFMS, 2016).

La justification de l'ancrage vis-à-vis de l'état limite de rupture du scellement est conduite au regard des états-limites ultime et de service. Les tractions appliquées au tirant à l'ELU et à l'ELS, respectivement notées F_{ELU} et F_{ELS} doivent vérifier :

$$F_{ELU} \leq T_{u,k} / \gamma_{a,ELU} \quad \text{et} \quad F_{ELS} \leq T_{c,k} / \gamma_{a,ELS}$$

avec en France $\gamma_{a,ELU} = 1,1$ et $\gamma_{a,ELS} = 1,2$. Si, en première approximation, on suppose $T_c \approx T_u/1,5$, on obtient un coefficient de sécurité global F_{ELS}/T_u de l'ordre de 1,8. Le retour d'expérience international donne une fourchette comprise entre 1,54 et 2,37 (Xu et Benmokrane, 1996) pour une valeur médiane égale à 1,67 correspondant à la valeur minimale recommandée aux Etats-Unis (PTI, 2004).

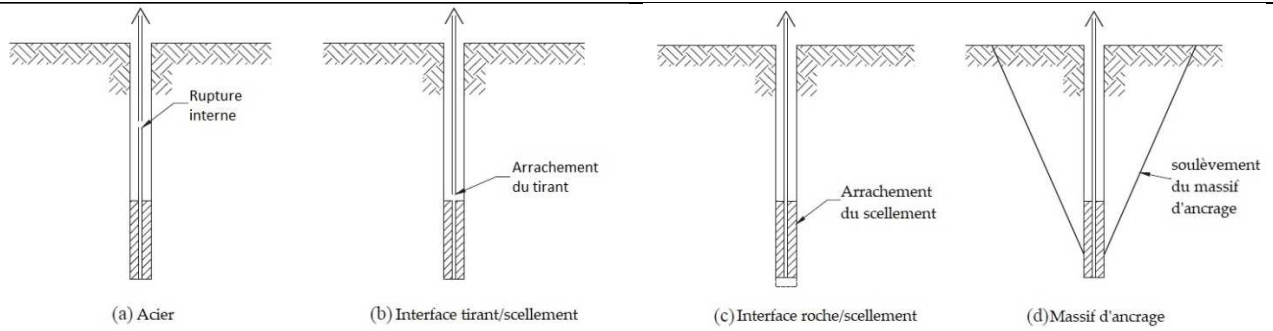


Figure 1. Modes de rupture d'un tirant d'ancrage sollicité verticalement : rupture interne du tirant (a), rupture de l'interface tirant/scellement (b), rupture de l'interface sol/scellement (c) et rupture du massif d'ancrage (d).

Justification de la stabilité du massif d'ancrage. L'approche la plus simple et communément admise consiste à considérer que le poids du massif de sol mobilisé par l'ancrage doit pouvoir équilibrer la traction appliquée par le scellement. La résistance du massif à la traction ou au cisaillement est alors négligée. Il est généralement considéré que la surface de rupture enveloppant le volume de sol mobilisé prend la forme d'un cône dont le sommet se situe au milieu du scellement d'ancrage (Figure 2). L'angle d'ouverture du cône varie entre 60° (roches tendres) et 90° (roches dures). Si l'on note L la longueur du scellement, D la longueur libre du tirant et θ_c l'angle d'ouverture du cône, la résistance du massif d'ancrage vis-à-vis de son soulèvement vaut :

$$R_u = \frac{1}{3} \pi \gamma \tan^2(\theta_c/2) (D + L/2)^3$$

avec γ le poids volumique déjaugé du massif. Dans le cas (courant) où les tirants sont disposés en ligne selon des espacements horizontaux faibles, les cônes définis précédemment s'interpénètrent, si bien que la résistance du massif doit être minorée (Figure 2.b). Si l'on note s l'espacement horizontal entre les tirants, la résistance du massif d'ancrage s'écrit :

$$R_u = \frac{1}{2} \gamma (D + L/2)^2 \tan(\theta_c/2) s$$

De même, la structure du massif d'ancrage a une influence sur la forme de la surface de rupture potentielle. L'existence de fractures et de joints ainsi que leurs orientations modifie la géométrie du volume de sol mobilisable (Figure 2.c).

Dans les cas complexes, il est nécessaire de réaliser des modélisations plus élaborées afin de prendre en compte l'ensemble des paramètres du problème de manière réaliste.

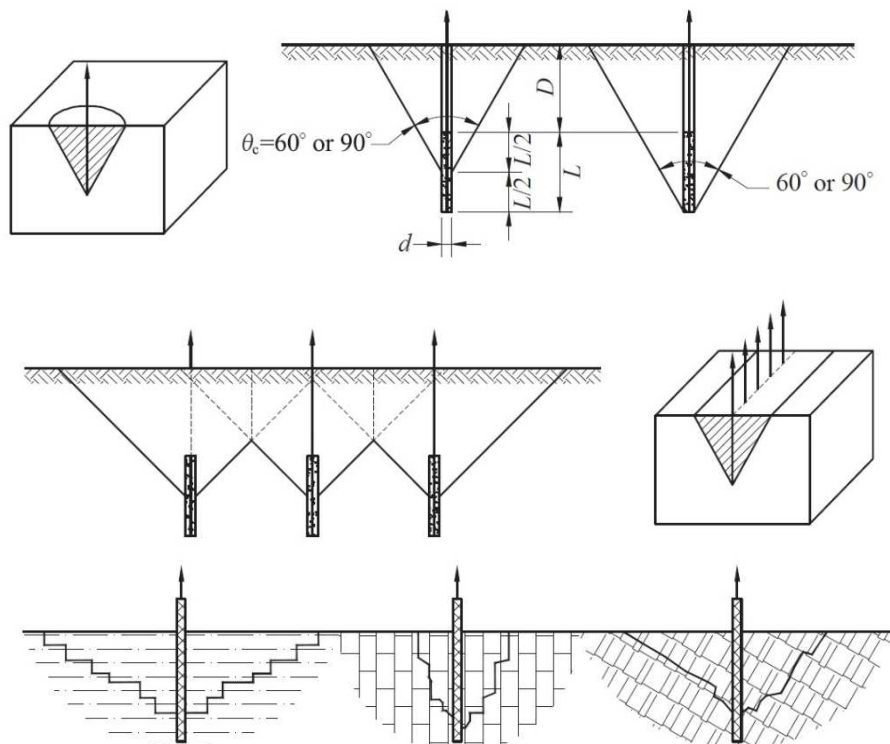


Figure 2. Géométrie des massifs de sol utilisés pour la justification de la stabilité du massif d'ancrage : tirant isolé (a), ligne de tirants (b) et influence de la structure du massif d'ancrage (c). (tiré de Brown, 2015)

(a)

(b)

(c)

2.2. Exécution du forage

Méthode de forage. D'une manière générale, la méthode de forage doit être choisie au regard de la géologie du site, de la profondeur du trou, de son diamètre et des conditions d'accès au site de forage. Trois méthodes sont couramment utilisées : le forage rotatif, le forage par percussion et le forage par roto-percussion.

Les recommandations françaises sont peu détaillées sur cette question. Il est simplement précisé que le procédé de forage doit éviter toute modification des caractéristiques du massif et en particulier tout entrainement d'éléments fins qui pourraient provoquer des désordres dans le voisinage.

Le retour d'expérience international a cependant conduit à des recommandations plus précises dans le cas particulier du confortement des barrages.

Dans les horizons rocheux, la méthode de forage par roto-percussion est généralement privilégiée et associée à i) un tubage à l'avancement afin de limiter les effets du forage sur l'ouvrage et ii) l'utilisation de l'eau comme fluide de forage. Cette méthode a longtemps été considérée comme la plus rapide et la moins chère dans la gamme des diamètres courants (100-300 mm) jusqu'à une profondeur d'une centaine de mètres (Bruce, 1989). De plus, cette méthode a l'avantage de produire des parois de forages rugueuses favorables au développement d'une bonne résistance du scellement.

Fluide de forage. Les pressions de fluide de forage mises en œuvre doivent permettre d'éviter tout claquage hydraulique du terrain lors du forage. Il a été montré que le forage à l'air pouvait diminuer la capacité des fissures à être injectée et qu'il était à bannir dans le cas d'un massif saturé. L'utilisation d'eau peut également servir à nettoyer le trou mais est à éviter dans le cas de roches tendres (marnes, shistes fissurés, craie,...). On pourra également, en fonction de la nature des terrains de coulis de ciments ou tuber le forage à l'avancement.

Déviations du forage. Il est aujourd'hui admis que les méthodes de forage courantes permettent d'assurer des déviations de forage inférieures à 1/100 (Bruce, 2004; Bruce et Wolfhope, 2007). Lorsque les forages sont particulièrement longs, un critère de rectitude du forage peut être ajouté afin de garantir que le tirant ne vienne pas au contact des parois du forage lors de sa mise en tension.

Réception du forage. Il peut être intéressant de réceptionner le trou de forage afin de garantir la bonne injection ultérieure du scellement et le bon enrobage des tirants. Cette réception se fait à l'aide d'essais d'eau sur toute la hauteur du forage ou seulement sur la future partie scellée. La réglementation britannique (BSI, 1989) exige que les fuites d'eau ne dépassent pas 50 litres en 10 minutes sous une surcharge d'eau égale à 100 kPa. La pratique américaine se limite à des fuites de 10,3 litres en 10 minutes sous une charge d'eau égale à 35 kPa (Bruce, 2006). Dans le cas où ces critères de réception ne sont pas respectés, l'injection avant reforage du massif est nécessaire jusqu'à ce que les critères de réception soient atteints. Des spécifications plus exigeantes peuvent cependant être requises au cas par cas. Par exemple, dans le cas du barrage d'Eder (Allemagne) pour lequel des écoulements importants avaient été constatés en fondation, toutes les parties scellées des forages ont dû être injectées et ont été testées sous une surcharge hydraulique de 500 kPa (Wittke et Schroeder, 1994).

2.3. Injection du scellement

Méthode d'injection. Quelle que soit la méthode utilisée, l'injection doit toujours se faire du bas vers le haut. L'injection peut se faire en une ou deux phases (injection du scellement puis de la partie libre après mise en tension du tirant). L'injection en deux phases pose des difficultés en matière de phasage et de délais, mais permet de limiter l'effet des frottements scellement-tirant sur la partie libre. Toutefois, la plupart des ancrages réalisés aujourd'hui sont injectés en une seule phase.

Coulis de scellement. Les coulis les plus utilisés sont les coulis de ciment. Le ciment est choisi en fonction de l'agressivité du milieu environnant. Les critères de classification de l'agressivité des terrains sont assez détaillés dans les recommandations françaises (CFMS, 1995). Sur cette question, les pratiques internationales sont assez homogènes. Les ciments généralement utilisés en milieu peu agressif sont les ciments Portland classique ou à prise rapide. Dans un environnement agressif riche en sulfates, les ciments à faible teneur en aluminates tricalciques (C₃A) sont utilisés (classe « SR » au sens de la norme EN 197-1). Quel que soit le ciment utilisé, il est recommandé que les teneurs en sulfates et en chlorures ne dépassent pas certains seuils (Hanna, 1982 ; BSI, 1989 ; CFMS, 1995).

Le rapport Eau-Ciment (E/C) est un des facteurs les plus importants influençant les propriétés du coulis d'injection. Le retour d'expérience international montre que pour les projets de confortement de barrages, les rapports E/C variant entre 0,35 et 0,47. (Littlejohn et Bruce, 1975; Xu et Benmokrane, 1996). L'utilisation de ciments à prise rapide permet l'utilisation de coulis plus fluides avec des rapports E/C dans la fourchette 0,40-0,45 (Bruce, 1997).

2.4. Protection contre la corrosion

Protection de la partie scellée. Les règles de l'art françaises recommandent deux types de protection en fonction de la classe de protection recherchée. Pour les sols agressifs, la mise en place d'une gaine continue sur toute la hauteur du scellement est recommandée. Pour les sols peu agressifs, la faible ouverture des fissures affectant le scellement conjuguée au pH élevé régnant au contact immédiat du tirant permettent de considérer la protection constituée par le coulis de scellement comme suffisante (CFMS, 1995). Ces hypothèses reposent cependant sur le respect de dispositions constructives particulières : i) la mise en place de l'armature du tirant muni de centreurs dans un forage préalablement rempli de coulis et ii) l'utilisation d'une pression d'injection élevée ($\geq 1,0$ MPa). Concernant ce dernier point, il conviendra préalablement de vérifier que les conditions de confinement de la partie scellée permettent d'atteindre cette pression sans risque pour l'ouvrage et la fondation.

Du point de vue britannique (BSI, 1989; FIP, 1991), le coulis de scellement ne peut être considéré comme une barrière anti-corrosion dans la mesure où la qualité de l'injection et son intégrité ne peuvent être vérifiées. Il est donc recommandé que les tirants soient protégés par une gaine continue sur toute la hauteur du tirant.

La pratique internationale semble avoir démontré le caractère sécuritaire : aucune rupture de tirant due à sa corrosion dans la partie scellée n'a été rapportée jusqu'à présent (Bruce et Wolfhope, 2008). Toutefois, la plupart des projets de confortement de barrages réalisés depuis 2008 ont été réalisés en considérant un environnement agressif (Bruce et al., 2013). Ainsi, la pratique américaine recommande à présent que tous les ancrages permanents soient protégés par une gaine continue (PTI, 2014).

Le degré d'isolation d'un tirant permanent peut être vérifié par des mesures de résistance électrique à n'importe quel moment de la vie du tirant. Ces mesures permettent de contrôler le pouvoir isolant de l'enveloppe du tirant et donc de tirer des conclusions sur la permanence de la protection contre la corrosion de ladite enveloppe. Elles constituent un moyen de contrôle non destructif, simple et efficace.

2.2. Contrôle et suivi de la tension

Essais de conformité. L'essai de conformité est un essai de chargement de tirant d'ancrage effectué en phase exécution pour établir ou valider la qualité du scellement en termes de résistance ultime et de traction de service. Ils concernent des tirants spécifiquement réalisés à cet effet et sont à réaliser en début de chantier dans les conditions prévues dans les notes techniques d'exécution. Ces essais doivent, dans la mesure du possible, être menés jusqu'à la rupture (jusqu'à $1,5T_s$ a minima). En France, le nombre minimal de tirants testés est de 2. Il est compris entre 1 et 3 aux Etats-Unis.

Essais de contrôle. L'essai de contrôle est un essai de chargement de tirant d'ancrage effectué, en phase exécution, pour vérifier que la conception spécifique d'un ancrage est adaptée aux conditions particulières du terrain sur tirant d'ouvrage, pour contrôler, par une traction d'épreuve supérieure à la traction de service, que la résistance attendue du scellement en service est bien supérieure à la traction de service requise. En France, les essais de contrôle sont en principe menés jusqu'à la tension $1,20T$ par chargement cyclique. Ils sont réalisés sur au minimum 3 tirants. Ces essais doivent démontrer que la traction de fluage n'a pas été atteinte. Pour être considéré comme valable, l'allongement du tirant Δe_{5-60} ne doit pas dépasser 1 mm.

Aux Etats-Unis, les 2-3 premiers tirants puis 2-5% des tirants suivants sont testés par le biais d'une procédure de chargement cyclique jusqu'à la valeur $1,33T_s$ suivi par un essai de fluage sur 10 à 60 minutes. En Grande Bretagne, il est d'usage de réaliser les essais de contrôle sur 5% des tirants à $1,25T_s$.

Essais de réception. L'essai de réception est un essai de chargement de tirant d'ancrage effectué pour vérifier qu'un tirant individuel est conforme aux critères de réception. Ces essais sont menés sur l'intégralité des tirants mis en place. La réception des tirants se fait à partir de la mesure d'allongement du tirant Δe sous la tension d'épreuve $1,25T_s$. Le confortement des barrages se fait généralement dans un contexte où la fondation n'est pas susceptible de fluer. Ainsi, si le déplacement Δe_{3-15} entre les temps $t_0+3\text{min}$ et $t_0+15\text{min}$ est inférieur à la valeur minimale entre un dix-millième de la longueur libre et 1,5 mm, le tirant est réceptionné, sinon, on poursuit l'essai de manière à pouvoir évaluer le déplacement Δe_{15-60} . Le tirant n'est alors réceptionné que si $\Delta e_{15-60} \leq 1$ mm. Si ce critère de réception n'est pas vérifié, on retient généralement comme traction de service la traction pour laquelle les critères ci-dessus sont vérifiés (CFMS, 1995).

Aux Etats-Unis, la tension d'épreuve est prise égale à $1,33T_s$ et les critères de réception sont $\Delta e_{1-10} \leq 1$ mm et $\Delta e_{6-60} \leq 2$ mm (Bruce, 2004). La pratique britannique est quant-à-elle plus sévère puisqu'elle exige des essais à $1,5T_s$ pour tous les tirants mis en place.

Mise en service. La mise en tension des ancrages varie entre 1,1Ts et 1,2 Ts. Le retour d'expérience international (mais issu d'une référence un peu ancienne) montre que la tension de blocage est généralement comprise entre 1,08Ts et 1,20Ts (Xu et Benmokrane, 1996).

La pratique française recommande d'évaluer la tension de blocage à partir d'une estimation des pertes instantanées (frottement du vérin, frottement dans les organes d'ancrage, etc.) et différées (relaxation des armatures, fluage du scellement principalement). Dans les cas classiques, l'évaluation des pertes conduit à une tension de blocage de l'ordre de 1,1Ts.

Suivi de la tension. Dans les recommandations françaises, le contrôle périodique des tirants est obligatoire. La fréquence du contrôle est trimestrielle la première année et annuelle pendant toute la durée de vie de l'ouvrage. Lorsque le nombre de tirants installés est inférieur à 50, il convient de contrôler, c'est à dire peser, au moins 10% des tirants (CFMS, 1995). Dans la pratique française récente pour les barrages, ce pourcentage est plutôt de l'ordre de 25%.

Il convient de souligner le développement croissant de l'utilisation de cellules de charge pour mesurer la tension des tirants en continu (Piron et al., 2012). Ces dispositifs permettent d'intégrer le dispositif de mesure de la tension des tirants dans le dispositif d'auscultation du barrage.

3. CAS D'ETUDES

3.1. Barrage de Pont du Roi

Le barrage de Pont du Roi est un barrage voûte à double courbure en béton, construit en 1957 et mis en service en 1959. Sa capacité est de 4 hm³. D'une hauteur de 23 m au-dessus du terrain naturel et de 28 m au-dessus de sa fondation, il a une longueur en crête de 196 m. C'est donc une voûte tendue avec un L/H de 7. L'ouvrage est mince avec une épaisseur maximale à la base de 3,3 m et en crête de 1,5 m. La voûte comporte 15 plots de 11,6 m de longueur encadrés par deux culées et séparés par des joints verticaux.

Le parement aval est fissuré pratiquement d'une rive à l'autre sous forme d'une grande fissure sensiblement horizontale en partie centrale et qui plonge en rejoignant les rives. Cette fissure est considérée comme d'origine thermique : la dilatation estivale de l'arc supérieur (accentuée par une retenue non pleine à cette saison) occasionne un renversement de la crête vers l'amont et des tractions en parement aval.

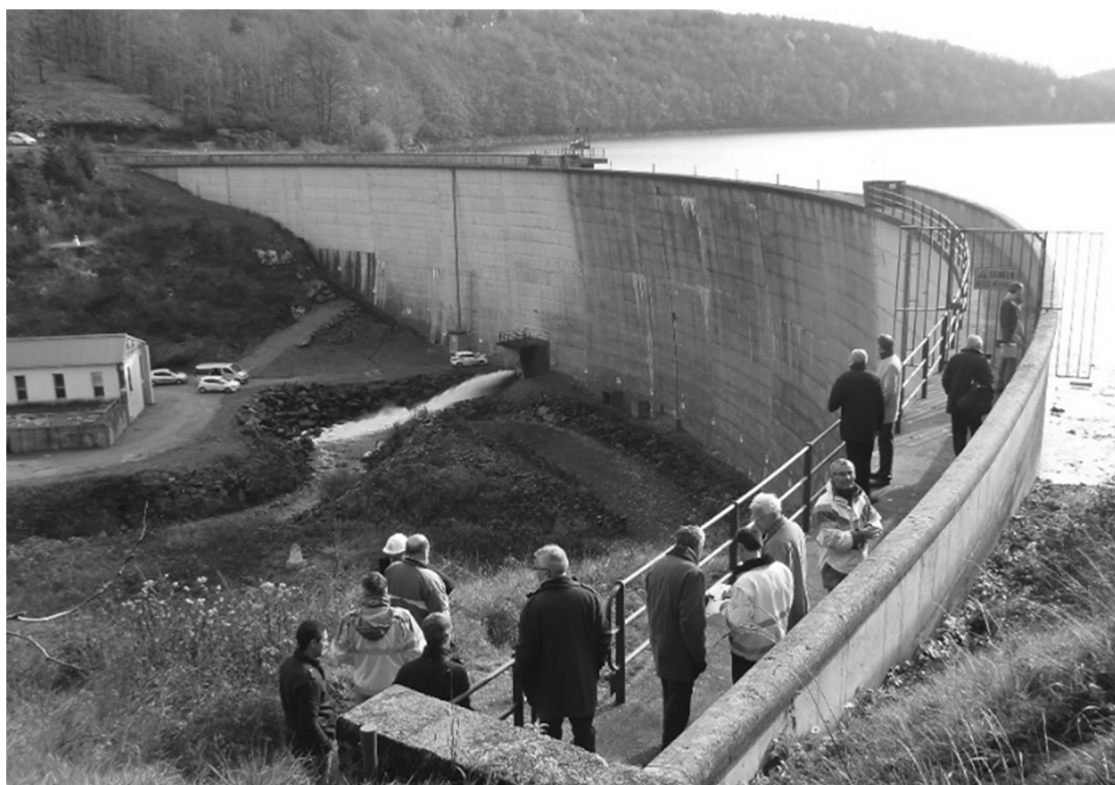


Figure 3. Barrage de Pont du Roi - vue générale du parement aval

Dans le cadre de la revue de sûreté de l'ouvrage (2009), la modélisation numérique aux éléments finis, avec calcul élastique non linéaire a confirmé l'origine de cette fissure : pour la cote de retenue minimale en été, le pied aval s'ouvre sur les trois quarts de son épaisseur en rive et sur un tiers de son épaisseur en partie centrale. Les résultantes d'appui maximales sont atteintes sur le haut des rives où elles deviennent tangentes à la surface de contact avec la fondation. Mais la modélisation a également mis en évidence qu'en hiver et pour la cote de retenue maximale, le pied amont du barrage s'ouvre sur les trois quarts de son épaisseur en partie centrale tandis qu'un cisaillement des appuis est observé en rives. Ce cas de charge hivernal est le plus critique car la fissuration amont permet à la pleine charge de la retenue de s'exercer dans le plan de la fissuration. Compte tenu des conclusions de la revue de sûreté, le service du contrôle a proposé une limitation de la cote de retenue en exploitation hivernale (2,5 m en dessous de la RN).

Des travaux de confortement s'avéraient donc nécessaires, consistant d'une part à améliorer les conditions de stabilité et à contenir l'ouverture de la fissuration, d'autre part à drainer en partie centrale les fuites éventuelles résultant de la fissuration de pied amont. Lors de l'établissement du dossier de confortement (2014), une modélisation plus précise a été menée, prenant en compte une géométrie plus représentative de la fondation de la voûte et tentant de caler certains paramètres à partir des mesures d'auscultation, malheureusement peu précises. Le niveau des contraintes dans les bétons de la voûte reste acceptable. L'attention est désormais portée sur la stabilité au glissement des plots de rives sur leur fondation, en situation estivale. Pour cela, il a été considéré les blocs monolithiques constitués par les cinq plots d'extrémité sur chaque rive.

L'angle de frottement limite a été choisi arbitrairement à 60° sur les deux rives en considérant que les cas de chargement extrêmes rencontrés jusqu'à présent ont conduit à des sollicitations mobilisant un angle de frottement de cet ordre de grandeur, sans que l'ouvrage n'ait été mis en péril ni n'ait subi des désordres irréversibles. Une marge de sécurité est apportée du fait que la surface de fondation est un fond de fouille irrégulier qui, de plus, présente des blocages latéraux. Le confortement proposé vise à obtenir un coefficient de sécurité au glissement de 1,5 pour le cas de sollicitation normale PPNC + RN + ETE. L'effort vertical additionnel nécessaire est de 38 MN en rive droite et de 34 MN en rive gauche.

Le projet a été présenté au CTPBOH en 2014. Et les travaux ont été réalisés en 2015-2016, avec des modifications relativement mineures. Le confortement a consisté à réaliser des tirants actifs (13T15.7) depuis la crête, dans des forages verticaux descendant en fondation : 19 tirants pour la rive droite et 20 tirants pour la rive gauche, soit un effort respectif de 3800 tonnes et 3400 tonnes. La note de calcul des tirants tient compte des interactions possibles entre tirants liées à leur faible espacement. Les longueurs de scellement ont été affinées au vu des résultats fournis par les tirants d'essais réalisés sur chaque rive sur les deux plots d'extrémité. Les hauts de scellements sont à au moins 5 m en dessous du contact béton / rocher, garantissant des longueurs de scellement entièrement dans une fondation rocheuse saine et compacte.

Les tirants sont de classe de protection P2 comprenant une double enveloppe sur leur partie libre : chaque toron est placé dans une gaine en polyéthylène injectée de graisse, l'ensemble des torons étant lui-même inséré dans une gaine injectée au coulis de ciment.

Tableau 1. Tableau de synthèse des cas d'études traités

Barrage (date du confortement)	Hauteur (m)	Tirants	Nature de la fondation	D (m)	L (m)	Méthode de forage	Φ (mm)	Méthode d'injection	E/C	Charge limite Tu (kN)	Tension de service Ts (kN)	Tension de blocage Tb (kN)	Tirants instrumentés (%) et fréquence des mesures
Lampy (2015)		13 x 8T15.7	Granite altéré	23	7	MFDT	150	IRS	0,5	1584	1189	1170-1210	46 %
Rassise (2015)	30	4 x 37T15.7 (RG) 4 x 40T15.7 (RD)	Quartzite	18	20	RP	250	IGU	0,5	-	5500 (RG) 6000 (RD)	5250-5500 (RG)	100 %
Pontaboulard (1998)	15	19 x 12T15.7	Granite	18	7	MFDT	150	IGU	0,4	2640	1672	1800	21 % (6 mois)
Laouzaz (2009 et 2017)	52	10 x 27T15.2	Granite	15	12	-	250	-	-	5655	3000	3206	100 % (3 mois)
Pont du Roi (2016)		20 x 13T15.7 (RG) 19 x 13T15.7 (RD)	Granite	-	5	-	-	-	-	1800	970	970	20%

L : longueur du scellement

D : longueur libre du tirant

Φ : diamètre du forage

MFDT : Marteau Fond de Trou (Roto-percussion)

RP : Roto-Percussion

IRS : Injection Répétitive et Sélective

IGU : Injection Gravitaire Unique

Les têtes des tirants seront prévues pour permettre une reprise des efforts de mise en tension. Un échantillon de 8 sur les 39 têtes de tirants est instrumenté par des capteurs permettant le suivi périodique de tension et cette auscultation est intégrée dans le dispositif automatique d'acquisition des mesures. Lors de l'examen de ce projet, le CTPBOH a attiré l'attention sur plusieurs points :

- i) le risque de déclavage aux joints entre les plots renforcés les plus près du centre de la voûte et leur voisin respectif non équipé de tirants, d'où la recommandation du Comité d'avoir un plot de transition sur chaque rive ;
- ii) le risque de créer des contraintes de traction dans les plots confortés les plus proches du centre de la voûte, compte tenu de leur forme en console (en plus de la difficulté à forer sans déviation) ;
- iii) les incertitudes de la modélisation thermomécanique (dues à la médiocre qualité des mesures d'auscultation), d'où la suggestion du Comité de réaliser la mise en tension des tirants en deux phases espacées de plusieurs années.

Les tirants ont été mis en œuvre sur les 4 premiers plots de chaque rive (plots A, B, C et D en RD et N, O, P et Q en RG) avec un nombre de tirants par plot variable (de 6 pour A et Q jusqu'à 3 pour D et N), ce qui contribue à répondre aux deux premières remarques du Comité. La mise en tension a été réalisée suivant la suggestion du Comité, à savoir à 50 % de leur tension nominale de service (97 tonnes par tirant pour 180 en nominal).

3.2. Barrage EDF de Pontabouland - Campagnes de pesage de tirants précontraints

Le barrage de Pontabouland, construit en 1926 et exploité par EDF, est un ouvrage de type poids déversant en béton cyclopéen, avec parements maçonnés. La hauteur du barrage est voisine de 15 m. Afin d'améliorer la stabilité de l'ouvrage en crue ou sous l'effet de sollicitation sismique, il a été renforcé, en 1997, par l'installation de 19 tirants précontraints verticaux ancrés dans le granite de fondation. Ces ancrages, conçus et mis en œuvre selon les Recommandations T.A. 95, sont implantés sur le déversoir et sur la crête du barrage, en rive gauche. Ils sont espacés d'1,9 m et sont scellés au rocher sur une longueur de 7 m. Chaque tirant, fourni par la société VSL, est constitué de 12 torons de 15,7 mm de diamètre (12T15S). La partie libre de l'ancrage est gainée et graissée. Deux ancrages d'essai préalable ont permis de déterminer la longueur de scellement des tirants de l'ouvrage. Ces ancrages d'essai ont ensuite été abandonnés dans le corps du barrage. Les tirants référencés A3, A6, A9 et A14 sont auscultés à l'aide de cellules hydrauliques manufacturées par la société Glötzl (modèle VHD) dont la mesure est ramenée, via un réseau de gaines, jusqu'à un tableau de raccordement situé dans le local technique en pied du barrage. A cet endroit, on peut connecter une pompe de lecture M1 H16 montée sur un châssis métallique.

Dès leur mise en service, la surveillance des tirants précontraints est régulièrement effectuée à l'aide des cellules de charge. Durant l'automne 2010, une campagne de pesage est engagée afin de contrôler la tension effective des tirants.

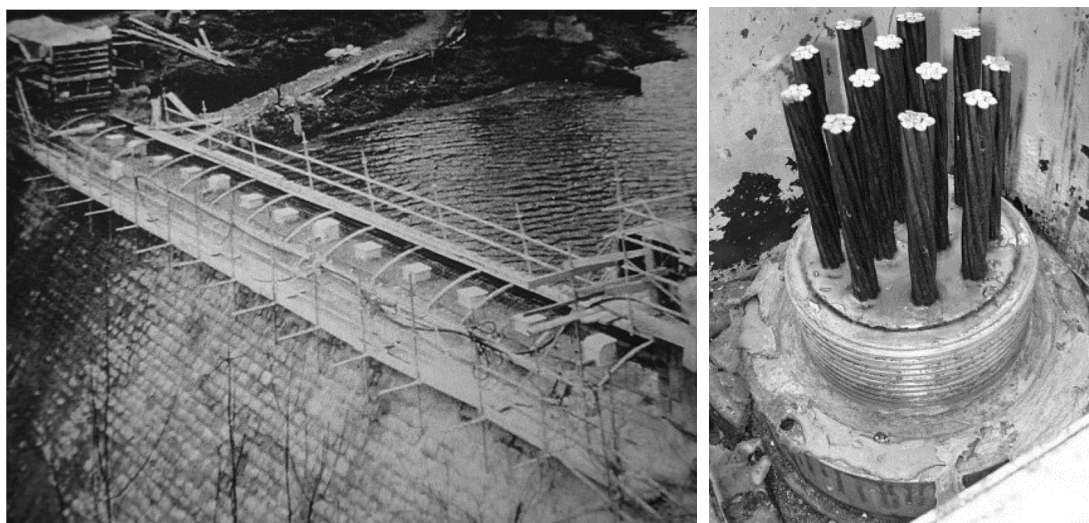


Figure 4. Barrage de Pontabouland - vue générale du parement aval (à gauche) et tête d'un des tirants d'ancrage (à droite)

La campagne de pesage, conduite en 2010, a permis de déterminer la tension effective des 19 tirants actifs équipant le barrage de Pontabouland et de l'ajuster, lorsque c'était nécessaire, afin de restaurer la tension de service prévue au stade de la conception. A cette fin, des cales métalliques d'épaisseur appropriée sont positionnées entre le bloc d'ancrage et la plaque de répartition. Des écarts ont été notés entre les valeurs données par certaines cellules de charge et le pesage, ce qui a permis d'identifier une certaine dérive des mesures comprises entre 10 et 20% pour 3

capteurs. Depuis les opérations de pesage, EDF a décidé de programmer une deuxième campagne de pesage, en 2016, pour contrôler l'ajustement de tension effectué en 2010 et proposer, pour cet ouvrage une fréquence pour ce type d'intervention. Les tensions et les mesures effectuées à l'aide des cellules de charge se sont avérées assez stables. La dérive précédemment observée, n'évolue plus. En l'absence d'évolution défavorable du comportement de l'ouvrage ou d'anomalie affectant les ancrages précontraints, la fréquence des pesages est fixée à 15 ans, sur ce site. Concernant les cellules de charge hydrauliques présentes sur le parc géré par EDF, un REX sur 65 capteurs constate leur robustesse, leur fiabilité et leur précision suffisante pour suivre en temps réel l'évolution de la tension dans les tirants. Le seul moyen de contrôle reste le pesage.

3.3. Barrage EDF du Laouzas – Confortement de la butée rocheuse à l'aval des plots centraux

Le barrage de Laouzas (Tarn), exploité par EDF, est une voûte en béton à double courbure implantée dans une vallée large. Le contact béton-rocher, au niveau des plots centraux du barrage, s'ouvre en période hivernale lorsque le réservoir est à niveau haut. La butée rocheuse à l'aval des plots centraux est alors sollicitée par des efforts faiblement inclinés par rapport à l'horizontale. En 2008-2009, dans le but d'éviter de déconfiner la butée rocheuse à l'aval des plots centraux 1 & 2, deux éléments de poutre en béton armé ont été construits et mis en compression par 10 tirants d'ancrage précontraints de 27 m de longueur (15 m de longueur libre, et 12 m de longueur scellée). Chaque tirant est constitué de 27 torons T15.7. La traction initiale des tirants est voisine de 3 000 kN, alors qu'ils sont dimensionnés pour 4 000 kN environ. La marge disponible sera potentiellement utilisée pour augmenter l'effort stabilisateur, si cela s'avère nécessaire. Chaque ancrage est équipé d'une cellule de charge hydraulique Glötzl de type KK 4000 A200 VW7,5 (sortie corde vibrante) à lecture déportée. Les poutres hébergent également un réseau de drainage et une instrumentation complémentaire. En 2016-2017, après analyse du retour d'expérience de la première campagne et des études additionnelles, les poutres existantes ont été prolongées pour stabiliser la butée rocheuse située face aux plots centraux 3 et 4.

La Figure 4 détaille la série chronologique de mesures issue du capteur équipant l'un des tirants stabilisant la butée rocheuse à l'aval du barrage de Laouzas. Ces mesures mettent en évidence la perte de tension limitée survenant à très court terme après la mise en service du tirant, puis les pertes à moyen terme. La tension se stabilise ensuite, mais est affectée d'une certaine variation imputable à un effet saisonnier qu'il est aisé de corriger. Pour avoir une série de mesures de qualité qui s'affranchisse de l'effet saisonnier les capteurs sont interrogés à minima 4 fois par an.

Lors de la campagne d'extension des poutres ancrées, conduites en 2016/2017, des têtes d'ancrage démontables commercialisées par la société Freyssinet ont été utilisées. Ces têtes autorisent le remplacement des cellules de charge, lorsqu'elles sont affectées de dysfonctionnements, sans déplacer les clavettes et donc sans risque de blesser les torons dans une zone qui serait préjudiciable pour la pérennité de l'ancrage.

3.4. Barrage du Lampy

Sur le barrage du *Lampy*, ouvrage datant de plus de deux siècles, d'une vingtaine de mètres de hauteur sur fondation, le projet de confortement comprenait 13 tirants (type 8T15S) exerçant chacun une traction de service de 1190 kN et apportant un poids supplémentaire de 7% du poids propre. Cette solution a été préférée à la recharge aval, pour les raisons suivantes : esthétique, présence des 4 pertuis, difficulté de justification du remblai aval vis à vis du séisme.

S'agissant un ouvrage ancien, la mise en place des tirants a fait l'objet d'une restauration préalable de l'ensemble du barrage (rejoitoiement, injection de pied, forage et tranchée de drainage ...) avant même leur injection. Toutes les informations acquises au fil des travaux ont été soigneusement examinées afin de mieux connaître l'ouvrage mais aussi de modifier si nécessaire les dispositions prévues pour les tirants (levé géologique des fouilles des tranchées de drainage, endoscopie des forages, observation détaillée des carottes, des maçonneries excavées pour réaliser la longrine...).

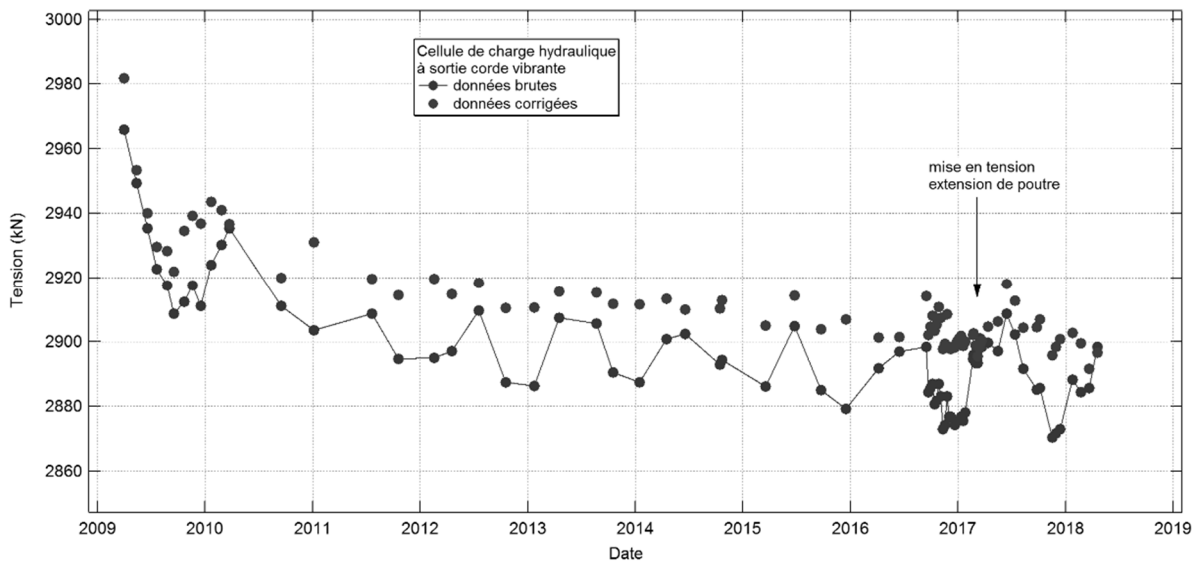


Figure 5. Barrage de Laouzas - Série chronologique de mesures issue du capteur équipant l’un des tirants

Les tirants sont de type permanent, réinjectable, contrôlable et réglable. Leur espacement varie de 3,8 à 6 m et leur longueur totale est comprise entre 22 et 30 m. Les tirants sont ancrés dans le granite sain (i.e. les tirants sont libres dans les horizons superficiels altérés ou arénisés), à une profondeur de 7 m sous le barrage, soit une longueur libre de 15 à 23 m. Les scellements ont une longueur de 7 m. Près d’un tirant sur deux est équipé d’une cellule de charge afin de pouvoir réaliser le pesage des tirants. Les efforts des tirants sont répartis au moyen d’une dalle continue en crête ($L = 58 \text{ m} \times l = 2 \text{ m} \times e = 0,8 \text{ m}$). La largeur particulièrement importante de la dalle visait à augmenter la diffusion des contraintes. Après de longs débats initiés par le CTPBOH sur le fractionnement de la dalle, il a finalement été retenu une longrine continue (sans joint) favorisant la répartition globale des efforts.

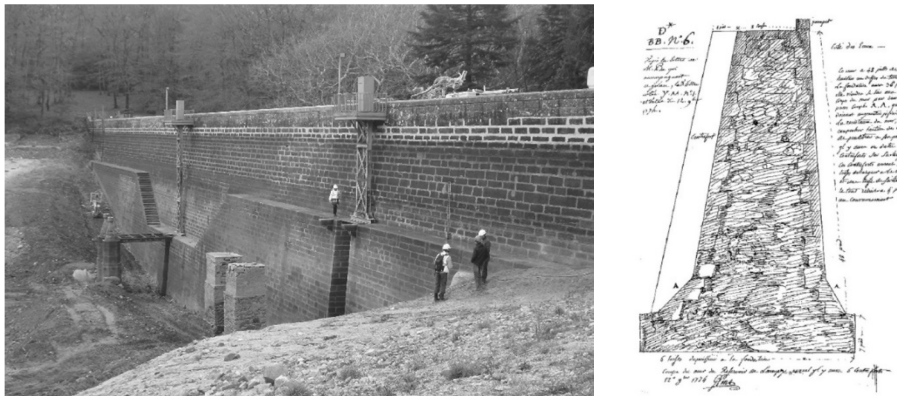


Figure 6. Barrage du Lampy - Vue générale du parement amont (à gauche) et coupe type datant de 1774 (à droite)

Compte tenu de l’âge du barrage et de l’altération de la fondation, un calcul 3D de la structure a été mis en œuvre pour vérifier la bonne diffusion des contraintes mais également pour apprécier les gammes de déformation admissibles dans le cadre de la mise en tension des tirants.

Les travaux se sont déroulés fin 2015 après vidange de la retenue en septembre 2015. Ces travaux ont été réalisés par l’entreprise RESIREP, sous maîtrise d’ouvrage VNF et maîtrise d’œuvre ISL. Les dispositions techniques suivantes ont été prises en phase chantier : i) trois tirants d’essai spécifiques identiques aux tirants définitifs essayés à 1,5 Ts ; ii) mise en tension des tirants définitifs par pianotage et par paliers (5), mise en tension à 1,25 Ts puis détente pour arriver à Ts ; iii) suivi au 1/10 mm des déplacements relatifs des têtes de tirants avec des seuils maximaux définis par le calcul 3D ; iv) surveillance des parements pendant les opérations ; v) deux arrêts du remplissage (cotes 641,9 et 645,6 m NGF) pour interprétation des mesures d’auscultation avant fin de remplissage jusqu’à la retenue normale (646,80 m NGF).

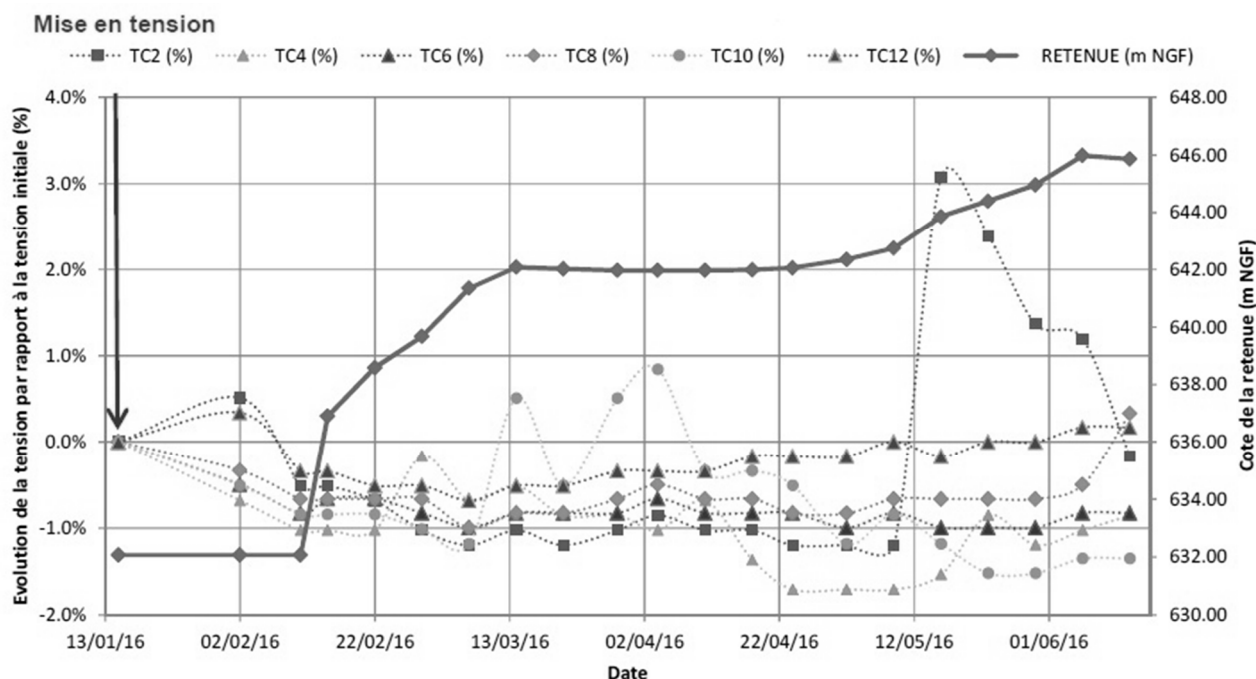


Figure 7. Barrage du Lampy - Evolution de la tension des tirants instrumentés au cours des deux phases de remplissage de la retenue

Avant le début du remplissage, dans le mois suivant leur mise en tension, la relaxation des matériaux a conduit à une légère baisse (-0,4 à -1,0 %) des tensions initiales ce qui est habituel. Les valeurs mesurées n'ont pas été sensibles à la montée du plan d'eau jusqu'au second palier.

3.5. Barrage de Rassisse

Le barrage de Rassisse est un ouvrage en béton de 30 m de hauteur construit entre 1952 et 1954 et permettant de stocker 13 hm³ d'eau. Il est constitué d'une voûte de 100 m de longueur en crête et 40 m de rayon, prolongée en rive droite par un mur de 200 m de longueur.

La particularité du barrage tient à la dissymétrie de la vallée constituée d'une gorge aux versants abrupts en rive gauche qui se prolonge par un versant en pente douce en rive droite. La voûte située dans la gorge du Dadou s'appuie d'une part sur le versant rive gauche surmonté d'une petite culée en béton et, d'autre part, côté rive droite sur le rocher du versant jusqu'à mi-hauteur et sur une culée en béton pour la partie supérieure ; deux tirants précontraints de 12 000 kN, ancrent cette culée au substratum dès la construction du barrage et représentent 40% du « poids » de la culée. Toutefois, ces tirants, d'une technologie ancienne et injectés sur toute leur longueur n'étaient pas mesurables, ce qui amenait à douter de leur tension résiduelle. Le confortement de 2015 a consisté à mettre en place sur la culée RD quatre nouveaux tirants de 6 000 kN (après avoir coupé un des tirants préexistants) et à réaliser quatre tirants de 5 500 kN sur la culée RG. Ces travaux ont été réalisés par l'entreprise GTM, sous maîtrise d'ouvrage SIAH du Dadou et maîtrise d'œuvre ISL.

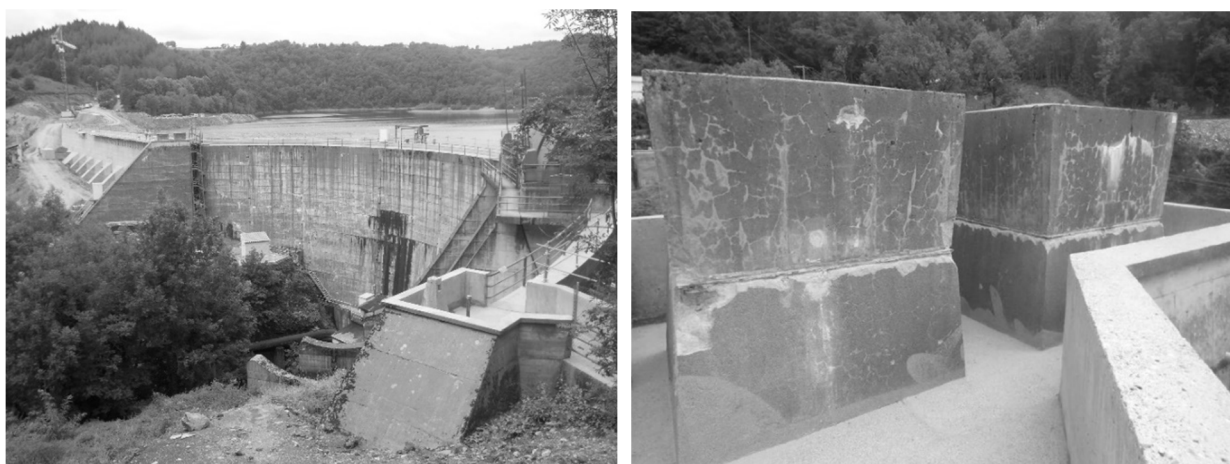


Figure 8. Vue générale du parement aval (à gauche) et sarcophages des têtes des anciens ancrages en rive droite (à droite)

Un "mur" béton de 200 m de longueur prolonge la voûte en rive droite au-delà de la culée ; cette partie était initialement de type mur à contreforts dans sa partie la plus haute (de 10 à 15 m de hauteur) suivie en extrémité rive droite d'un ouvrage de type poids. Le confortement a consisté à mettre en œuvre des recharges en béton à l'aval de l'ensemble du mur, le transformant ainsi en un barrage-poids au profil épaissi.

L'opération la plus délicate du chantier de confortement a concerné les tirants de la culée RD. Initialement, il était prévu de couper les deux tirants préexistant avant de mettre en place les quatre nouveaux tirants, cette opération se faisant en été avec une retenue maintenue basse. Le décalage dans le planning des travaux conduit à réaliser cette intervention en hiver, sans possibilité de contrôler la cote de la retenue étant donnée la capacité limitée des organes de prise et de vidange. Le service de contrôle a refusé que les tirants préexistants soient tous deux coupés avant mise en place des nouveaux tirants. Le déroulement a donc été le suivant :

- découpe d'un des deux tirants préexistant
- mise en place des 4 nouveaux tirants
- maintien en place de l'autre tirant préexistant

À la surprise générale, la découpe du tirant préexistant ne s'est traduite par aucun effet sur le barrage, pourtant finement ausculté pendant cette phase. Tout juste les câbles se sont-ils rétractés de quelques mm au niveau du plan de coupe. Il est donc fort probable que le coulis d'injection, qui remplit toute la hauteur des câbles dans la traversée du béton de la culée, joue encore son rôle de scellement et que le tirant dispose encore d'une tension résiduelle importante.

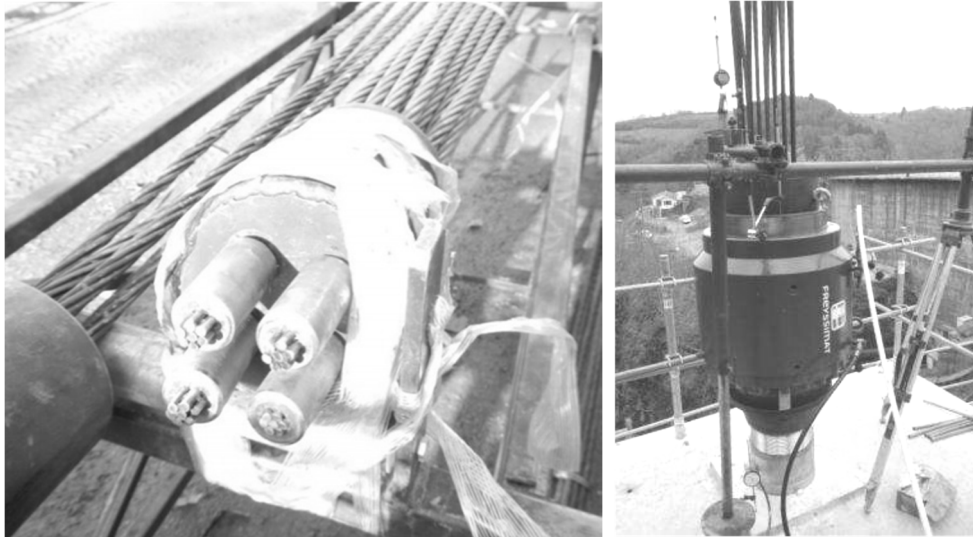


Figure 9. Tête des tirants mis en place (à gauche) et verin utilisé pour leur mise en tension (à droite)

La mise en place des 8 nouveaux tirants s'est déroulée sans problème. La mise en tension s'est effectuée du 12 au 31 mars 2015 en commençant par la RG pour se terminer par la RD. Aucun mouvement significatif ne s'est produit pendant cette phase.

Les tirants installés ont montré un comportement stabilisé après la remise en eau de la retenue. En rive gauche, la tension varie entre 5 150 kN et 5 450 kN et en rive droite entre 5 900 kN et 6 300 kN. La perte de tension depuis la mise en tension est de l'ordre de 100 à 200 kN, soit moins de 4% de la tension initiale.

4. CONCLUSIONS

Le retour d'expérience réalisé ici permet de tirer plusieurs enseignements. Tout d'abord, on ne peut que constater que la conception et les méthodes d'exécution des ancrages ont peu évolué ces 30 dernières années. Notons toutefois une innovation récemment mise en œuvre dans le cadre du confortement d'un mur de soutènement de l'évacuateur du barrage d'Hodenpyl (USA) qui consiste à intégrer plusieurs ancrages dans un même forage pour bénéficier d'une répartition des contraintes de cisaillement plus homogène le long de l'ancrage (Bruce et al., 2004b). Au plan international, les dispositions constructives pour la protection des ancrages contre la corrosion semblent converger vers une généralisation de la double protection.

En matière de dimensionnement, les règles de l'art actuellement en vigueur en France sont cohérentes avec les pratiques internationales (les facteurs de sécurité globaux sont du même ordre). Ces pratiques, même si elles doivent être réactualisées¹, semblent satisfaisantes au regard du faible nombre de dommages observés.

En matière de forage, il semble y avoir un consensus sur l'utilisation de la roto-percussion. Toutefois, l'utilisation récente de techniques de forage soniques (Barrage de Chancy-Pouigny par exemple) a montré de bons résultats. On peut regretter que la réception des forages par des essais d'eau ne soit cependant pas encore systématique.

A l'échelle internationale, il existe une certaine variabilité dans les procédures et les critères de réception des essais de contrôle et les essais de réception.

Enfin, on observe dans les nouveaux projets une généralisation des mesures de tension des tirants, essentiellement à l'aide de cellules de charge hydrauliques couplées à des campagnes de pesage dont la fréquence doit être établie par des spécialistes. Les progrès technologiques récents permettent la mise en place de dispositifs de mesure en continu ainsi que leur remplacement en cas de défaillance. Cela doit permettre d'intégrer plus systématiquement ces mesures aux dispositifs d'auscultation du barrage. La possibilité de remise en tension des tirants est également très intéressante pour compenser un détensionnement avec le temps.

RÉFÉRENCES

- Brown E.T. (2015) Rock engineering design of post-tensioned anchors for dams – a review, *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 7, p. 1-13
- Bruce D.A. (1997) « The stabilization of concrete dams by post-tensioned rock anchors : the state of american practice », *Proceedings of the Ground Anchorage and Anchored Structures Conference*, Londres, p. 508-521
- Bruce, D.A. (2002). "[Anchors, Micropiles, Rock Grouting and Deep Mixing: A Decade of Progress in the United States](#)," *Current Trends in Geotechnical Engineering*, 19th Central Pennsylvania Geotechnical Conference, Hershey, PA, May 13-15, 33 pp.
- Bruce, D.A. (2004a). "[Evolution of Rock Anchor Practice over Three Decades](#)" ADSC Ohio River Valley Soils Seminar XXXV, October 20, 9 pp.
- Bruce, M.E., R.P. Traylor, A.D. Barley, D.A. Bruce and J. Gómez. (2004b). "[Post Grouted Single Bore Multiple Anchors at Hodenpyl Dam, Michigan](#)," *GeoSupport 2004 Drilled Shafts, Micropiling, Deep Mixing, Remedial Methods, and Specialty Foundation Systems*, ADSC: International Association of Foundation Drilling and American Society of Civil Engineers, Geotechnical Special Publication No. 124, Orlando, FL January 29-31, pp. 361-373.
- Bruce D.A., Wolfhope J. (2007) « Rock anchors for dams : evolution and analysis of corrosion protection systems and construction costs ». *Dam Safety '07, Annual National Conference*, September 9-13, Austin, Texas , p. 1-20
- Bruce D.A., Wolfhope J. (2008) « 40 years of rock anchors for dams in North America – lessons learned ». In : *The sustainability of experience – investing in the human factor*, *Proceedings of the 28th annual USSD Conference*, Portland, Denver, p. 47-56
- Bruce, D.A., J.S. Wolfhope and J.D. Wullenwaber. (2013). "[Rock Anchors for Dams: A Five - Year Update](#)," 33rd USSD Annual Meeting and Conference, Glendale, AZ, February 11-15, 10 pp.

¹ Une révision des recommandations TA 95 est actuellement en cours sous l'égide du CFMS.

- Comité Français de Mécanique des Sols et des Travaux de Fondations (1995), « Tirants d'ancrage – Recommandations concernant la conception, le calcul, l'exécution et le contrôle – Recommandations T.A.95 », Ed. Eyrolles,
- Comité Français de Mécanique des Sols (2016), « Note pour le calcul et dimensionnement des tirants selon l'Eurocode 7 », 6 p.
- Forbes, G., J.S. Wolfhope, D.A. Bruce, and M.L. Boyd. (2005). "[Post-Tensioned Rehabilitation of Hydropower Dams: Continuously Improving on an Anchor Program](#)," Waterpower XIV Conference, Austin, Texas, July 18-22, 12 pp.
- Mortensen, D., M.L. Boyd, V.M. Vasquez, D.A. Bruce and P. Carr. (2012). "[Third Post-Tensioned Anchors Stabilization at Olmos Dam](#)." Association of State Dam Safety Officials Annual Conference, September 16-21, Denver, CO.
- Piron A., Chulliat O., Morel F. (2012) Suivi de la tension résiduelle par auscultation des tirants d'ancrage du parc hydraulique EDF, Colloque « Auscultation des barrages et des digues - Pratiques et perspectives », Chambéry, 27 et 28 novembre, 15 p.
- Post Tensioning Institute (PTI). (2004). "Recommendations for prestressed rock and soil anchors." Fourth Edition, First Printing, Phoenix, Arizona. 98 p.
- Royet P., Laugier F., Rosin-Corre N., Agresti P., Salmi A. (2013) « Le parc des barrages Français en maçonnerie - Techniques de reconnaissance et de confortement », Colloque CFBR « Modernisation des barrages », p 417-441.
- Wittke W., Schroeder D. (1994) « Upgrading the stability of the Eder masonry dam », International Journal on Hydropower and Dams, 1(5), p. 57-66
- Xu H., Benmokrane B. (1996) Strengthening of existing concret edams using post-tensioned anchors : a state-of-art review, Canadian Journal of Civil Engineering, 23, p. 1151-117

LE RENFORCEMENT DES OUVRAGES HYDRAULIQUES EN REMBLAIS PAR BIOCALCIFICATION : BIENTOT UNE REALITE

Reinforcement of embankments by bio-calcification: soon a reality

Annette ESNAULT-FILET¹, Ira GUTJAHR¹; Rémi BEGUIN², Aurélie GARANDET³, Amandine VIGLINO⁴; Astrid MONDOLONI⁴, Jean-Michel MONIER⁵, Fabrice EMERIAULT⁶, Jean MARTINS⁷

¹ Soletanche-Bachy, 280 Avenue Napoléon Bonaparte 92500 Rueil Malmaison, France

² GeophyConsult, 159 quai des allobroges, 73000 Chambéry, France

³ CNR, CACOH, 4 rue de Chalon-sur-Saône 69007 Lyon, France

⁴ EDF-CIH, 73370 Le Bourget du Lac, France

⁵ ENOVEO, 7 pl. Antonin Poncet, 69002 LYON

⁶ Univ. Grenoble Alpes, CNRS, IRD, Grenoble INP, 3SR, F-38000 Grenoble, France

⁷ Univ. Grenoble Alpes, CNRS, IRD, Grenoble INP, IGE, F-38000 Grenoble, France

Annette.ESNAULT@soletanche-bachy.com; Ira.GUTJAHR@soletanche-bachy.com ;

remi.begu@geophyconsult.com; a.garandet@cnr.tm.fr; amandine.viglino@edf.fr; astrid.mondoloni@edf.fr;

jm.monier@enoveo.com; fabrice.emeriault@3sr-grenoble.fr; jean.martins@univ-grenoble-alpes.fr

MOTS CLÉS

Biocalcification, érosion interne, liquéfaction, confortement, digues, modèle physique

RÉSUMÉ

La bio calcification est une solution très récente de renforcement des sols in situ. Elle est obtenue par précipitation de la calcite dans des conditions biochimiques contrôlées. Le procédé a été validé sur plusieurs expérimentations, initialement à l'échelle du laboratoire, puis lors de véritables chantiers sous conditions de nappe statique et il est aujourd'hui breveté et mis en application par Soletanche-Bachy. Cependant, son application à des ouvrages hydrauliques en charge n'était jusqu'alors pas envisageable à cause des vitesses de percolation dans ces ouvrages.

Le projet BOREAL (Bio-Renforcement des Ouvrages hydrauliques en remblais), s'est attaché à lever ce verrou technique pendant 4 années de recherche et développement. Notamment, la réalisation d'un modèle physique à échelle 1, a permis de valider la faisabilité des injections des solutions dans différentes granulométries et configurations de sols et sous diverses conditions hydrauliques.

Les résultats issus de ce modèle physique seront présentés montrant les domaines d'applications de ce procédé et les pathologies visées. Par ailleurs, ces résultats sont replacés dans un contexte de mise en œuvre in situ (endiguements en charge). Ainsi, les aspects environnementaux inhérents à tout projet de confortement d'ouvrages hydrauliques avec les impacts potentiels sur les nappes, sont étayés montrant que le procédé BOREAL se présente favorablement comme nouvelle solution industrielle.

ABSTRACT

Bio calcification is a very recent solution of in situ soil consolidation. It is obtained by calcite precipitation under controlled biochemical conditions. The process has been validated by several experiments, initially on laboratory scale, then on industrial scale in situ under static groundwater conditions. Soletanche Bachy holds several patents for implementing the industrial process. However, it is necessary to modify the process in order to make it effective for its application on load bearing embankment due to potentially high ground water flows.

This is one of the main aspects addressed in the BOREAL project (Bio-reinforcement of backfilled hydraulic structures), during a 4-year research and development program. In particular, injection tests performed on scale 1 in a physical model allowed for the validation of the feasibility of the implementation of the process in various soils grading and configurations and under several hydraulic conditions.

The results obtained from the physical model experiments will be presented showing the fields of application of the process and the objectives in terms of treatments. Besides, these results are viewed in a context of real site in situ implementation (embankments). So, the environmental aspects inherent to any hydraulic works reinforcement projects with potential impacts on groundwater are supported showing that the BOREAL process appears favorably as new industrial solution.

1. LE PROJET BOREAL

1.1 Description, contexte et objectif

Le vieillissement des ouvrages en remblai de type digues de canaux et barrages, notamment en vue d'améliorer la protection des populations contre les risques induits par les défaillances potentielles de ces ouvrages, conduisent les maîtres d'ouvrages à des travaux de renforcement importants. C'est afin de trouver une alternative aux confortements intrusifs et lourds, pour traiter notamment les risques d'érosion interne et de liquéfaction que le projet BOREAL est né.

La consolidation des sols par voie biologique est une écotechnologie innovante qui imite les processus naturels de calcification pour cimenter le sol en place tout en laissant la porosité ouverte. BOREAL pourrait offrir une alternative très intéressante aux techniques de consolidation de sol existantes. Ce procédé de bio-calcification pourrait être appliqué pour le renforcement des ouvrages hydrauliques en charge (digues fluviales, canaux hydroélectriques et canaux d'irrigation), par rapport aux problématiques suivantes :

- le renforcement mécanique du noyau des remblais limono-sableux, vis-à-vis du risque d'érosion interne et de liquéfaction;
- le traitement des fondations de digues de fleuves et de canaux vis-à-vis de ces mêmes phénomènes. Les fondations ciblées sont des alluvions (sables, limons, graves).

1.2 Le principe de la biocalcification

Cette nouvelle technologie imite les processus naturels de calcification [4] pour cimenter le sol en place tout en laissant la porosité ouverte.

La formation des cristaux de calcite est obtenue par réaction enzymatique grâce à l'action d'une bactérie : *Sporosarcina pasteurii* en présence d'une solution calcifiante composée d'urée et de chlorure de calcium (Figure 1). Ces cristaux vont lier les grains de sable entre eux et par conséquent en augmenter la cohésion et la résistance mécanique. Le matériau obtenu est assimilable à un grès calcaire dont la résistance mécanique peut atteindre quelques centaines de kPa (comme une argile dure) à plusieurs MPa (comme un béton) en quelques jours, en fonction des paramètres de préparation.



Figure 1 : Principe de la bio-calcification par voie uréolytique.

Le procédé Biocalcis, développé et breveté par Soletanche Bachy est mis en œuvre pour des applications sous nappe statique ou hors nappe, pour des applications très variées telles que des traitements contre la liquéfaction, la réduction de poussée active (remblais renforcés, quais), la stabilisation de talus, la restauration de monuments historiques, etc.

Lors de la mise en œuvre dans un massif de sol, une solution de bactéries est dans un premier temps injectée dans le sol, dans lequel elles se fixent en quelques heures. La solution calcifiante est injectée dans un deuxième temps. La précipitation de calcite est totale au bout de 12h environ. Selon le taux de bio-calcification recherché, le cycle d'injection de solution calcifiante peut être répété plusieurs fois, le traitement complet étant terminé en moins d'une semaine.

Le procédé permet d'atteindre des résistances mécaniques en compression simple comprises entre 100 et 1000 kPa. Dans cette gamme de résistance, il ne modifie pas de façon significative les écoulements souterrains car le volume poreux du sol n'est pas rempli contrairement à d'autres procédés d'injection de coulis cimentaire ou chimique.

1.3 Verrous technologiques

La présence d'écoulements au sein des ouvrages hydrauliques pose la question de la mise en œuvre de la biocalcification. Le procédé Biocalcis suppose une circulation lente des eaux souterraines, qui laisse la possibilité de ménager des phases de « repos » après chaque application de solution calcifiante. Le premier verrou qui s'oppose à l'application du procédé au renforcement des digues réside dans l'absence de méthodes de mise en œuvre compatibles avec des écoulements hydrauliques importants. Ainsi un des objectifs du projet BOREAL est de lever ce verrou par des recherches portant à la fois sur la formulation de la bio-cimentation et sur les méthodes de mise en œuvre.

Le deuxième objectif du projet est de qualifier le traitement en termes de durabilité dans les conditions du milieu pour les applications visées de performances mécaniques et physiques vis-à-vis des risques d'érosion interne ou de liquéfaction. Pour lever ce deuxième verrou concernant les garanties de sûreté des ouvrages, il est nécessaire de mettre au point une méthodologie d'études adaptée aux digues en charge.

Le troisième verrou est le manque de connaissance sur l'impact écologique et environnemental. En effet, le recours à un nouveau procédé de traitement de sol pose naturellement des questions quant son acceptabilité environnementale, à fortiori quand il est appliqué sous nappe. L'objectif final est donc de pouvoir garantir l'innocuité du traitement d'un point de vue biologique et chimique. Un protocole d'étude sera proposé, il portera à la fois sur les aspects biologiques (devenir des bactéries utilisées, influence sur l'écosystème) et sur les aspects chimiques (influence des solutions calcifiantes avant et après réaction sur le milieu environnant), en référence à la législation en vigueur et en comparaison avec les techniques de confortement usuelles à base de liants hydrauliques ou chimiques.

1.4 Structure du projet

Le projet BOREAL se déroule sur 4 ans, il se termine fin 2018. Il regroupe trois partenaires industriels (Soletanche Bachy – EDF – CNR), deux PME (GeophyConsult et Enoveo) et trois laboratoires universitaires (IGE et 3SR de Grenoble, Microbiogéologie d'Angers). Il a été structuré en sept lots techniques distincts articulés autour d'un cahier des charges précis fixé par EDF et CNR. L'optimisation porte sur les aspects du procédé de biocalcification (formulation – mise en œuvre – contrôles), les performances au niveau mécanique, la modélisation numérique du procédé (dimensionnement – design) et l'évaluation des performances environnementales.

Au niveau expérimentation, une approche d'étude graduée a été adoptée allant de l'échelle de l'échantillon de laboratoire en début de projet aux essais en modèles physiques de près de 80 m³ au cours des deux dernières années. L'objectif final est d'aboutir à un procédé industriel pré-validé en fin de projet pour réaliser des essais sur site en 2019.

2. PRINCIPALES CARACTERISTIQUES D'UN SABLE CALCIFIE

Des échantillons de sable biocalcifié ont été réalisés en laboratoire afin de mesurer l'influence du taux de calcification sur les propriétés mécaniques (cohésion, angle de frottement, angle de dilatance, résistance à la rupture) et hydrauliques (perméabilité). En parallèle de ces essais, réalisés dans une cellule triaxiale à différents niveaux de confinement, des observations microstructurales 2D (Microscope Electronique à Balayage) et 3D (Tomographie RX à l'ESRF de Grenoble) ont pu être faites. Ces observations originales ont permis de caractériser la distribution spatiale de la calcite au sein du réseau poral et ainsi mettre en lumière les liens entre propriétés mécaniques mesurées (**Figure 2 a et b**) et modifications de la microstructure (**Figure 2 c**) induites par la biocalcification, notamment l'augmentation de la surface de contact entre grains (jusqu'à un facteur 6 pour 15 % de calcite – **Figure 2 d** pour un volume de 1.3 x 1.3 x 1.3 mm³). Les résultats sont détaillés en [1], [6] et [7].

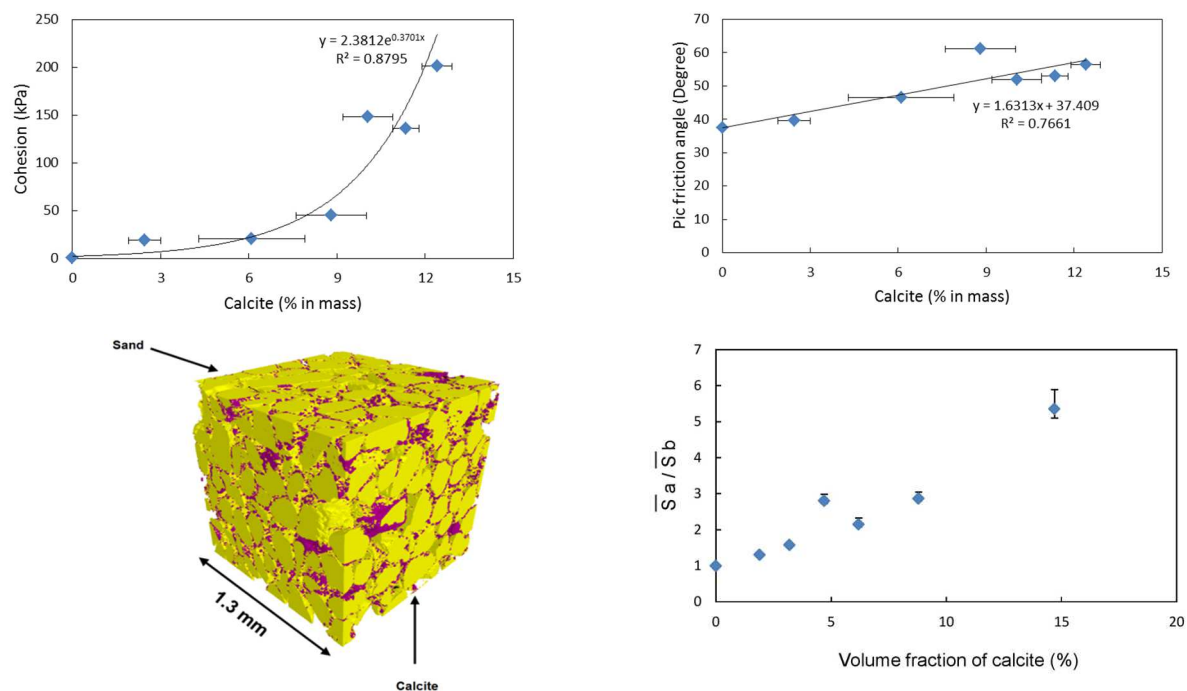


Figure 2 : Evolution de la cohésion (a) et de l'angle de frottement au pic (b) en fonction du taux de calcite. (c) Image 3D obtenue par tomographie RX (résolution de 0.6 micron). (d) Evolution du rapport des surfaces moyennes de contact entre grains après et avant calcification.

En ce qui concerne la perméabilité, les résultats obtenus ont montré comme attendu que cette dernière diminue lorsque le taux de calcite augmente. Typiquement, cette réduction de perméabilité est de l'ordre de 20% pour des faibles taux de calcite, et peut atteindre 75% pour un taux de 12,4%. Les essais triaxiaux ont quant à eux montré une augmentation de la résistance ainsi que de la rigidité initiale du sable bio cimenté par rapport au matériau non traité. Cette augmentation est due à l'augmentation de la cohésion du contact, qui peut gêner la déformation du squelette solide. Le comportement volumétrique tout d'abord contractant, devient dilatant après le pic. En ce qui concerne la résistance résiduelle, le sable traité atteint un état de résistance ultime, légèrement supérieur à celui du sable non traité. Le module d'élasticité E et la cohésion augmentent non linéairement avec le taux de calcite. Des images 3D obtenues par tomographie RX ont montré que ces évolutions sont intimement liées aux évolutions de la surface de contact, de la fraction solide et du nombre de coordination à l'intérieur de l'échantillon traité. Par ailleurs, les résultats de ces essais ont montré que les angles de frottement au pic et résiduel augmentent linéairement avec le taux de calcite. Ceci peut être interprété comme un effet notamment de la modification de la distribution granulométrique, de la création d'une rugosité supplémentaire générée par des cristaux de calcite distribués sur la surface des grains et la persistance des agglomérats de grains de sable cimentés.

3. LES TESTS EN MODELE PHYSIQUE

3.1 Mise au point du protocole d'injection BOREAL

Au cours des deux premières années du projet BOREAL, un important travail a été réalisé pour la mise au point du procédé de biocalcification pour qu'il soit efficace sous flux continu. Par rapport à la mise en œuvre sous nappe statique, les adaptations ont porté sur l'amélioration des capacités d'adhésion des bactéries sur le sol à traiter et l'optimisation de leur cinétique de réaction en raison de l'écoulement permanent de la nappe ne permettant pas de temps de repos entre deux injections.

Un nouveau mode de production de bactéries a été mis au point et validé à l'échelle du laboratoire par la réalisation d'essais d'injection en petites colonnes. Les propriétés d'adhésion des bactéries ont été déterminées dans un sable modèle (type Fontainebleau) sous différentes vitesses de percolation représentatives de conditions de sites réels (10^{-5} à 10^{-2} m/s).

En complément de ces essais, un outil numérique permettant de modéliser le procédé de bio-calcification a été développé afin de définir un protocole de traitement adapté au flux continu. (Voir paragraphe 6-1 « modélisation et dimensionnement »).

L'ensemble des paramètres d'injection utilisés lors des essais en modèle physique ont été déterminés grâce à ce modèle, qui a ainsi pu être validé en comparant les prédictions aux résultats obtenus dans les différentes configurations. Pour l'ensemble des essais, les bactéries ont été produites à l'échelle semi-industrielle selon le nouveau protocole.

Les données concernant les protocoles et le modèle ne peuvent pas être détaillées dans cet article notamment pour des raisons de confidentialité. Une publication spécifique sur ce sujet est cependant envisagée à la fin des essais BOREAL.

3.2 Description du modèle physique et des protocoles d'essais

Une étape importante du projet Boréal comprend la réalisation d'essais d'injection en modèle physique d'un tronçon de digue dans le laboratoire du CACOH (Centre d'Analyse Comportementale des Ouvrages Hydrauliques) de la CNR. Le dispositif utilisé est celui développé au cours du projet ERINOH (thèse de Rémi Béguin [2] sur l'érosion de contact) ; il a été repris et adapté pour les besoins des tests en modèle physique pour BOREAL.

Le modèle se compose d'une structure en béton armé de 8 m de long, 4 m de large et 2,2 m de haut, qui peut être fermée à son extrémité en aval par des batardeaux métalliques [2] et **Figure 3**. Il est connecté à l'amont à un réservoir de 3 m de haut et à l'aval à un bassin de collecte évacuant les effluents. Ce dispositif permet d'imposer une différence de charge hydraulique constante (jusqu'à 3 m) au volume de sol à tester. Le volume de sol mis en place pour un essai peut varier entre 45 et 70 m³, en faisant varier la position des batardeaux aval, en fonction des objectifs de l'essai.

Une série de 5 essais est prévue dans le projet, lesquels sont dissociés en deux types :

- « Type A » : le modèle est rempli d'une seule catégorie de sol, comme sur la **Figure 3**. Ce type d'essai est consacré à la validation de modèles numériques et aux tests des protocoles d'injection pour des sols de perméabilités et de natures différentes.
- « Type B » : une couche de fondation plus perméable est associée à un sol moins perméable. Cette configuration vise à tester l'efficacité du traitement à proximité des zones d'interfaces (souvent à l'origine des pathologies d'érosion interne).

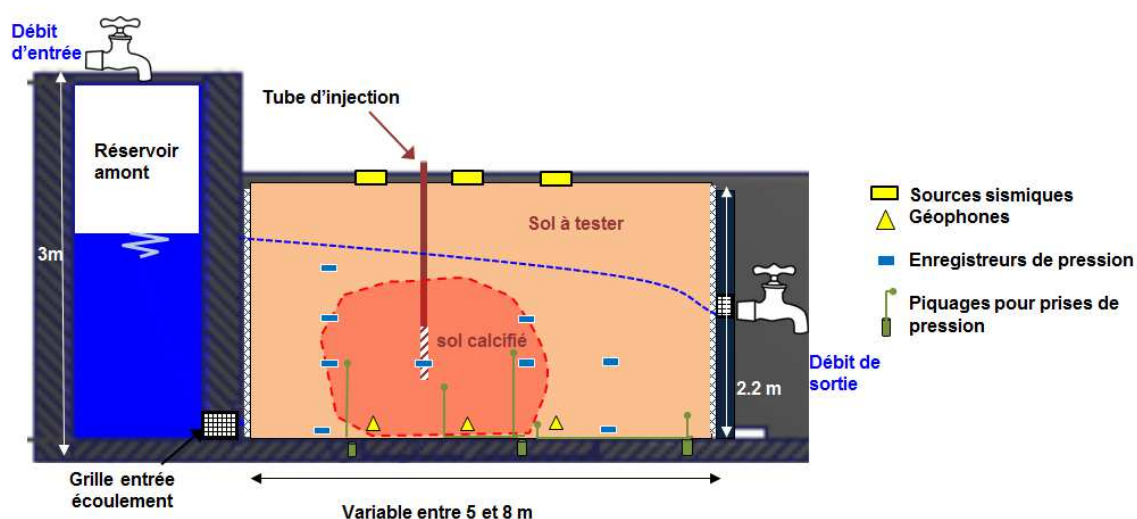


Figure 3 : Schéma de principe du modèle physique et de son instrumentation

Le protocole d'essai « standard » sur le modèle physique se déroule en 4 grandes étapes qui sont :

Le montage du massif de sol : le sol est mis en place par couches successives, peu compactées, afin d'obtenir un massif homogène pour faciliter et garantir l'interprétation des résultats du sol traité. De plus, le sol est mis en place avec la densité la plus faible possible, pour être représentatif des sols qui seront traités sur les digues dans les zones d'érosion interne avérée ou les zones de matériaux liquéfiables. Lors de la mise en place, les capteurs sont disposés

aux positions prévues et les essais de caractérisation réalisés. Les tubes destinés aux injections sont également mis en place au cours du montage.

La seconde étape consiste à **mettre en eau le modèle**. Le niveau d'eau est augmenté dans le réservoir amont en quelques heures puis maintenu stable pendant toute la durée des injections. Les injections débutent dès que le régime permanent est atteint (stabilisation des pressions interstitielles et des débits d'entrée/sortie).

Ensuite, les **essais d'injection** sont réalisés, divisés en une première phase d'injection de la biomasse et une seconde phase d'injection des solutions calcifiantes. Les paramètres de ces injections (débit imposé et concentrations des solutions/bactéries injectées) sont déterminés d'après des modélisations numériques réalisées au préalable et réajustées en fonction des premières mesures hydrauliques et chimiques obtenues (perméabilité réelle du massif). Pour cette étape le matériel utilisé (tubes à manchettes, pompes, malaxeurs, etc.) est le même qu'un chantier d'injection classique.

Enfin, après une période de **lessivage** d'au minimum quelques jours, l'écoulement est arrêté puis le modèle est démonté par étapes, pour permettre le prélèvement d'échantillons et la caractérisation du sol traité (homogénéité du traitement et caractéristiques mécaniques).

3.3 Description des 4 essais réalisés et des résultats

Au moment de rédiger ce document (mai 2018), 4 essais ont été réalisés : 3 essais de « Type A » avec soit du sable de Fontainebleau, soit un sable et graviers provenant du site de Chavanay et 1 essai « Type B » avec une couche de fondation en gravier propre 12/20 mm et une couche principale (noyau) en sable 0/4 mm. Chacun de ces essais a mené à une calcification satisfaisante d'un volume de sol d'environ 10 m³.

L'essai A1 sur le sable de Fontainebleau a permis de valider le modèle numérique COMSOL de pré-dimensionnement. Cet outil permet une prédiction du volume calcifié en fonction des paramètres d'injection utilisés. En effet, le volume calcifié obtenu et les taux de calcite mesurés au démontage sont concordants avec les prédictions du modèle (Cf.

Figure 4). Une bonne corrélation a été obtenue entre les résistances mesurées au pénétromètre et les taux de calcite indiquant une augmentation de résistance après traitement (de ~2 MPa pour le sable non traité à des valeurs localement > 50 MPa pour le sable traité).

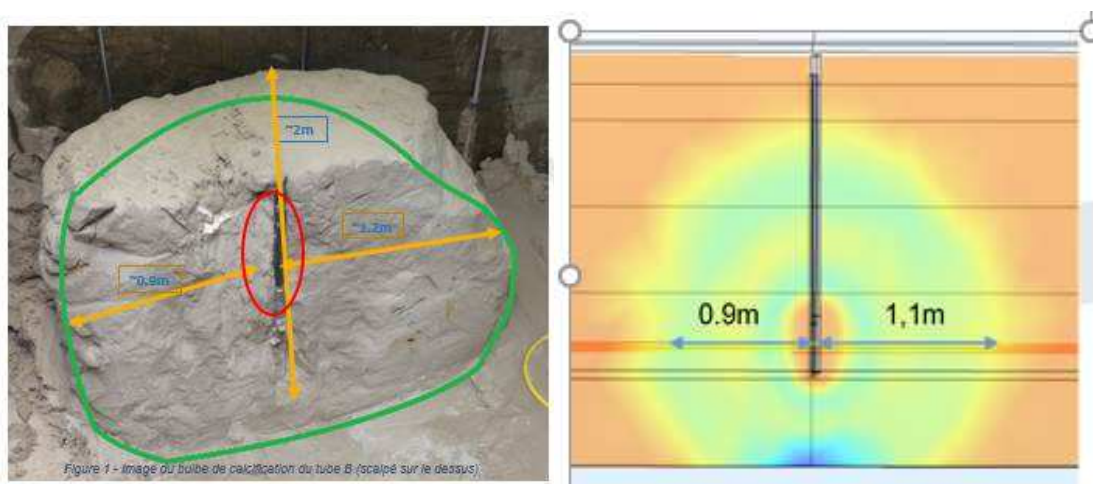


Figure 4 : Bloc calcifié après excavation pour l'essai A1 (sable de Fontainebleau) et géométrie prédite par modélisation

Les mesures géophysiques de vitesse sismique de cisaillement montrent également une augmentation significative après traitement avec des Vs évoluant de 250 à 290 m/s avant traitement à plus de 500 m/s après traitement (cf **Tableau 1**).

Les essais A3 et A3bis, réalisés sur un sable et graviers, ont validé la possibilité de traiter ce type de sol à granulométrie discontinue et ceci en présence de vitesses interstitielles atteignant $\sim 10^{-3}$ m/s. La comparaison directe des résultats du modèle numérique avec les observations expérimentales s'est avérée complexe du fait d'une teneur naturelle en calcite du sol très variable, engendrant une forte incertitude sur la mesure du taux de calcite effectivement formée lors du traitement. Cependant, d'après i) les observations au démontage, ii) les mesures pénétrométriques et iii) les mesures sismiques ; la zone traitée a pu être délimitée et caractérisée et répond aux attentes. Ces deux essais illustrent les performances espérées pour le traitement d'une digue fluviale typique

soumise à de l'érosion interne (suffusion) et potentiellement sujette à la liquéfaction. Des essais de suffusion sur des échantillons intacts prélevés au démontage sont en cours, et pourront compléter ces conclusions.

L'essai B1 (Cf. Figure 5) a montré que le traitement pouvait être appliqué à la calcification d'un noyau sableux juste au-dessus d'une fondation graveleuse, avec des vitesses préexistantes en fondation pouvant atteindre $\sim 10^{-3}$ m/s. Dans cette configuration favorable au développement d'une érosion de contact, le traitement de la couche de sol fin (ici le noyau sableux) fournit une solution de renforcement prometteuse. Des essais d'érosion de contact sur échantillons intacts prélevés au démontage sont en cours afin d'évaluer le gain apporté par le traitement en termes de vitesse critique.



Figure 5 : Blocs calcifiés après excavation dans du sable 0/4 mm, au-dessus de la fondation graveleuse (essai B1).

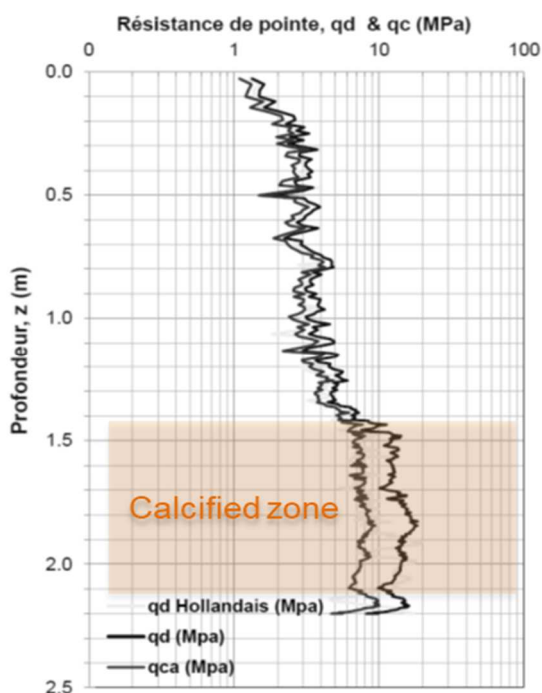


Figure 6 : Résultats d'un essai pénétrométrique dynamique (essai B1)

Une synthèse des caractéristiques des 4 essais réalisés et des principaux résultats obtenus est donnée dans le tableau page suivante.

N°ESSAIS	A1	A3	A3bis	B1
Gradient hydraulique global	0,14 m/m	0,03 à 0,09 m/m	0,04 à 0,18 m/m	0,005 m/m
Vitesse de Darcy in-situ	4 10 ⁻⁵ m/s	3 10 ⁻⁴ m/s	4 à 8 10 ⁻⁴ m/s	2 10 ⁻³ m/s (en fondation)
Nombre de tubes d'injection	2	3	2	3
Taux de calcite formé	Tube A = 2 à 5% Tube B = 7 à 10%	>2% ¹	>2% ¹	Entre 3 et 8% pour les 3 tubes
Résistance Rc après	180 à 900 kPa	inadapté	inadapté	-
Essai triaxial avant	c = 2,6 kPa ; Φ^* = 34°	-	-	-
Essai triaxial après	(zone très calcifiée) c = 104 kPa ; Φ^* = 53°	inadapté	inadapté	-
Résistance de pointe qd avant traitement	1 à 2 MPa (Panda)	2 à 8 MPa (Panda)	1 à 5 MPa (Grizzly)	3 à 5 MPa (Grizzly)
Résistance de pointe qd après traitement	3 à >50 MPa zone très calcifiée (Panda)	10 à 60 MPa (Panda)	8 à 20 MPa (Grizzly)	6 à 15 MPa (Grizzly)
Vitesse sismique Vs avant traitement	250 à 290 m/s	360 à 475 m/s	280 à 590 m/s	250 à 320 m/s
Vs après traitement	80% > 500 m/s; 25% > 750 m/s; 1370 m/s dans les zones les plus calcifiées	500 à 700 m/s Augmentation de Vs > 50% pour 50% du volume	300 à 1000 m/s Augmentation de Vs > 50% pour 50% du volume	250 à 1300 m/s Augmentation de Vs > 30% pour 50% du volume
Classification JET avant	Très érodable ($\tau_c < 1$ Pa)	Très érodable ($\tau_c \sim 15$ Pa)	-	Très érodable ($\tau_c \sim 30$ Pa)
Classification JET après	Resistant ($\tau_c : 40$ à >80 Pa)	Résistant à Extrêmement résistant ($\tau_c : 50$ à >400 Pa)	-	Extrêmement résistant ($\tau_c > 1500$ Pa)
Contrainte critique τ_c au HET avant	Pas assez cohésif pour être testé (proche de 0 Pa)	inadapté	inadapté	Pas assez cohésif pour être testé (proche de 0 Pa)
Contrainte critique τ_c au HET après	1000 à 2000 Pa	inadapté	inadapté	230 Pa

Tableau 1 : Synthèse des résultats obtenus lors des 4 essais effectués sur modèle physique

4. LES ASPECTS ENVIRONNEMENTAUX

Les performances environnementales de la technologie sont évaluées par rapport à l'impact des bactéries injectées ainsi que celui des produits et co-produits (i.e., NH₄Cl) sur le milieu environnant (nappe alluviale en connexion avec l'ouvrage hydraulique en remblais), en utilisant des organismes de référence et les microorganismes naturellement présents comme cibles (bio-indicateurs). L'impact des bactéries injectées, produits et co-produits a été étudié lors des essais sur modèle physique du CACOH (voir § 3) en exposant un milieu récepteur cible (sédiments de contre canaux) aux effluents en sortie de procédé et en utilisant les communautés microbiennes du milieu récepteur comme bio-indicateurs. L'étude sera complétée par l'impact du procédé sur d'autres organismes pertinents et sites-spécifiques. D'autre part, des analyses chimiques complémentaires sont réalisées sur les effluents bruts collectés en sortie du modèle physique afin d'évaluer les teneurs en chlorures, ammonium et Carbone Organique Total afin de vérifier la compatibilité du procédé vis-à-vis des références de qualités des eaux destinées à différentes applications et donc de la localisation potentielle des sites d'application du procédé BOREAL.

¹ Le taux de carbonate de calcium à l'état naturel étant très élevé (15% à 20%), il est difficile de conclure.
page 292

Des biomarqueurs taxinomiques et fonctionnels ont été développés et des amorces spécifiques définies permettant de suivre la souche bactérienne dans toutes matrices environnementales. L'ensemble des outils permettant sa détection et la mesure de son impact sur les microorganismes de milieux récepteurs ont été validés. Rappelons que la bactérie *Sporosarcina pasteurii*, est une bactérie ubiquiste présente naturellement dans l'environnement (eau, sol...), classée parmi les microorganismes présentant un risque biologique de niveau 1 (risque nul ou négligeable en ce qui concerne notamment le risque infectieux, pouvoir pathogène ou encore, la stabilité biologique dans l'environnement).

Les mesures d'impact réalisées pour les différents pilotes, en déterminant l'effet des effluents de sortie du procédé sur l'activité des microorganismes du milieu cible, ont permis de mettre en évidence une absence d'effet du procédé dans les conditions testées. L'indicateur utilisé est la respiration des microorganismes (consommation moyenne d'oxygène par jour). Cet indicateur permet de mettre en évidence soit un effet toxique de l'effluent (baisse de la consommation d'oxygène), soit un effet stimulant (hausse de la consommation d'oxygène), soit une absence d'effet (respiration comparable au témoin non exposé). Les résultats obtenus pour des pilotes indépendants montrent, dans tous les cas, une absence d'effet pour les effluents du procédé BOREAL bruts et dilués (1/100 ; 1/10).

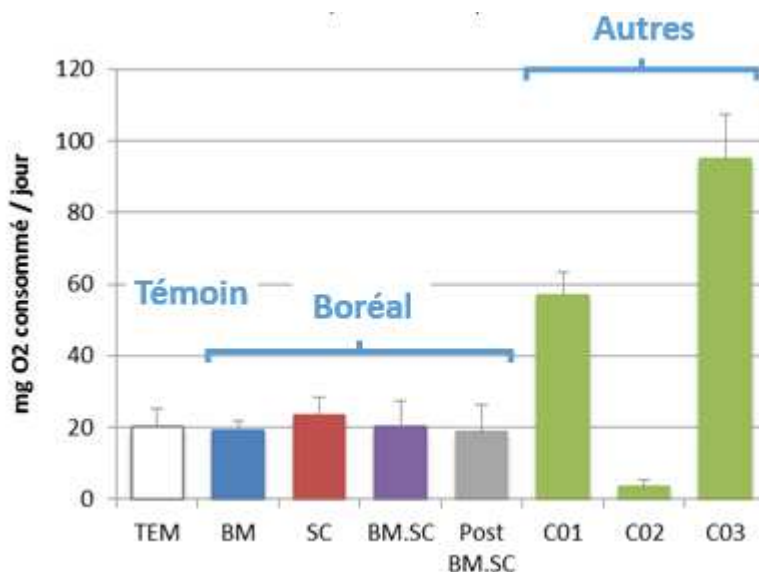


Figure 7 : Exemples d'impact des effluents du procédé Boréal en utilisant des sédiments de contre-canaux d'aménagements CNR comme milieu cible

Les résultats des tests reportés sur la Figure 7 ont été obtenus dans des conditions optimales (sans dilution des effluents) pour la mise en évidence d'un impact potentiel. Elle montre également l'impact relatif de différents effluents du procédé Boréal comparés à des procédés conventionnels de type coulis ou gels chimiques pour lesquels soit une stimulation ou diminution marquée de l'activité microbienne est observée.

5. DURABILITE

Des tests de durabilité ont été conduits à l'échelle de l'échantillon pour évaluer la résistance chimique du matériau biocalcifié au cours du temps et pour suivre l'évolution de ses propriétés mécaniques et microstructurales lors du contact avec l'eau circulant dans les ouvrages hydrauliques. Afin de réduire la durée des essais qui visent à prédire une durabilité à l'échelle pluri décennale, une solution agressive a été conçue pour simuler à l'échelle journalière, l'effet que produirait une eau naturelle aux caractéristiques représentatives des eaux de rivières de plaine, les plus sujettes aux aménagements hydrauliques. Des échantillons de sable ayant une teneur en calcite d'environ 6% en masse ont été extraits de l'essai A1 (sable de Fontainebleau) sur modèle physique. Ces échantillons ont été lessivés en conditions contrôlées avec la solution agressive pour obtenir des profils de dissolution variables permettant de modéliser la dissolution avec un modèle géochimique spécifiquement développé (couplage hydrogéochimique avec PhreeqC-Hydrus 1D). Les essais ont été menés au sein d'une cellule triaxiale pour mesurer l'évolution de la résistance mécanique du matériau, qui a par ailleurs été caractérisé à la micro-échelle par microtomographie X et microscopie électronique à balayage (MEB).

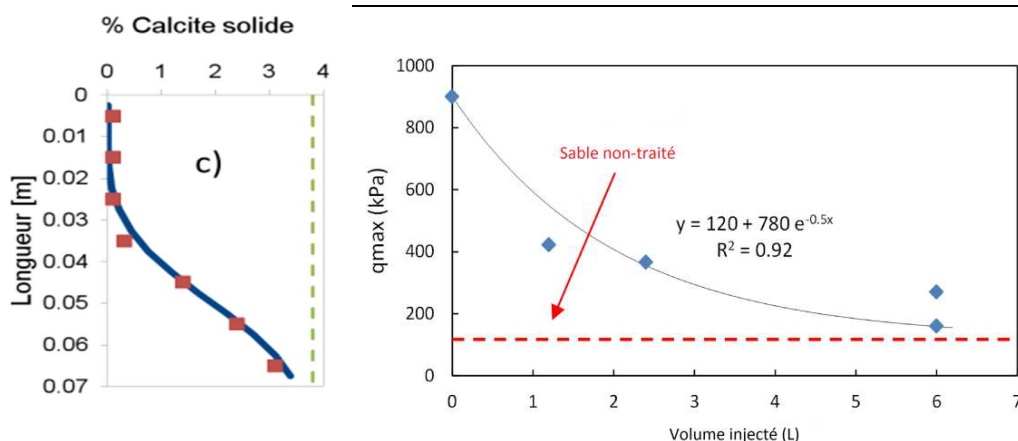


Figure 8 Gauche : Modélisation hydrogéochimique d'un profil de dissolution (ligne bleue) de la calcite d'une colonne de milieu poreux biocalcifié (ligne verte pointillée) après injection d'une solution agressive en conditions de mesure de la résistance mécanique du matériau. Droite : résistance mécanique du milieu poreux biocalcifié vs volume injecté (essais triaxiaux drainés à 50 kPa de confinement)

Les résultats expérimentaux ont confirmé la modélisation et ont montré que la durabilité de la calcite bio Les

Les résultats expérimentaux ont confirmé la modélisation et ont montré que la durabilité de la calcite bio formée dans les matériaux injectés est très bonne et peut se chiffrer potentiellement en siècles dans des eaux naturelles saturées en calcite dissoute comme dans la majorité des fleuves et rivières de plaines. Des durabilités beaucoup plus faibles et problématiques – de quelques semaines à quelques mois - ont toutefois été simulées pour des eaux plus pures et donc plus agressives telles que celles rencontrées en milieu cristallin (massifs de montagnes) ou des eaux acides. Les observations MEB et les images en micro-tomographie aux rayons-X, ont montré que le processus de dissolution chimique induit principalement une diminution de l'épaisseur de la couche de calcite qui recouvre les grains de sable, conduisant à une diminution du nombre de coordination et de la surface de contact moyenne [1].

6. VERS DES ESSAIS IN SITU ET LA VALIDATION DE LA SOLUTION INDUSTRIELLE

Les essais en modèle physique ont été réalisés dans des conditions de mise en œuvre très proches de celles rencontrées sur le terrain avec du matériel d'injection « type chantier ». Ces essais s'apparentent donc à des tests à l'échelle 1 sur des portions de digues en charge et les résultats positifs qui en découlent permettent d'envisager de passer à une phase de validation sur sites réels.

Il a en effet été démontré que la mise en œuvre du procédé était possible sous flux continu. Le taux de calcite obtenu confère au matériau traité des propriétés mécaniques et hydrauliques compatibles pour des applications contre l'érosion interne ou la liquéfaction.

La mise en œuvre sur site nécessitera des phases d'études préalables spécifiques pour chaque application et un dimensionnement adapté aux conditions du site. Les contrôles de la performance du traitement et du suivi de l'impact environnemental seront également considérés.

6.1 Etudes préalables à la mise en œuvre

Dans cette phase, pour un traitement par biocalcification envisagé, l'étude de confortement devra se baser sur un diagnostic complet de l'érosion interne/liquéfaction (selon le cas). Les deux phénomènes sont très différents et leurs caractérisations et traitement par BOREAL demande à être dissociés.

6.1.1 Les modalités de traitement vis à vis de l'érosion interne

En étape préalable, pour un tronçon de digue soumis à érosion interne, il faut que le diagnostic ait abouti à la détermination du phénomène initiateur : suffusion, érosion de contact, érosion régressive ou érosion de conduit.

Dans le cadre du projet BOREAL et notamment pour les essais sur modèle physique, nous nous sommes focalisés sur la suffusion et l'érosion de contact et avons considéré que les cas d'érosion de conduit ou d'érosion régressive le long d'interfaces ne seront pas des configurations envisageables pour un traitement BOREAL dans l'état actuel du projet. En effet, ces configurations impliquent des chemins d'écoulements mettant en relation un ouvrage rigide (en béton généralement) et le sol favorisent les écoulements les plus rapides et donc très certainement un cas

extrême non traitable. De même, l'érosion de conduit affectant les terrains très fins (argileux ou argilo-limoneux) ne peut être traitée par biocalcification du fait de la limite « d'injectabilité » de ces sols très peu perméables.

Pour le cas de la suffusion, les études de dimensionnement devront établir le volume de sol à calcifier pour garantir la non évolution de la suffusion vers le stade de progression sur l'ouvrage concerné. Le volume ainsi désigné servira de base à la détermination du maillage des tubes et aux protocoles d'injections à mettre en place sur site.

Pour le cas de l'érosion de contact, la solution est un peu plus complexe et les essais toujours en cours sur le modèle physique permettront de statuer. Le principe de traitement retenu est de consolider l'interface à l'origine de l'initiation de l'érosion sur une épaisseur suffisante.

6.1.2 Résultats obtenus par le traitement vis à vis de la liquéfaction

Contrairement aux pathologies d'érosion interne qui bénéficient de nombreux retours d'expérience et projet de recherche, le domaine de la réévaluation de la stabilité des ouvrages hydrauliques en remblais est jeune. Lors de cette évaluation ou de cette réévaluation, le risque de liquéfaction des matériaux lâches est un enjeu sérieux nécessitant un diagnostic méthodique et une analyse approfondie. En effet, l'évaluation des conséquences potentielles sur une structure requiert de caractériser finement le comportement des matériaux constitutifs de l'ouvrage et de sa fondation. Ainsi il faut s'assurer que les lois de comportement utilisées dans les modèles éléments finis permettent de reproduire au mieux le comportement voulu.

C'est pourquoi, avant de chercher à modéliser de manière prédictive l'apport du traitement BOREAL sur un ouvrage présentant un risque d'instabilité par liquéfaction, la première étape a été de chercher à quantifier en laboratoire par des essais triaxiaux non drainés (monotones et cycliques) sur le sable de Fontainebleau, l'augmentation de la résistance à la liquéfaction par l'amélioration de certaines des propriétés mécaniques (apport de cohésion notamment). Les résultats ont montré un comportement qui évolue d'un sable lâche vers celui d'un sable plus dense voire même d'une « roche tendre » avec l'augmentation du taux de calcite. Alors que le sable de Fontainebleau non traité liquéfie en quelques cycles même pour de faibles CSR², traité à 2% (considéré comme un faible taux de calcite) il ne liquéfie plus, même pour de forts CSR. Par exemple, pour un CSR de 0,6, le taux de liquéfaction mesuré a atteint 45% pour les échantillons traités à 2% et 17% pour ceux traités à 6%. Ces premiers essais seront complétés par des mesures faites à la colonne résonnante et au triaxial dynamique afin de mesurer la dégradation des modules avec la distorsion.

Ces essais ont ensuite fait l'objet d'un calage numérique des paramètres de la loi de comportement UBCSand adaptée à la problématique de liquéfaction et disponible dans le logiciel Plaxis afin de faire des premiers cas de modélisation d'ouvrage « type » dont les couches liquéfiables auraient été traitées par bio-calcification. Les calculs, sur une digue non traitée ont montré que l'absence de la cohésion est préjudiciable pour sa stabilité malgré l'amélioration de ses autres caractéristiques mécaniques (modules, ...). En effet, il semble qu'un seuil minimum de cohésion « à l'échelle de la couche », et sa pérennité, sont à garantir. Les premiers tests (Cf. **Figure 9**) tendent à illustrer la suppression du risque de liquéfaction et de ses désordres sous réserve que l'intégralité de la couche liquéfiable soit traitée pour éviter de concentrer les montées de pressions et les cisaillements dans les zones non-traitées.

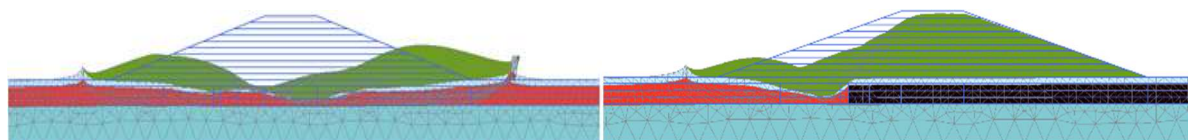


Figure 9 : Comparaison des déformées x5 de la structure après séisme (en rouge sable non traité – en noir sable traité à 2% de calcite).

² CSR: Cyclic Stress Ratio, caractérisant le niveau de cisaillement normalisé représentatif du séisme.

6.1.3 Modélisation et dimensionnement

Afin d'établir les protocoles d'injection qui permettront d'obtenir les paramètres recherchés, en termes de dimensions du traitement et de caractéristiques mécaniques et physiques, un modèle numérique du procédé de biocalcification a été conçu.

Les équations ainsi que les paramètres régissant le modèle numérique du procédé ont été déterminés sur la base des mesures effectuées sur un grand nombre d'injections réalisées sur échantillons de sable de Fontainebleau, avec des vitesses d'écoulement variant de 1,6 à $6,6 \cdot 10^{-4}$ m/s et des concentrations en bactéries et en solution calcifiante variables.

Le modèle numérique reproduit les deux grandes étapes du procédé de biocalcification: la phase de fixation des bactéries sur les grains du matériau, suite à l'injection des bactéries, suivie de la phase de calcification caractérisée par l'hydrolyse enzymatique de l'urée en présence de sels de calcium, suite à l'injection de la solution calcifiante.

Le logiciel utilisé est COMSOL, dans lequel les lois d'hydraulique et de transport de réactif sont déjà intégrées. Il offre également la possibilité d'introduire des lois définies par l'utilisateur grâce à l'implémentation d'EDP (équations aux dérivés partielles) et de les coupler avec les autres lois.

Suite à la réalisation des tests en modèle physique sur divers types de matériaux (sable de Fontainebleau, sables et graviers de Chavanay, sable B1, ...) les prédictions théoriques issues du modèle numérique ont été confrontées aux résultats des mesures in situ. La bonne concordance entre les résultats des modèles numériques et des modèles physiques a mis en évidence la validité du modèle numérique, y compris pour des matériaux autres que le sable de Fontainebleau et des vitesses d'écoulement élevées, et ainsi valider son utilisation pour établir les protocoles d'injection des essais in situ et lors des applications industrielles futures.

En fonction des taux de calcite recherchés, il est donc possible d'optimiser les paramètres d'injection tels que le maillage, la vitesse d'injection, la concentration des suspensions bactériennes et des solutions calcifiantes grâce à ce modèle.

6.2 Mise en œuvre

La mise en œuvre sur site s'apparente à un chantier d'injection classique « léger » en termes de matériel, consignes d'injection et dispositifs de contrôle.

L'utilisation de tubes à manchettes (TAM) est préconisée pour mieux contrôler la mise en œuvre et garantir une bonne homogénéité de traitement. Les solutions bactériennes et calcifiantes peuvent être préparées directement sur le chantier, par dilution dans de l'eau dans des malaxeurs à faible vitesse. Les pompes d'injection seront choisies pour travailler dans des gammes de débit de quelques centaines de litres à plusieurs m^3/h . Les consignes d'injection seront données par rapport à un volume à injecter par manchette, en fixant une pression limite. Les systèmes de contrôles informatisés permettant d'enregistrer l'ensemble des paramètres d'injection seront identiques à ceux utilisés pour les injections de coulis de ciment ou chimiques.

6.3 Les contrôles de performances

Le contrôle de la conformité du traitement par rapport aux spécifications du cahier des charges est une étape essentielle pour garantir les performances attendues. Ce contrôle sera réalisé par des méthodes géotechniques et géophysiques usuelles préalablement sélectionnées, validées et corrélées aux paramètres de comportement obtenus lors des essais sur modèle physique. Leur objectif est de vérifier la répartition spatiale du traitement (volume traité et homogénéité) et les caractéristiques mécaniques et hydrauliques du matériau renforcé.

Ils peuvent être exécutés par des mesures directes qui ont l'avantage d'éviter l'usage de corrélations mais ils présentent le désavantage de leur coût et de leur caractère destructif (on réalise un forage dans la zone que l'on souhaite renforcer). Il s'agit notamment de :

- sondages carottés qui permettent la réalisation de dosages en calcite formée ainsi que des essais en laboratoire sur échantillons pour caractérisation mécanique et/ou hydraulique du matériau traité (essais de cisaillement statique et dynamique et d'essais d'érosion : CET, HET, JET).
- mesures pénétrométriques permettant de mesurer la résistance de pointe au sein du matériau et de caractériser le potentiel de liquéfaction des sols.
- mesures de perméabilité, par essai Lefranc/Nasberg par exemple, éventuellement combinées aux forages déjà prévus.

Les essais sur modèle physique (§3) ont montré que les mesures de vitesses sismiques d'ondes de cisaillement (V_s) étaient un bon indicateur indirect de la qualité du traitement, corrélé à la quantité de calcite formée. Par rapport aux mesures ponctuelles, elles ont l'avantage de fournir une cartographie continue de la zone traitée. Enfin, ces mesures

sont d'autant plus pertinentes lorsque l'objectif du renforcement est de limiter un risque de liquéfaction, celui-ci étant directement corrélé à la vitesse sismique V_s . Lorsque l'impact du traitement sur les écoulements est un enjeu, des mesures de piézométrie et vitesses d'écoulement (par mesure thermique par exemple) peuvent être réalisées avant et après traitement.

La réalisation d'un renforcement par biocalcification in-situ devra donc être assortie de mesures de contrôle composées d'un ensemble de :

- mesures couvrant la zone pour vérifier la répartition spatiale du traitement et permettre une interpolation entre les mesures ponctuelles : mesures de vitesses sismiques V_s ;
- mesures ponctuelles directes pour confirmer les caractéristiques obtenues en quelques points : mesures piézométriques/sondages carottés/essais Lefranc/Nasberg
- caractérisation d'écoulements avant/après : mesures piézométriques/thermiques/géophysiques

6.4 Les contrôles sur l'environnement

Les contrôles qui devront être mis en œuvre sur l'essai in situ, sont ceux utilisés habituellement sur les chantiers d'injections de coulis chimiques sous nappe. Il s'agit de caractériser le milieu environnant (aquatique) initial. En plus des études d'impacts réalisées en amont dans le projet, une campagne de prélèvements sur l'ensemble des points d'accès à la nappe alluviale est réalisée (puits, piézomètres, contre canal, canal de drainage...) comme état initial. En cours de chantier, ces mêmes prélèvements sont effectués à une fréquence dépendant des protocoles d'injections pour contrôler les valeurs cibles, sur les deux paramètres que nous avons retenus au cours du projet BOREAL: le devenir des bactéries injectées et l'impact des produits et coproduits de la réaction de biocalcification. La détection et le devenir de la souche bactérienne injectée (*Sporosarcina pasteurii*) seront réalisés à l'aide des biomarqueurs taxinomiques et fonctionnels basés sur les séquences génétiques spécifiques à la souche bactérienne développés lors du projet. Parallèlement, des analyses chimiques complémentaires seront réalisées sur ces points d'eau concernant les teneurs en chlorures, ammonium et COT (Carbone Organique Total) afin de vérifier la compatibilité du procédé vis-à-vis des références de qualité des eaux.

7. CONCLUSION

Le projet tient ses engagements en termes de livrables et d'avancées techniques. Les verrous techniques ont été peu à peu levés grâce à l'optimisation de la méthode d'injection, la modélisation du procédé et son contrôle. La réaction de biocalcification au sein d'un massif de sol sous écoulements réalisée sur un modèle physique grande échelle, est efficace jusqu'à des vitesses proches de 10^{-3} m/s. Les différentes méthodes et études de caractérisations des matériaux traités, corrélées aux résultats obtenus sur ce modèle physique (pour l'érosion interne) et par modélisation numérique (pour la liquéfaction) ont permis de déterminer le taux de calcite nécessaire pour la consolidation vis-à-vis de l'érosion interne et de la liquéfaction.

Le caractère peu intrusif du procédé d'injection et sa rapidité d'application sont des avantages d'un point de vue environnemental.

Le passage au stade de démonstrateur in situ, permettra de valider les comportements et résultats observés sur le modèle physique, et plus particulièrement de valider la maîtrise du volume traité et son homogénéité, dans un contexte de nature hétérogène. Il permettra également de valider et optimiser les méthodes de contrôles employées dans le projet.

Le projet BOREAL se termine fin 2018, les derniers mois seront consacrés aux études sur des sites potentiels d'application sur les endiguements CNR et EDF, dans le but de rédiger un avant-projet sommaire préalable à la mise en œuvre, l'un par rapport au traitement d'une zone d'érosion interne (suffusion ou érosion de contact) et l'autre vis-à-vis du renforcement d'une zone potentiellement liquéfiable.

REMERCIEMENTS

Le projet BOREAL a été labellisé par le pôle Axelera et co-labellisé par le pôle Risques, avec le soutien d'Indura. Il est financé dans le cadre du FUI 16 et reçoit le soutien de la DGCIS, du conseil départemental de la Savoie et du Grand Lyon.

Nous remercions l'ensemble des acteurs financiers, techniques et scientifiques pour leur implication et soulignons au sein du consortium BOREAL les participations de :

- Denis Aelbrecht, Jean-Jacques Fry pour EDF
- Laurence Duchesne pour la CNR
- Olivier Sibourg, pour Enoveo
- Florence Renaillier pour GeophyConsult
- Vincent Douet, Leslie Sapin, Louis Lépine, Jean-François Mosser pour Soletanche Bachy
- Sabine Castanier-Perthuisot, Gaële Levrel pour l'université d'Angers
- Laurent Oxarango, Lorenzo Spadini, Emilie François pour le laboratoire IGE
- Christian Geindreau, Abdelali Dadda pour le laboratoire 3SR

RÉFÉRENCES ET CITATIONS

- [1] Thèse Abdellali Dadda et al., 2017 : Etude mécanique et microstructurales des sols biocimentés : application aux ouvrages hydrauliques en terre
- [2] Béguin R., Thèse de l'université de Grenoble, 2011, Etude multi-échelle de l'érosion de contact au sein des ouvrages hydrauliques en terre.
- [3] Dumay A., L. Oxarango and J.M.F. Martins. Evaluation of bacterial cells transport in soil using laboratory column experiments. Oral presentation. 8th INTERPORE International Conference. Cincinnati USA, 9-12th May 2016
- [4] Esnault Filet, A., Gutjahr, I., Sapin, L., Lépine, L., (2017) Biocalcis, le renforcement des sols par cimentation biologique, Travaux n° 933
- [5] Oxarango, L., François-Lopez, E., Mora, H., Béguin, R. and Esnault-Filet, A. (2017) Improvement of erodibility of a sand (sandy soils) treated by microbially induced urea-based carbonate precipitation, 25th Meeting European Working Group on Internal Erosion in Embankment Dams & their Foundations, Delft, September 4-7.
- [6] Dadda A., Geindreau C., Emeriault F., Rolland du Roscoat SR., Garandet A., Sapin L., & Filet A E., (2017). Characterization of microstructural and physical properties changes in biocemented sand using 3D X-ray microtomography. *Acta Geotechnica*, 12(5), 955-970.
- [7] Dadda A. (2017) Relation between microstructural properties and strength parameters of biocemented sands. 6th International Young Geotechnical Engineers' Conference, Sep 16-17, 2017, Séoul, Corée du sud.

MAITRISE DE L'ETAT THERMIQUE DES BARRAGES VOÛTES : EXEMPLE DU BARRAGE DE GAGE II

Arch Dam – Thermal state management – Gage II Case study

Claire PRALONG

EDF-DTG, 21 avenue de l'Europe, BP 41, 38040 Grenoble Cedex 09
claire.pralong@edf.fr

Christian SCHADEGG

EDF-UP CENTRE, 10 Allée de Faugeras BP 90016, 87067 Limoges Cedex 9
christian.schadegg@edf.fr

Emmanuel ROBBE

EDF-CIH, Savoie-Technolac, 73373 Le Bourget du lac
emmanuel.robbe@edf.fr

MOTS CLÉS

Barrage voûte, chauffage, arrosage, auscultation, fissuration, thermique, comportement
GAGE

RÉSUMÉ

Le comportement thermo-mécanique des voûtes minces est fortement influencé par les conditions de température extérieures. Pour certains ouvrages sensibles, il peut être souhaitable de limiter de manière active l'effet des températures extrêmes sur l'amplitude du champ thermique du béton, afin de maintenir le comportement du barrage dans un domaine défini.

Dans ce cadre, l'article présente le retour d'expérience des dispositifs de refroidissement et de chauffage mis en œuvre par EDF sur le barrage de Gage II, respectivement en 2004 et 2008. L'analyse des données d'auscultation met nettement en évidence le bénéfice de ces dispositifs sur le comportement du barrage.

ABSTRACT

Mechanical behavior of thin arches is strongly influenced by outdoor temperatures. For some sensitive structures, it may be interesting to limit the effect of extreme temperatures in order to maintain the behavior of the dam in a defined area.

In this context, the article presents EDF feedback of cooling and heating systems installed on the Gage II dam, respectively in 2004 and 2008. The analysis of the monitoring data clearly highlights the benefit of these systems on the behavior of the dam.

1. DESCRIPTION DE L'OUVRAGE

Le barrage du Gage II est une voûte mince à double courbure, de 42 m de hauteur sur fondation, construite entre 1965 et 1966. L'épaisseur de l'ouvrage varie de 4,5 m en pied à 1,5 m en crête avec un rayon amont de 69.50 m. Construit dans une vallée relativement large et présentant une importante ouverture de crête ($128,6^\circ$), son rapport L/H , où L est la largeur de la vallée et H la hauteur de l'ouvrage, s'élève à 3,2. L'ouvrage est divisé en 11 plots indépendants de 12,74 m de développement sur le parement amont, complétés par un plot de rive gauche de 15,80 m et par une culée en rive droite de 15 m de longueur.

La particularité du barrage du Gage réside dans la présence du barrage de Gage I situé immédiatement à l'aval. Cette première voûte très mince à parements verticaux, de conception expérimentale, a été construite entre 1951 et 1954. Suite à l'apparition d'importants phénomènes de fissurations, son exploitation a été abandonnée et elle a été mise hors d'eau en 1964.

Le barrage du Gage II est structurellement indépendant du barrage du Gage I. Les crêtes des 2 voûtes sont reliées par une casquette en béton armé qui constitue le seuil de l'évacuateur de crues. Au niveau des rives, l'espace inter-voûtes est couvert par des dalles en béton armé.

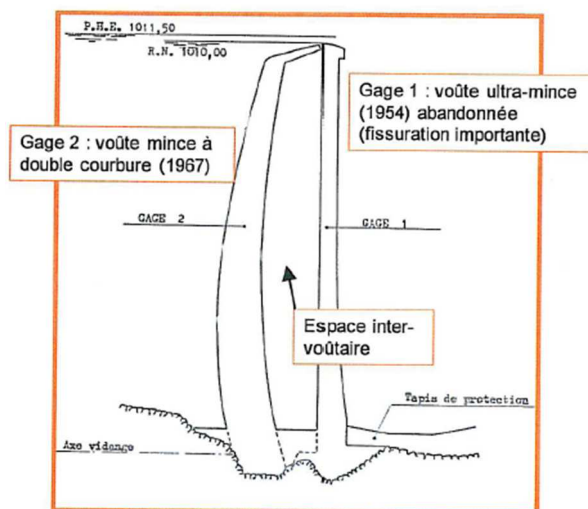


Figure 1 Barrage du Gage, coupe au niveau du plot central

2. HISTORIQUE ET CONTEXTE

A la fin des 10 premières années d'exploitation (1977), la voûte montrait un déplacement irréversible vers l'aval (environ 30 mm en crête du plot de clé) imputable au retrait-fluage du béton aux jeunes âges.

A partir de 1975, une modification de la gestion de la retenue conduisait à abaisser fortement le niveau de la retenue en juin. Une stabilisation de l'évolution vers l'aval des plots centraux était alors observée, puis, une lente dérive vers l'amont avait gagné l'ensemble de la partie supérieure de la voûte associée à l'apparition dès la fin des années 70 de fissures (détaillées au §3.2) sur le parement aval.

A partir de 1988, dans le cadre du programme « Ardèche Claire », une convention a été signée entre le département de l'Ardèche et EDF afin de restaurer la qualité de l'eau de la rivière Ardèche. Elle a mené à une nouvelle modification du mode d'exploitation qui consistait à avoir une retenue pleine au début de l'été et à prélever progressivement le volume d'eau nécessaire pour le soutien d'étiage jusqu'au 15 septembre. Il était alors noté un ralentissement significatif de l'évolution de la fissuration du parement aval.

3. ANALYSE DU COMPORTEMENT

Une analyse du comportement thermomécanique du barrage a été réalisée en 1993. Elle met en évidence que l'ouvrage présente un ensemble de facteurs (géométrie, conditions d'encastrement notamment en rive droite, finesse) qui le rendent particulièrement sensible aux effets thermiques. Une modélisation élastique linéaire en été, au niveau minimal d'exploitation, fait apparaître des niveaux de traction de l'ordre de 2MPa à proximité des rives. Ces tractions jouent vraisemblablement un rôle initiateur dans le développement de la fissuration observée sur le parement aval. L'utilisation d'une loi d'endommagement pour libérer ces tractions montre une diffusion progressive des zones endommagées, du haut des rives vers la base de l'ouvrage, sans pour autant l'atteindre (voir Figure 2).

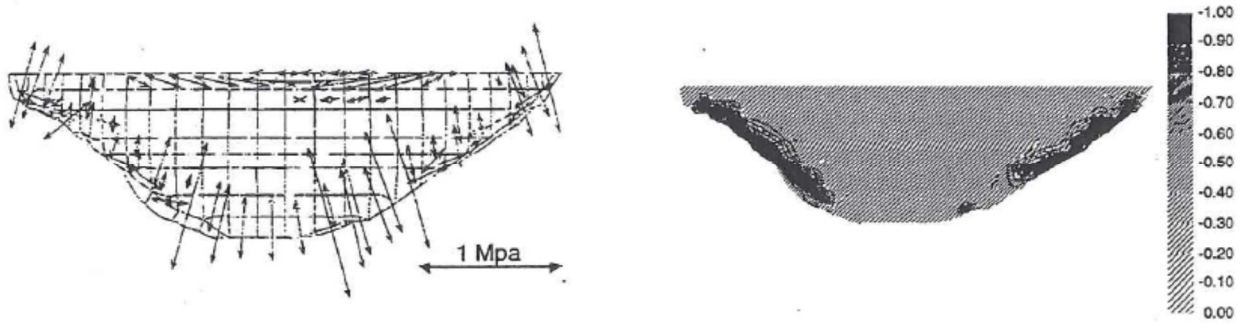


Figure 2 Analyse au niveau minimal d'exploitation en été : contrainte de traction en parement aval (gauche) et endommagement (à droite)

Reconnue par sondages sécants, la fissuration du parement aval est confinée à la moitié aval, globalement descendante vers l'amont. Lors de la montée du plan d'eau en conditions normales, cette fissuration est refermée et sollicitée de manière quasiment normale à son plan ce qui permet de porter une appréciation positive sur la capacité de résistance de l'ensemble de la structure.

L'irréversibilité à l'ouverture des fissures du parement aval provenant d'une part de leur cycle d'ouverture/fermeture directement associé à la position de l'ouvrage et d'autre part d'une extension de la fissuration à chaque dépassement radial de la position extrême déjà atteinte, il apparaît peu souhaitable de s'écarter des conditions de sollicitation déjà observées.

Dans cet objectif, il était donc recherché une solution permettant de prévenir l'évolution de la fissuration sur le parement aval.

4. PREVENTION DE L'EVOLUTION DE LA FISSURATION SUR LE PAREMENT AVAL

4.1 Dispositif d'auscultation mécanique

Le dispositif d'auscultation mécanique du barrage du Gage est composé de :

- 8 pendules répartis sur 4 plots installés en 1967 afin de suivre les déplacements de l'ouvrage ;
- 9 fissuromètres installés en 1988 et répartis sur le parement aval afin de suivre les principales fissures.

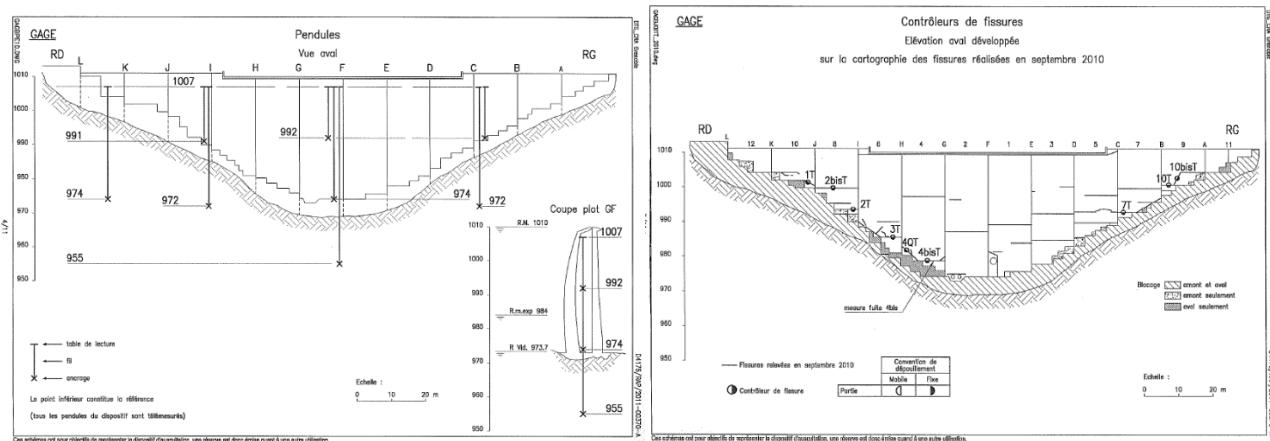


Figure 3 Barrage du Gage, schéma des dispositifs d'auscultation mécanique

4.2 Mécanisme d'ouverture-fermeture des fissures

Grâce au dispositif d'auscultation en place depuis 1988, les mécanismes d'ouverture irréversible et d'ouverture-fermeture réversible des fissures en pied aval étaient alors bien mis en évidence.

Il pouvait également être mis en évidence que l'ouverture des fissures sur le parement aval dépendait directement de la position radiale de la voûte.

Cette bonne connaissance du mécanisme de fonctionnement des fissures a permis de guider la solution à retenir afin de prévenir l'évolution de la fissuration du parement aval.

4.3 Développement d'un système de limitation des déplacements de la voûte

Compte-tenu de la corrélation entre l'ouverture de la fissuration et de la position de la voûte, il est apparu intéressant de contrôler les déplacements radiaux de la voûte afin de ne pas dépasser les déplacements extrêmes déjà connus.

Ces déplacements de la voûte sont enregistrés par 8 pendules répartis sur 4 plots. Le pendule GF 1007-955 (pendule le long du plot central – voir Figure 3) a été retenu comme étant le pendule de référence pour déterminer des déplacements maximaux connus par l'ouvrage depuis 1967 en exploitation normale, et suite aux adaptations irréversibles ayant suivi la mise en eau.

Le déplacement maximal sur l'amont [-17,8 mm] a été atteint lors de l'été 2003 durant la canicule. En effet, les fortes chaleurs enregistrées depuis le mois de mars et persistant durant tout le printemps et l'été associées à une cote basse due à des prélèvements importants d'eau dans la retenue afin d'assurer les débits d'étiage ont conduit à atteindre une position maximale de la voûte vers l'amont.

Le déplacement maximal sur l'aval [+14,3 mm] a été atteint lors de l'hiver 1997 en raison d'une combinaison de températures basses et d'un niveau amont élevé dans la retenue.

Afin de maintenir les déplacements de la voûte dans l'enveloppe [-17,8 mm ; +14,3 mm], il peut être envisagé :

- de mettre en place une gestion optimale de la retenue afin de bénéficier des effets du chargement hydrostatique au moment opportun ;
- et/ou d'atténuer les effets de la température de l'air sur l'ouvrage.

L'historique des données d'auscultation disponibles a montré que le mode d'exploitation actuel consistant à avoir une retenue pleine en été et basse en hiver en fonction des besoins de production était déjà optimal.

En ce qui concerne l'atténuation des effets de la température de l'air sur l'ouvrage, l'idée de la mise en place d'un système de refroidissement a rapidement été envisagée. Une première expérimentation menée entre 2001 et 2002 qui consistait à aérer l'espace inter-voûtes n'a pas été concluante. Ainsi, un système de refroidissement par arrosage du parement amont a été développé et mis en place début 2004. Puis en 2008, compte-tenu des effets bénéfiques du système d'arrosage, un système de chauffage de l'espace inter-voûtes a été installé.

Les dispositifs envisagés n'ont pas fait l'objet de calculs thermiques spécifiques dans la mesure où ils présentent l'avantage de ne pas solliciter l'ouvrage en dehors de ce qu'il connaît déjà : l'arrosage du parement amont permet juste de se rapprocher d'un niveau de sollicitation proche de celui connu avec un plan d'eau plus élevé et le chauffage de l'espace inter-voûtes permet de reproduire des hivers plus 'doux'. Les dimensionnements des dispositifs ont donc plutôt été réalisés de façon empirique, avec les contraintes spécifiques du site (puissance disponible pour alimenter le dispositif de chauffage). La mise en place de sondes de températures depuis 1988 dans la voûte et à l'extérieur a permis entre autre d'évaluer les effets des dispositifs proposés.

4.3.1 Système de refroidissement

Le système de refroidissement développé consiste à prélever de l'eau dans la retenue afin d'arroser le parement amont lors des mois les plus chauds de l'année. Il est composé d'une pompe immergée dans la retenue et d'une barre d'aspersion fixée sur la crête de l'ouvrage. Afin de permettre une répartition uniforme de l'arrosage, 96 buses espacées de 1 à 2 m sont placées sur la barre d'aspersion (36 sur les culées et 60 le long de l'évacuateur de crues).



Figure 4 Photos du système d'arrosage

Chaque année, le système d'arrosage est démarré du 1^{er} juin au 30 septembre entre 8h et 20h si le niveau d'eau dans la retenue est inférieur à RN – 2m.

4.3.2 Système de chauffage

Le système de chauffage de l'espace inter-voûtes a été mis en place en 2008.

Celui-ci consiste à la mise en place de 6 aérothermes de 36 kW répartis dans l'espace inter-voûtes. Chaque année, le système de chauffage est démarré du 1^{er} novembre au 31 mars.



Figure 5 Photos de l'espace inter-voûtes et du système de chauffage

5. RETOUR D'EXPERIENCE

Après 15 années d'exploitation de ce système innovant, le retour d'expérience d'EDF est présenté dans le paragraphe ci-dessous.

Depuis la mise en place des systèmes d'arrosage et de chauffage, l'analyse des mesures de températures du béton montre (cf. Figure 6) que l'amplitude des effets saisonniers au niveau du plot GF a diminué de 5,5°C dans la partie aval (à 0,5 m du parement aval) et de 4,5°C dans le corps de l'ouvrage (à 1,5 m du parement aval).

Cet effet se traduit par une nette réduction de l'amplitude des déplacements amont-aval au niveau du pendule GF 1007 955 (voir Figure 7). Par ailleurs, les analyses HST réalisées avant et après la mise en place de ces systèmes montrent une réduction de l'amplitude des effets saisonniers de l'ordre de 4 mm, soit une réduction de plus de 20% par rapport à ceux observés en l'absence de dispositif de contrôle de l'état thermique du béton (voir Figure 8). Les effets hydrostatiques sont quant à eux logiquement restés inchangés.

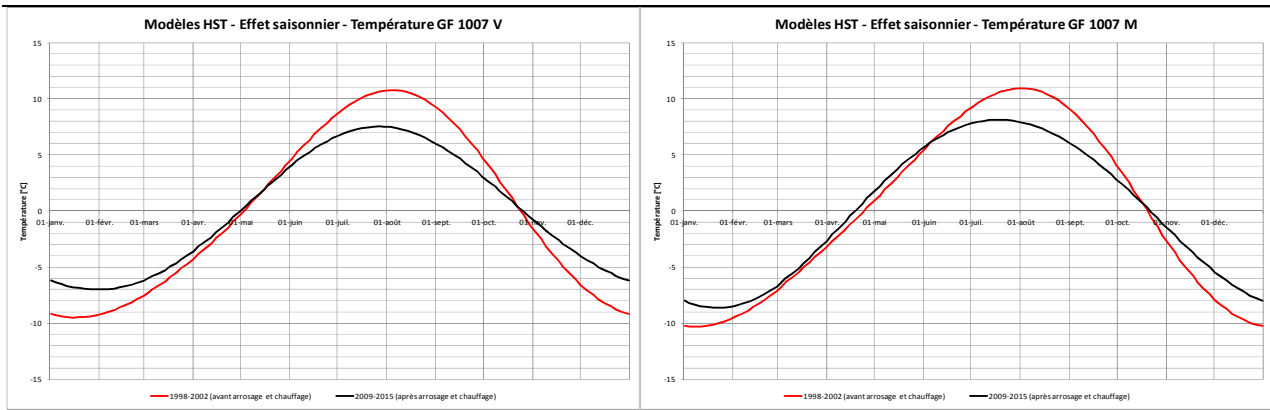


Figure 6 Effet saisonnier avant/après mise en place des systèmes d'arrosage et de chauffage sur les températures du béton (gauche à 0.5m du parement aval / droite à 1.5m du parement aval)

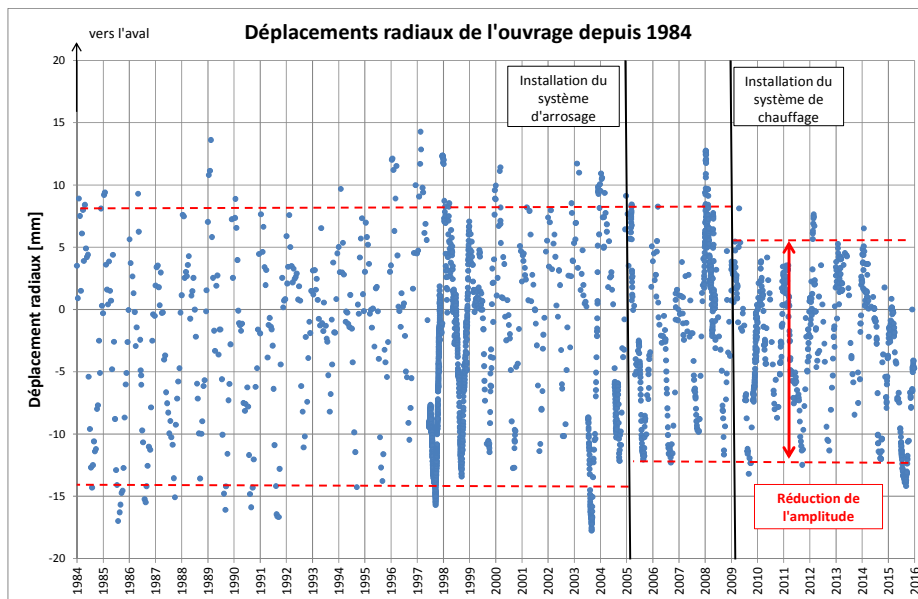


Figure 7 Déplacement radial brut de la voûte entre 1984 et 2016

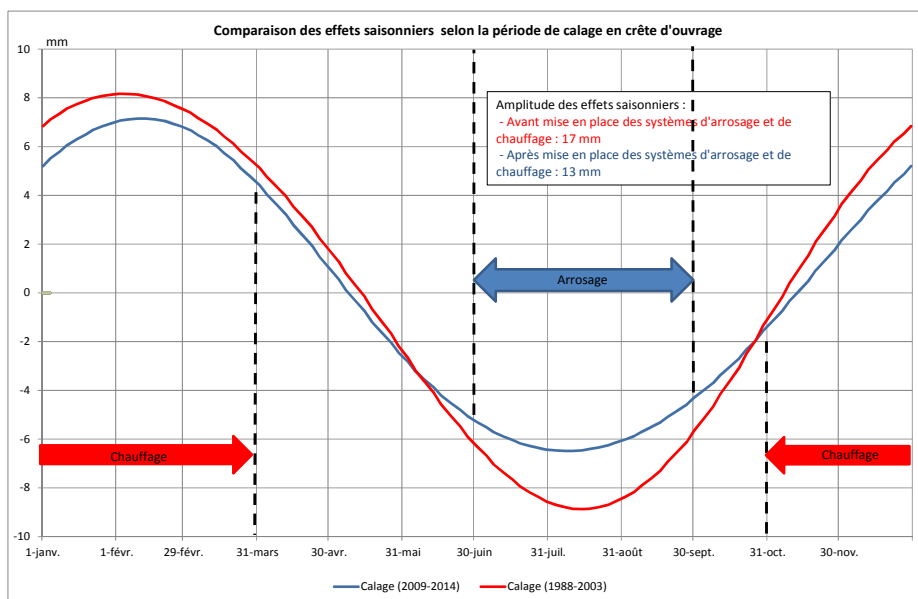


Figure 8 Effet saisonnier avant/après mise en place des systèmes d'arrosage et de chauffage sur les déplacements radiaux de l'ouvrage

5.1 Pertinence du système de chauffage

Depuis la mise en place du chauffage, les déplacements maximaux bruts vers l'aval ont été nettement réduits, ne dépassant jamais 8 mm alors que la valeur moyenne des déplacements maximaux vers l'aval se situait autour de 9 mm entre 1988 et 2008 (voir Figure 9).

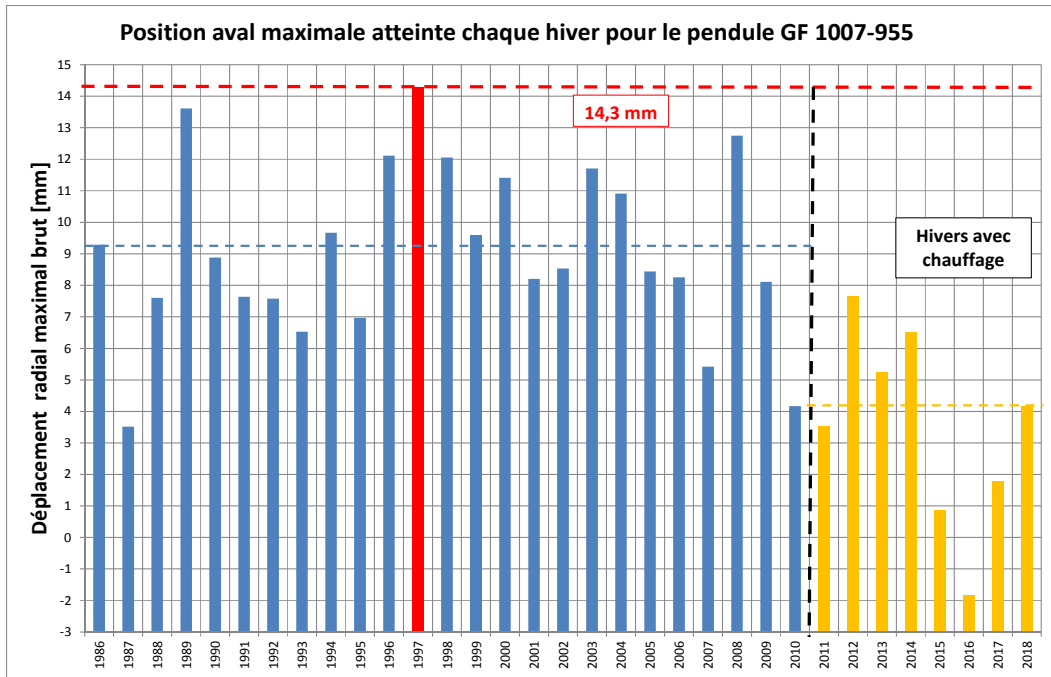


Figure 9 Déplacement maximal brut vers l'aval chaque hiver pour le pendule GF 1007-955

Par ailleurs, une simulation a été réalisée afin de connaître la position qu'atteindrait l'ouvrage si la retenue était pleine en période hivernale, cas de figure le plus défavorable.

Il ressort de cette simulation (voir Figure 10) qu'avant la mise en place du chauffage le seuil des 14,3 mm aurait été systématiquement dépassé. A contrario, depuis la mise en place du chauffage, il ressort que le seuil aurait été dépassé une seule fois seulement en 10 ans.

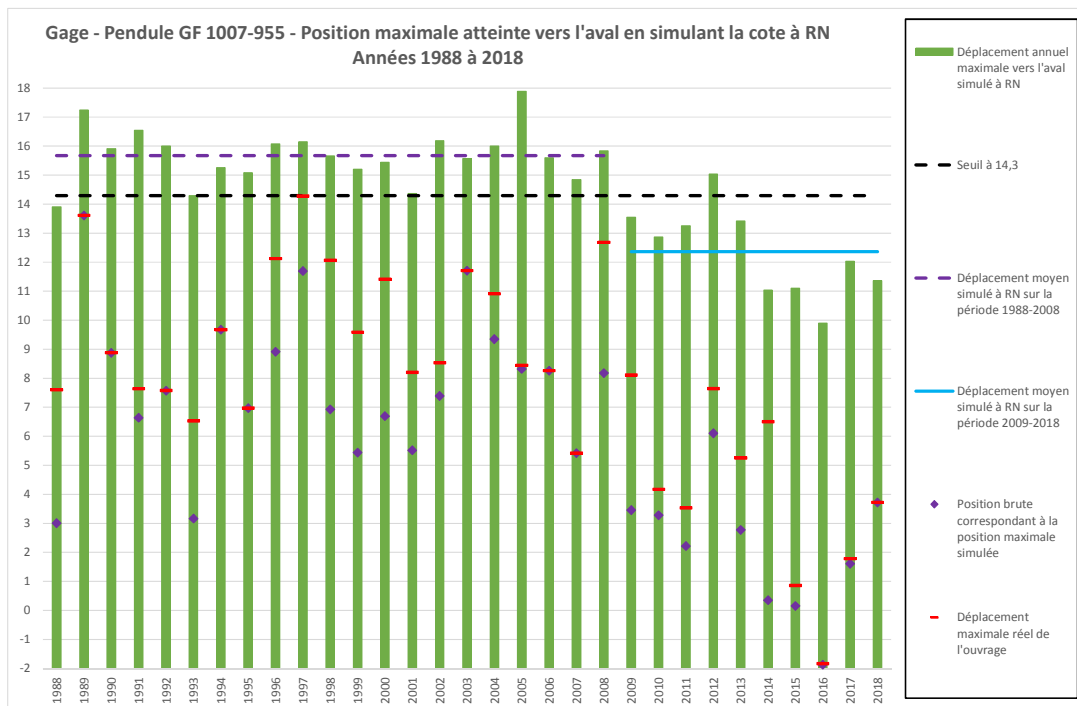


Figure 10 Position maximale atteinte vers l'aval en simulant la cote à RN

5.2 Pertinence du système d'arrosage et analyse des ouvertures de fissure

Le système d'arrosage a montré dès les premières années d'utilisation ses effets bénéfiques. En effet, en 2005, suite au démarrage de l'arrosage, les fissures ont commencé à se refermer malgré la poursuite de la hausse des températures et un niveau de la retenue relativement bas (voir Figure 11).

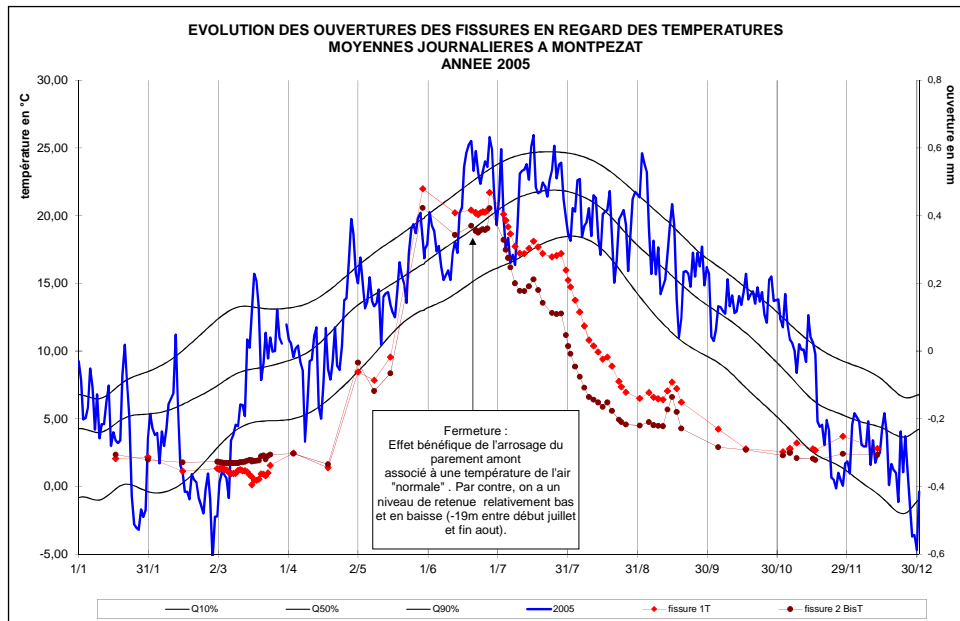


Figure 11 Evolution de l'ouverture des fissures au regard des températures à Montpezat

Sa robustesse a également été démontrée lors des étés 2015 à 2017 où la retenue est restée à un niveau très bas pendant 3 ans, notamment en période estivale, en raison de travaux sur l'ouvrage. Afin de faire face à ces conditions d'exploitation particulières, le système de chauffage a été arrêté avec un mois d'anticipation compte-tenu de la douceur des hivers et le système d'arrosage a été démarré dès le début du mois de mai, soit avec plus d'un mois d'anticipation et a fonctionné 24h sur 24 (au lieu de son habituel fonctionnement en journée uniquement de 8h à 20h). Malgré ces conditions contraignantes pour l'ouvrage (ouvrage vide en période chaude faisant suite à des hivers particulièrement doux), le seuil de non dépassement n'a jamais été atteint et les ouvertures de fissures sont restées largement en deça des ouvertures atteintes en 2003 (voir Figure 12). Il est par ailleurs noté que pour les fissures de rives (voir Figure 12 – Graphique à gauche), l'amplitude saisonnière n'a jamais été aussi faible, attestant de la réelle efficacité d'anticiper l'arrêt du chauffage et le démarrage de l'arrosage. On note également une certaine diminution de la refermeture au fil du temps signe d'un phénomène de cisaillement. Un tel phénomène, uniquement observable sur 2 fissuromètres est désormais stabilisé.

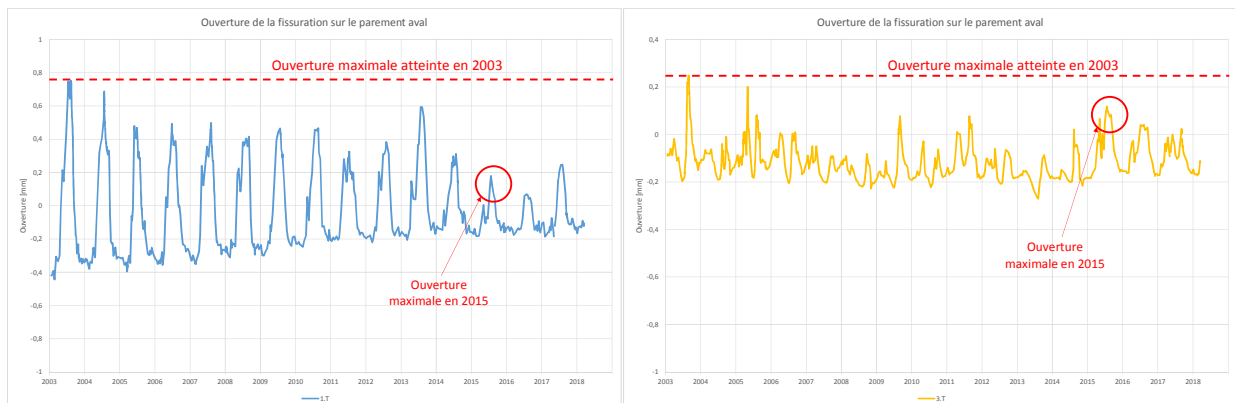


Figure 12 Ouverture des fissures 1T et 3T entre 2003 et 2018

6. CONCLUSION

La mise en place de systèmes de chauffage et d'arrosage sur le barrage du Gage ont permis de contrôler et limiter les déplacements de la voûte et ainsi de prévenir l'évolution de la fissuration. Par ailleurs, l'arrosage a permis d'exploiter l'ouvrage à des cotes inhabituellement basses en période estivale durant 3 années consécutives. Enfin, les simulations d'un remplissage à RN montrent que depuis l'installation du chauffage le seuil de non-dépassement hivernal n'aurait été franchi qu'une seule fois en 10 ans. Il est par ailleurs noté que des marges supplémentaires sont disponibles en élargissant les périodes de fonctionnement de ces 2 systèmes comme cela a pu être mis en œuvre entre 2015 et 2017.

Au bilan, après 15 et 10 ans d'exploitation, les deux systèmes ont su démontrer leur réelle efficacité et leur apport favorable au bon comportement de la voûte du Gage.

7. REFERENCES

- “Reduction of arch displacements thanks to adapted heating/watering system - EDF feedback from several years experience”, 2016, PRALONG, C., MEUNIER P., Hydro 2016
- « Effets thermiques et maîtrise des sollicitations de voutes en vallée large, surveillances particulières » 2012, Marc HOONAKKER, Stephan AIGOUY, Jean-Paul FABRE, Gerard GEFFRAYE, Emilie PONS, CFBR 2012

REX DES REMBLAIS DEVERSANTS AVEC PROTECTION EN BCR ET APPLICATION A DE FUTURS CONFORTEMENTS

Feedback of fill dams supporting overtopping with RCC protection and application to future rehabilitations of fill dams.

François DELORME¹, Francis FOUSSARD², Jean-Jacques FRY¹, Olivier MUNOZ³,
Akim SALMI³, Patrice THOMAS²,

¹ EDF CIH, Savoie Technolac, 73373 Le Bourget-du-lac Cedex, jean-jacques.fry@edf.fr,
delorme.francois@wanadoo.fr

² Conseil Général du Gard, rue Guillemette - 30044 Nîmes Cedex 9, francis.foussard@gard.fr,
patrice.thomas@gard.fr

³ ISL Ingénierie, 65 avenue Clément Ader, 34170 Castelnau-le-lez, Salmi@isl.fr, Munoz@isl.fr

MOTS CLÉS

Remblais, BCR, déversement, REX, barrage de Sainte Cécile d'Andorge

RÉSUMÉ

Cet article présente un retour d'expérience des barrages en remblai réhabilités aux USA avec une protection en BCR sur le parement aval ou sur des chenaux d'évacuateurs de crues sur terrain naturel en activité depuis plus de 35 ans. Plus de 150 ouvrages sont concernés. L'article présente les principales raisons qui ont conduit à utiliser cette technique, ainsi que les principes de conception et de réalisation adoptés. Une analyse du comportement des ouvrages ayant subi un déversement est présentée.

Le barrage de Sainte Cécile est un barrage écrêteur de crues protégeant les villes de La Grand'Combe et Alès contre les inondations du Gardon. Suite à la révision de l'hydrologie, les ouvrages d'évacuation (pertuis de demi-fond et tulipe) se sont avérés sous dimensionnés au risque de surverse lors de crues rares.

Suite à une analyse multicritères portant sur plusieurs variantes de confortement (évacuateurs latéraux, évacuateur en BCR sur le remblai, déconstruction/reconstruction en lieu et place du barrage existant et en aval), la solution d'un confortement par recharge en BCR sur le parement aval a été adoptée et est développée à la fin de l'article.

ABSTRACT

This paper introduces the USA background since more 35 years on RCC overtopping protection of the crest and downstream face of embankment dams and of auxiliary spillway on natural ground. It focuses on more than 150 spillways. Main objectives, design bases and construction considerations are related. The performance of spillways which experimented floods is assessed. Sainte Cecile dam is destined to protect the towns of La Grande Combe and Ales from floods. The extreme flood re-assessment concluded that the spillway capacity is underestimated and the dam is at risk by overtopping during rare events. According to a multi-criteria analysis of several spillway recalibrations (side spillways, RCC spillway on embankment, demolition and newdam construction) the RCC overtopping protection is the best solution and is presented at the end of this paper.

1. INTRODUCTION

De nombreux barrages en remblai ont été conçus et réalisés au siècle dernier dans un contexte économique favorable sur la base des données hydrologiques et de standards de dimensionnement des évacuateurs de l'époque. Aujourd'hui, une proportion importante de ces barrages en remblais présente un déficit de capacités d'évacuation après réévaluation de leur crue de projet. En conséquence, certains d'entre eux pourraient être soumis à des surverses pour des crues inférieures à la crue de projet.

Parmi le panel de solutions possibles, l'utilisation de la technique du BCR protégeant le remblai en cas de surverse a permis de réduire ce risque rapidement et économiquement pour un grand nombre d'ouvrages aux USA. La première partie de cet article en dresse un retour d'expérience. Ce bilan a été établi dans le cadre de l'accompagnement des études d'avant projet du recalibrage de l'évacuateur du barrage de Sainte Cécile d'Andorge (SCA), où ce type de solution s'est imposé. La problématique de cet ouvrage est présentée dans une seconde partie. Enfin la solution de confortement adoptée du barrage en remblai avec une protection aval en BCR massif est décrite dans une troisième partie.

2. LES EVACUATEURS SUR REMBLAIS EN BCR AUX USA

2.1 Présentation de la problématique

Des milliers de barrages ont été conçus et réalisés aux USA avec des capacités d'évacuation des crues jugées aujourd'hui insuffisantes. Ces barrages seraient soumis à des surverses pour les crues extrêmes (PMF) ou certains d'entre eux déverseraient pour des crues plus modestes, si un recalibrage de la capacité d'évacuation n'avait pas été rapidement conçu et réalisé, en particulier grâce aux qualités techniques et économiques du BCR.

La protection à la surverse des barrages en remblai est la plupart du temps la solution adoptée dans les cas où les trois facteurs suivants se combinent:

- déversement pour des crues rares (probabilité annuelle inférieure à 1/100 en général),
- existence de contraintes physiques, administratives ou environnementales empêchant la mise en œuvre d'autres solutions d'évacuation des crues,
- coûts nettement plus élevés des solutions alternatives ou conséquences en aval limitées en cas de rupture.

Les différentes agences aux USA (USACE, USBR, FEMA, ...) et la profession des barrages n'ont cessé de produire des recommandations dans ce domaine, depuis les premières réalisations, dès les années 1980 [1, 2, 3, 4, 5, 6, 7]. En 2014, un important travail sous l'égide de la FEMA a conduit à l'édification d'un Manuel Technique [1] rassemblant toute l'expérience acquise et produisant des recommandations à suivre pour les ouvrages de ce type.

Parmi les différentes techniques utilisables, le tableau 1 ci-après synthétise les limites considérées comme acceptables aux USA pour des ouvrages de ce type.

Système de protection	Hauteur du barrage (m)	Débit spécifique (m ² /s)	Lame d'eau Heau (m)	Vitesse (m/s)
Béton Compacté au Rouleau (BCR)	30 - 60	29 - 32	6	6 - 9
Béton Armé (BA)	45 - 60	22 - 26	6	24
Blocs articulés en béton (ACB)	12	2.8	1.3	8
Éléments préfabriqués en béton	15 - 18	3.9	1.7	14
Gabions	8	2.8 - 3.7	1.4	7 - 9
Végétation herbeuse	8 - 15	0.6 - 2.2	0.3 - 1.2	3
Végétation herbeuse renforcée	12 - 15	3.0	1.5	6
Enrochements	15	0.9 - 2.2	0.6 - 1.2	
Enrochements armés	43	14	3 - 4.3	

Tableau 1 : Systèmes de protection et limites des applications actuelles d'après FEMA [1]

Pour les grands barrages au sens de la CIGB ($H > 15$ m) soumis à des débits spécifiques importants, seules deux et dans certains cas trois solutions sont recommandées : le BCR, le Béton armé et, dans une moindre mesure, les enrochements armés sont recommandés.

2.2 Evacuateurs sur remblais en BCR

L'analyse de la bibliographie disponible [8] a permis d'établir une liste de 154 ouvrages réalisés entre 1980 et 2015 aux USA. Parmi ceux-ci, on recense : 19 avec des évacuateurs principaux, 126 avec des évacuateurs secondaires (dont 12 pour des barrages en remblais neufs), 2 pour des bassins de dissipation, 6 pour des seuils de protection en rivière et 1 pour un évacuateur latéral avec chenal.

Pour les 144 évacuateurs principaux et secondaires, on recense : 78 avec protection de la totalité du parement aval, 56 avec protection sur une partie seulement du parement aval et 11 avec protection d'une zone constituée de terrains meubles, séparée et adjacente au barrage en remblai.

La Figure 1 montre la répartition de ces ouvrages en remblai avec évacuateurs principaux et secondaires en fonction de leurs caractéristiques principales de dimensionnement (hauteur et débit spécifique).

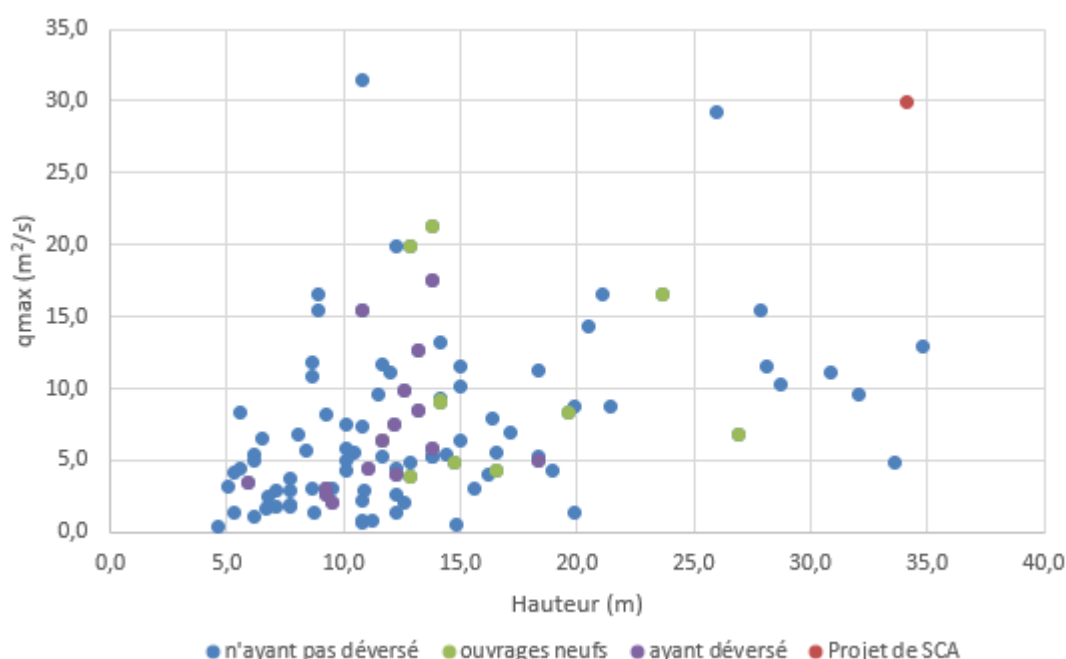


Figure 1 : Répartition des évacuateurs sur remblais protégés par BCR

Il y a au moins 17 remblais protégés par du BCR qui ont subi des déversements (points en violet dans la Figure 1). La plupart de ces ouvrages de faible hauteur n'a été soumise qu'à de faibles débits spécifiques ce qui est normal puisque, de par la conception adoptée, ils ne fonctionnent que pour des crues rares.

Parmi ceux-ci, l'ouvrage d'OCOEE#3 ($H = 9$ m, talus aval $1.5H/1V$) est remarquable car, il déverse chaque année de nombreuses fois pour alimenter en eau des activités nautiques de rafting à l'aval (environ 80 à 120 fois par an sur des durées de 6 à 10 h). Il a déversé au total plus de 3 000 fois depuis 1980, mais avec des débits spécifiques faibles ($< 0,3$ m²/s). Cet ouvrage a tout de même subi sans dommages une forte crue, en 1990, avec un débit spécifique de 12 m²/s. Le BCR ($R_c = 26$ MPa à 28 j) n'a subi en 37 ans que des érosions de quelques cm sur le bord des marches non compactées (Figure 2) [9].

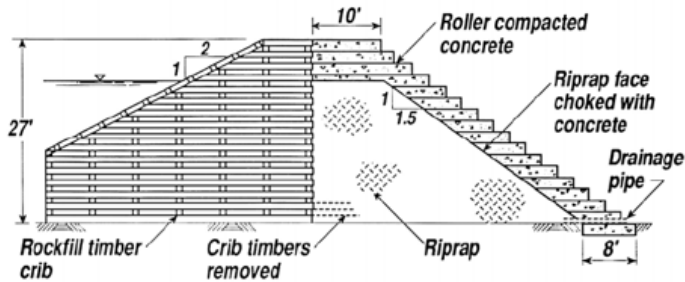


Figure 2 : OCOEE#3 (profil et état après plus de 3 000 déversements intentionnels et une forte crue)

L'ouvrage de stockage de débris et de contrôle des laves torrentielles de NORTH FORK TOUTLE River (H = 12 m, talus aval à 4H/1V), construit suite à l'éruption du volcan du Mont St Helens en 1980, a fonctionné en permanence durant 11 mois avec un débit spécifique maximal de 6,3 m²/s en subissant un charriage de gros blocs (D > 0,6 m) très abrasifs et des vitesses atteignant 6 m/s sur le coursier en BCR. Ce coursier est constitué d'une dalle de 1,3 m d'épaisseur, réalisée en 5 couches de BCR mises en place le long de la pente en situation d'urgence (13 600 m³ de BCR placé en 60 h sur 6 jours) et armée d'un treillis soudé placé au fond et en surface. Le BCR (Rc = 38 MPa à 45 jours) a parfaitement résisté à ces sollicitations extrêmes dans la durée (Figure 3) [3,4].



Figure 3 : NORTH FORK TOUTLE River (placement du BCR et état du coursier après 11 mois de service)

Le barrage en terre du LAKE THOLOCCO (H = 14 m, talus aval 6H/1V volume sous la crête 22 hm³) disposait à l'origine d'un évacuateur secondaire latéral non revêtu sur terrain meuble qui a été submergé par deux fois en 1990 puis 1994 et qui s'est rompu provoquant à chaque fois la vidange totale de la retenue. Il a été reconstruit par l'USACE en 2000 et équipé d'un évacuateur secondaire en BCR sur le talus aval du barrage (q = 4,8 m²/s). Il a subi une dizaine de déversements dont un au cours du typhon Ivan en 2004 (q = 1,5 m²/s) et un autre au cours d'une forte crue en 2005. Le BCR, dont le bord des marches de 30 cm d'épaisseur avait été coffré pour permettre un bon compactage, apparaît intact après ces sollicitations et 14 ans d'exposition aux intempéries (Figure 4) [9,10].



Figure 4 : LAKE THOLOCCO (crue de 2004 et état des marches du coursier après 14 ans de service)

Quatre barrages en remblai typiques des très nombreux ouvrages conçus par le NRCS (barrages en terre avec un évacuateur principal sous forme d'une conduite sous remblai de faible diamètre permettant d'évacuer la crue centennale de l'époque et avec un évacuateur secondaire généralement sous forme d'un chenal non revêtu sur une des rives) ont été réhabilités sur la Yellow river entre 2003 et 2008 avec création d'un évacuateur secondaire en

BCR sur la totalité de leur parement aval. Ces 4 ouvrages de 9 à 12,5 m de hauteur et $q = 3$ à $10 \text{ m}^2/\text{s}$ ont subi la même forte crue avec surverse ($q = 1,2 \text{ m}^2/\text{s}$ sur Y15 et $q = 0,9 \text{ m}^2/\text{s}$ sur Y14) en 2009 durant 30 heures. La couche de terre végétale qui avait été mise sur les marches pour des raisons paysagères, sur 3 de ces 4 barrages, a été lessivée et remplacée après la crue. Le BCR des marches n'a subi aucune dégradation (Figure 5 et 6) [11,12].



Figure 5 : YELLOW RIVER #Y14 (pendant les travaux en 2003 et pendant la crue de 2009 – sans terre végétale)



Figure 6 : YELLOW RIVER #Y15 (en travaux avant mise en place terre végétale et état après la crue de 2009)

Il est intéressant de constater que ce type de solution d'évacuateur secondaire a été adopté pour au moins 12 barrages de plus de 20 m de hauteur, qui seraient considérés en France comme des ouvrages de classe A. Parmi eux, 2 sont des ouvrages neufs écrêteurs (points verts sur la Figure 1) de crues protégeant chacun plusieurs dizaines de milliers de personnes contre des crues de période de retour inférieures à 100 ans, dans les faubourgs de grandes agglomérations américaines (Figure 7) : HIKO SPRINGS Wash Detention Basin (H = 27 m $q = 7 \text{ m}^2/\text{s}$ talus aval 2,5H/1V, volume sous la crête du déversoir $2,5 \text{ hm}^3$, construit en 1996 dans la banlieue Nord de Laughlin au Nevada) [13] et SALADO CREEK watershed #15 (H = 23,6 m $q = 17 \text{ m}^2/\text{s}$ talus aval 2,5H/1V volume sous la crête = $10,8 \text{ hm}^3$ construit en 2004 dans la banlieue Nord de San Antonio au Texas) [14].



Figure 7 : Mise en œuvre du BCR à HIKO SPRINGS (à gauche) et SALADO CREEK #15 (à droite)

Les ouvrages anciens réhabilités de grande hauteur sont aussi remarquables. Ainsi, le barrage ALVIN J. WIRTZ (H = 32 m, talus aval 2,5H/1V, volume retenue à RN = 164 hm^3 au Texas) a été modifié en 1997, pour permettre le passage de la PMF par déversement de $10\,200 \text{ m}^3/\text{s}$ sur le parement aval revêtu avec du BCR proche d'un Sol Ciment (Dmax des alluvions sableuses compris entre 6 et 50 mm et fortement dosé à 272 kg/m^3 de liant composé à part égale de ciment et de cendres sulfocalciques d'une centrale thermique appartenant au propriétaire du barrage) sur une longueur de plus d'un kilomètre ($q = 10 \text{ m}^2/\text{s}$). Cette protection sert d'évacuateur secondaire et ne fonctionnerait qu'au-delà de la crue de période de retour 500 ans, pour autant que l'évacuateur principal vanné

fonctionne normalement. Le BCR ainsi réalisé par couches de 0,3 m sur une largeur de 2,4 m a atteint $R_c = 32$ MPa à 90 jours (pour une résistance visée par le projet de 14 MPa) du fait de l'activité très forte des cendres utilisées (Figure 8). Il faut noter la présence de plusieurs milliers de personnes qui seraient impactées immédiatement en aval, en cas de rupture du barrage, sans compter la présence de trois autres grands barrages en série et, en aval immédiat de ceux-ci, de l'agglomération d'Austin (avec près d'un million d'habitants) [5,15].

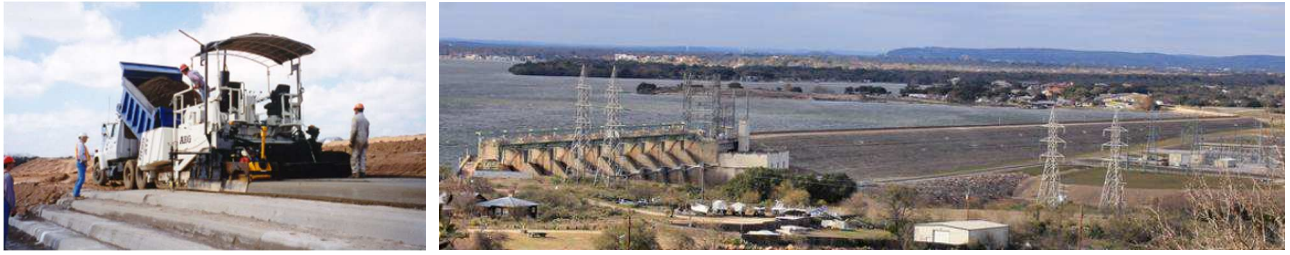


Figure 8 : ALVIN J. WIRTZ (Mise en œuvre du BCR et vue d'ensemble aval du barrage)

En matière de débit spécifique, on compte, pour les références pour lesquelles les données ont pu être trouvées et vérifiées :

- 40 ouvrages avec $5 < q < 15$ m²/s,
- 18 avec $10 < q < 15$ m²/s,
- avec $15 < q < 20$ m²/s, et
- avec $q > 20$ m²/s.

Parmi ceux-ci, l'ouvrage du LAKE DIVERSION (H = 26 m, L en crête = 1 275 m, volume sous la crête = 178 hm³ modifié en 1993 au Texas) constitue un ouvrage majeur compte tenu de ses caractéristiques. L'évacuateur secondaire sur 440 m du parement aval protégé par du BCR a ainsi été prévu pour évacuer 12 900 m³/s ($q = 29,4$ m²/s) dans le cadre de la PMF en complément de l'évacuateur principal situé en rive droite (Figure 9) [16].



Figure 9 : LAKE DIVERSION (vue aérienne du barrage)

Notons que l'utilisation massive du BCR a été le confortement d'urgence adopté pour le barrage d'Oroville, au début de l'année 2017, après l'accident très grave du coursier de l'évacuateur principal (le plus haut barrage en remblai des USA) avec la rupture de son coursier et la sévère érosion régressive des terrains à l'aval de l'évacuateur secondaire, qui menaça la stabilité du seuil en béton. De nouveau, une protection en BCR de l'évacuateur secondaire, de grande ampleur de l'ensemble des terrains meubles en aval, se raccordant sur une paroi de pieux secants en aval et sur du rocher et un renforcement en BCR des ouvrages en béton en amont, ont ensuite été adoptés (Figure 10) [17].

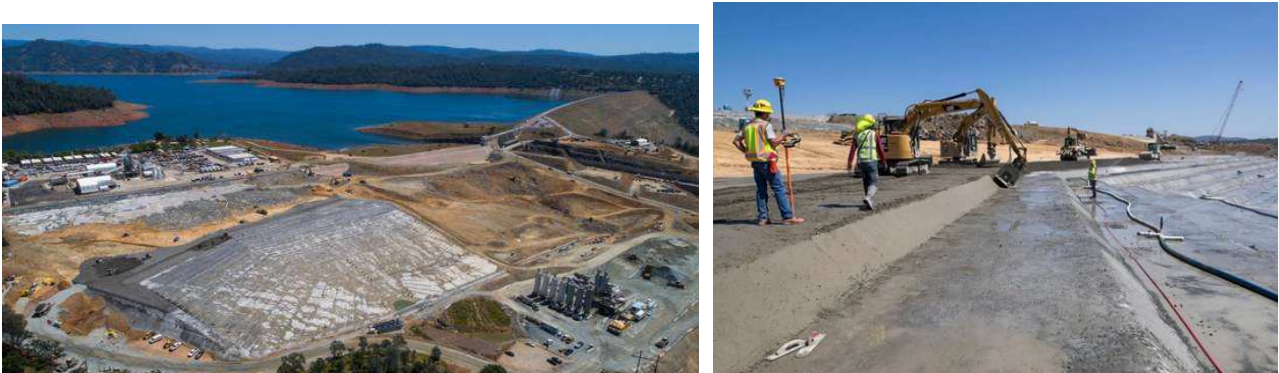


Figure 10 : OROVILLE évacuateur secondaire (vue de la première phase des travaux au 07.05.2018)

2.3 Autres ouvrages en BCR soumis à de fortes surverses et/ou à de grandes vitesses

Le barrage de KERRVILLE au Texas, est un seuil déversant en remblai argileux recouvert d'un masque en béton, réhabilité en 1985 avec ajout d'une protection massive de l'ensemble du parement aval en BCR de 10 à 11 m de largeur en couches de 0,3 m d'épaisseur. Un mois après la fin de la mise en place du BCR, cet ouvrage a subi une crue de période de retour 50 ans avec déversement pendant 5 jours ($q = 14$ à $16 \text{ m}^2/\text{s}$). En 1987, il a subi une crue centennale avec $q = 17$ à $18,5 \text{ m}^2/\text{s}$. Le BCR avec $R_c = 11 \text{ MPa}$ ($R_c = 21 \text{ MPa}$ pour les 7 couches supérieures du BCR) n'a présenté aucun dommage significatif après ces épisodes majeurs (Figure 11) [4,5].

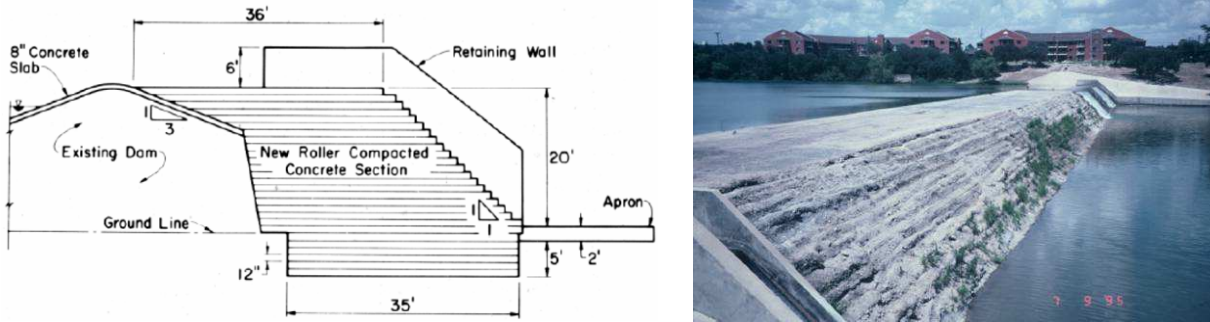


Figure 11 : KERRVILLE weir (profil de l'ouvrage et vue d'aval après 10 ans d'exploitation)

Le Barrage zoné en terre de TARBELA ($H = 143 \text{ m}$, V à $RN = 11\,100 \text{ hm}^3$) au Pakistan, sur l'Indus, dispose d'un évacuateur principal vanné pouvant relâcher $18\,400 \text{ m}^3/\text{s}$ ($q = 167 \text{ m}^2/\text{s}$ à la sortie du coursier).

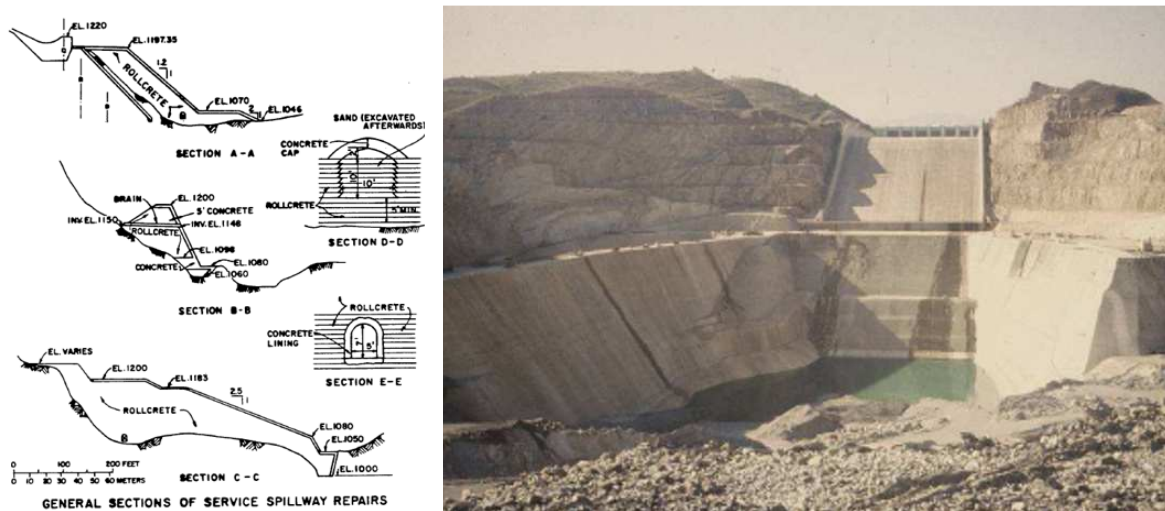


Figure 12 : Bassin de dissipation de TARBELA (Profil AA au pied du saut de ski BB en rive gauche et CC en rive droite et vue d'aval après travaux)

En 1977, après 26 jours de fonctionnement, de très forts affouillements furent constatés dans le bassin de dissipation de cet évacuateur, avec menace de sous cavage de la fondation du saut de ski de l'évacuateur. Les berges ont été protégées et renforcées avec la mise en place d'une couche massive de BCR sur 25 m de largeur sous le saut de ski, de 10 à 40 m de largeur en rive gauche et de 10 à 100 m en rive droite (Figure 12). Dans certaines zones une protection en BCR a été ajoutée. L'évacuateur a ensuite fonctionné avec succès sous $q = 103 \text{ m}^2/\text{s}$ à la sortie du coursier durant 6 heures sans problèmes malgré les fortes vitesses et les sollicitations dynamiques en présence [5,18].

D'autres exemples de confortement de bassins de dissipation d'évacuateur existent aux USA. Ainsi, le barrage en remblai d'OCHOCO dans l'Oregon avait un évacuateur à surface libre en rive gauche dont le bassin de dissipation a du être réhabilité en 1996 par l'USBR avec création de 3 bassins à ressaut (permettant aux écoulements de changer de direction à 45°) et de la protection des berges réalisés en BCR (Figure 13). Pour résister aux forts débits spécifiques ($q = 61 \text{ m}^2/\text{s}$ à la sortie du coursier) et aux fortes sollicitations dynamiques, il a été spécifié que le BCR devait présenter une résistance mécanique très élevée ($R_c = 43 \text{ MPa}$ à 28 jours) [10].



Figure 13 : OCHOCO bassin dissipation (vues aériennes après travaux et vue d'aval avec l'évacuateur en opération)

Cet important retour d'expérience de confortement en BCR sur des ouvrages en remblais montre que ce type de solution peut être aussi envisagé sur ce type d'ouvrage en France. C'est ce qui est présenté dans la suite de cet article pour le cas spécifique du barrage de SAINTE CECILE D'ANDORGE.

3.LA PROBLEMATIQUE DU RECALIBRAGE DE L'EVACUATEUR DU BARRAGE DE SAINTE CECILE D'ANDORGE

3.1 Le contexte cévenol

Après les inondations catastrophiques de septembre et octobre 1958 (40 morts), le Conseil Départemental du Gard (CD30) a lancé un vaste programme de protection contre les inondations, essentiellement basé sur la construction d'une dizaine de barrages écrêteurs de crues sur les bassins des Gardons, du Vidourle et de la Cèze.

Cinq de ces barrages, dont celui de Sainte Cécile d'Andorge ont successivement été réalisés entre 1965 et 1970. Le barrage de Ste-Cécile fait partie de ces ouvrages et a été achevé en 1967 sur le Gardon d'Alès dans le département du Gard. Il est situé à environ 1,6 km en amont du barrage des Cambous et contrôle un bassin versant de 116 km². Il s'agit d'un barrage de classe A en enrochements de 45 m hauteur sur fondation et de 154 m de longueur en crête. Son étanchéité est assurée par un masque amont en béton bitumineux.

L'évacuation des crues est assurée par deux pertuis de demi-fond pour les débits courants et une corolle pour les débits rares. Les pertuis et la corolle débitent tous deux dans deux galeries d'évacuation traversant le barrage (Figure 14).

L'effet du barrage sur les crues au droit des enjeux aval est important avec un abatttement des débits de pointe du Gardon de 16 à 55% pour les crues moyennes à fortes (période de retour 50 à 100 ans) dans sa traversée des communes de la Grand Combe (9 700 habitants) et Alès (41 000 habitants).

Les évènements hydroclimatiques cévenols survenus ces vingt dernières années associés à l'évolution de l'état de l'art en matière d'hydrologie ont révélé les insuffisances de l'évacuateur de crue du barrage confirmées par un avis du CTPBOH datant de 2009 qui a entraîné le déclenchement d'une procédure de révision spéciale.

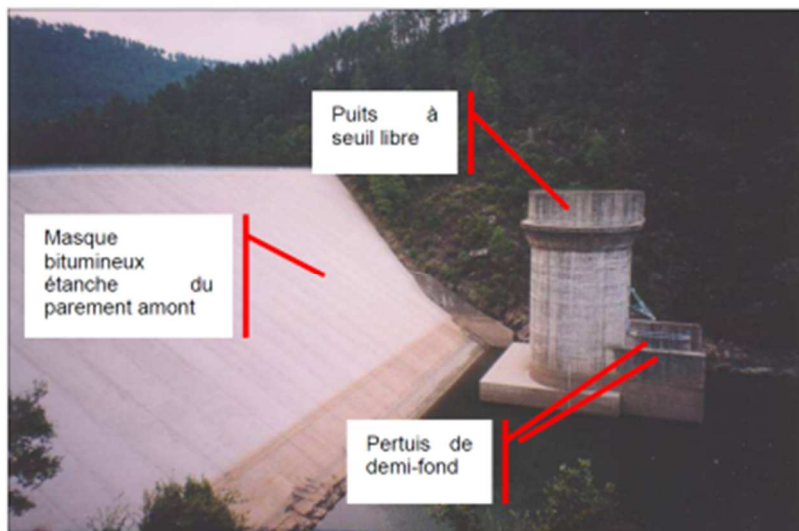


Figure 14 : SAINTE CECILE D'ANDORGE vue des parements amont et de la tulipe

3.2 Hydrologie de référence

La révision de l'hydrologie des crues du barrage de Ste-Cécile d'Andorge a été réalisée entre 2013 et 2014 par les bureaux d'étude HYDRIS et ISL assistés par EDF (AMO). Parmi les différentes méthodes mises en œuvre, les résultats de la méthode SHYPRE¹, développée par l'IRSTEA, ont été retenus.

D'après le guide de référence², deux situations sont à considérer :

- la situation exceptionnelle (assimilable à l'ancienne notion de « crue de projet ») qui doit conduire à une cote inférieure ou égale à celle des PHEE ;
- les situations extrêmes qui doivent conduire à une cote inférieure ou égale à la cote de danger, la cote de danger étant la cote au-delà de laquelle la stabilité du barrage n'est plus assurée.

En ce qui concerne le barrage de Ste-Cécile, barrage en remblai de classe A :

En situation exceptionnelle la période de retour de l'événement hydrologique considéré est de 10 000 ans avec un laminage dans la retenue pris en compte. Les évacuateurs fonctionnent normalement et une revanche de sécurité dimensionnée à partir de critère sur la hauteur des vagues doit encore être disponible par rapport aux PHEE avant déversement.

En situation extrême, il convient de considérer une combinaison de situations dont la probabilité globale est de l'ordre de 10^{-5} . La situation extrême ne doit pas conduire au dépassement de la cote de danger. « Elle correspond à la cote au-delà de laquelle on ne sait plus garantir la stabilité de l'ouvrage. [...] à cette cote, le passage des crues s'effectue également sans causer la rupture de l'ouvrage (pas de ruine du barrage causée par le débordement d'un coursier, par l'érosion en pied due à la dissipation de l'énergie, etc.). Cela ne signifie pas qu'il y a rupture du barrage dès dépassement de cette cote. [...] la probabilité de rupture dès le dépassement de la cote de danger peut être significative mais sans être égale à 1. » [18]. Dans le cas présent il a été considéré que la cote de danger pouvait être évaluée par une probabilité de rupture de l'ordre de 10^{-1} .

Dans le cadre de la révision spéciale, deux situations extrêmes ont été étudiées :

- situation 1 : un événement hydrologique de probabilité annuelle 10^{-5} avec un fonctionnement nominal des évacuateurs ; conformément aux recommandations du CFBR, la crue $Q_{100\,000}$ est évaluée à $1.3 Q_{10\,000}$;
- situation 2 : un événement hydrologique de probabilité 10^{-4} avec un fonctionnement dégradé de la tulipe (réduction de 30 à 50 % de la capacité de la tulipe selon la cote de retenue).

Les calculs montrent que la situation 1 ($Q_{100\,000}$) est nettement plus défavorable que la situation 2. Le tableau 2 présente les résultats du laminage de l'hydrogramme synthétique monofréquence à $T=10\,000$ ans.

T = 10 000 ans	Qp entrant	Qp sortant	Cote dans la retenue	Surverse sur parapet
Shyreg 2012	2 520 m ³ /s	1 589 m ³ /s	269,99 NGF	+1,9 m (> 268,1 NGF)

Tableau 2 : Résultats du laminage Q monofréquence (10 000 ans) – Sainte Cécile

La situation exceptionnelle conduit à une surverse importante (1,9 m) sur le parapet du barrage. A cette lame d'eau est associé un débit d'environ 700 m³/s qui va s'écouler sur le parement aval en enrochements du barrage.

Il est estimé que cette situation devrait conduire à la rupture du barrage ce qui n'est pas admissible compte tenu de la présence d'une population d'environ 27 000 habitants dans l'emprise de l'onde de rupture dont à peu près 17 500 en zone de cinétique dite « rapide », c'est-à-dire où l'onde de rupture est ressentie au maximum en 1h30 minutes après son initiation au droit du barrage.

¹ Simulation d'Hydrogrammes pour la PREDétermination des crues

² Recommandations pour le dimensionnement des évacuateurs de crues de barrages – CFBR - juin 2013

3.3 Solutions étudiées

De nombreuses solutions techniques ont été étudiées dont les 5 suivantes ont fait l'objet d'une analyse multi critère (AMC) :

- évacuateur latéral en rive gauche,
- évacuateur latéral en rive droite,
- évacuateur sur BCR,
- nouveau barrage en BCR en aval du barrage existant,
- déconstruction du barrage actuel et reconstruction d'un nouveau barrage en remblai dur en lieu et place de l'ancien.

8 critères ont été utilisés pour cette analyse qui a été effectuée selon les trois grilles de pondération privilégiant (i) la sûreté, (ii) le coût et (iii) le délai de réalisation (Tableau 3).

Critères	Pondération grille sûreté	Pondération grille cout	Pondération grille délais
Sûreté en phase définitive	10	2	2
Sûreté en phase travaux	2	2	2
Aléa technique en phase travaux	2	1	1
Coût	1	10	1
Délais	2	2	10
Impact paysager	1	1	2
Exploitation de la RN106	1	1	1
Impact environnemental	1	1	1
Somme des poids	20	20	20

Tableau 3 : Pondération des différentes grilles d'analyse

Au final c'est bien la solution d'évacuateur sur remblai en BCR qui apparaît la plus intéressante toute grilles confondues comme l'indique le graphique ci-après (Figure 15).

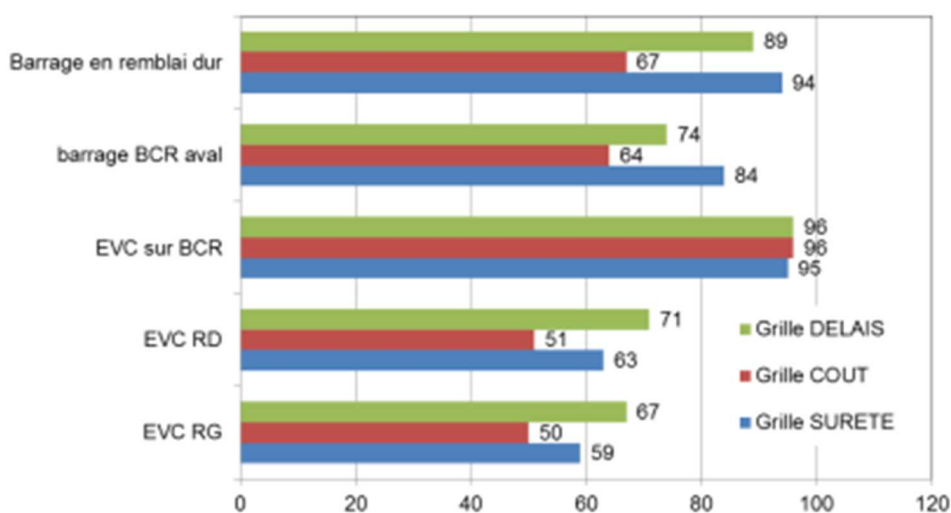


Figure 15 : Représentation graphique des résultats de l'AMC selon les 3 grilles de pondération

Cette solution a fait l'objet d'un dossier de révision spéciale approuvé par le CTPBOH au printemps 2017.

4. LA SOLUTION ADOPTÉE EN PHASE AVANT-PROJET

4.1 Présentation synthétique des travaux

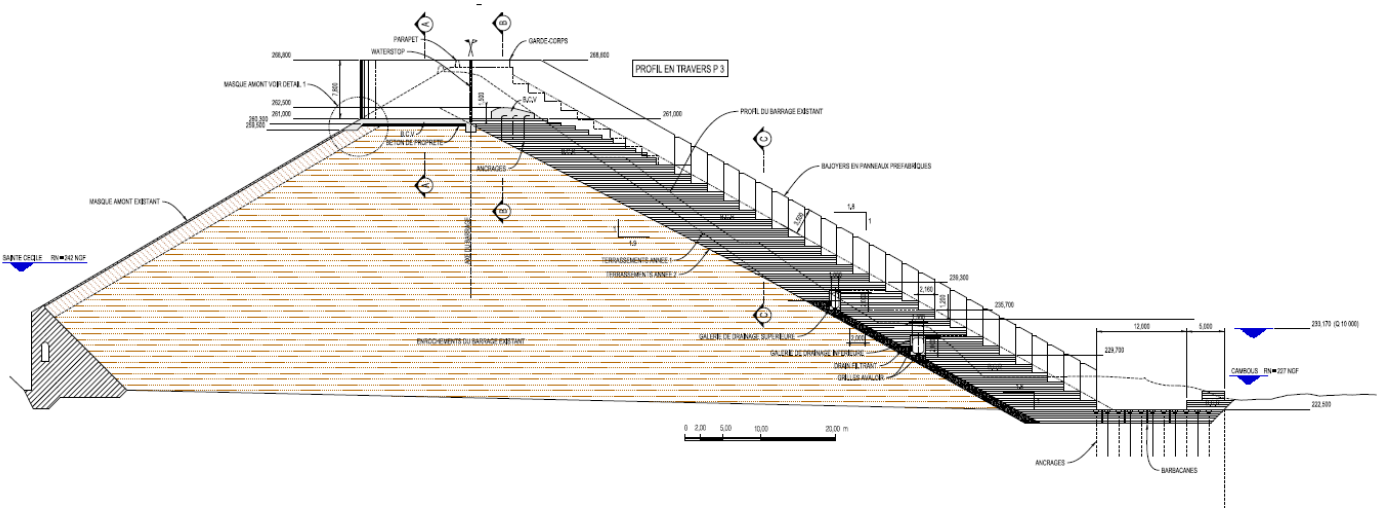


Figure 16 : Coupe dans la section déversante

Le projet prévoit l'arasement de la crête du barrage et du parement aval en vue de la mise en œuvre d'une recharge en BCR avec un parement en marches d'escalier (Figure 16).

Un évacuateur de crues est ensuite aménagé sur la recharge. Sur le parement aval, le déversement se fait directement sur les marches de la recharge. La zone d'écoulement est circonscrite par des bajoyers. Dans cette zone, les marches sont revêtues de béton conventionnel vibré.

La section de contrôle correspond à la crête du seuil déversant. Large de 45 m, elle est calée à la cote 262,5 NGF correspondant à la cote de période de retour 100 ans.

La dissipation est assurée par les marches et par une fosse terrassée et aménagée en pied. Le fond de la fosse est constitué par un radier en béton armé ancré au rocher. La fosse comprend en rive gauche une culée en BCR au parement extérieur en béton armé et en rive droite un parement en BCV armé.

La partie supérieure du barrage est reconstituée pour la partie aval en BCR et pour la partie amont en remblai. Un nouveau parapet d'une hauteur de 1,1 m est aménagé en crête.

La cote de crête du couronnement du barrage est portée à 268,0 NGF (soit 0,4 à 0,7 m au-dessus de la crête actuelle). Cette rehausse implique la rehausse locale de la Route Nationale 106 d'environ 0,4 m.

4.2 Sécurité apportée par le confortement vis-à-vis des risques de rupture

4.2.1 Sécurité vis-à-vis du risque de surverse

Le dimensionnement de l'évacuateur a été vérifié à l'aide d'une modélisation physique et d'une modélisation numérique 3D. La situation retenue est un événement hydrologique de probabilité 10^{-5} avec un fonctionnement nominal des évacuateurs.

Les événements aggravants susceptibles de conduire à une surverse (glissement de versants dans la retenue, vagues sur le plan d'eau, embâcles) ont été considérés. Pour se prémunir des débits de franchissement, le dimensionnement du parapet a été réalisé conformément aux recommandations du CFBR. Concernant les embâcles, la drome mise en service en 2015 est prévue pour supporter les efforts liés à des événements extrêmes (y compris ses ancrages) et le modèle physique a montré que l'évacuation des embâcles se faisait de manière satisfaisante via le nouvel évacuateur.

Il convient également de rappeler que le parement aval du barrage est intégralement recouvert par une épaisse recharge en BCR. Il est donc apte à supporter des lames d'eau importantes, y compris en dehors de la zone de l'évacuateur (où les marches sont renforcées).

Les tassements sont d'ordre centimétrique à l'échelle d'un siècle et ne sont donc pas de nature à modifier ces résultats.

4.2.2 Sécurité vis-à-vis du risque d'érosion externe

Outre l'érosion par surverse, l'érosion en pied de barrage par les écoulements en provenance des évacuateurs peut conduire à un endommagement voire à une rupture du barrage.

Les éléments de sécurité sont :

- le rechargement du barrage en BCR (largeur amont-aval d'environ 10 m),
- le renforcement de la sortie des galeries existantes (rampant, radier et culée en béton armé ancrés au rocher sain),
- la fosse de dissipation avec un radier en BCR ancré au rocher sain et une culée en BCR,
- les inspections régulières qui permettront de déceler des désordres.

Par ailleurs, les bonnes conditions de dissipation ont été vérifiées à l'aide d'une modélisation physique et d'une modélisation numérique 3D. Elles sont satisfaites du fait du niveau aval élevé et de la dissipation sur les marches d'escalier.

On rappelle également les caractères éphémères et rares des sollicitations qui contribuent à limiter « l'usure » des dispositions techniques retenues.

4.2.3 Sécurité vis-à-vis du risque d'instabilité

Les éléments de sécurité sont :

- la géométrie du barrage,
- le rechargement du barrage en BCR,
- les dispositions techniques retenues pour l'étanchéité et le drainage (en particulier des galeries de drainage visitables situées sous la recharge en BCR),
- les inspections régulières qui permettront de déceler des désordres.

Par ailleurs, la stabilité du barrage a été vérifiée en considérant la situation normale et une situation extrême de défaillance du masque en crue. Les coefficients de sécurité obtenus sont largement supérieurs aux valeurs requises. La stabilité est nettement améliorée par rapport à la situation actuelle.

4.2.4 Sécurité vis-à-vis du risque d'érosion interne

La rupture par érosion interne n'est possible que :

- s'il y a défaillance de l'étanchéité du fait des tassements,
- si les niveaux atteints en crue sont suffisants pour conduire à des écoulements et des gradients significatifs ($T \geq 100$ ans).

La modélisation hydrodynamique a montré qu'en cas de défaillance du masque, le drain situé sous le masque (3,8 m de 5/200 mm) draine les eaux vers la partie basse du barrage. Les eaux sont ensuite évacuées par les deux galeries de drainage. Les gradients sont limités avec des valeurs inférieures à 0,15.

Par ailleurs, le risque de rupture par érosion interne est limité par :

- la nature des matériaux qui leur confère une faible susceptibilité à l'érosion interne (granulométrie grossière étalée avec un coefficient d'uniformité C_u d'environ 20, éléments anguleux, matériau compact),
- la filtration des écoulements sous le BCR par le matériau filtrant prévu à cet effet.

Enfin, pour qu'il y ait érosion interne, il faut un débouché du conduit d'érosion : les seuls débouchés sont les galeries visitables. Les inspections dans les galeries permettront donc de déceler l'amorce du phénomène (dépôts de sédiment dans la galerie).

4.3 Détails de conception et particularités de réalisation

4.3.1 Raccordement au masque existant

Le masque est soigneusement découpé. La partie inférieure de la découpe est fraisée sur 6 cm d'épaisseur et sur une largeur de 50 cm afin de permettre le mariage avec le recouvrement avec le nouveau masque. Un enduit d'accroche est disposé sur le 20/40 mm avant la mise en œuvre des différentes couches de béton bitumineux du masque.

Le raccordement au parapet est similaire à celui du barrage existant avec un masque pris entre la semelle et le parapet.

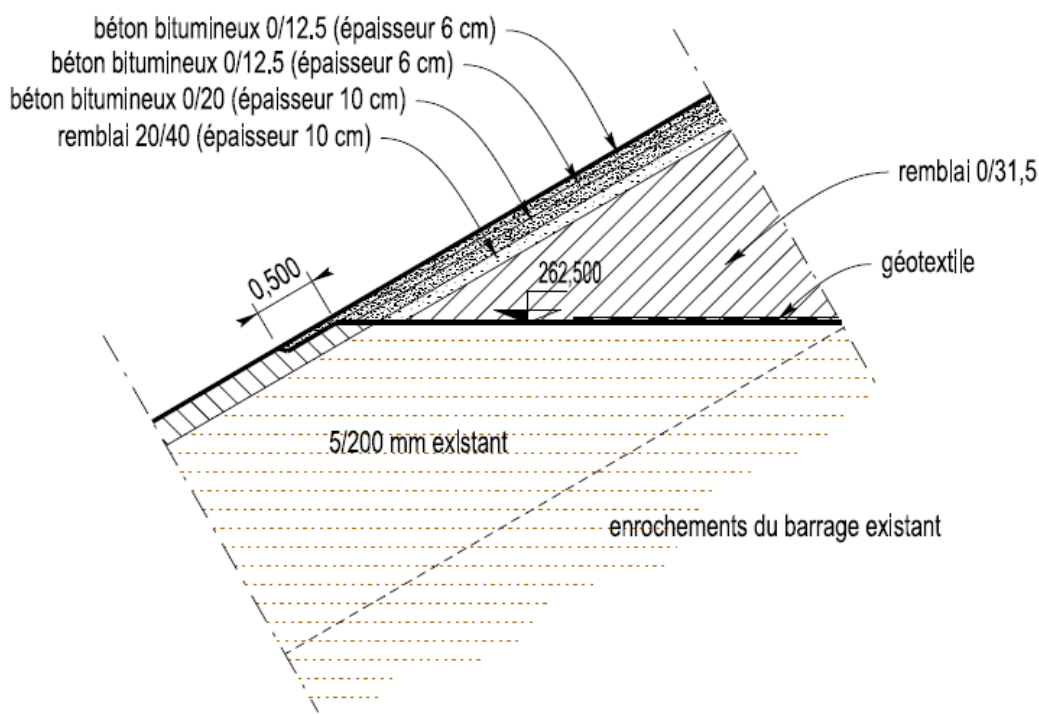


Figure 17 : Raccordement au masque dans la section non déversante

4.3.2 Drainage sous le BCR

La sous-face du BCR est drainée par deux galeries rive-rive qui récupèrent les eaux après filtration. Elles débouchent sur le parement aval pour la galerie supérieure et dans la culée de rive gauche en BCR pour la galerie inférieure.

Elles permettent d'éviter l'accumulation de sous-pressions sous la recharge en BCR. Leur dimensionnement a fait l'objet d'une modélisation numérique 2D des écoulements internes en considérant une hypothèse extrême (rupture du masque en crue).

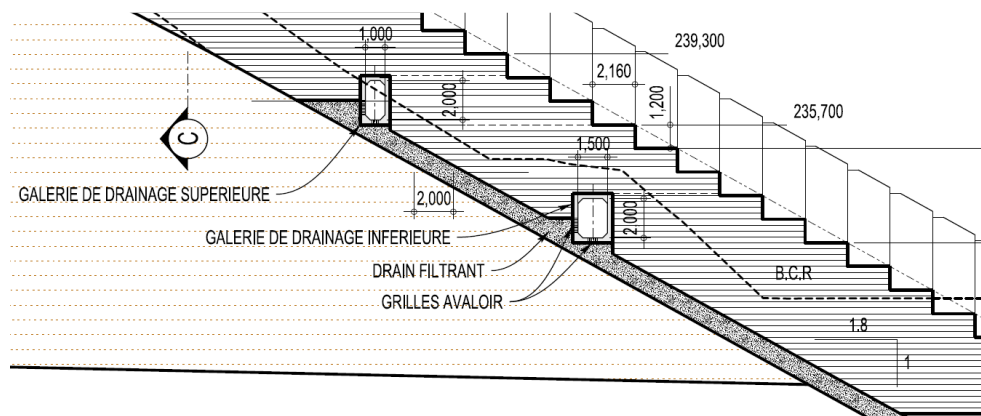


Figure 18 : Drainage sous le BCR

4.3.3 Sécurité en phase travaux

Un phasage particuliers des travaux a été mis en œuvre pour garantir la sécurité du barrage. Les phases sensibles du chantier sont prévues durant les périodes de janvier à aout de deux années consécutives.

Durant le chantier :

- la probabilité de surverse sur la durée du chantier reste supérieure à l'état actuel,
- la tulipe peut entrer en service ce qui signifie que la retenue doit pouvoir monter jusqu'à une cote supérieure à 261,34 NGF.

5. CONCLUSION

La révision des études hydrologiques sur des barrages anciens conduit parfois à réévaluer à la hausse les débits de crues de référence. Les ouvrages évacuateurs peuvent se retrouver sous-dimensionnés et ainsi porter atteinte à la sécurité du barrage.

Pour les barrages meubles et notamment en vallée étroite, l'évacuation des crues impose des contraintes techniques liées principalement à l'emprise des ouvrages d'évacuation (terrassements) ainsi qu'aux interactions avec le corps du barrage.

Le caractère innovant en France d'un confortement par recharge aval en BCR d'un barrage en enrochements a nécessité d'une part à vérifier la sécurité apportée au barrage mais aussi à s'intéresser au retour d'expérience de cette pratique aux USA.

D'un point de vue technique, la solution recommandée permet de garantir à nouveau la sécurité du barrage de Sainte Cécile d'Andorge. L'analyse préliminaire de risque conclut sur une probabilité annuelle de rupture de 10^{-6} satisfaisante pour un ouvrage de classe A.

Concernant le retour d'expérience sur les cas répertoriés aux USA, même si le projet de Sainte Cécile d'Andorge paraît en limite supérieure des ouvrages réalisés en terme de combinaison des sollicitations (chutes et débits spécifiques), il existe des exemples de barrages confortés ayant subi des sollicitations similaires.

En conclusion, l'analyse multicritères portant sur 5 variantes de confortement (dont 2 de déconstruction-reconstruction) a permis d'en sélectionner une présentant le meilleur compromis économique, technique et environnemental.

RÉFÉRENCES ET CITATIONS

- [1] Overtopping protection for dams - Best practices for design, construction, problem identification and evaluation, inspection, maintenance, renovation and repair FEMA P-1015 Technical Manual 05/2014 294 pages
- [2] Roller Compacted Concrete - Design and construction considerations for hydraulic structures USBR 2005
- [3] Design manual for RCC spillways and overtopping protection PCA EB218 12/2002, 100 pages préparé par URS Grenier Woodard Clyde (à présent AECOM)
- [4] Erosion and abrasion resistance of soil-cement and RCCPCA RD126.01 12/2002
- [5] Applications of RCC in rehabilitation and replacement of hydraulic structures McDonald J. E., Curtis N. F. USACE WES Technical Report REMR-CS-53 04/1997
- [6] Alternatives for overtopping protection of dams. A report prepared by the Task Committee on overtopping protection. ASCE 1994
- [7] Guidelines for hydraulic design of stepped spillways Frizell K. W., Frizell K. H., USBR HL-2015-06 09/2015
- [8] Barrage de Sainte Cécile d'Andorge – Retour d'expérience des barrages en remblais pouvant supporter des déversements avec une protection en BCR. F. Delorme, IH.CECIL-EXP.*.0002A, 01/2017
- [9] Performance of RCC used for overtopping protection and spillways Hansen K.D., Fitzgerald T. J., Protections 2016 2nd international seminar on dam protection against overtopping Ft Collins 09/2019
- [10] RCC for dam safety modifications Dolen T. P., Abdo F. Y., 50th Congresso Brasileiro do Concreto IBRACON 09/2008

- [11] Rehabilitation of the NRCS Yellow River Watershed dam No. 14 (Y-14) structure Hudock G. W., Humphries R. W., Fleming S., ASDSO 09/2004
- [12] Performance of RCC overtopping structures during the September 2009 flood event Hudock G. W., FEMA NDSTS Overtopping protection for dam Presentation #19 02/2013
- [13] Annual reports Clark County Regional Flood Control district 1985-2015
- [14] Salado Creek dam 15R-Phase II ASI Références 09/2004
- [15] Twenty years of experience - RCC spillways and overtopping protection Bass R. P., USSD Annual Conference 06/2002
- [16] RCC for over the embankment auxiliary spillways in the USA Hansen K. R., Revue de projet Sainte Cécile CG30 09/2013
- [17] Oroville spillways construction update, California Department of Water Resources May 9, 2018
- [18] RCC dam applications in dam engineering Hansen K. H., ASDSO Webinar 12/03/2013 x
- [19] Recommandations pour le dimensionnement des évacuateurs de crues de barrages, CFBR – Groupe de travail « Dimensionnement des évacuateurs de crues barrages » - juin 2013

QUINZE ANS ET ONZE PKW PLUS TARD - RETOUR D'EXPERIENCE SUR LA CONCEPTION ET LA CONSTRUCTION D'EVACUATEURS DE CRUE LABYRINTHES DE TYPE PKW

Fifteen years and eleven PKW later - Lessons learnt from the design and construction of labyrinth PKW spillways

Frederic LAUGIER, Julien VERMEULEN
EDF-CIH, Savoie Technocal 73 373 Le Bourget du Lac
frederic.laugier@edf.fr – julien.vermeulen@edf.fr

MOTS CLÉS

Evacuateur de crue, labyrinthe, PKW, aération, corps flottant, fractal

Goulours

RÉSUMÉ

Les études technico-économiques comparatives menés sur un grand parc d'ouvrages ont montré que dans un grand nombre de cas, un évacuateur de crue à seuil libre de type labyrinthe PKW, était une option à retenir sur le plan technico-économique lors que l'ajout d'un nouvel évacuateur de crue est requis.

Les évacuateurs de crue labyrinthe en touche de piano (PKW) sont une innovation récente dans le monde des barrages au regard des constantes de temps habituellement longues qui sont associées au processus de développement et de réalisation des projets de barrage. En effet, le premier ouvrage du genre a été conçu et construit en 2006 au barrage EDF de Goulours à la suite des travaux de recherche et développement menés par Lemperiere (Hydrocoop) et Ouamane (université de Biskra), en collaboration avec le laboratoire d'hydraulique LNHE d'EDF à Chatou, à partir de 1999. Les résultats aboutis de ces développements ont été publiés à partir de 2003.

Reprenant l'idée ancienne des seuils labyrinthes traditionnels, les seuils PKW optimisent ce concept sur les plans technico-économiques en supprimant le principal défaut : Ils peuvent être installés sur la crête étroite de la grande majorité des ouvrages en béton, poids ou voûtes.

Début 2018, environ 30 PKW ont été construits ou sont en cours de développement dans le monde. Parmi ceux-ci, 11 ont été réalisés par EDF en France. Un retour d'expérience important a été accumulé durant cette dernière décennie :

- Les principes de conception des PKW et leur dimensionnement varient assez fortement en fonction des contraintes parfois nombreuses des projets de réhabilitation, principes de conception d'ailleurs sensiblement différents dans le cas des projets neufs.

- La construction de 11 PKW a été réalisée sur une grande variété d'ouvrages existants et de contraintes pratiques associées sur le terrain (par exemple dans le cas d'un ouvrage gonflant atteint d'alcali-réaction.).

ABSTRACT

According to technico-economical studies, it appears that innovative PKW labyrinth spillways often are a relevant option when an additional spillway is required.

Piano Key Weir (PKW) labyrinth spillways are a relatively recent innovation in the dam context when compared to the rather long time constant associated to the dam development process. Indeed, the first PKW was designed and constructed in 2006 at Goulours dam owned by EDF. This achievement was mainly based on research and development actions led by Lemperiere (Hydrocoop) and Ouamane (Biskra University, Algeria), in cooperation with EDF LNHE hydraulic laboratory (Chatou, France), from 1999. Convincing results were published in 2003.

PKW concept is based on the old traditional vertical labyrinth idea. However, their main drawback was solved. Due to a reduced footprint, PKW can be installed at the top of most concrete dams, gravity or arch ones.

In 2018, more than 30 PKW were built or are under construction worldwide. Among them, 11 were carried out by EDF in France. Many lessons were learnt during the last 10 years :

PKW design principles might significantly change according to projects constraints and characteristics which might be very important for dam rehabilitation projects. They are often very different for new dams projects.

The construction of 11 PKW units was carried out on a wide scope of existing dams associated with much varied practical site constraints (for example : dam affected by concrete blowing alkali-aggregate reaction).

1. INTRODUCTION

Les évacuateurs de crue labyrinthe en touche de piano (PKW) sont une innovation récente dans le monde des barrages au regard des constantes de temps habituellement longues qui sont associées à leur processus de développement et de construction. En effet, le premier ouvrage du genre a été construit en 2006 au barrage de Goulours [3] à la suite des travaux de recherche et développement menés par Lemperiere et Ouamane, en collaboration avec le laboratoire d’hydraulique LNHE d’EDF à Chatou à partir de 1999 et dont des résultats aboutis ont été publiés en 2003 [1].

Reprenant l’idée ancienne des seuils labyrinthes traditionnels, les seuils PKW optimisent ce concept sur les plans technico-économiques en supprimant le principal défaut : Ils peuvent être installés sur la crête étroite de la grande majorité des ouvrages en béton, poids ou voûtes. A l’instar des seuils labyrinthes droits, ils ont deux qualités essentielles :

- Ils sont dotés de débits spécifiques importants permettant d’augmenter significativement la capacité d’évacuation de crue des barrages.
- En tant que seuil libre, ils ont intrinsèquement un taux de fiabilité excellent, fonctionnant de manière autonome sans intervention humaine, et sans organe mécanique ou de contrôle-commande susceptible de dysfonctionner. A ce titre, ils ne requièrent également que peu de maintenance.

Après avoir construit le premier PKW au barrage de Goulours avec un retour d’expérience très satisfaisant, EDF a décidé de continuer à s’investir dans les seuils PKW. Dans le cadre d’un programme de réhabilitation des évacuateurs de crue du parc EDF, après le lancement des études pour la construction d’une dizaine d’autres PKW : 11 unités ont ainsi été construites de 2006 à 2018, et plusieurs autres sont à l’étude.

2. PRINCIPALES CARACTERISTIQUES DES PKW

2.1 Le fruit de 15 ans de R&D – Des seuils labyrinthes traditionnels aux PKW

Les seuils labyrinthes traditionnels sont des évacuateurs de crue à seuil libre dont le linéaire déversant est considérablement augmenté en donnant à la crête une forme de créneaux en « zig-zag ». Pour la même largeur de crête de barrage, la longueur déversante est considérablement augmentée, ainsi que la débitance. Cette dernière est couramment multipliée par 2 à 3 mais parfois beaucoup plus pour des labyrinthes plus sophistiqués ou selon le rapport de charge d’utilisation (ratio charge seuil / Hauteur seuil).

Un certain nombre d’unités labyrinthes ont été installées de part le monde à partir des années 1930 avec quelques exemples notamment en Algérie et aux USA. Pour autant, cette apparente bonne idée n’a pas connu le succès attendu. La principale raison de ce faible déploiement réside probablement dans l’emprise importante requise pour fonder ces évacuateurs de crue particuliers. Cette emprise amont-aval importante rend difficile leur construction sur la crête d’un barrage en béton de type poids ou voute. Finalement seules des configurations particulières (rive d’ouvrage, substitution d’une section de barrage en remblai de faible hauteur..) ont permis d’installer quelques unités, comme l’illustre la figure 1.



Figure 1 - Exemples de seuils labyrinthes traditionnels – a) Fontaine des gazelles (Algérie), b) Ute Dam (USA)

Ainsi, l'aspect innovant des PKW provient essentiellement de la modification de la conception des seuils labyrinthés en termes de fondations et d'emprise au sol : la création de porte-à-faux amont et aval, ainsi que de radiers inclinés vers l'amont / l'aval, permet de réduire considérablement l'emprise nécessaire à leur fondation.

Cette conception permet d'installer les seuils PKW sur la crête fine de la plupart des barrages en béton.

L'idée origine des PKW a germé à partir de 1999 à travers les réflexions et actions de recherche menées par F. Lemperiere (au sein de l'ONG Hydrocoop) et d'A.Ouamane (Université de Biskra, Algérie) avec notamment l'essai des premiers prototypes sur modèle physique au laboratoire hydraulique de Biskra.

Dans la foulée, plusieurs séries d'essais complémentaires ont été effectués, notamment au laboratoire hydraulique d'EDF à Chatou (2003) pour aboutir à la publication d'un article de référence « fondateur » dans le journal *Hydropower and Dams* [1].

Le concept des seuils PKW était né. Dans la foulée et dès 2003, le nouveau concept de PKW a été retenu parmi les solutions à étudier au stade des études préliminaires en cours dans le cadre du projet de recalibrage des évacuateurs de crue du barrage de Goulours, dans les Pyrénées. La comparaison des différentes options a conduit EDF à retenir cette solution pour les études de conception. La construction a été réalisée à l'été 2006 [3].

Le retour du projet a été très positif : Un budget final d'environ 350 k€ pour un nouvel évacuateur de crue autonome, fiable, ne nécessitant que peu de maintenance.

En parallèle, EDF a commencé à lancer d'autres projets de réhabilitation de barrages incluant des PKW notamment aux barrages de Saint-Marc [6], l'Étroit ou La Raviège [24]. Ces projets ont amené EDF à collaborer avec les laboratoires hydrauliques de l'EPFL (Lausanne, Suisse) et Liège (Belgique). En parallèle au développement des projets, ces derniers ont également lancé un certain nombre d'actions de recherche (master, thèses...) afin de caractériser et comprendre l'hydraulique complexe des PKW.

Toujours en parallèle et sous l'impulsion d'Hydrocoop, les laboratoires en Algérie (Biskra) ou au Vietnam (Ho Chi Minh) ont continué la R&D sur les PKW. A ce titre, la contribution de Michel HO TA KHANH pour le développement théorique [3 et 17] et concret des PKW au Vietnam est à souligner.

Un groupe de travail informel et majoritairement francophone s'est ainsi rapidement formé, donnant lieu à des échanges techniques réguliers et une rencontre annuelle à partir de 2008.

Désireux de donner une impulsion complémentaire, ce groupe de travail a lancé l'organisation d'un workshop en 2011 à Liège [7], puis à Paris en 2013 [18], et plus récemment à Qui Nonh au Vietnam en 2017 [21]. Ces workshops ont permis de rassembler une communauté d'instituts de recherches et de bureaux d'études pour faire le point sur les actions de recherches et les projets en cours. Les actes de ces workshops ont été publiés et sont référencés.

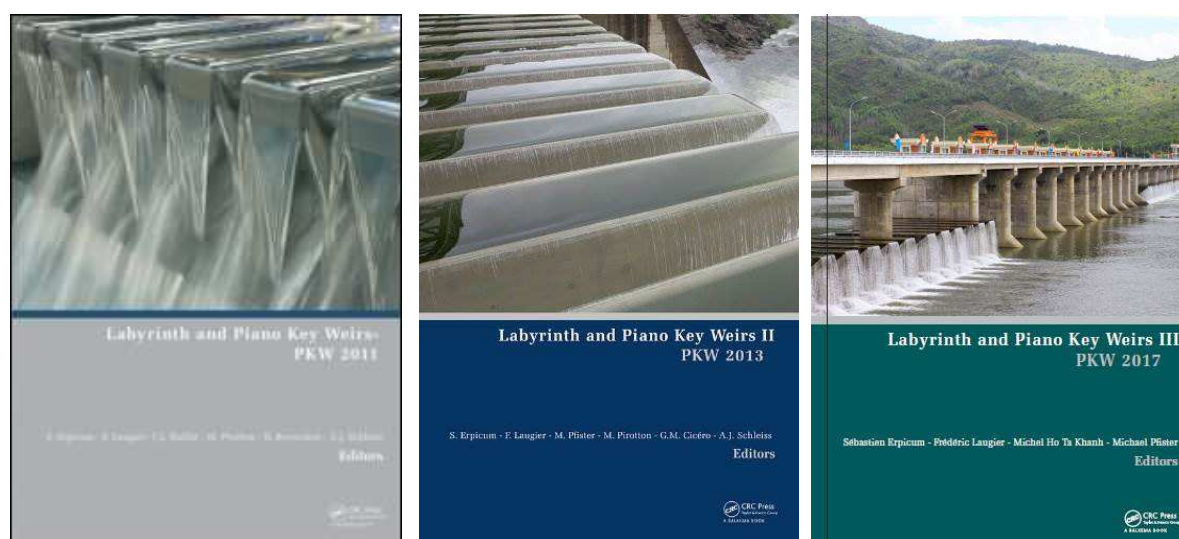


Figure 2 – Actes de colloques des workshops Labyrinthes et PKW de 2011, 2013 et 2017

Ces workshops ont amené d’autres laboratoires à lancer des actions de recherches. Parmi ces derniers, on peut citer le laboratoire de l’université de l’Utah (USA) sous l’impulsion du Pr B. Tullis, ainsi que des laboratoires en Inde (Roorkee), Iran, Turquie, Vénézuéla, Allemagne ou Afrique du Sud...

2.1 Nomenclature et description géométrique

Malgré un aspect extérieur « simple » à première vue, la géométrie des PKW est définie par un nombre important de paramètres indépendants qui rendent difficile la description d’une configuration type.

Au-delà des principaux paramètres géométriques, une approche exhaustive amène à plus de 20 paramètres indépendants. L’intérêt scientifique et technique international autour des PKW et des labyrinthes a amené les principaux acteurs à proposer une terminologie unique afin de faciliter la communication et les travaux de coopération. Un groupe de travail impliquant la Laboratoire de Construction Hydraulique de l’Université de Lausanne (EPFL, Suisse), le laboratoire hydraulique de l’université de Liège (Belgique) et EDF, a développé une nomenclature spécifique [3]. Cette convention de notation a été présentée durant le premier workshop sur les labyrinthes et PKW qui s’est tenu à Liège en 2011.

Les principaux paramètres géométriques des PKW sont présentés figure 3 :

- - La longueur totale développée de crête déversante « L »
- - La largeur totale du PKW « W » (son emprise en crête)
- - La hauteur du PKW « P »
- - La longueur amont-aval du PKW « B »
- - La largeur des alvéoles « W_i » pour les alvéoles d’entrée, « W_o » pour les alvéoles de sortie
- - Les longueurs de porte-à-faux (B_i pour le porte-à-faux aval, B_o pour l’amont)
- - L’épaisseur des murs latéraux T_s

Les études de recherche et développement menées depuis 15 ans ont permis d’identifier les principaux paramètres gouvernant la débitance des PKW :

- Le ratio « L/W ». Ce ratio traduit l’aspect « labyrinthe » du PKW et représente le taux de « développement » en termes de longueur développée du PKW. C’est un facteur majeur pour la débitance sous les faibles charges pour lesquelles les effets éventuels d’alimentation ou de noyage par l’aval sont faibles.
- La hauteur « P ». Une valeur importante de P améliore les conditions hydrauliques d’approche et de distribution à l’intérieur des alvéoles d’entrée. Les effets de noyage dans les alvéoles de sortie sont également limités par la pente plus importante. Ce facteur est fondamental dans la performance hydraulique du PKW.

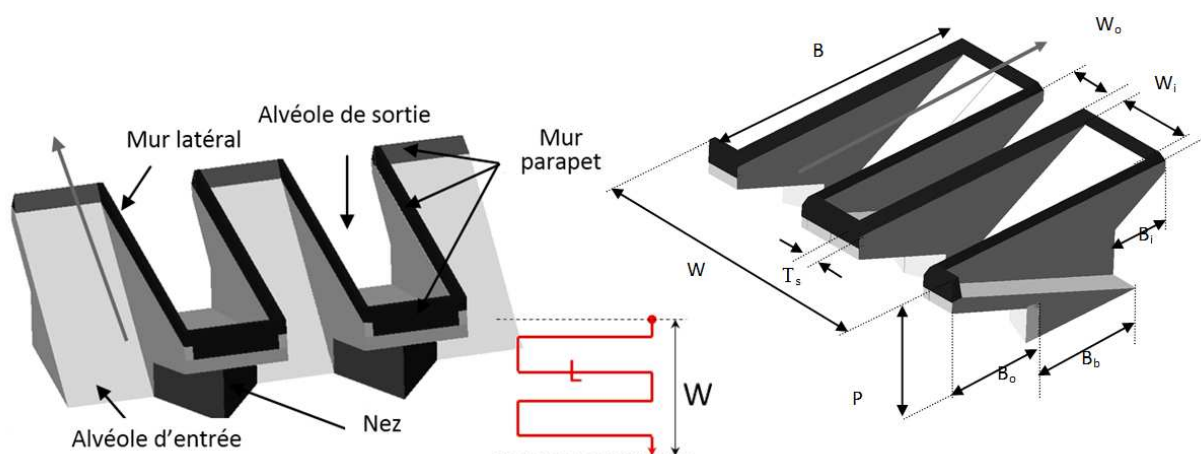


Figure 3 – Description et nomenclature des PKW

- Le ratio de largeur relative des alvéoles « W_i / W_o ». Ce rapport doit être choisi en fonction de l’objectif de fonctionnement du PKW : à faible ou forte charge.
- L’épaisseur des murs latéraux « T_s ». Des murs latéraux épais réduisent significativement l’espace libre disponible en crête de barrage. Cette donnée structurelle peut affecter la débitance du PKW de l’ordre de 10 à 15%, ce qui n’est pas du second ordre. A titre d’exemple, la réduction d’épaisseur en tête du mur latéral du

PKW de Malarce a permis d'augmenter la débitance de 10% par rapport à des murs latéraux d'épaisseur constante.

La littérature sur les PKW cite souvent un PKW de « référence ».

Il s'agit du PKW « originel » dit de type A, décrit par Lemperiere et Ouamane [1] :

PKW symétrique $L/W = 6$, $P = 4$ m, $W_i = W_o = 4$ m, $T_s = 0$

3. SYNTHÈSE DES PKW CONSTRUITS PAR EDF

Entre 2006 et 2018, 11 PKW ont été construits par EDF, environ une unité par an (Fig. 4 et Tableau 1).

Ils ont été construits sur des configurations de barrage diverses illustrant la flexibilité du concept pour s'insérer sur un ouvrage existant.

Dix unités ont été construites pour des problématiques de passage des crues. Le PKW d'Escouloubre, le plus petit, a été construit pour réguler le bassin de mise en charge d'une centrale hydroélectrique en cas de déclenchement d'usine.

La plupart des PKW construits présentent un petit nombre d'alvéoles (1 à 4 alvéoles d'entrée) avec des porte-à-faux amont et aval équilibrés. Le PKW de Malarce, finalisé en 2012, est, de loin, le plus grand PKW construit à ce jour avec 12 alvéoles d'entrée. Il présente également la particularité d'avoir un porte-à-faux amont trois fois plus long que celui aval, ainsi qu'un rapport L/W très supérieur à la moyenne afin de maximiser les performances hydrauliques.

La charge hydraulique de ces PKW est typiquement comprise en 0,5 m et 1,5 m avec un débit spécifique pouvant dépasser $10 \text{ m}^3/\text{s}/\text{ml}$ pour une charge de 1 m, soit 3 à 5 fois plus qu'un seuil Creager équivalent.

La figure 6 fournit un comparatif des projets de PKW. Pour chacun des projets, nous avons distingué le coût global du projet de recalibrage d'évacuateur du coût induit par le seul PKW, toutes choses égales par ailleurs. Cet exercice n'est pas si simple dans la mesure où cette décomposition peut dépendre de la stratégie de l'entreprise dans la manière de décomposer les prix unitaires et les coûts fixes d'installation par exemple. Dans la plupart des cas, le prix du PKW seul ne correspond qu'à un pourcentage minoritaire du coût global du projet. Les autres structures de coût telles que les installations de chantier où les ouvrages de dissipation aval peuvent peser sensiblement plus que le PKW lui-même. Il convient cependant de prendre ces ratios avec prudence et connaissance du contexte de chaque affaire, comme l'illustre les deux exemples suivants :

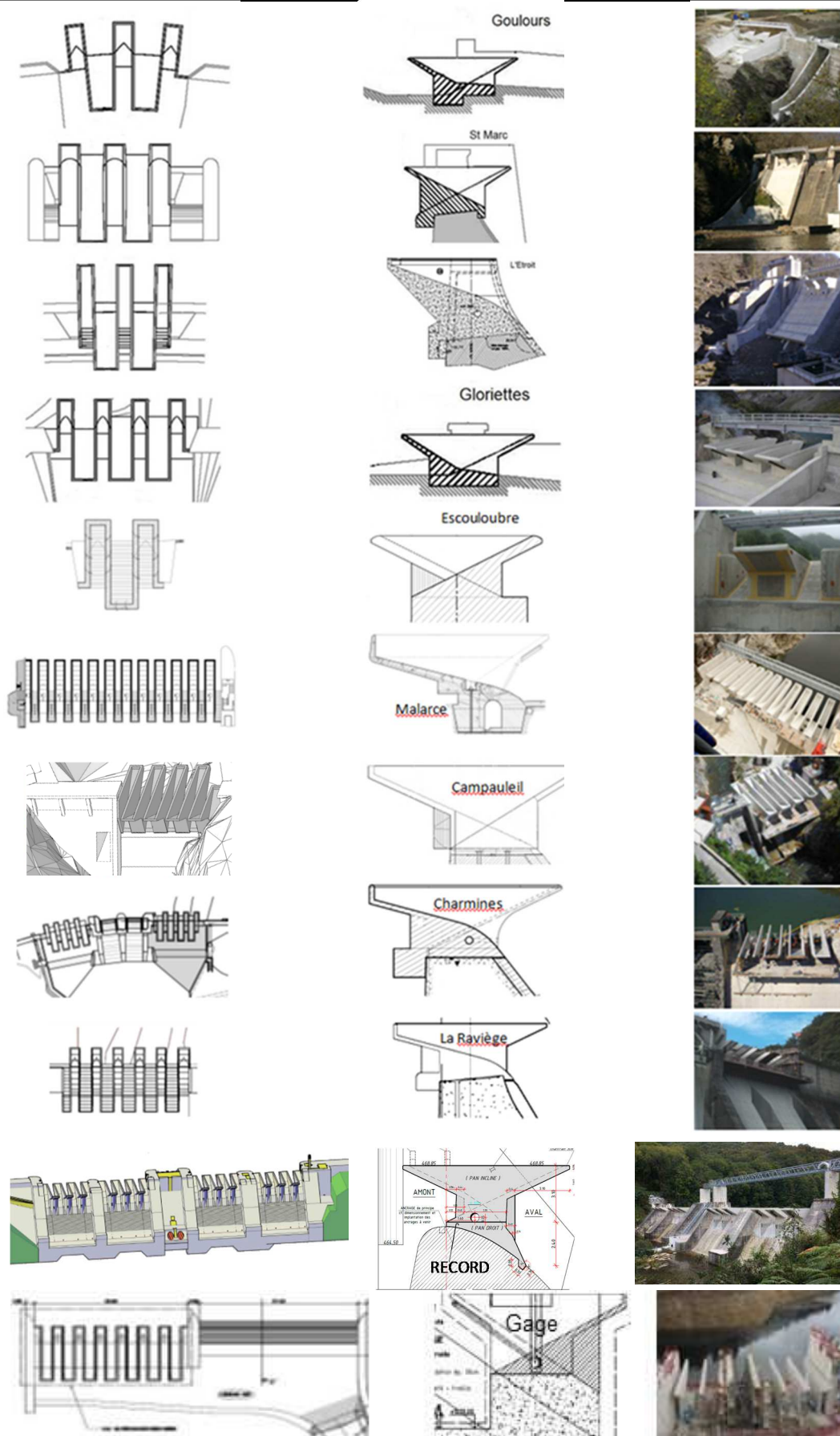


Figure 4 – Vue en plan et coupe type des 11 PKW construits par EDF de 2006 à 2018

	Goulours	St Marc	Etroit	Gloriettes	Escoul.	Malarce	Campauleil	Charmines	Raviège	Gage	Record
Type de barrage	Poids béton	Poids béton	Poids béton	Voûte mince	Poids béton	Poids béton	Poids béton	Poids béton - remblais	Poids béton	Voûte mince	Poids béton
Hauteur	20	40	25	43	13.4	28.4	15.8	17	37	39.6	16
Date de construction du barrage	1946	1932	1933	1951	1971	1968	1939	1948	1958	1954	1956
Date de construction du PKW	2006	2008	2009	2010	2011	2012	2014	2014	2014	2015	2015-16
Localisation du PKW	Rive	Crête	Crête	Rive	Rive	Crête	Crête	Crête	Crête	Rive	Crête
Crue de projet (m ³ /s)	162	660	500	150	13	4600	192	685	1700	675	1700
Débitance du PKW à PHE (m ³ /s)	68	138	82	90	13	570	120	300	300	455	1300
q_{sw} H = 1 m (m ³ /s/m)	5	6.5	9	6.8	4	9.4	8.3	8	8.5	11	4.5
Coût total du projet (k€)	400	1800	1500	1600	615	4500	2800	6500	~4500	~20000	2200~2800
Coût du PKW (k€)	300	400	400	400	230	800	450	1800	~1100	~1200	1400~1800
Charge du PKW à PHE (m)	0.95	1.35	0.95	0.8	0.65	1.5	0.9	1	1.4	1.75	4.4
Durée de construction (mois)	3	6	6	5+5	6	12	6	6	6+6		8+8
B (m)	9.3	12.7	12.2	10	5.1	13.46	13.1	13.24	13.24	13	9,45
B_o (m)	3.35	4	3.2	3.5	1.2	6.63	4.9	3.97	4	4	4,5
B_i (m)	1.5	4	2	2.6	1.2	2.03	2.8	4.41	3.33	3	2,5
B_b (m)	4.4	4.7	7	3.6	2.7	4.8	3.5	4.87	5.91	6	4,5
P (m)	3.1	4.2	5.3	3	1.8	4.4	5.35	4.38	4.67	6	3
W (m)	12	18	18.7	18.5	4.8	42.5	16.55	2*23	25.8	26.6	4x12.5
W_i (m)	2.7	3.1	2.45~2.75	2.3~2.5	1.3	1.25~1.65	1.55	2.4	2.4	1.6	1.52
W_o (m)	1.5~1.8	2.2	1.5	1.5	0.9	1.58	1.4	1.6	1.65	1.3	1.52
T_s (m)	0.2	0.25	0.35	0.25~0.35	0.3	0.2~0.4	0.35	0.35	0.25~0.4	0.25~0.4	0.3~0.4
L (m)	59	77	78	86.8	22	350	115	2*120	177	208	258
P_{px} (m)	0	0	0.5	0	0	1.65	0.7	1	1	0.8	0
B_n (m)	1	1.5	1	1.5	1	1.5	1	1.15	2	2	1
Forme du nez	Triangle	Triangle	Triangle	Arrondie	Triangle	Triangle	Triangle	Triangle	Triangle	Triangle	Triangle

Tableau 2 – Caractéristiques de 11 PKW construits par EDF

- Ainsi, dans le cas du projet de PKW du barrage de Gage, les ouvrages aval incluent la construction d'un tunnel de transfert de 9 m diamètre et de 200 m de longueur environ.
- A contrario, dans le cas du barrage de Record, il n'y a quasiment pas d'ouvrages de dissipation aval et le coût du PKW représente la majeure partie du coût du projet.

Toujours pour le PKW de Record, ce dernier détient, et de loin, le plus haut niveau de charge hydraulique pour la crue de projet. Il a donc le plus faible ratio de coût de PKW et de projet, rapporté à la débitance totale transitant par le PKW. En fait, le coût du PKW ou du projet aurait été sensiblement le même avec une charge hydraulique et une débitance deux fois moindre (à l'exception de quelques ancrages).

La figure 5 compare les courbes de débitance spécifiques adimensionalisées des différents projets de PKW. Une réelle dispersion des courbes existe. On constate cependant un certain nombre de projets récents avec des débits spécifiques autour de 8 m³/s/ml pour un rapport H/P de 0,2. Les courbes restent cependant difficiles à comparer en performance car elles incluent :

- Les effets topographiques et de site (courants d’approche, effets de pelle etc..)
- Les effets géométriques liés à l’adaptation des PKW sur site, en particulier la manière de terminer les alvéoles aux deux extrémités, qui a pu varier d’un prototype à l’autre.

En termes de performance hydraulique, le PKW de Gage est le plus efficace avec une débitance spécifique supérieure à 11 m³/s/ml pour une charge de 1 m. C’est sensiblement plus que le PKW de Malarce bien que Gage fut plus simple à construire (importants porte-à-faux amont de Malarce). Cette efficacité vient en bonne partie de la hauteur « P » du PKW de Gage, qui est un facteur majeur pour la débitance du PKW.

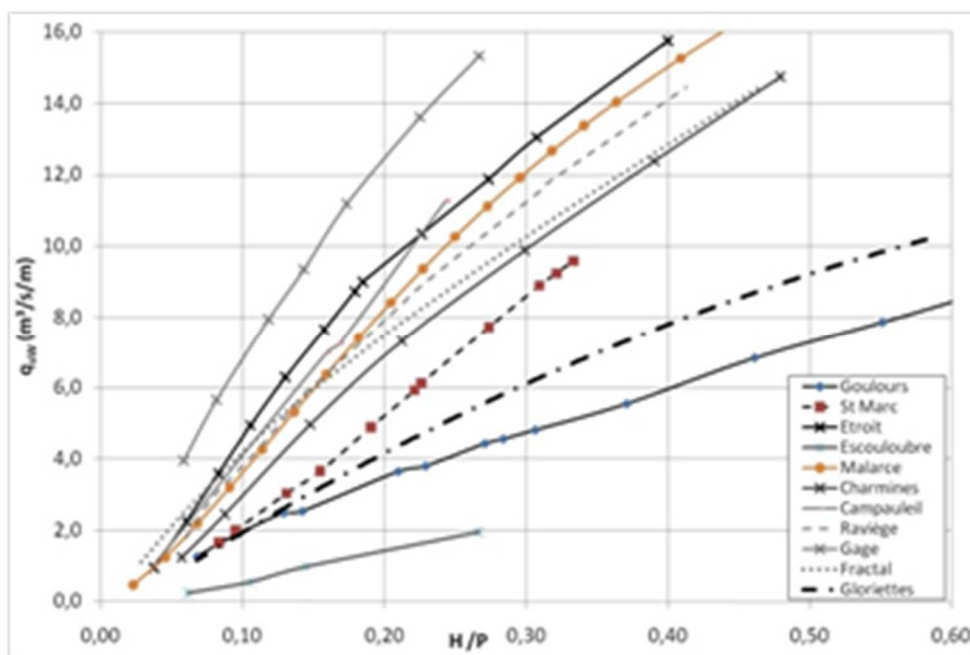


Figure 5 – Débits spécifiques des PKW construits,

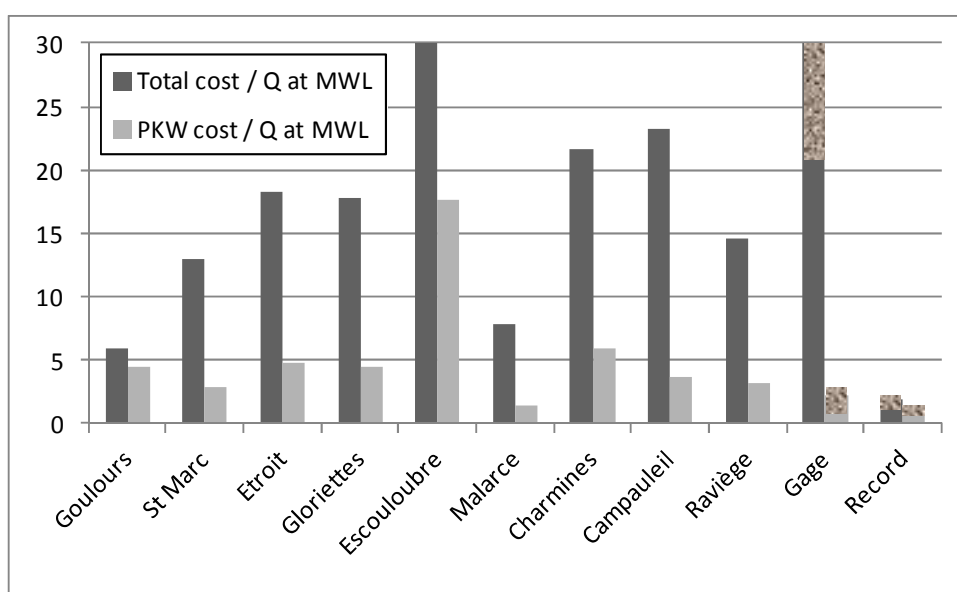


Figure 6 - Ratios économiques des projets

4. CONCEPTION GENERALE DES PKW

4.1 Réhabilitation des barrages existants

Les contraintes de dimensionnement et considérations de conception seront sensiblement différentes selon que le projet concerne un nouveau barrage ou un barrage existant. Cette distinction a été étudiée en particulier par Machiels [12] dont les travaux de thèse ont objectivé les notions d'optimisation purement hydraulique et d'optimisation technico-économique selon la nature du projet.

Dans le cas des barrages existants, de nombreux paramètres sont imposés par les structures existantes. Par exemple : longueur disponible en crête de barrage, charge hydraulique maximum sur le seuil (différence RN / PHE), largeur amont-aval sur la crête pour l'assise de la fondation du PKW. La hauteur « P » du PKW est également dépendante de la capacité à baisser le niveau de la retenue suffisamment longtemps durant les travaux et des pertes économiques correspondantes... Tous ces paramètres, spécifiques à un barrage et son environnement, sont cruciaux et conduisent dans chaque cas à une conception spécifique.

Pour tous ces projets et au regard des multiples contraintes, il est en général opportun de maximiser la débitance spécifique du PKW avec une structure éventuellement un peu plus coûteuse en terme de matériau (béton, coffrage..). L'économie globale du projet incluant les autres coûts et impacts indirects sera en général meilleure.

Ce point est renforcé par le fait que le coût de la structure « PKW » seule ne représente dans tous les cas, qu'une faible portion du coût global du projet auquel il faut ajouter par exemple les structures de dissipation d'énergie, installations de chantier, etc. La figure 6 montre que le PKW représente souvent moins de 25% du cout total. Cet aspect des projets de passage des crues doit rester à l'esprit quand il s'agit de comparer des solutions au stade des avant-projets. Ainsi pour le cas des PKW de Gloriettes, de Gage ou Raviège (figure 7b), les structures aval sont particulièrement importantes avec des ouvrages dont les coûts et dimensions sont d'un ordre de grandeur au moins supérieurs aux structures PKW à l'amont.

Le barrage de Campauleil (figure 7a), respecte la même logique. La transformation partielle du barrage vanné en barrage mixte vanné / libre, ne s'est pas accompagné pas de structure aval et d'ouvrage de dissipation spécifique. Pour autant, situé dans une gorge encaissée, étroite et d'accès difficile, les coûts d'installation et de dérivation provisoire du débit, ont pesé largement plus que la seule construction du PKW.

Pour un barrage existant, la maximisation des performances hydrauliques est prioritaire au regard des contraintes nombreuses de ces projets.

Le retour d'expérience amène en première approche aux caractéristiques géométriques suivantes :

- $L/W \sim 6 \text{ à } 7$ $P \sim 4 \text{ à } 5 \text{ m}$
- $W_i/W_o \sim 1,3 - 1,5$ $T_s \sim 35 \text{ à } 40 \text{ cm en pied à } 25 \text{ cm en crête}$

Ces ratios amènent typiquement à un débit spécifique de l'ordre de 8-9 m³/s/ml pour H= 1 m.



Figure 7 – a) PKW du barrage de Campauleil, b) PKW du barrage de La Raviège

4.2 PKW pour barrages neufs

Pour les barrages neufs, les exigences et les contraintes rencontrées peuvent être sensiblement différentes des projets de réhabilitation.

- Des seuils labyrinthes traditionnels droits peuvent être une alternative à étudier si l'espace disponible en rive pour les fondations de l'évacuateur est suffisant. Les coûts de construction locaux et les contraintes de fondation permettront d'apprécier et de comparer les options labyrinthes et PKW. A hauteur hydraulique égale, les labyrinthes droits requièrent généralement des fondations plus profondes et un taux de ferrailage plus dense (bras de levier moment moyen dans les murs latéraux quasiment double).
- Certains coûts directs ou indirects associés aux projets de réhabilitation n'existent pas et donnent plus de latitude au projeteur pour concevoir les ouvrages :

Pas de démolition à prévoir pour la création d'échancrure

- o Pas de perte de production ou d'usage liée à une baisse de plan d'eau durant les travaux
- o Latitude de position des structures PKW de manière à optimiser les ouvrages de dissipation d'énergie
- o Possibilité d'adapter la conception du barrage et les méthodes de construction à la construction d'un PKW en crête (par exemple adaptation de la crête d'un barrage en BCR pour limiter les porte-à-faux)

Le projeteur peut ainsi dessiner des ouvrages plus hauts et moins « denses » (rapport L/W plus faible). Ils seront sensiblement plus performants permettant un optimum technico-économique plus global.

Le retour d'expérience peut amener en première approche aux caractéristiques géométriques suivantes :

- $L/W \sim 4 \text{ à } 7$ $P \sim 4 \text{ à } 7 \text{ m}$
- $W_i/W_o \sim 1 \text{ à } 1,3$ $T_s \sim 35 \text{ à } 40 \text{ cm en pied à } 25 \text{ cm en crête}$

La plage de variation des débits spécifiques aura alors un spectre plus large en fonction du caractère technico-économique pouvant aller typiquement de 4 à 10 m³/s/m pour une charge H = 1 m selon les projets.

Pour des PKW de taille importante (8 à 9 m), des débits supérieurs à 20 m³/s/ml sont atteignables pour une charge H= 2 m.

C'est ce principe qui a été appliqué pour le barrage de Record. Pour ce projet de réhabilitation, les principes de dimensionnement et de conception ont été ceux d'un barrage neuf par la flexibilité donnée pour la plupart des critères de conception. La quasi-totalité des équipements du barrage existant ont été démantelés et intégralement remplacés par 4 unités de PKW à la place des 4 vannes existantes (cf figure 8). Seule la vidange de fond, située dans la pile centrale a été conservée.

La charge hydraulique de dimensionnement est de 4,4 m là où elle vaut entre 1 et 1,5 m pour la plupart des projets de réhabilitation. Le ratio H/P est ainsi supérieur à 1 alors qu'il est en général compris entre 0,25 et 0,4. Le ratio w_i/w_o vaut 1 (largeur égale des alvéoles d'entrée et de sortie) alors qu'il est supérieur à 1,2 pour les autres projets de réhabilitation (figure 9).

Ces ratios sont donc très différents de ceux utilisés pour les autres projets de réhabilitation où des vannes sont conservées. La suppression totale des organes vannés d'évacuation de crue, a de fait, transformé le barrage de Record en un barrage intégralement déversant. La faible densité d'habitation à l'amont aura permis ce relèvement important des PHE. Notons également que la débitance spécifique du barrage de Record est certainement une des plus faibles des projets de PKW. Cependant, le coût du PKW de Record est inférieur à 2 €/m³/s (figure 6). Il est, de loin, le plus faible de tous les PKW construits, dans la mesure où il décharge plus de 25 m³/s sous la charge de dimensionnement de 4,4 m.

Par comparaison, la majorité des autres projets ont un ratio compris entre 10 et 20 €/m³/s.



Figure 8 – a) PKW du barrage Record avant, b) après les travaux

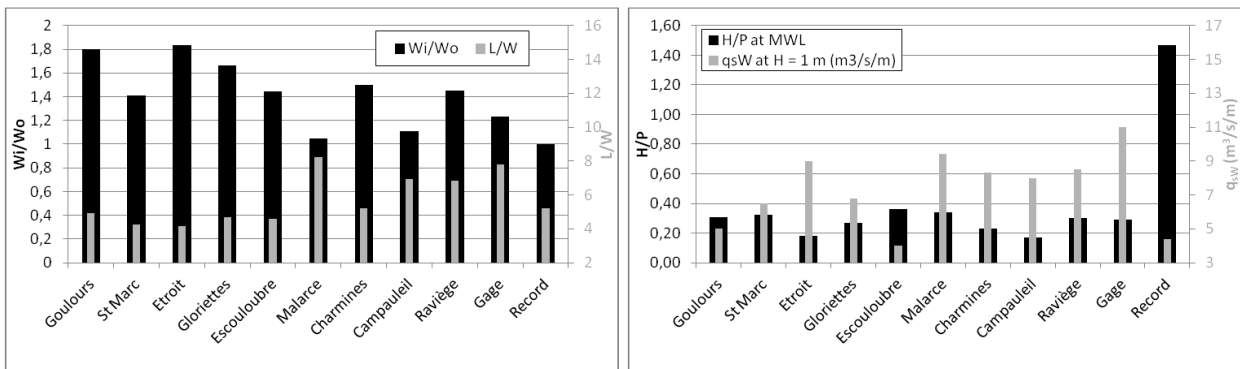


Figure 9 – a) Ratios géométriques des projets de PKW, b) Principaux ratio hydrauliques des projets de PKW

5. ASPECTS PARTICULIERS DE CONCEPTION

5.1 Hydraulique

En termes de performances hydrauliques, le retour d'expérience nous amène aux considérations suivantes (figure 9) :

- Le « nez » :

Construit à l'amont sous le porte-à-faux amont, il est destiné à améliorer le guidage du flux vers les alvéoles d'entrée à l'instar des piles amont des passes des évacuateurs de crue. Différentes formes peuvent être dessinées : triangulaire, circulaire, parabolique. Outre les aspects hydrauliques dont le gain n'est estimé qu'au maximum à quelques pourcents, cette structure complémentaire apporte surtout un gain de stabilité avec une masse de béton bien localisée à l'amont.

- Murs parapets :

Ils ont été installés sur la crête de certains PKW construits par EDF, soit sur les deux alvéoles d'entrée et sortie, soit seulement sur l'alvéole de sortie. L'idée d'origine était de limiter le noyage aval en accélérant le flux tout en augmentant le volume de l'alvéole de sortie. Les récents développements ont montré que les gains sont limités à quelques % et peuvent même être négatifs dans certaines conditions. Ces parapets doivent donc être réservés aux projets très contraints et doivent faire l'objet de modélisations précises.

- Forme de la crête :

Elle a également fait l'objet d'essais paramétriques. De tels essais avaient d'ailleurs déjà été illustrés par Falvey (2003) pour les seuils labyrinthes traditionnels. EDF a aujourd'hui construit différents type de crête : demi-rond, quart de rond, plate, chanfreinée. Les analyses montrent que les crêtes quart de rond et demi rond sont légèrement plus performantes. Cet aspect est renforcé par des considérations de durabilité long terme et de résistance aux chocs (corps flottant) pour lesquelles les crêtes arrondies semblent plus indiquées. N'étant pas plus difficile à construire sur site, on préférera donc les crêtes demi rond.



Figure 10 – a) Nez et poutre amont au PKW de Saint-Marc, b) Mur parapet au PKW de l'Étroit, c) Mur latéral d'épaisseur variable au PKW de La Ravière

- Épaisseur des murs :

Il a été montré que l'épaisseur des murs a une forte influence sur la débitance des PKW [10], en particulier pour des alvéoles étroites (moins de 2 m). Il est nécessaire de concilier aux considérations hydrauliques les problématiques structurelles. Afin de satisfaire ces 2 exigences, on s'orientera vers la réalisation de murs latéraux inclinés permettant de réduire l'épaisseur en crête. Cela a été réalisé sans contrainte particulière par les entreprises pour les PKW de Gloriettes, La Ravière ou Malarce (épaisseur variable de 40 cm à 20 cm) par exemple. Le gain estimé sur Malarce est ainsi estimé de 5 à 10% par rapport à des murs d'épaisseur constante. D'un point de vue pratique, il semble préférable de conserver une face verticale.

5.2 Aération des PKW

Afin d'aérer l'écoulement sortant des PKW, des sorties d'air (en général > 300 – 400 mm) ont été installées sur les premiers PKW construits par EDF. Les tuyaux d'aération aboutissent sous les alvéoles d'entrée et cheminent dans la structure du PKW avec des prises d'air soit en crête de barrage, soit dans les galeries internes s'il y en a. Par précaution, une double entrée de chaque côté du PKW a été prévue afin d'assurer une redondance en cas de blocage partiel. La nécessité de ces aérateurs n'est cependant pas évidente. En effet, les écoulements sur modèle physique semblent indiquer des écoulements à la fois aérés et stables. Les difficultés de similitude rendent toutefois ces points délicats à interpréter et des vibrations pourraient se produire pour certaines gammes de débits. Le coût d'installation de ce système étant limité sur un PKW, ils ont jusqu'à présent toujours été implémentés. C'est un des avantages des PKW par rapport aux labyrinthes traditionnels pour lesquels l'installation d'un dispositif d'aération est complexe.

Cependant, l'installation de ces tuyaux d'aération peut présenter certaines difficultés constructives pour certains projets :

- Définition d'un critère clair et raisonnable pour le dimensionnement du système d'aération. Pour les premiers projets, un critère de dimensionnement relativement rudimentaire et a priori conservatif a été utilisé, basé typiquement sur un ratio débit d'air / débit d'eau et une limitation de la vitesse de l'air à une fraction de la vitesse du son.
- Pour certains projets, un tel critère pouvait amener à l'installation de tuyaux d'aération de très grand diamètre avec un coût potentiel d'installation disproportionné (en particulier pour le barrage de Record avec un débit spécifique de plus de 25 m³/s/ml, mais un petit PKW de 3 m de haut).

Pour avancer sur le sujet, des anémomètres ont été installés en 2012 au PKW de Malarce (figure 11). Depuis lors, le PKW de Malarce a connu plus d'une vingtaine de déversements. Seules des données préliminaires sont pour le moment disponibles et une analyse plus approfondie des résultats doit être menée. Les premiers résultats indiquent :

- Une relation linéaire débit d'air / débit d'eau pour les faibles charges (< 70 cm)
- 3,1 m³/s de débit d'air pour 220 m³/s de débit d'eau équivalent à 1,4 % de ce dernier, très inférieur aux 10% considérés en première approche.



Figure 11 – a) Sortie des aérateurs du barrage de Malarce, b) Coupe sur les aérateurs et les têtes de tirants actifs

Ces résultats ont encore besoin d'être confirmés par des mesures et analyses complémentaires. Ils ont cependant conduit à des développements théoriques nouveaux et à la proposition d'une méthode moins conservatrice de dimensionnement des aérateurs par Vermeulen et al. en 2017 [20].

5.3 Conception structurelle et méthodes construction

Stabilité interne

Les PKW sont des structures par nature très hyperstatiques et très rigides. Les analyses modales montrent un premier mode propre très élevé. Les contraintes calculées et le ferrailage requis restent somme toute mesurés au regard de la relative finesse de ces structures. Une attention particulière devra être portée au chargement thermique et au potentiel effet bilame entre les faces en contact avec l'eau et celles avec l'air.

Le cas de chargement de la poussée de la glace doit également être analysé avec finesse pour éviter qu'il ne devienne dimensionnant en particulier pour la poussée latérale sur les murs latéraux. La poussée de la glace est en effet un effort de dilatation thermique de la glace sous l'effet de variations de températures de la glace entre des épisodes froids et « très froids », en général situés enfin d'hiver ou au printemps là où ces amplitudes thermiques peuvent être maximales durant la journée. Cet effort de dilatation thermique n'est pas constant avec la déformation des structures sur lesquelles il s'exerce. Il est évanescent et diminue à partir du moment où les structures sur lesquels ils s'exercent se déplacent effectivement. La prise en compte de cet effort de rétroaction permettra au projecteur de limiter le ferrailage requis pour ce cas de charge.

La réalité de la poussée de la glace pourra également être confrontée au mode d'exploitation du barrage. Par exemple, il arrive parfois que le barrage est systématiquement exploité à côte basse en saison froide rendant l'action de la glace peu probable. Le marnage du réservoir peut également jouer un rôle bénéfique. Des marnages fréquents peuvent amener à disloquer la glace et limiter son chargement. Un certain nombre d'articles sur ce sujet ont été publiés ces dernières années [4].

Démolition

En termes de travaux de démolition des structures existantes, pour installer les PKW, il est important de maîtriser les vibrations induites. A ce titre, nous recommandons fortement une approche duale :

- Sciage au câble du périmètre du puits à démolir afin de désolidariser les structures.
- Finalisation de la démolition par usage d'explosif.

Cette méthode a été appliquée avec succès sur la plupart des barrages concernés. Elle a permis une bonne maîtrise des vibrations et des effets des tirs à l'explosif. Afin de s'assurer que les vibrations associées à cette démolition soient sans conséquence sur l'intégrité du barrage existant, il est possible de réaliser une analyse modale spectrale avec un modèle 3D du barrage. Une analyse inverse sur les contraintes ou déplacements admissibles par la structure permettent de remonter à la définition de critères de vitesses particulières moins contraignants que les seuils usuellement retenus entre 10 et 20 mm/s. Ainsi, au barrage de Malarce [16], cette analyse a permis de fixer un seuil moins conservatif de 50 mm/s en tête de l'ouvrage sur la bande 5-10 Hz. L'instrumentation du barrage est naturellement requise durant les tirs avec l'installation de plusieurs capteurs à des endroits appropriés et optimisés avec la modélisation 3D dynamique du barrage.

Tirants actifs

Pour certains projets, il est nécessaire de rajouter des tirants actifs, parfois pour la stabilité du PKW, plus souvent pour la stabilité du plot de barrage. Il est alors conseillé d’installer les têtes de tirants, de préférence dans les alvéoles de sorties. Cela permet un accès permanent à ces dernières hors des périodes de déversement.

Joints de barrage

Il est fréquent que les PKW soient à cheval sur plusieurs plots de barrage. Se pose alors la question de la position des joints de plot vis-à-vis des PKW avec au moins 3 possibilités : dans les alvéoles d’entrée, de sortie, ou alors à cheval sur un mur latéral qui devra alors être épaissi. Les modélisations 3D effectuées sur la structure montrent qu’il semble préférable de positionner le joint de plot dans les alvéoles de sortie. Cette configuration permet de limiter les tractions se développant en pied des murs latéraux.

Forces hydrodynamiques

La prise en compte des effets hydrodynamiques reste un problème complexe, difficile à aborder avec les modèles physiques traditionnels de part la difficulté des mesures. Les modèles numériques, donnent alors accès à un grand nombre de données de sortie, sous réserve de qualification de ces données.

Pour les PKW, il est ainsi très intéressant, en termes de stabilité globale et aussi interne, de considérer les effets hydrodynamiques dans les alvéoles de sortie, notamment pour les cas de charge extrême.

Par mesure de prudence et au regard des incertitudes associées, les dispositions suivantes sont conseillées en l’absence de mesures sur modèle physique ou de modélisation numérique 3D :

- Non prise en compte des effets hydrodynamiques dans les alvéoles de sorties pour les cas usuels exceptionnels ou transitoires de type PHE.
- Pour les cas de charge extrême et en cas de nécessité, on pourra prendre de manière conservatrice une pression hydrodynamique linéaire dans l’alvéole de sortie valant $H/2$ à l’amont et décroissant à 0 à l’aval.

Des essais complémentaires sur modèle physique ont été effectués récemment à l’université de Liège pour affiner ces recommandations. Une maquette à grande échelle d’un PKW de type A a été équipée avec 19 cellules de mesures de pression dynamique. Les mesures ont été effectuées pour différentes charges. L’exploitation des ces données est encore en cours afin de proposer des règles moins conservatrices des efforts hydrodynamiques pour tout type de PKW. Ces données seront utilisées pour calibrer les résultats des modèles numériques 3D, qui pourront alors être re-utilisés pour prédire les forces hydrodynamiques de toute configuration.

Stabilité externe

La stabilité externe d’un PKW est calculée en assimilant le bloc PKW à une structure poids en utilisant les recommandations du CFBR pour ces derniers.

A l’usage, il s’avère que les structures PKW sont intrinsèquement stables pour des faibles charges. Certaines configurations de projet ne nécessiteraient virtuellement aucun système d’ancrage complémentaire sous réserve d’un angle de frottement raisonnable à l’interface et d’un complexe étanchéité / drainage efficace et fiable à l’interface. Certains cas de charge particuliers (séisme à vide, phasage de construction, peuvent néanmoins nécessiter la mise en place d’un certain nombre de barres d’ancrages de couture. Elles apportent une marge de sécurité complémentaire pour un faible coût.

Pour certains projets et pour apporter plus de masse sans ancrage, une poutre amont à parfois été ajoutée (cf. exemples de Saint-Marc, figure 10a ou Raviège, figure 12a). Cette configuration apporte également une sécurité complémentaire au glissement avec la création d’une véritable clé de cisaillement à l’amont.

Pour assurer une meilleure stabilité externe, EDF a fréquemment réalisé la démolition du barrage en réalisant une pente vers l’aval de quelques degrés (typiquement 5 deg.). Cette disposition constructive est quasiment neutre en termes de coût, mais améliore sensiblement la stabilité du PKW.

- La stabilité externe peut également être améliorée en épaississant sensiblement l’épaisseur des radiers amont, comme cela a été mise en œuvre au PKW de La Raviège [24] (figure 12b).

La prise en compte du séisme n'est pas une question triviale dans le cas où le PKW est placé en crête de barrage. Dans ce cas, il est nécessaire de prendre en compte l'amplification de l'accélération provoquée par la réponse du barrage au séisme. Des amplifications de l'ordre de 3 à 4 sont fréquentes pour des barrages poids de 30 à 40 m de haut. Pour des barrages plus grands ou des barrages voûtes, les amplifications peuvent être nettement supérieures. Ce cas de charge peut alors devenir dimensionnant.

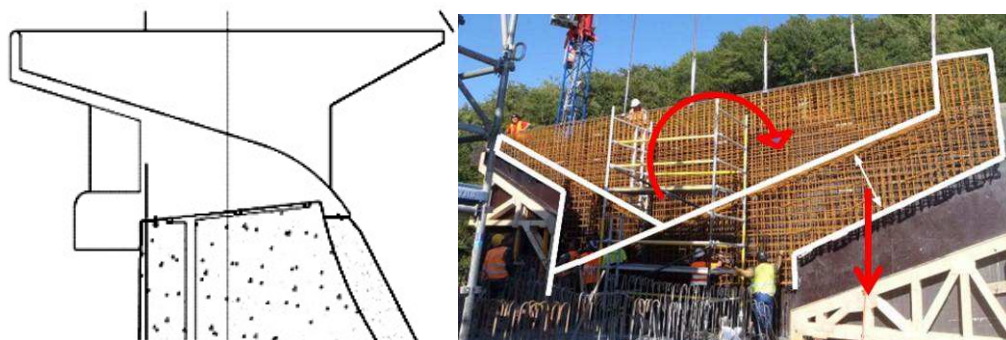


Figure 12 – a) Interface PKW/ barrage avec un angle de 5 deg. et poutre « clé de cisaillement » amont, b) Préfabrication du ferrailage d'un mur latéral avec épaissement du radier amont

Étanchéité et drainage du PKW

Calculé à l'instar d'une structure poids, les dispositifs d'étanchéité et drainage doivent être particulièrement soignés (figure 12).

Il est ainsi conseillé d'installer une étanchéité de type waterstop entre le barrage et le nouveau PKW. Les interfaces avec les joints de plot correspondant à des points triples sont difficiles à traiter.

Dans tous les cas, le joint de plot existant devra être dégagé avec précaution pour permettre une jonction efficace entre le nouveau waterstop et le joint existant. Dans le cas où le joint existant est un joint de type lame de cuivre, le rabotage entre cuivre et waterstop n'est pas trivial et le retour d'expérience disponible sur le sujet peu répandu. Faute de mieux, notre réflexion nous a conduits sur certains projets à assurer cette interface en plaquant mécaniquement le joint de cuivre sur le nouveau waterstop par un système de serrage mécanique. Une redondance d'étanchéité est fortement conseillée, à minima par un système de joints hydrogonflants à positionner en amont, qui se révèle économique à mettre en place. En sécurité ultime, il est également conseillé de laisser en place des tuyaux d'injection de type Fuko entre le waterstop et le joint hydrogonflant. En cas de fuites trop importantes, il sera alors possible d'intervenir ultérieurement et à faible coût.

Concernant le drainage, il est également conseillé d'installer à l'aval du PKW un réseau de drainage s'assurant de la dissipation efficace des sous-pressions. Ce système pourra se réaliser soit par la réalisation de saignées dans le béton existant, soit en laissant des vides drainants à l'interface en coulant le PKW. Idéalement, ce système matriciel sera relié à la galerie de drainage du barrage lorsqu'elle existe, sinon à un exutoire approprié permettant la mesure du débit drainé et l'évaluation de l'efficacité de la barrière.

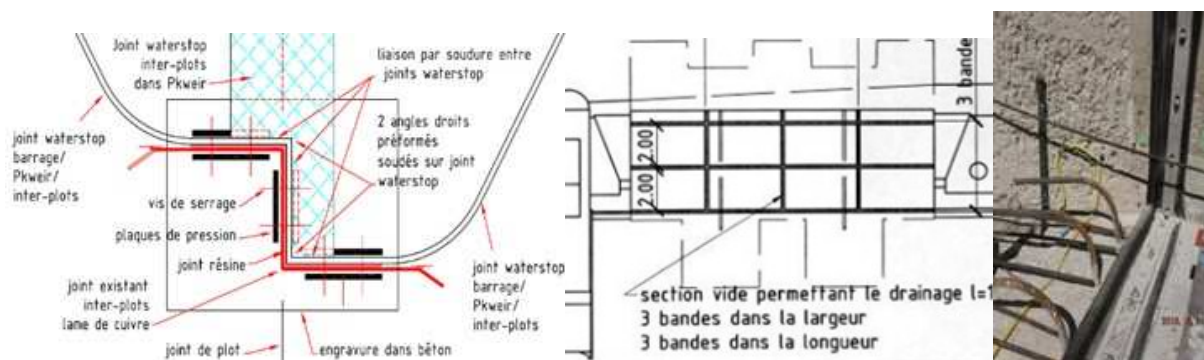


Figure 13 – a) Principe de rattachement entre joint de cuivre et waterstop, b) exemple de vue en plan du dispositif de drainage à l'interface PKW – barrage, c) exemple de waterstop entre PKW et barrage

Autres éléments de méthodes de construction

La préfabrication des ferrailages des murs latéraux a été très souvent mise en œuvre. Elle permet de gagner du temps dans la préparation des bétonnages.

L'installation de coupleurs aux interfaces murs / radiers, est fortement conseillée au regard de la finesse des structures et de la relative densité de ferrailage.

L'utilisation d'une nappe de coffrage drainante anti-bullage sur les panneaux de coffrage a permis d'obtenir un rendu de béton d'excellente qualité, particulièrement lisse et sans bullage.

En termes de cadences, il est courant de couler entre 3 et 5 murs latéraux par semaine. La réalisation de la superstructure du PKW est une des tâches les plus courtes des chantiers de réalisation. Bien organisée et avec plusieurs ateliers en parallèle, la réalisation des superstructures n'a pas amené de difficultés particulières de réalisation.

5.4 Passage des corps flottants

La question des corps flottants est devenue un sujet d'importance en termes de sûreté des évacuateurs de crue. Un certain nombre de considérations peuvent être prises en compte :

- Les PKW sont des seuils libres. Par nature et lorsque le niveau de la retenue augmente, la tendance naturelle sera donc de libérer les corps flottants sous réserve que le tirant d'air éventuel avec un pont ou une passerelle supérieure soient suffisants.
- En complément, un certain nombre de tests ont été réalisés sur les modèles physiques réalisés pour la plupart des projets de PKW d'EDF. L'EPFL a également mené une étude spécifique sur ce sujet [15]. Ces tests ont permis non seulement de mesurer le taux de passage des corps flottants, mais également d'évaluer la débitance résiduelle d'un PKW partiellement obstrué par des arbres. Le modèle physique du PKW de Goulours (figure 13) a ainsi été testé avec des arbres équivalents à des longueurs de 4 à 10 m.

Les résultats expérimentaux et les observations ont montré que :

- Le blocage des PKW n'affecte qu'une petite partie du linéaire déversant de crête (5 à 10%) correspondant à la largeur frontale des alvéoles de sortie, partie physiquement la plus impactée par les corps flottants.
- Les essais réalisés avec des colorants, ainsi que les simulations numériques 3D ont indiqué les chemins suivis préférentiellement par les lignes de courant de l'écoulement : le débit d'eau passe majoritairement par le fond, sous les corps flottants et rentre avec peu de contrainte dans les alvéoles d'entrée. Il se déverse par la suite le long des murs latéraux et du bec aval de l'alvéole avec relativement peu de perte de charge.
- Finalement, même avec un PKW visuellement encombré de corps flottants, le débit résiduel transitant à travers le PKW est supérieur à 80% du débit nominal sans corps flottant.

En conclusion, les PKW sont très performants et résilients vis-à-vis des corps flottants.

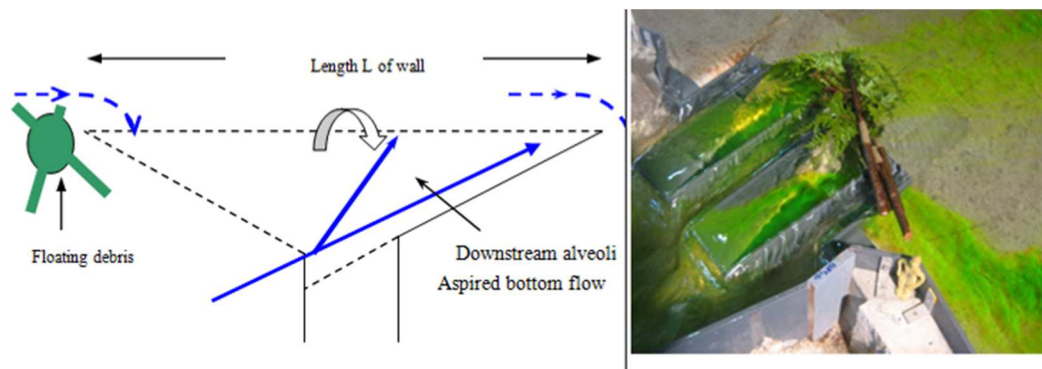


Figure 14 – a) Illustration de l'écoulement « par le fond » pour un PKW partiellement obstrué, b) Visualisation des écoulements sur modèle réduit

5.5 Retour d'expérience des crues

Bien qu'ils n'aient été construits que récemment, les PKW de Gloriettes et Malarce ont déjà déversés à plusieurs reprises pour des événements significatifs.

Deux crues remarquables ont ainsi atteint le barrage de Gloriettes en Octobre 2012 et Juin 2013 (temps de retour de plusieurs dizaines d'années). Sans le PKW, la cote des PHE aurait alors été atteinte au barrage. Une inspection visuelle menée juste après les crues, a montré que les structures PKW n'avaient subi aucun dommage. En revanche, les structures aval de dissipation ont connu quelques dommages mineurs rapidement réparés.

Le barrage de Malarce a déjà connu deux crues en Mai 2013, soit moins de 6 mois après sa mise en service. Le PKW a alors déversé respectivement 100 et 200 m³/s pour une capacité maximum totale de 600 m³/s. Comme pour Gloriettes, les inspections visuelles post crues ont montré que les structures PKW n'avaient connu aucun dommage particulier. Aucune vibration particulière de la nappe n'a été signalée par les exploitants en poste durant la crue. Seuls quelques dommages superficiels ont été constatés concernant les remplissages des fonds de joints inter-plots du radier de dissipation aval. Ces derniers ne jouent cependant aucun rôle structurel ou d'étanchéité. Ils ne seront pas remplacés.

Le PKW du barrage de Record a subi une crue importante (Q5 à Q10) juste après sa mise eau, en Février 2017 avec une lame d'eau de près d'1 m sur le seuil. Les constats faits durant et après la crue, sont également très rassurants : aucun problème particulier n'a été remonté.



Figure 15 – Déversements aux barrages de a) Record, b) Malarce

6 AUTRES PERSPECTIVES

6.1 PKW particuliers : Black Esk / Hazelmere

Deux PKW récemment construits méritent une attention particulière (figure 15) :

- Le PKW du barrage de Black Esk en Ecosse, achevé début 2014, a été construit sur l'embase d'une tulipe existante [27]. De petite dimension, ce cas particulier souligne la flexibilité du concept et son adaptabilité dans des configurations très variées et fortement contraintes.
- A l'opposé, le PKW du barrage d'Hazelmere en Afrique du Sud [23], présente lui des caractéristiques hors normes. D'une hauteur P de 10 m, la longueur amont / aval vaut 21,6 m et les porte-à-faux correspondant sont supérieurs à 5 m. Pour autant, la constructibilité de ce PKW de très grande taille n'a pas posé de problème technique particulier. La construction de ce PKW s'est accompagné d'une surélévation du barrage et de la RN de 7 m tout en s'adaptant aux révisions de l'hydrologie.



Figure 16 – a) PKW de Black Esk (Ecosse), PKW d'Hazelmere (Afrique du Sud)

6.2 PKW pour canaux – Transit sédimentaire

Un certain nombre de sujets de R&D sont en cours sur les PKW.

Dans le cadre des études de réhabilitations des canaux, l'institut allemand BAW, étudie la possibilité de remplacer un certain nombre d'organes régulateurs par des seuils labyrinthes ou PKW [x]. Le problème principal est alors la possibilité de passage des sédiments. Les premiers résultats sont encourageants et confirment les travaux menés antérieurement en Inde essentiellement sur modèle physique [x]. A partir du moment où les sédiments atteignent le pied des PKW, la configuration particulière des écoulements dans les PKW permet de faire transiter la majeure partie des sédiments.

L'explication se trouve dans la compréhension 3D des écoulements à l'amont des PKW. A l'instar des observations faites pour les corps flottants, une partie importante des écoulements se fait par le fond des alvéoles de prise, qui concentre par ailleurs 90% du débit. Il se produit une véritable aspiration par le fond qui conduit à faciliter le transit potentiel des sédiments.

Les travaux en Inde les ont conduits à préférer une configuration de PKW de type C, avec un porte-a-faux entièrement à l'aval. La configuration classique type A semble également donner satisfaction.

Ces résultats prometteurs méritent d'autres développements pour confirmer la capacité réelle des PKW à faire transiter les sédiments. La construction récente du PKW de Sawra Kuddu en Inde, sur la base de modèles physiques réalisés à l'université de Roorkee permettra dans le futur de vérifier la capacité des PKW de type C à faire transiter les sédiments.

6.3 R&D – PKW fractal

En général, pour augmenter la débitance spécifique des PKW, la première option consiste à construire des PKW plus grands (plus hauts, plus longs..) avec des augmentations significatives des coûts de construction : Limite raisonnable de réalisation des porte-à-faux avec des consoles, hauteur des PKW limitée par des questions d'exploitation...

Un nouveau concept a été développé, appelé PKW Fractal. Il consiste à installer sur la crête de grands PKW aux larges murs latéraux munis de petits PKW.

Le concept a d'abord été développé et testé à l'aide de simulations numériques 3D. Une dizaine de configurations ont été testées avant de converger vers une forme optimisée. In-fine, cette configuration a pu être testée sur un modèle physique, qui a confirmé les prédictions du modèle numérique malgré la complexité géométrique de ce modèle [x].

Il apparait que le modèle fractal développé, aux dimensions globales similaires aux PKW de référence, est très efficace pour les faibles charges, inférieures à 1 m, en particulier pour les charges inférieures à 50 cm (gain de l'ordre de 100%). Au-delà de 1 m, les petites unités fractales ont tendance à saturer et cette option devient moins intéressante. Les PKW fractales sont donc très performants pour les faibles charges, idéalement en utilisation de contrôle de niveau pour un réservoir ou un canal.

En pratique, l'idée centrale est de concevoir un système qui ne coûte pas plus cher qu'un PKW usuel. Le PKW fractal serait donc conçu avec de petits éléments métalliques préfabriqués en usine, typiquement de 1 m de haut. Ils seraient assemblés sur site sur la crête d'un PKW de référence dont les murs latéraux seraient légèrement épaissis (50 cm) pour recevoir leur assise. Ainsi le surcout provenant des éléments fractal serait faible au regard du coût global du projet.

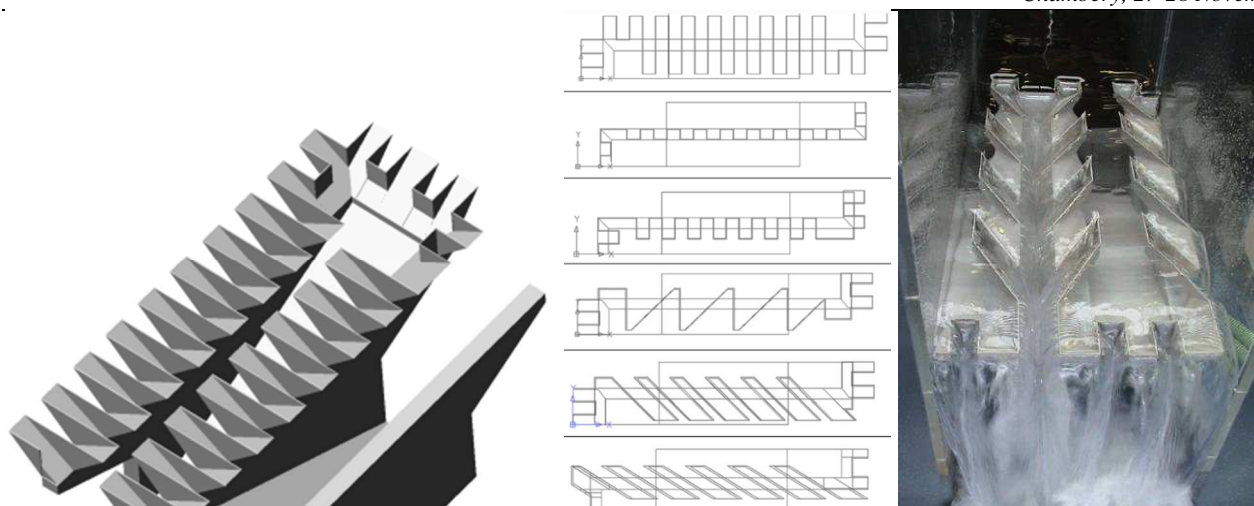


Figure 17 – PKW fractal a) principe, b) configurations testées sur modèle numérique, c) configuration retenue sur modèle physique

7 REGISTRE MONDIAL DES PKW

Un registre mondial des PKW a été créé début 2017, à l'occasion du 3^e workshop PKW au Vietnam, afin d'enregistrer tous les projets de PKW réalisés ou en cours de construction.

Le registre contient actuellement une base d'une trentaine de PKW sur les 5 continents.

Chaque projet de PKW est décrit à l'aide d'un formulaire contenant les informations descriptives essentielles hydrauliques et géométriques.

Le registre des barrages, avec toutes les fiches projet, est ouvert et accessible gratuitement sur le portail « PKW » maintenu par l'université de Liège à l'adresse :

<http://www.pk-weirs.ulg.ac.be/?q=content/world-register-pkw>

Il est régulièrement mis à jour suite à toute transmission d'une nouvelle fiche projet.

8 CONCLUSIONS

Durant la dernière décennie, EDF a conçu et réalisé une dizaine d'évacuateurs de crue de type PKW avec des charges de dimensionnement comprises en général entre 1 et 1,5 m, dont le premier évacuateur du genre au barrage de Goulours en 2006. Les débits spécifiques atteints pour une charge de 1 m peuvent dépasser 10 m³/s/ml. L'intérêt fort de cette solution innovante a été confirmé à la fois par le bon retour d'expérience d'EDF et par le fort engouement de cette nouvelle technique sur les cinq continents avec des réalisations ou des projets en cours en Ecosse, au Vietnam, en Inde, en Afrique du Sud, aux USA etc.

Grâce à la géométrie simple des PKW, les projets réalisés par EDF sont restés sous contrôle en termes de coûts et délais. Ces projets ont confirmé une des principales qualités des PKW, à savoir leur constructibilité sur la crête étroite des barrages en béton par le biais de porte-à-faux aval et amont.

Les PKW sont particulièrement adaptés aux projets de réhabilitation des barrages existants. Ils le sont également pour les projets de barrages neufs où la combinaison « vannes + PKW » présente de nombreux avantages en optimisant coût et sûreté.

En parallèle à ce développement rapide, des actions de recherche et développement ont été menées en relation avec des universités et instituts variés (France, Belgique, Suisse, Algérie, Inde, Vietnam, USA etc.). Des collaborations étroites entre les différentes parties prenantes ont permis de mieux comprendre les différents paramètres régissant à la fois la physique du PKW et les aspects technico-économique de réalisation (coût, délai, gestion de projet). Un certain nombre de thématiques restent à étudier ou à développer (aération, matériaux de construction, variantes fractales..).

9 RÉFÉRENCES ET CITATIONS

- [1] Lemperiere, F., Ouamane, A. The Piano Key weir: a new cost-effective solution for spillways. 2003. *Hydropower & Dams* 10(5): 144-149.
- [2] Chi Hien, T., Thanh Son, H. and Ho Ta Khanh, M. "Results of some "Piano Keys" weir hydraulic model tests in Vietnam". CIGB/ICOLD, Barcelona, 2006
- [3] Laugier, F. Design and construction of the first Piano Key Weir spillway at Goulours dam. 2007. *Hydropower & Dams* 14(5): 94-100.
- [4] Carter D. Poussée statique des glaces sur les ouvrages hydrauliques. Actes du séminaire 2008 de la société canadienne de génie civil (section Québec).
- [5] Leite Ribeiro, M., Bieri, M., Boillat, J-L., Schleiss, A., Delorme, F., Laugier, F. Hydraulic capacity improvement of existing spillways – Design of Piano Key Weirs. 23ième Congrès de Grands Barrages - CIGB-ICOLD, Brasilia, Q. 90 R. 43, 2009
- [6] Laugier, F., Lochu, A., Gille, C., Leite Ribeiro, M., Boillat, J-L. Design and construction of a labyrinth PKW spillway at Saint-Marc dam, France. 2009. *Hydropower & Dams* 16(5): 100-107.
- [7] Actes du workshop. Labyrinth and Piano Key Weirs – PKW 2011, Erpicum et al. (eds), CRC Press, Taylor and Francis Group, London, ISBN 978-0-415-68282-4.
- [8] Pralong J., Vermeulen J., Blancher B., Laugier F., Erpicum S., Machiels O., Piroton M., Boillat J.-L., Leite Ribeiro M., Schleiss A. A naming convention for the Piano Key Weirs geometrical parameters. *Labyrinth and Piano Key Weirs – PKW 2011*, 2011, CRC Press
- [9] Laugier, F., Pralong, J., Blancher, B., Montarros, F. 2011 "Development of a new concept of Piano Key Weir spillway to increase low head hydraulic efficiency: Fractal PKW", *Labyrinth and Piano Key Weirs - PKW 2011*, CRC Press
- [10] Laugier F., Pralong J., Blancher B. Influence of structural thickness of sidewalls on PKW spillway discharge capacity. *Labyrinth and Piano Key Weirs – PKW 2011*, 2011, CRC Press
- [11] Leite Ribeiro, M., Boillat, J-L., Schleiss, A., Le Doucen, O., Laugier, F. Experimental parametric study for hydraulic design of PKW's. *Labyrinth and Piano Key Weirs – PKW 2011*, 2011, CRC Press
- [12] Machiels, O. 2012. Experimental study of the hydraulic behaviour of Piano Key Weirs. Phd Thesis, University of Liège, Belgium.
- [13] S. Erpicum, A. Silvestri, B.J. Dewals, P. Archambeau, M. Piroton, M. Colombié, L. Faramond. 2013. Escouloubre PKW: prototype versus scale model. *Labyrinth and Piano Key Weirs II – PKW 2013*, CRC Press.
- [14] Paxson G.S., Tullis B.P., Hertel D.J., 2013b. Comparison of Piano Key Weirs with labyrinth and gated spillways: hydraulics, cost, constructability and operations. *Labyrinth and Piano Key Weirs II – PKW 2013*, CRC Press
- [15] M. Pfister, B. Tullis, A. Schleiss 2013. Effect of driftwood on hydraulic head of Piano Key weirs. *Labyrinth and Piano Key Weirs II – PKW 2013*, CRC Press
- [16] Pinchard T., Farges J.L., Boutet J.M., Lochu A., Laugier F., 2013. Design and construction of a Piano Key Weir spillway on Malarce dam. *Labyrinth and Piano Key Weirs II – PKW 2013*, CRC Press
- [17] Ho Ta Khanh M., 2013. The Piano Key Weirs: 15 years of Research & Development – Prospect – Keynote lecture. *Labyrinth and Piano Key Weirs II – PKW 2013*, CRC Press
- [18] Actes du workshop. *Labyrinth and Piano Key Weirs II – PKW 2013*, Erpicum et al. (eds), CRC Press, Taylor and Francis Group, London, ISBN 978-1-138-00085-8.
- [19] Paxson G.S., Laugier F., *Labyrinth and Piano Key Weirs, Perspectives and Case Histories from the USA and France – ASDSO 2014 Annual conference – San Diego*.
- [20] J. Vermeulen et al. Développement d'une nouvelle méthode de dimensionnement des aérateurs de PKW. Actes du colloque CFBR 2017.
- [21] Actes du workshop. *Labyrinth and Piano Key Weirs III – PKW 2017*, Erpicum et al. (eds), CRC
- [22] D. Booyse. Raising of Hazelmere dam by means of PKW. *Labyrinth and Piano Key Weirs III – PKW 2017*, CRC Press.
- [23] F. Belzner et al. Piano Key and Labyrinth Weirs at German Waterways. Recent and Future Research of the BAW. *Labyrinth and Piano Key Weirs III – PKW 2017*, CRC Press.
- [24] Cubaynes M., Laugier F. & Nagel V. "Construction of a Piano Key Weir spillway at La Raviège dam". *Labyrinth and Piano Key Weirs III – PKW 2017*, CRC Press.
- [25] Dabertrand F., Vermeulen J. & Blancher B. "Construction of a Piano Key Weirs spillway at Record dam" *Labyrinth and Piano Key Weirs III – PKW 2017*, CRC Press.
- [26] Valley P. & Blancher B. "Construction and testing of two Piano Key Weirs at Charmines dam" *Labyrinth and Piano Key Weirs III – PKW 2017*, CRC Press.
- [27] Ackers J.C., Bennett F.C.J., Scott T.A., Karunaratne G. "Raising the bellmouth spillway at Black Esk reservoir using Piano Key weirs". *Labyrinth and Piano Key Weirs II – PKW 2013*, CRC Press

COMBI GAGNANT DES DIA « DEVERSOIRS INNOVATIFS ASSOCIES » AU SERVICE DE LA REHABILITATION PASSIVE DES BARRAGES VIS-A-VIS DU PASSAGE DES CRUES – THEORIE ET CAS D’ETUDE

Winning scheme of “Associated Innovative Spillways” for dam passive rehabilitation dealing with flood issues – Theory and case study

Arnaud CHAPUIS

ISL Ingénierie, 84 boulevard Marius Vivier Merle, 69485 LYON CEDEX 03,
chapuis@isl.fr

MOTS CLÉS

Evacuateur, PK-Weir, Hausse Fusible, DIA, déversoir innovatif associé, débitance, réhabilitation, confortement, crue, débits, Cheurfas.

RÉSUMÉ

La fin du XX^{ème} siècle et le début du XXI^{ème} ont vu une réévaluation parfois majeure des débits de crues de dimensionnement de certains barrages et l’émergence d’évacuateurs innovants passifs (PKW, Hausse Fusible). La cause majeure de rupture de barrage par submersion ces dernières années concerne le fonctionnement même des évacuateurs. L’association de PKW avec des Hausses Fusibles constitue une barrière de « conception sûre » permettant un gain en fiabilité. La combinaison de ces deux solutions innovantes permet de renforcer les avantages de l’ouvrage fusible en contrôlant mieux ses inconvénients grâce aux avantages des PKW. Les avantages des DIA « Déversoirs Innovatifs Associés » ont été introduits par Hydrocoop en 2015. Ils sont repris et développés dans cet article. Un cas d’étude concernant le projet de confortement du barrage de Cheurfas II en Algérie est présenté.

ABSTRACT

The end of the 20th century and the beginning of 21st have been sometimes the object of major dam design flood updates and saw the emergence of passive innovative spillways (PKW, fusegate). From the last years, the main cause of dam failure by overtopping is dealing with spillway operation. The association of PKW with fusegates make them as safety operation barrier allowing better reliability. The combination of the both innovative solutions allows strengthening the advantages of fusegates by better controlling its drawbacks thanks the PKW advantages. The winning scheme of “Associated Innovative Spillways” has been first introduced by Hydrocoop (2015). The advantages are taken again and reviewed in this technical paper. A case study dealing with the rehabilitation project of Cheurfas II dam in Algeria is developed.

1. UN PROBLEME : RUPTURES DE BARRAGE DES DERNIERES DECENNIES

Une analyse des ruptures et accidents de barrages non stériles ayant causé des victimes au cours de ces 25 dernières années dans le monde a été réalisée dans [1] et présentée au colloque CFBR-SHF 2017. Il en ressort notamment que :

- 72% des ruptures sont liées au passage des crues ou au fonctionnement des évacuateurs de crues ;
- « *jusque dans les années 1975, l'essentiel des ruptures (près de 90% en moyenne) est causé par une débitance insuffisante de l'évacuateur. [...] Depuis 1975, cette cause de rupture diminue pour ne représenter que 25% des cas depuis les années 2000. La cause majeure de rupture par submersion ces dernières années concerne donc le fonctionnement de l'évacuateur.* » Le revirement de cause entre critères de conception et de fonctionnement de l'évacuateur peut être attribué à la mise en place de règles de dimensionnement hydrologique plus contraignantes.

Parmi les barrières de « conception sûre », les auteurs de [1] listent, pour « limiter l'élévation de cote », l'utilité de disposer d'évacuateurs :

- qui pardonnent « l'élévation de la cote en cas de crue > crue exceptionnelle ou de perte de débitance causée par embâcles », c'est-à-dire, un évacuateur qui garde une capacité de débitance confortable au-delà de son dimensionnement et donc qui ne sature pas à l'image des tulipes ou des évacuateurs latéraux par exemple,
- qui limitent le risque d'exploitation et donc, par extrapolation de surété, des évacuateurs passifs fixes ne nécessitant aucune consigne d'exploitation,
- qui apportent une sécurité majeure pour les crues extrêmes avec notamment une partie fusible permettant d'encaisser le gap de débitance logarithmique entre une crue de projet et une crue extrême.

2. DEUX SOLUTIONS INNOVANTES APPORTEES PAR LA (LES) DERNIERE (S) DECENNIE(S)

2.1 Ouvrage fusible type Hausse Fusible

Solution inventée, promue et sans cesse perfectionnée par Hydroplus© [3] depuis le début des années 90s, plus de 75 projets de hausses fusibles (~3 projets par an) ont été réalisés dans le monde pour permettre d'augmenter la capacité de stockage et/ou d'augmenter la capacité de débitance. Plus de 40% des projets réalisés ont eu pour but l'amélioration de la sécurité pour le passage des crues extrêmes. Sur la dernière décennie, ce ratio est de 60%.

Les avantages des hausses fusibles résident dans leur sécurité de fonctionnement hydraulique et d'exploitation.

Les capacités de débitance de ces ouvrages avant basculement sont synthétisées dans [4] par Hasan (2006) suite aux travaux de Falvey (1995). Pour les hausses droites, cela revient à un déversoir à seuil mince. Pour les hausses labyrinthes, 3 types de géométries standardisées ont été étudiés par Hydroplus© permettant de définir une loi de comportement seulement dépendante de la hauteur H de la hausse et de la hauteur d'eau amont h par rapport à la crête.

Post-basculement, la débitance revient à une géométrie de seuil épais (débitance de Hager 1986) ou de seuil profilé standard en nappe libre (débitance de Brudnell (1935), éventuellement corrigée par la méthode des abaques de Buehler) (voir **Figure 1**). Les plus grandes incertitudes de débitance résident cependant dans ces phases post-basculement où les premiers ordres de grandeur de débitance ne doivent pas sous-estimer les effets de bord (largeur géométrique versus largeur effective), le noyage aval, l'effet de pelle,...

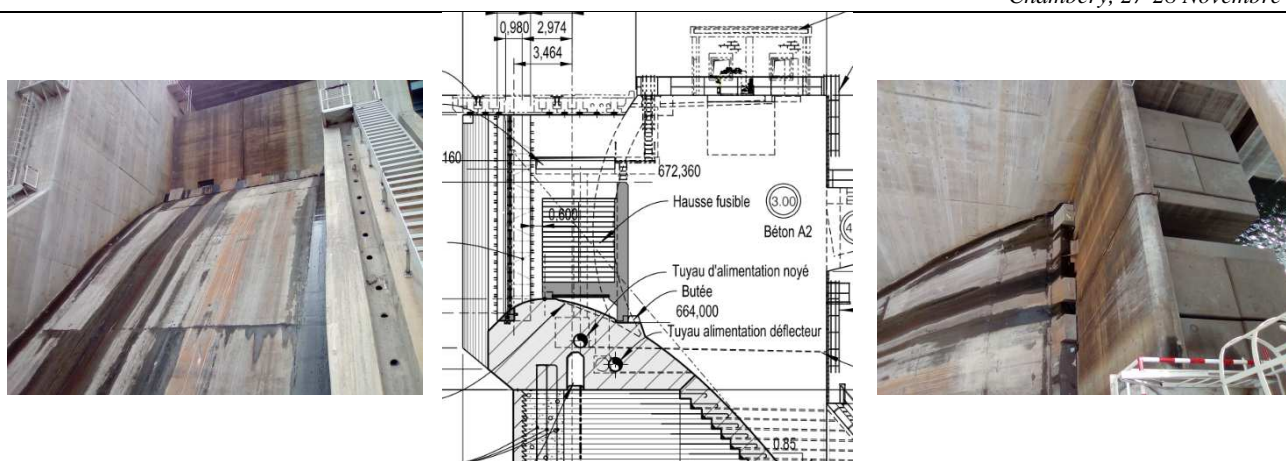


Figure 1: Haussse droite Hydroplus© sur seuil profilé, Barrage Lom Pangar - Cameroun, ISL/Tractebel

Un projet « bien conçu » s’attachera à respecter les géométries qualibrées des hausses de manière à limiter les questionnements hydrauliques de leur débitance non basculée. La débitance la plus importante pour la sécurité des ouvrages concerne le post-basculement dont le rattachement à des géométries connues n’est pas toujours évident. Couramment justifiés par des modèles physiques, les modélisations numériques permettent maintenant de qualibrer définitivement des projets où un modèle physique ne rentre pas dans l’économie du projet (exemple de l’évacuateur de crues du barrage de Pont-et-Massène passé au Comité Technique des Barrages des Ouvrages Hydrauliques en France en **Figure 2** comportant 3 hausses fusibles labyrinthe).

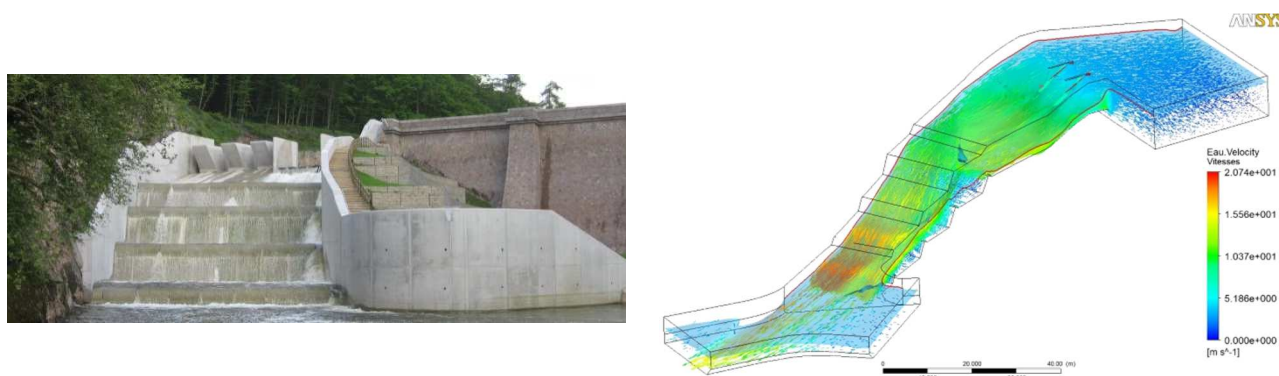


Figure 2: Pont et Massène (ISL Ingénierie pour Voie Navigable de France), débitance sous ANSYS-CFX, Hydro 2018

Les hausses fusibles ont cependant un inconvénient important [2]... : elles basculent à partir d’une période de récurrence donnée conduisant à un incrément de débit important pour les enjeux aval et à une perte d’exploitation de la tranche fusible du réservoir tant que la hausse n’est pas remise en place. Elles deviennent donc un coût d’exploitation non prévisible pour les maîtres d’ouvrage qui ont parfois une crainte à choisir ce type de solution alors que les pratiques d’ingénierie partent sur des périodes de récurrence de premier basculement au-delà de 75-100 ans.

L’association de Piano Key Weir (PKW) avec ce système fusible permet de renforcer les avantages de cette solution en contrôlant encore mieux ses inconvénients.

2.2 Piano Key Weir (PKW)

Solution innovante de la dernière décennie proposée par Hydrocoop [6] (Ouamane et Lempérière, 2003), les PKW ont apporté une évolution majeure au labyrinthe en boostant le débit spécifique (+10 à 15% / au labyrinthe) via une optimisation géométrique et en devenant un nouveau standart en terme d’évacuateur à surface libre remplaçant parfois même la régulation vannée.

Le chapitre 6 du bulletin 172 (2016) de la CIGB [7] « TECHNICAL ADVANCEMENTS IN SPILLWAY DESIGN, Progress and Innovations from 1985 to 2015 », en cours de traduction française, synthétise l’état de l’art dans le dimensionnement des PKW. La recherche et l’ingénierie sur cette solution innovante de la dernière décennie, diffusée dans le monde via notamment le maître d’ouvrage EDF et son ingénierie, sont rassemblées dans trois recueils (Erpicum et al) PKW2011 (Belgique), PKW2013 (France) et PKW2017 (Vietnam) [8].

3. DIA : DEVERSOIRS INNOVATIFS ASSOCIES ; COMBINAISON PKW/HAUSSE FUSIBLE

L'appellation DIA « Déversoirs Innovatifs Associés » est repris de la publication [13] de Hydrocoop (F. Lempérière & J.-P. Vigny, Juin 2015).

3.1 Un combi gagnant passif-fixe/passif-fusible :

L'association PKW/Hausse Fusible est un combi gagnant [2] :

- Avec sa forte débitance à faible charge, les PKW permettent d'utiliser au mieux la tranche de laminage,
- Avec sa forte débitance à faible charge, les PKW permettent de retarder la fréquence de basculement des hausses fusibles et donc servir de levier pour « rassurer » un exploitant,
- Avec sa forte débitance à faible charge, l'incrément de débitance lors du basculement d'une première Hausse Fusible est proportionnellement moins important qu'avec un autre ouvrage passif moins débitant,
- Enfin, les Hausses Fusibles, de part leur fonctionnement, permettent d'encaisser le gap de débitance logarithmique entre une crue de projet et une crue extrême.

Ce combi gagnant seul ne peut cependant pas toujours s'appliquer, notamment quand :

- L'exploitation du barrage nécessite une régulation de la cote de réservoir et/ou une maîtrise des débits relâchés, nécessitant alors un organe de régulation actif,
- L'emprise « au sol » n'est pas disponible,
- L'économie du projet nécessite une optimisation du volume d'eau stockée à RN avec une surcote optimisée (voir nulle) pour les crues extrêmes. Ayant un seuil calé sous la cote RN du barrage, les organes vannés permettent en effet d'évacuer, sous réserve de leur fonctionnement optimal le jour J, un débit significatif à la cote de RN au même regard que les Hausses Fusibles, mais en étant mobiles et non fusibles.

3.2 Optimisation des DIA

La publication [13] présente une réflexion sur l'optimisation de ces deux DIA via une analyse du meilleur compris entre linéaire de PKW et linéaire de Hausses Fusibles. Cette réflexion est détaillée ci-dessous.

Soit un projet d'évacuateur combinant les deux DIA précédemment présentés :

- $R_{DIA} = W_{PKW} / W$; le ratio linéaire PKW/ linéaire total W avec $W = W_{PKW} + W_{HF}$;
- Critère des dimensionnements des PKW identiques au §2.2 avec $0.2 < H_d/P_i < 1.5$;
- Hausses fusibles de hauteur P_i en appui sur un seuil profilé (type **Figure**) de hauteur de dimensionnement $H_d' = (H_d + P_i)$;
- $Z_{crue \text{ de dimensionnement}} = Z_{seuil, HF} + H_d + P_i = Z_{seuil, HF} + H_d' = Z_{seuil, PKW} + H_d$;
- $RQ_{Rdia/Creager}$; $RQ_{Rdia/PKW}$, les ratios entre la débitance sur l'emprise linéaire W du DIA et celle, respectivement, d'un seuil Creager profilé ou d'un PKW ;

Les matrices suivantes présentent $RQ_{Rdia/PKW}$ et $RQ_{Rdia/Creager}$. (**Figure 4** et **Figure 5**). Un exemple de lecture est le suivant :

- Soit un projet avec un linéaire 45% de PKW et 55% de Hausses Fusibles : $R_{DIA} = 45\%$,
- Soit des PKW et des Hausses Fusibles ayant la même hauteur P_i ,
- Sous une charge H_d de $0.5.P_i$, soit $H_d' = 1.5.P_i$,
 - o le DIA débite 80% (1,8) plus qu'un système 100% PKW,
 - o le DIA débite 50% (1,5) plus qu'un système 100% PKW,
- Sous une charge H_d de P_i , soit $H_d' = 2.P_i$,
 - o le DIA débite 280% (3,8) plus qu'un système 100% Creager,
 - o le DIA débite 120% (2,2) plus qu'un système 100% Creager,

RQ _{Rdia/PKW}	Hd/Pi													
R _{DIA}	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90	1.00	1.10	1.20	1.30	1.40	1.50
100%	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
95%	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
90%	1.3	1.2	1.2	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1
85%	1.4	1.3	1.3	1.2	1.2	1.2	1.2	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1
80%	1.6	1.4	1.3	1.3	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.1	1.1	1.1	1.1
75%	1.7	1.5	1.4	1.4	1.3	1.3	1.3	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2
70%	1.9	1.6	1.5	1.4	1.4	1.3	1.3	1.3	1.3	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2
65%	2.0	1.7	1.6	1.5	1.4	1.4	1.4	1.3	1.3	1.3	1.3	1.2	1.2	1.2
60%	2.1	1.8	1.7	1.6	1.5	1.4	1.4	1.4	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3
55%	2.3	2.0	1.8	1.6	1.6	1.5	1.5	1.4	1.4	1.4	1.3	1.3	1.3	1.3
50%	2.4	2.1	1.9	1.7	1.6	1.6	1.5	1.5	1.4	1.4	1.4	1.3	1.3	1.3
45%	2.6	2.2	1.9	1.8	1.7	1.6	1.6	1.5	1.5	1.4	1.4	1.4	1.4	1.3
40%	2.7	2.3	2.0	1.9	1.7	1.7	1.6	1.5	1.5	1.5	1.4	1.4	1.4	1.4
35%	2.9	2.4	2.1	1.9	1.8	1.7	1.6	1.6	1.5	1.5	1.5	1.5	1.4	1.4
30%	3.0	2.5	2.2	2.0	1.9	1.8	1.7	1.6	1.6	1.6	1.5	1.5	1.5	1.4
25%	3.2	2.6	2.3	2.1	1.9	1.8	1.8	1.7	1.6	1.6	1.6	1.5	1.5	1.5

Figure 4 : Matrice 1 RQ_{Rdia/PKW}

RQ _{Rdia/Creager}	Hd/Pi													
R _{DIA}	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90	1.00	1.10	1.20	1.30	1.40	1.50
100%	3.8	2.9	2.4	2.1	1.9	1.8	1.7	1.6	1.5	1.5	1.4	1.4	1.4	1.3
95%	4.3	3.2	2.6	2.3	2.1	1.9	1.8	1.7	1.6	1.5	1.5	1.4	1.4	1.4
90%	4.9	3.5	2.8	2.4	2.2	2.0	1.9	1.7	1.7	1.6	1.5	1.5	1.4	1.4
85%	5.4	3.8	3.0	2.6	2.3	2.1	1.9	1.8	1.7	1.6	1.6	1.5	1.5	1.4
80%	6.0	4.1	3.2	2.7	2.4	2.2	2.0	1.9	1.8	1.7	1.6	1.6	1.5	1.5
75%	6.5	4.4	3.5	2.9	2.5	2.3	2.1	2.0	1.9	1.8	1.7	1.6	1.6	1.5
70%	7.1	4.7	3.7	3.1	2.7	2.4	2.2	2.0	1.9	1.8	1.7	1.7	1.6	1.6
65%	7.6	5.0	3.9	3.2	2.8	2.5	2.3	2.1	2.0	1.9	1.8	1.7	1.7	1.6
60%	8.2	5.3	4.1	3.4	2.9	2.6	2.4	2.2	2.1	1.9	1.8	1.8	1.7	1.7
55%	8.7	5.6	4.3	3.5	3.0	2.7	2.4	2.3	2.1	2.0	1.9	1.8	1.8	1.7
50%	9.2	6.0	4.5	3.7	3.1	2.8	2.5	2.3	2.2	2.1	2.0	1.9	1.8	1.7
45%	9.8	6.3	4.7	3.8	3.3	2.9	2.6	2.4	2.2	2.1	2.0	1.9	1.8	1.8
40%	10.3	6.6	4.9	4.0	3.4	3.0	2.7	2.5	2.3	2.2	2.1	2.0	1.9	1.8
35%	10.9	6.9	5.1	4.1	3.5	3.1	2.8	2.6	2.4	2.2	2.1	2.0	1.9	1.9
30%	11.4	7.2	5.3	4.3	3.6	3.2	2.9	2.6	2.4	2.3	2.2	2.1	2.0	1.9
25%	12.0	7.5	5.5	4.4	3.8	3.3	3.0	2.7	2.5	2.3	2.2	2.1	2.0	1.9

Figure 5 : Matrice 2 RQ_{Rdia/PKW}

Ces matrices permettent de retrouver les deux cas témoins de la publication [13] à savoir pour W=50 m et P_i= 3 m, bien que les matrices précédentes soient indépendantes de ces valeurs numériques :

- Cas témoin 1 : H_d/P_i = 1/3 ; R_{DIA} = 67% ; RQ_{Rdia/PKW} = 490 m³/s / 300 m³/s = 1,65 (matrice 1 = 1,62) ; RQ_{Rdia/Creager} = 490 m³/s / 110 m³/s = 4,45 (matrice 2 = 4,32) ;
- Cas témoin 2 : H_d/P_i = 2/3 ; R_{DIA} = 33% ; RQ_{Rdia/PKW} = 1000 m³/s / 610 m³/s = 1,64 (matrice 1 = 4,32) ; RQ_{Rdia/Creager} = 1000 m³/s / 300 m³/s = 3,35 (matrice 2 = 3,34) ;

Ces deux matrices mettent en évidence l'impact favorable sur les débits des DIA :

- Pour un couple {cote H_d ; encombrement vertical P_i} , l'impact d'augmentation des débits RQ_{Rdia/x} vis-à-vis du ratio d'aménagement R_{DIA} ;
- Pour un couple {cote H_d ; encombrement vertical P_i} , le gain potentiel d'encombrement W' vis-à-vis d'un débit constant ;

4. CAS D'ETUDE : BARRAGE DE CHEURFAS II, ALGERIE

4.1 Un contexte

Le barrage de Cheurfas II (wilaya de Mascara, 50km au SE d'Oran, Algérie), construit entre 1986 et 1992, est exploité par l'Agence Nationale des Barrages et Transferts (ANBT). Il est situé au droit des anciens barrages de Cheurfas (1882) ayant rompu suite à une crue 1885 [14] et de Cheurfas I (1892) connu pour avoir été un des premiers barrages confortés par tirants précontraints devenu par la suite 100% envasé. Barrage poids en BCV de 50 m/TN (84 m/fondation), la RN1 d'exploitation du barrage de Cheurfas II est à la cote 225,60 m R.B. (83 hm³), son parapet 228,80 m R.B. La crête du barrage est aménagée avec 4 vannes secteurs (l=7,5 m ; H=10,6 m) permettant de débiter 2 645 m³/s à la cote de parapet soit la crue décennale de l'APD1995.

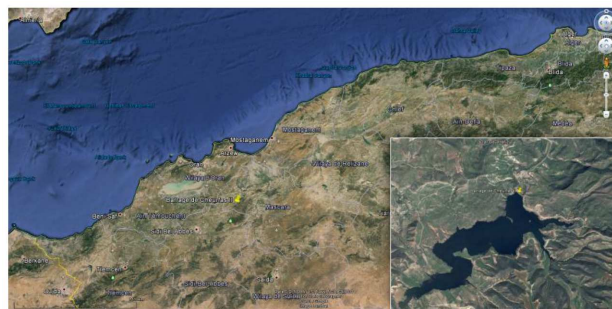


Figure 6 : Barrage de Cheurfas II

Dans le cadre de la sécurité de ses barrages, l'ANBT a lancé en 2013 une étude d'expertise du barrage à l'image des Révisions Spéciales Françaises. Parmi les problématiques soulevées par l'expertise : la sécurité de l'ouvrage en période de crues en raison |1. d'une sous-estimation des débits de crues lors de l'APD (ELECTROWATT,1995) et |2. d'un fonctionnement des vannes problématique vis-à-vis de la cinétique rapide des crues dépendant de la fiabilité d'opération des vannes et de l'automatisme.

Les débits et volumes de crues ont ainsi été fortement réévalués à hausse : la crue APD1995 s'est avérée être une crue de période de retour 600 ans. Cette re-évaluation est issue de trois hypothèses fortes effectuées durant l'APD1995, non validées lors de l'expertise 2013 :

- Phénomène pluviométrique à l'échelle du bassin versant total (4 016 km²) négligé par les études précédentes (raisonnement sur seulement 1031 km²). Or une analyse des pluviométries montre que ces phénomènes sont possibles et qu'il est plus judicieux d'appliquer un coefficient d'abattement des pluies (Type Cemagref [15]) ;
- Un effet laminage de la plaine d'étalement des crues courantes entre Sidi Ali Benyoub et Sidi Bel Abbés en amont du barrage sur-estimé pour les crues de probabilité faible. Une étude de propagation des crues rares et extrêmes sous TELEMAC2D a montré un effet négatif de cette plaine conduisant à cumuler les pointes de débit avec les bassins versants intermédiaires ;
- L'utilisation tronquée d'un coefficient d'affinité issu d'une station de référence hydrométrique ayant une faible qualité de la section de mesure (peu adaptée aux débits forts) mis en évidence par une non conservation des volumes de crues sans contexte géologique spécifique.

In fine, la crue de projet APD1995 ($Q_p = 2800 \text{ m}^3/\text{s}$; $V_{24h} = 147 \text{ hm}^3$) a été re-évaluée de +45% pour la crue de projet 3 000 ans ($Q_p = 4 070 \text{ m}^3/\text{s}$; $V_{24h} = 210 \text{ hm}^3$) et +140% pour la crue de sûreté de probabilité de dépassement $10^{-5}/\text{an}$ ($Q_p = 7160 \text{ m}^3/\text{s}$; $V_{24h} = 330 \text{ hm}^3$).

4.2 Une solution de confortement pour la sécurité en crues – Principes généraux

La solution de confortement s'est basée sur :

- Une diminution de la cote de RN1 de - 4,6 m à RN2=221 m R.B. suite à l'actualisation des apports sur-estimés à la conception et à la mise à jour d'une étude de régularisation. Il s'est avéré que cet abaissement de RN2 a également permis de justifier la stabilité de l'ouvrage sans confortement structurel majeur,
- L'analyse des contraintes d'exploitation et de régulation du plan d'eau. Il s'est avéré que les contraintes de l'exploitant permettaient un fonctionnement passif de la régulation du plan d'eau (hors vidange),
- Les contraintes d'emprise topographique « facilement » disponibles à savoir sur la crête du barrage existant : les plots des vannes existantes (40 ml) ; les plots de rive droite (55 ml jusqu'à 90 ml « disponibles »).

Une analyse multi-critère a permis de faire ressortir la solution d'aménagement suivante :

- Réalisation de 4 modules PKW en lieu et place des vannes secteurs existantes permettant de re-utiliser, pour les débits déversants courants, les capacités dissipatives du bassin déjà présent, sans aucun travaux d'aménagement, les débits y transitant n'étant pas augmentés par rapport à la configuration d'origine,
- Réalisation de Hausses Fusibles (3*3) sur l'emprise de 3 plots rive droite (55 ml) associée à un nouveau bassin de dissipation de niveau de fondation cohérent avec celui du barrage.

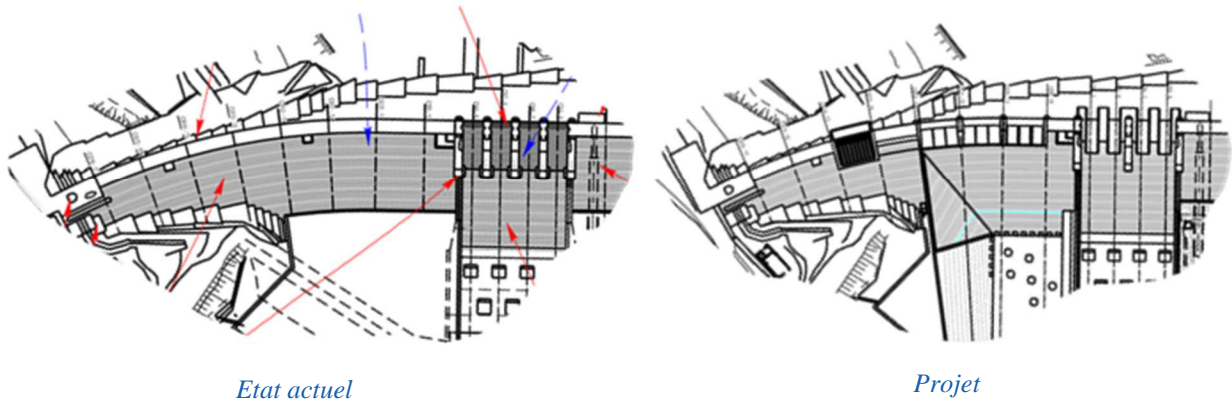


Figure 7 : Configuration actuelle et de projet du barrage de Cheurfas II

4.3 Une solution de confortement pour la sécurité en crues – Données techniques

4.3.1 PKW

Les caractéristiques des PKW calés à la cote nouvelle cote RN2 = 221 m R.B., suivant la convention d'appellation [12], sont les suivantes :

Paramètres		Paramètres	
B (m)	18,2	W_u (m)	9,0
$B_i = B_o$ (m)	4,55	W_i (m)	4,5
B_b (m)	9,1	W_o (m)	3,5
$P_i = P_o = P$ (m)	7,5	T_s (m)	0,5
P_m (Lempérière) (m)	5		

Figure 8 : Caractéristiques proposés des PKW du barrage de Cheurfas II

La Figure 9 ci-après présente l'aménagement de ces PKW sur les plots des anciennes vannes secteurs.

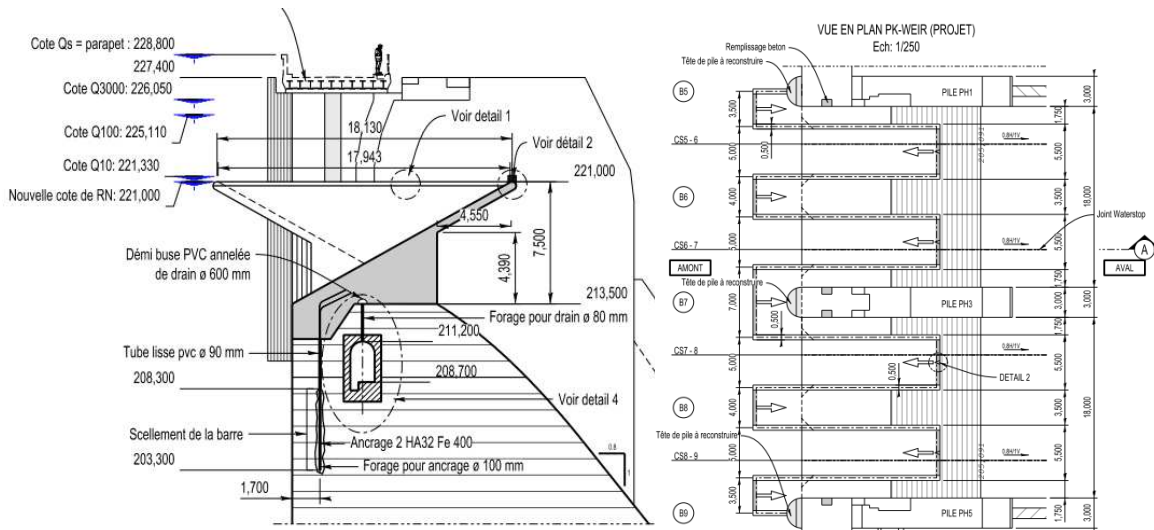


Figure 9 : PK-Weirs du barrage de Cheurfas II – ISL Ingénierie

Les PKW sont équipés d'un déflecteur sur l'alvéole aval et d'entonnement de l'alvéole amont profilé. La galerie supérieure existante du barrage est utilisée pour drainer la sous-face de l'ouvrage ancré passivement dans la masse du barrage. Un modèle réduit hydraulique est prévu en phase Exécution.

4.3.2 Hausses-Fusibles

Neuf Hausses Fusibles droites métalliques ($H=7,85$ m ; $L=5,15$ m) équipées de lests de 150 à 180 T seront installées en rive droite des futurs PK-Weirs après démolition de 16 m de hauteur de crête. Sept déclenchements séquencés tous les 15 cm à partir de 225,30 m R.B. ($RN2+4,3$ m) sont prévus. L'alimentation des Hausses Fusibles via des conduites DN600 se fait depuis des puits déportés intégrés dans la crête du barrage et déportés en rive droite (conception Hydroplus©).

La **Figure 10** présente l'aménagement de ces hausses fusibles sur les plots des anciennes vannes secteurs.

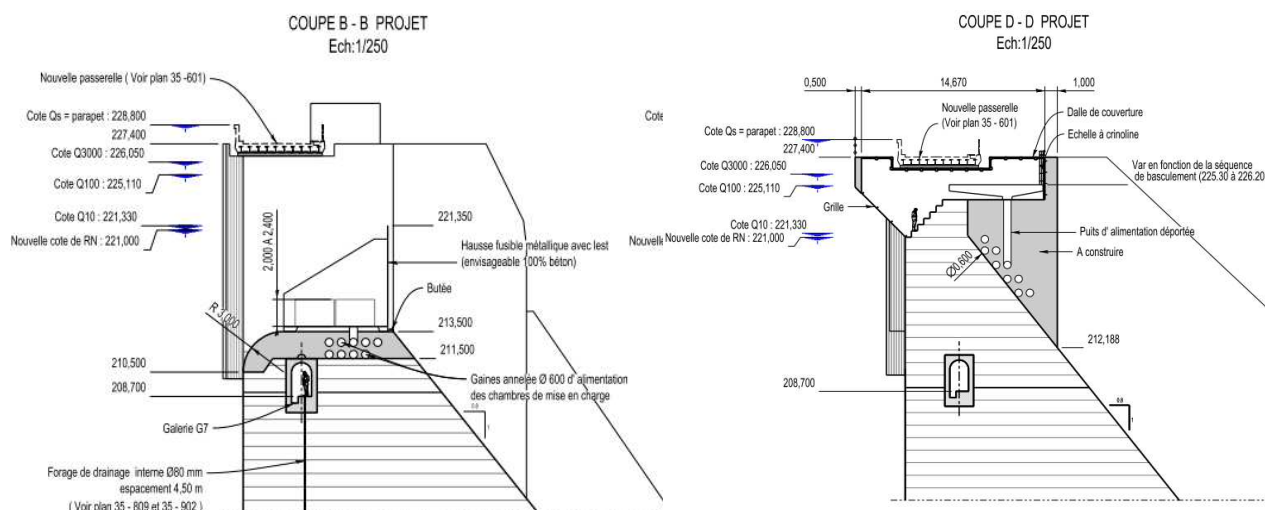


Figure 10 : Hausse fusible du barrage de Cheurfas II

Les hausses fusibles sont déversantes en crête seulement à RN2 +35 cm, soit au-delà de la Q10 qui est 100% gérée par les PKW. Post-basculement, le seuil déversant (non profilé dans cet exemple) est à la cote 213,5 m R.B. soit RN2-7,5m.

4.3.2 Le système DIA

- Reprenant les notations du §3.2 :
- $W = W_{PKW} + W_{HF} = 82,35 \text{ m}$
- $R_{DIA} = W_{PKW} / W = 44\%$;
- $P_i = 7,5 \text{ m}$;
- Crue de projet : $H_{d, \text{projet}} : 5,05$ (soit $H_{d, \text{projet}}/P_i = 0,67$) pour une cote PHE de 226,05 m R.B. calée 0,75 m sous la sous-face du pont-route ;
- Crue de sûreté : $H_{d, \text{sûreté}} : 7,8$ (soit $H_{d, \text{sûreté}}/P_i = 1,04$) pour une cote PHEE de 228,80 m R.B. calée à la cote de parapet.

Sur la base des matrices Figure 4 et Figure 5 :

- $RQ_{Rdia/PKW} = 1,65$ à PHE et 1,45 à PHEE
 - o La combinaison DIA proposée dans le cadre du projet de confortement de Cheurfas II a permis :
 - d'augmenter la débitance du barrage de 65% à 45% par rapport à un projet 100% PKW pour une emprise W identique,
 - d'optimiser l'emprise des ouvrages d'évacuation de 40% à 30% par rapport à un projet 100% PKW pour des débits identiques évacués,
- $RQ_{Rdia/Creager} = 3,1$ à PHE et 2,2 à PHEE

4.3.3 Le fonctionnement

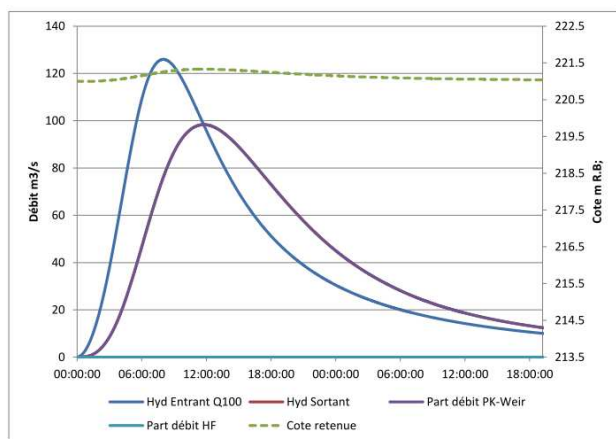
Les **Figure 11** suivantes présentent les hydrogrammes entrant/sortant, les évolutions de cote et les incréments de débits pour les crues de références du barrage.

Les PKW gèrent seuls les crues inférieures à Q10. 100% du débit relâché est dirigé dans le bassin de dissipation actuel situé dans l'axe de la rivière.

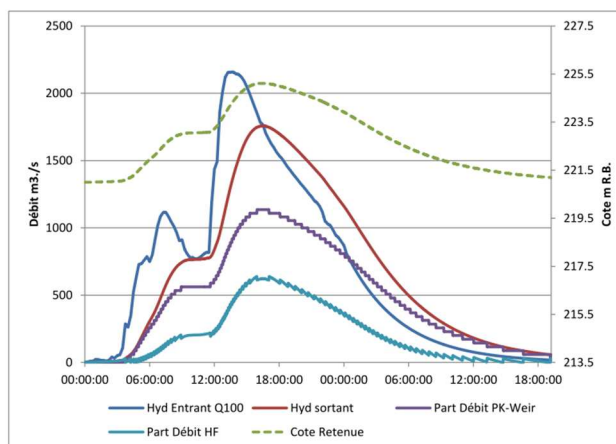
Aucun basculement de hausse n'opère à Q100 et le premier déclenchement s'effectue à Q125 avec un incrément de débit aval de 14%. Les débits sont à 65% répartis dans l'ouvrage PK-Weirs, 35% en déversement au-dessus des hausses fusibles avant le premier basculement.

En crue de projet, 7 Hausses Fusibles sur 9 basculent. L'incrément de débit maximal lors de la 6^{ème} séquence de basculement comportant 2 Hausses Fusibles est de 15%. Les débits sont à 32% répartis dans l'ouvrage PKW, 68% en déversement via l'ouvrage fusible.

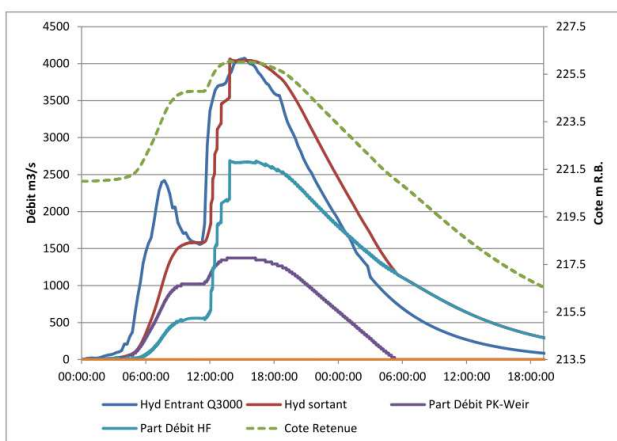
En crue de sûreté, l'ensemble des Hausses Fusibles bascule. L'incrément de débit maximal est également limité à 15%.



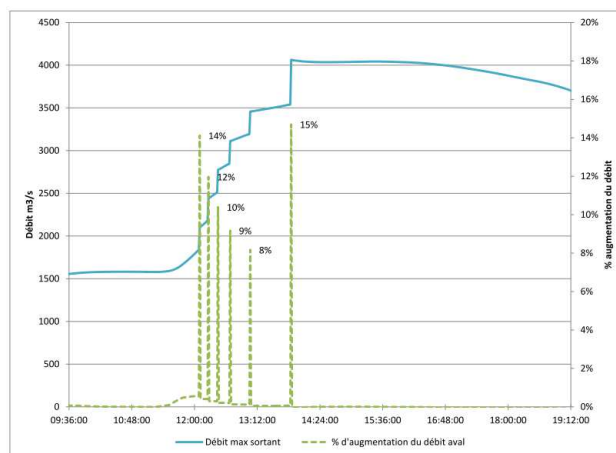
Q10 ans



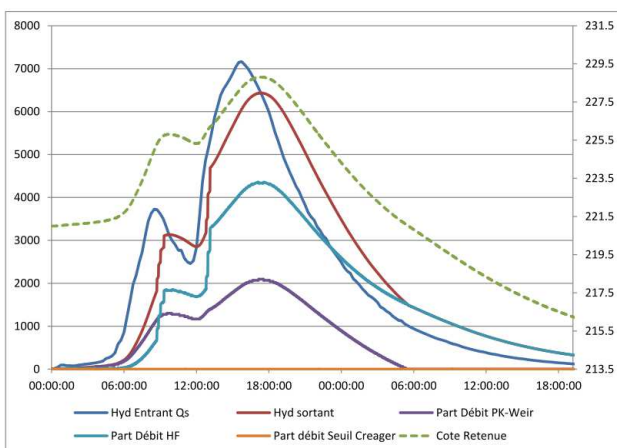
Q100 ans



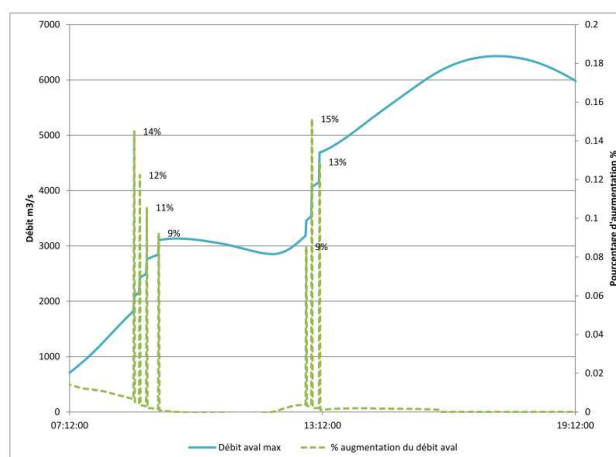
Crue de projet



Incrément de débit pour la crue de projet



Crue de sûreté



Incrément de débit pour la crue de sûreté

Figure 11 : Fonctionnement hydraulique du projet de DIA de Cheurfas II

5. CONCLUSIONS

L'ingénierie du XXIème siècle a à sa disposition deux solutions innovantes passives en terme de débitance élevée : les Hausses Fusibles et les PKW. Ces DIA, Déversoirs Innovatifs Associés, constituent une solution forte permettant d'apporter une sécurité fiable en crues courantes et extrêmes, tout en limitant l'emprise des travaux, en

respectant les contraintes financières et d'exploitation du maître d'ouvrage. Les PKW, avec une débitance particulièrement élevée à faible charge amont, permettent de mieux contrôler les inconvénients des Hausses Fusibles pour les faibles périodes de retour. Pour les périodes de retour élevées, les Hausses Fusibles permettent d'encaisser le gap de débitance logarithmique entre une crue de projet et une crue extrême tout en profitant de la débitance toujours forte des PKW. L'association de ces déversoirs innovants doit devenir un réflexe d'étude des variantes en phase conception sous réserve de leur compatibilité avec les contraintes d'exploitation de la retenue.

RÉFÉRENCES ET CITATIONS

- [1] Retour d'expérience des accidents de barrages liés au fonctionnement des évacuateurs de crue. – Florent Bacchus (BETCGB), Luc Deroo (ISL), François Lemperiere (HYDROCOOP), Michel Poupart (POUPART EIRL), Colloque Hydraulique des barrages et des digues, 29 et 30 novembre 2017 Chambéry
- [2] Innovative solutions to increase flow capacity of spillways and maximize dam safety – L. Deroo, A. Chapuis, and O. Lapeyre, ISL Ingénierie, ASIA 2018
- [3] Hydroplus, <http://www.hydroplus.com>
- [4] Hydraulics and Design of Fusegates – Hasan T. Kocahan, 2006
- [5] Pont-et-Massène Dam, An innovative spillway design to maximize dam safety – O. Lapeyre, S.Mevel, ISL Ingénierie, F.Del Rey, Hydroplus, HYDRO 2016
- [6] Hydrocoop, <http://fr.hydrocoop.org/>
- [7] Commission Internationale de Barrages et Réservoirs, <http://www.icold-cigb.net/FR/publications/bulletins.asp>
- [8] <http://www.pk-weirs.ulg.ac.be/>
- [9] Estimation of A-type Piano Key weir rating curve – Michael Pfister & Anton J. Schleiss, Labyrinth and Piano Key Weirs II – PKW2013
- [10] New labyrinth weirs triple spillways discharge – Lempérière, F. (2009), (<http://www.hydrocoop.org>)
- [11] Influence of geometrical parameters on PK-weirs discharge with 3D numerical analysis – Lefebvre, V., Vermeulen, J. and Blancher, B. (2013). Labyrinth and piano key weirs II - PKW 2013
- [12] A naming convention for the Piano Key Weirs geometrical parameters – Pralong, J., Vermeulen, J., Blancher, B., Laugier, F., Erpicum, S., Machiels, O., Pirotton, M., Boillat, J.-L., Leite Ribeiro, M. and Schleiss, A. (2011), Labyrinth and piano key weirs I - PKW 2011
- [13] Déversoirs Innovatifs Associés : en associant des Blocs Fusibles à des PK Weirs on augmente de 60 % la capacité du déversoir Piano Keys Weir et de 300 % le débit d'un seuil Creager – F. Lempérière & J.-P. Vigny (HydroCoop – France) – Juin 2015
- [14] Notes sur l'accidentologie des barrages-poids – Deroo, Luc, & Boris, Jiménez (2011), Colloque CFBRAFEID Etudes de dangers.
- [15] Synthèse des débits de crue sur les régions Provence-Alpes-Côte d'Azur et Languedoc-Roussillon. Phase I : la pluviométrie – Fouchier, C., Lavabre, J., Sol, B., Desouche, C. (2002) Convention n° 57/2000, Cemagref, Météo-France et CETE Méditerranée pour le compte de la DPPR du MEDD, 79 p.

POSTERS

P1 – Diagnostic exhaustif (ex. examen technique complet) d'ouvrages de grand linéaire (canaux) sans vidange

P2 – Reconnaissances approfondies pour déterminer la résistance des culées à la poussée d'un barrage voûte

P3 – Utilisation de l'énergie électrique en 3 dimensions

P4 – Méthodes de calcul inovantes pour les études d'évaluation de la sureté des ouvrages en remblais

P5 – Conception et réalisation d'un dispositif de surveillance du phénomène d'érosion interne de la fondation superficielle du barrage de Charmes

P6 – Confortement du réservoir d'Herbens par mise en œuvre d'un rideau de Palplanches

DIAGNOSTIC EXHAUSTIF (EX. EXAMEN TECHNIQUE COMPLET) D'OUVRAGES DE GRAND LINÉAIRE (CANAUX) SANS VIDANGE

Comprehensive diagnosis of long linear embankment hydraulic structures without emptying

Bruno DAUMAS, Jean-Robert COURIVAUD

EDF-CIH, Savoie Technolac -73373 Le Bourget du Lac - bruno.daumas@edf.fr – jeanrobert.courivaud@edf.fr

Isabelle PENOT

EDF-UP Méditerranée, 10 avenue Viton - 13482 Marseille cedex 20 - isabelle.penot@edf.fr

Coralie BILGER

DREAL PACA - Service Prévention des risques - Unité de Contrôle des Ouvrages Hydrauliques
Site Boulevard des Dames - 13002 Marseille - coralie.bilger@developpement-durable.gouv.fr

Stéphan AIGOUY

BETCGB 44 av^e Marcellin Berthelot - 38030 GRENOBLE Cedex 2 -
stephan.aigouy@developpement-durable.gouv.fr

MOTS CLÉS

Diagnostic exhaustif, Examen Technique Complet (ETC), ouvrage de grand linéaire, canal, vidange, géophysique, acoustique.

RÉSUMÉ

Dans le cadre de la mise en œuvre du décret 2007-1735, tout Examen Technique Complet (nouvellement dénommé Diagnostic Exhaustif dans le décret 2015-526) d'un canal de la Durance était adossé à une vidange totale de l'ouvrage pour examen visuel de son parement intérieur. Dans les années 2010, constat a été fait que ces modalités d'examen par vidange n'apportaient pas complète satisfaction.

En conséquence, en concertation avec l'Administration¹, EDF a recherché et mis en application une nouvelle approche. Au regard des grands linéaires à investiguer, la méthode, déroulée canal en eau, s'appuie sur des reconnaissances à grand rendement suivies d'investigations locales sur les profils le nécessitant. In fine, l'objectif principal est de localiser et caractériser d'éventuelles zones de fuite à travers les remblais ou la fondation qui pourraient présenter un risque significatif pour la sûreté de l'ouvrage (risque d'érosion interne principalement) et celles qui seraient susceptibles d'évoluer vers un stade où elles pourraient présenter un tel risque. La réalisation des examens canal en eau permet de mettre en évidence d'éventuelles fuites qui n'auraient pas été identifiées si le canal avait été vidangé.

Entre 2012 et 2015, quatre Examens Techniques Complets de canaux, pour un linéaire total investigué de 47 kilomètres, ont été réalisés avec cette nouvelle méthodologie. Constatant avec EDF un retour d'expérience positif, la DREAL et le BETCGB ont validé son déploiement général lors de la réalisation des diagnostics exhaustifs à venir.

ABSTRACT

As part of the implementation of Decree 2007-1735, any Full Technical Review (newly named Exhaustive Diagnosis in Decree 2015-526) of a Durance canal was realized by a total emptying of the structure allowing the visual inspection of the internal slopes of the structures. In the 2010s, it was found that these methods of examination by emptying did not bring complete satisfaction. As a result, in consultation with public authorities (DREAL PACA and BETCGB), EDF proposed a new approach. Considering the great lengths to be investigated, the method is run on filled channel and relies on high-performance surveys followed by local investigations on the profiles that require it. Ultimately, the main objective is to locate and characterize any areas of leakage through embankments or foundations that would not have been identified if the canal had been drained. The leaks sought in this context are only those that would pose a significant risk to the safety of the structure (risk of internal erosion mainly) and those that could evolve to a stage where they could present such a risk. Between 2012 and 2015, four complete technical examinations of channels, for a total investigated linear of 47 kilometers, were realized with this new method. With positive feedback from EDF, DREAL and BETCGB validated its general deployment for the exhaustive diagnosis to come.

¹ Administration locale (DREAL PACA) et Service d'appui (BETCGB).

1. L'AMÉNAGEMENT DE LA DURANCE ET SES CANAUX

La Durance est un puissant affluent rive gauche du Rhône connu pour ses crues dévastatrices et ses étiages sévères aux XVIIIème, XIXème et début du XXème siècle.

Au début des années 1960, un vaste programme d'aménagement hydraulique et hydroélectrique est engagé pour réguler les débits de la Durance, assurer l'irrigation et la production d'eau potable d'une grande partie de la Provence et produire de l'électricité. De 1963 à 1975, sont mis en service :

- Le plus grand réservoir artificiel d'Europe (retenue de Serre-Ponçon d'une capacité de 1,2 milliard de m³) en tête d'aménagement,
- Près de 200 km de canaux qui permettent de faire transiter jusqu'à 250 m³/s jusqu'à la Méditerranée, entrecoupés d'une quinzaine d'usines (pour une puissance totale d'équipement de 2 000 MW). Cet aménagement hydraulique est équipé de très nombreuses prises d'eau agricole et d'eau potable pour un débit de prélèvement avoisinant près de 100 m³/s.

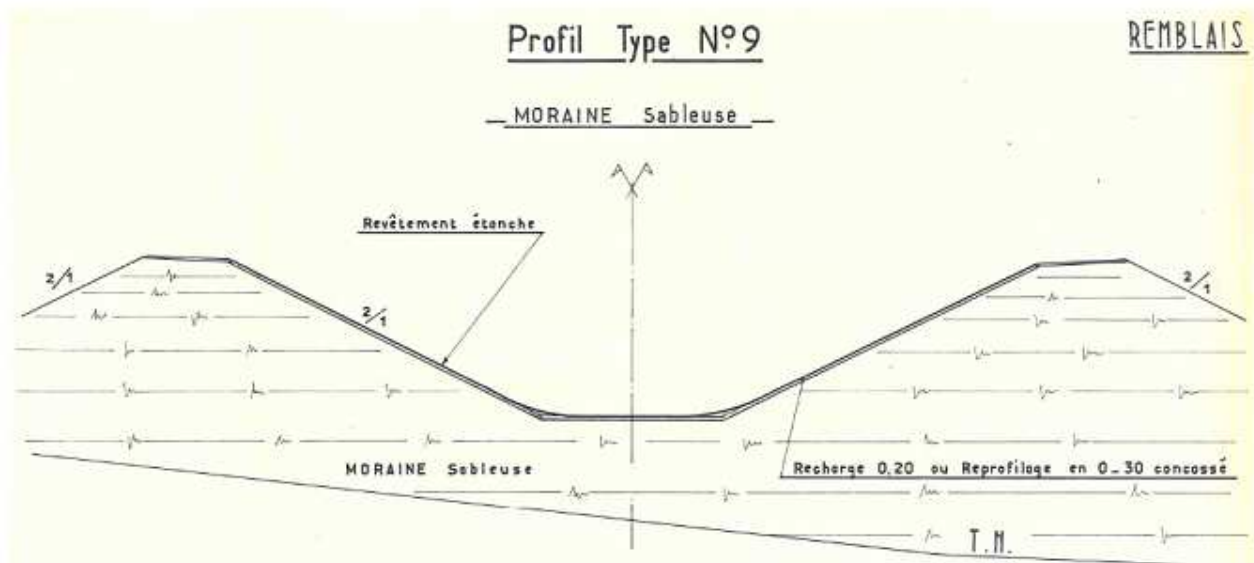


Figure 1 : Coupe type d'une section du canal de Sisteron

Ces canaux sont, de manière générale, constitués d'un profil intérieur trapézoïdal (radier de 9 m de large environ, pente de 2/1 pour un tirant d'eau de 6 à 8 m au maximum) entièrement revêtu de béton de ciment ou de béton bitumineux. Ils sont également la plupart du temps « adossés » à un flanc de colline entraînant le fait qu'une des deux rives se trouve en déblai alors que celle opposée se trouve en remblai. Ces 200 km de canaux présentent ainsi, par endroit, des talus de très grandes hauteurs, pouvant dépasser les 30 m au passage des thalwegs les plus profonds. Jusqu'en 2007 et à la publication du décret 2007-1735 qui a assimilé les canaux aux barrages, une faible proportion de ces canaux était soumise aux exigences de la circulaire 70/15 et en conséquence aux vidanges décennales. À compter de 2007, l'ensemble des 200 km de canaux est classé suivant les catégories du décret 2007-1735 puis du décret 2015-526. Aujourd'hui, près de 2/3 des canaux de la Durance sont de classe A ou B : à ce titre, ils doivent faire l'objet de Diagnostic Exhaustif², donnée d'entrée des Etudes de Dangers.

2. LIMITES DES ETC DE CANAUX AVEC VIDANGE ET MÉTHODOLOGIE NOVATRICE

Jusque dans les années 2010, les Examens Techniques Complets (ETC) des canaux de la Durance étaient classiquement réalisés par une vidange totale du canal, un nettoyage de zones ciblées (en raison de l'envasement) et un examen de surface du parement intérieur. L'examen de Génie Civil était donc essentiellement constitué par le relevé, non exhaustif du fait de la présence de limons et difficilement exploitable, des défauts visibles en surface du parement intérieur. Les moyens subaquatiques utilisés habituellement pour les ETC des barrages n'étaient pas adaptés aux canaux en raison de leur grand linéaire (et en conséquence de l'importante surface cumulée de leur revêtement d'étanchéité) et de la turbidité souvent très importante de l'eau.

² Les canaux de classe A doivent faire l'objet d'Examens Techniques Complets depuis 2007. Depuis 2015, les canaux de classe B sont également concernés, et les Examens Techniques Complets ont été renommés Diagnostics Exhaustifs.

En 2011, l'ETC du canal de Sisteron (longueur totale du canal de 32 km) a été réalisé selon la méthode classique adossée à une vidange. Révélateur des limites de cette méthode historique, le REX de cet ETC fait ressortir les constats suivants partagés à la fois par le Service du Contrôle (DREAL PACA) et EDF :

- L'envasement important ne permet pas de visualiser de manière directe (sans nettoyage) le radier ni la partie basse des bajoyers ;
- Le nettoyage du canal est une opération complexe, raisonnablement très difficile à réaliser sur la totalité du linéaire, génératrice de risques, coûteuse et avec un fort impact sur l'environnement (gestion des sédiments extraits) ;
- La méthode ne satisfait pas le Service du Contrôle (DREAL PACA) en raison de la mauvaise visibilité de l'ouvrage mettant en cause l'exhaustivité attendue de l'examen : celui-ci aurait souhaité un nettoyage de linéaire de canal plus important (zones à enjeux et zones non vues lors de la dernière vidange) ;
- La visualisation des parties habituellement noyées n'a quasiment rien apporté à la connaissance de l'ouvrage.

Une méthodologie alternative de réalisation des ETC des canaux a donc été recherchée par EDF et proposée à l'Administration de Contrôle locale (DREAL PACA) et son service d'appui (BETCGB).

Cette nouvelle méthodologie, qui est réalisée canal en eau et majoritairement en exploitation (des contraintes d'exploitation sont toutefois nécessaires pour réaliser certains examens), a pour objectif principal de **localiser et caractériser d'éventuelles zones de fuite³ à travers les remblais ou la fondation qui n'auraient pas été localisables si le canal avait été vidangé et qui pourraient présenter un risque pour l'ouvrage**. S'appuyant dans un premier temps sur des investigations grand rendement sur l'ensemble du linéaire du canal, suivi d'investigations locales dans des zones choisies en fonction des résultats de la première phase, cette méthode permet de disposer :

- D'une vision globale de la constitution des remblais et de la fondation du canal,
- D'une vision précise de l'état des talus des remblais ainsi que des ouvrages traversants, des organes hydromécaniques et contrôle commande et de la partie des revêtements exposée aux intempéries et aux attaques de la végétation (zone la plus dégradée).

L'ensemble de ces examens constitue une photographie complète de l'ensemble du canal, permettant une réappropriation de la connaissance fine de l'ouvrage et l'optimisation du suivi de ses évolutions dans le temps.



Figure 2 : Photo du canal de Sisteron vidangé en 2011

Cette nouvelle méthodologie a été mise en œuvre, avec l'accord de l'Administration, sur les canaux d'Oraison partie classée A en 2012 (longueur : 12,2 km), de Salignac en 2013 (longueur : 4,7 km), de Malaurie en 2015 (longueur : 3,1 km) et de Saint-Estève également en 2015 (longueur : 27,3 km).

³ Les principales fuites détectées font l'objet d'un traitement immédiat par plongeurs, même si ce traitement se situe en dehors du périmètre proprement dit de l'ETC.

3. DESCRIPTION DE LA MÉTHODOLOGIE NOVATRICE TESTÉE DE 2012 À 2015

Au vu des grands linéaires à investiguer, la nouvelle méthodologie se déroule en deux phases :

- Réalisation d'examens préalables, constitués notamment de reconnaissances à grand rendement,
- Réalisation des examens de l'ETC proprement dit.

Une partie de ces examens nécessite des contraintes ponctuelles sur l'exploitation (limitation du débit, maintien d'un certain niveau dans le canal) et un couvert végétal sur les talus extérieurs ras.

3.1 Examens préalables : description et REX.

3.1.1 Examens visuels détaillés.

Les objectifs des examens visuels détaillés sont :

- L'identification d'indicateurs de défaillance liés à chaque mode de rupture potentiel des ouvrages inspectés,
- L'enregistrement de toute information visible relative aux matériaux constitutifs de l'ouvrage,
- L'identification de tout élément de l'environnement impactant le comportement du remblai (structure traversant le remblai ou ouvrage connexe) ou la mise en œuvre des reconnaissances à venir (réseau aérien, présence d'éléments métalliques au sein du remblai).

Les observations sont synthétisées dans un tableau, et rattachées à un mode de défaillance. Elles sont les premiers éléments d'appréciation de la résistance ou de la sensibilité de l'ouvrage vis-à-vis des trois principaux modes de rupture des ouvrages en remblais (cisaillement, érosion externe, érosion interne).

Retour d'Expérience: les examens visuels détaillés, réalisés avec les compétences internes d'EDF-CIH, bénéficient d'une méthodologie bien définie et maîtrisée. La coordination de leur planification avec les dates de fauchage des canaux est essentielle. Ces examens détaillés permettent de compléter utilement les examens visuels courants (VTA GC et examens visuels de l'exploitant local) et servent de base et de référence lors de la réalisation des VTA GC⁴.

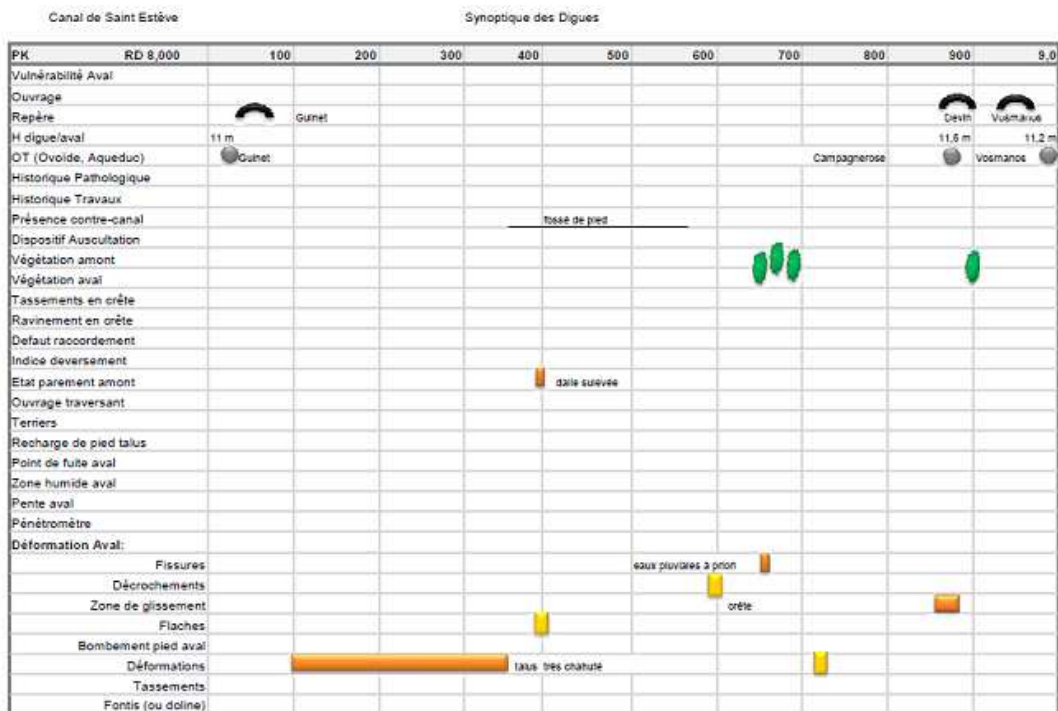


Figure 3 : exemple de tableau de synthèse des relevés issus des examens visuels détaillés

3.1.2 Campagne bathymétrique

La bathymétrie est réalisée sur l'ensemble du canal afin de permettre de cartographier les éventuels obstacles situés sur le radier du canal (par exemple : carcasses de voitures) pouvant gêner le déroulement des reconnaissances géophysiques qui nécessitent l'utilisation d'un capteur immergé proche du fond.

⁴ Visite Technique Approfondie du Génie Civil
page 362

Retour d'Expérience: l'usage de ces bathymétries est nécessaire dès lors que des reconnaissances géophysiques nécessitant l'immersion et la traînée d'un capteur près du fond du canal sont envisagées.

3.1.3 Levés topographiques extérieurs

Les campagnes de reconnaissances topographiques ont pour objectifs de déterminer avec précision sur l'ensemble du linéaire :

- Les limites des secteurs en remblai et en déblai sur les deux rives,
- Les hauteurs des remblais au-dessus du pied aval,
- La géométrie des remblais et l'identification des écarts par rapport à la conception, notamment en termes de pente du talus aval et de cote de crête (dont la cause est soit une non-conformité de réalisation, soit une déformation durant la vie de l'ouvrage).

Ce relevé topographique est primordial, car il permet d'obtenir une représentation précise de la géométrie de l'enveloppe des remblais des canaux pour la définition de leur modèle géométrique (limites spatiales des zones en remblai, hauteurs de remblai au-dessus du terrain naturel aval, géométrie des profils en travers). En fournissant également les profils en long de l'altitude de crête, continus sur tout le linéaire, ces reconnaissances permettent également de vérifier si l'ouvrage, dans son état actuel, respecte en tout point l'altitude de crête définie à la conception, ou si certains secteurs ont subi des tassements significatifs. Ces informations, qui ne sont pas fournies par les mesures d'auscultation, sont importantes dans la compréhension du comportement et des pathologies de l'ouvrage.

Retour d'Expérience:

Étant donné les dimensions importantes des ouvrages (longueur de plusieurs kilomètres) et du REX sur les premiers canaux, une méthode à grand rendement est utilisée : la photogrammétrie aérienne basse altitude, parfois complétée par des mesures terrestres. Cela permet de construire un modèle numérique de terrain (MNT), sur lequel on peut extraire différents profils (longitudinaux, transversaux,...). La précision des mesures d'altimétrie est de l'ordre de 5 cm à condition que la couverture végétale soit rase le jour du vol.

L'analyse du MNT permet de connaître précisément les dimensions du canal et ses proportions. Toutes ces informations sont utilisées par la suite pour par exemple cibler le reste des investigations à mener. Par exemple, seules les parties en remblai de plus de 5 m feront l'objet de reconnaissances plus approfondies.

La vitesse d'évolution des tassements en crête des remblais (quelques millimètres par an) et la précision des mesures altimétriques effectuées lors de ce type de reconnaissance (5 cm environ) ne rendent pas pertinente la répétition systématique de cette mesure lors de chaque ETC. Il est ainsi recommandé de renouveler ces reconnaissances topographiques tous les 20 à 30 ans.

3.1.4 Reconnaissances géophysiques à grand rendement

Les campagnes de reconnaissances géophysiques à grand rendement des remblais du canal ont pour objectifs :

- La réalisation d'un zonage du canal en tronçons géologiquement et géotechniquement homogènes,
- L'identification des zones de fuites potentielles, dont l'investigation sera poursuivie par des méthodes locales.

Les méthodes géophysiques suivantes ont été mises en œuvre (sur les zones en remblais du canal) : la tomographie de résistivité électrique (TRE), des sondages électriques, la polarisation spontanée (PS) à terre, la polarisation spontanée en eau, le géo-radar (radar géologique), la mise à la masse (méthode LIP®).

- **La tomographie de résistivité électrique (TRE)**

Réalisée par profils rectilignes d'environ 235 m (soit 48 électrodes espacées de 5 m) et selon des profondeurs d'investigations de 25 à 30 m environ en fondation, cette technique permet de disposer d'une vision d'ensemble des différentes « familles » de matériaux, en termes de résistivité, que l'on peut rencontrer dans les remblais et leur fondation. L'intérêt principal de cette méthode est de fournir rapidement une information en continu, sur tout le linéaire du canal, des types de matériaux constitutifs des remblais et de leur fondation. En revanche, cette méthode

ne peut être utilisée dans le but de rechercher des zones de fuite d'extension limitée (pluri-métrique ou en-deçà). De plus, du fait que la résistivité renseigne à la fois sur la nature des matériaux et sur leur teneur en eau, il n'existe pas de relation univoque entre ce paramètre et la lithologie des matériaux, en particulier pour les matériaux fins et les valeurs faibles de résistivité. Une telle relation peut néanmoins être établie au moyen d'une coupe géo-électrique, qui s'appuie d'une part sur le log d'un sondage carotté et d'autre part sur les résultats d'une tomographie de résistivité électrique ou d'un sondage électrique. Néanmoins, les ETC de canaux ne mettant pas en œuvre de reconnaissances géotechniques, les coupes géo-électriques ne peuvent pas être établies à ce stade. Les résultats de cette tomographie de résistivité à grand rendement sont donc utilisés pour établir, avec la prise en compte également des données géologiques et de conception, un zonage à grande échelle du remblai et de sa fondation.

Vis-à-vis des objectifs de l'ETC, ce zonage aide à caractériser les variations des caractéristiques des remblais et de leur fondation le long du linéaire et peut mettre en évidence des zones d'anomalies potentielles d'extension pluri-décamétrique dans le sens longitudinal et pluri-métrique dans le sens vertical. Une caractérisation plus précise de ces zones d'anomalie potentielle sera ensuite effectuée à l'aide d'une part, des données de surveillance de l'ouvrage et des résultats de l'examen visuel détaillé et d'autre part, à l'aide des reconnaissances géophysiques locales.

Conception	Résistivité	Géologie
		Marnes, limons Marnes, limons, calcaires fissurés
		Alluvions en tout venant de la Durance, éboulis, brèches calcaires Marnes, limons, limons graveleux
		Limons graveleux, alluvions limoneux Alluvions, éboulis, alluvions limoneux
		Alluvions en tout venant Durance, éboulis, brèches calcaires, alluvions limoneux
		Marnes, limons

Figure 4 : exemple de modèles géo-résistifs tirés des investigations par TRE

- **Des sondages électriques**

Les sondages électriques sont réalisés à l'aide de deux couples d'électrodes, centrés sur la zone à étudier et en augmentant l'écartement inter-électrodes jusqu'à atteindre des profondeurs d'investigations de l'ordre de 30 à plus de 50 m environ en fondation.

Ces sondages ont été réalisés avec l'objectif de compléter les informations issues de la tomographie de résistivité électrique, permettant d'établir les coupes géo-électriques du remblai et de sa fondation (coupes fournissant la correspondance résistivité électrique / nature du sol en fonction de la profondeur).

Si des sondages électriques ont été réalisés en phase d'investigations à grand rendement lors des ETC de Salignac, Mauraie et St Estève, leur intérêt n'est pas considéré aujourd'hui suffisant pour justifier la poursuite de leur mise en œuvre sur les prochains ETC. En effet, ces sondages électriques n'apportent pas une réelle plus-value par rapport à la tomographie de résistivité électrique.

- **La polarisation spontanée (PS) à terre**

Les mesures de PS à terre réalisées en pied de talus aval ont pour objectif de détecter des anomalies de potentiel électrique liées à des phénomènes d'électrofiltration (augmentation de potentiel) et fournir la localisation des exutoires éventuels, décelés ou non lors de l'examen visuel.

Le principal objectif assigné à cette méthode dans le cadre des ETC est donc la localisation de passages de fuites en pied de talus aval, dans la fondation superficielle (les fuites débouchant en surface étant généralement détectées par l'examen visuel).

Cette méthode est actuellement la seule méthode géophysique opérationnelle pour localiser des fuites, à terre, en grand rendement. Sa principale difficulté est liée à son principe : elle mesure la différence de potentiel naturelle du sol entre deux électrodes, cette différence de potentiel intégrant des phénomènes physiques de différentes natures, dont le phénomène recherché, l'électrofiltration. Il s'agit donc, au stade de l'analyse, de discerner les variations de potentiels dues à l'électrofiltration de celles dues à d'autres phénomènes (oxydo-réduction notamment).

- **La polarisation spontanée en eau**

Les mesures de PS en eau ont pour objectif de mettre en évidence d'éventuelles zones d'infiltration au travers du parement amont, par des anomalies de potentiel électrique (baisse de potentiel) associées à des phénomènes d'électrofiltration.

Cette méthode est actuellement la seule méthode géophysique opérationnelle pour localiser des entonnements de fuite, le long du radier ou du parement amont, sous eau, d'un ouvrage, en grand rendement. Outre la difficulté liée à son principe, qui a déjà été présentée ci-dessus pour la PS à terre, la mise en œuvre de cette méthode peut se heurter au risque de perdre l'électrode immergée suite à son accrochage avec un obstacle situé au fond du canal. C'est pour limiter ce risque que doit être mise en œuvre au préalable une bathymétrie.

Les limites de la capacité de cette méthode à détecter des entonnements de fuite, tant en termes de typologie des zones d'infiltration à travers le parement amont que de débits d'infiltration par unité de surface du parement amont, ne sont pas encore bien connues. Des travaux de R&D, menés par EDF sur une digue expérimentale, sont en cours pour préciser ces limites d'utilisation.

- **Le géo-radar (radar géologique)**

Les mesures de radar géologique, réalisées avec une antenne radar basse fréquence sur des profondeurs théoriques d'investigations de l'ordre de 15 m, ont pour objectifs principaux d'identifier l'interface entre une couche de carapace superficielle et le toit d'un noyau, de mettre en évidence des zones déstructurées par exemple à la suite d'une activité d'érosion interne, ainsi que d'identifier des singularités (remontée de substratum, présence d'une canalisation) pouvant affecter les autres mesures géophysiques mises en œuvre.

- **La mise à la masse (méthode LIP® qui fait l'objet d'un brevet de la société GEOSCAN)**

La méthode LIP est une méthode de mise à la masse qui consiste à se servir du plan d'eau et du débit de la fuite comme d'une électrode à l'infini. Les mesures ont été effectuées sur le talus aval selon des mailles de 5 x 5 m. Cette méthode est habituellement utilisée en phase d'investigations locales pour caractériser le cheminement d'une fuite au travers un remblai ou sa fondation, entre un point d'entonnement et un exutoire de fuite connus.

Toutefois, sur certains ouvrages, comme par exemple les canaux de Saint Estève et Malaurie, la mise en œuvre des mesures de PS en eau de grand rendement étant très limitée (nombre trop important d'obstacles en radier de type carcasse de voiture, présence d'ovoïdes en béton armé sous radier, présence de drains conducteurs longitudinaux), la méthode LIP lui a été substituée dans la plupart des zones.

Retour d'Expérience sur la nature des remblais : les méthodes employées pour réaliser un zonage du canal en tronçons géologiquement homogènes ont donné satisfaction dans les limites usuelles de leur fonctionnement. Elles nécessitent un étalonnage avec des sondages carottés pour pouvoir définir la nature géotechnique précise des différentes zones, ce qui n'est pas l'objectif des ETC. Elles sont indispensables car les plans de récolement sont soit inexistantes soit imprécis. Toutefois, compte tenu du fait que la nature des remblais n'évolue pas avec le temps, il n'y a aucune utilité à répéter toutes ces reconnaissances à chaque ETC.

Retour d'Expérience sur la détection de fuite et d'écoulement : les méthodes grand-rendement employées pour identifier des zones de fuites potentielles possèdent encore actuellement de nombreuses limites. Elles n'ont pas

permis de mettre en évidence avec un taux de réussite de 100 % les zones de fuite par ailleurs connues pour certaines, par exemple autour des ovoïdes constitués de béton armé. De plus, pour que la détection d'une fuite soit possible par une méthode de tomographie de résistivité électrique, il faut disposer de suffisamment de contraste entre la résistivité du sol et celle de l'eau : cela n'est donc pertinent que dans le cas de matériaux suffisamment résistifs (non applicable pour des matériaux fins ou cohérents comme les limons, l'argile ou les marnes). Enfin, la résolution spatiale de cette méthode (i.e. la plus petite anomalie détectable) dépend de la distance entre électrodes et de la profondeur. Seules des anomalies, et *a fortiori* des fuites, de grande taille (plusieurs mètres dans un plan vertical et la dizaine de mètres dans le plan horizontal) sont identifiables avec cette méthode. Il serait donc complètement illusoire de vouloir détecter des petites fuites saturant des zones de quelques dizaines de centimètres à quelques mètres de diamètre avec cette méthode. La méthode de Polarisation Spontanée (en eau ou à terre), repose sur la mesure du potentiel électrique généré par le phénomène d'électrofiltration. Ce phénomène, qui représente le courant électrique généré par un écoulement à travers un milieu poreux, génère des variations de potentiel de l'ordre de 5 à 10 mVolts (baisse de potentiel pour un entonnement de fuite, augmentation de potentiel pour un exutoire). La principale difficulté dans la mise en œuvre de cette méthode provient du masquage possible de ce potentiel d'électrofiltration par d'autres potentiels électriques d'intensité plus importante et associés à d'autres phénomènes (oxydo-réduction, présence d'ouvrages métalliques à proximité de la zone de mesures, courants souterrains vagabonds,...). **En tout état de cause, malgré leurs limites actuelles exposées ci-avant, ces méthodes sont plus pertinentes que la détection de zones d'entonnement par examens visuels du parement amont après vidange et les développements en cours et à venir permettront sans aucun doute d'en améliorer encore l'efficacité et la pertinence.**

3.1.5 Synthèse du Retour d'Expérience sur l'identification de zones de fuites potentielles (à investiguer par méthodes locales).

Chaque méthode géophysique permet de mettre en évidence des anomalies qui peuvent être des indices de fuite. Mais ces méthodes ne sont ni exhaustives (sous certaines conditions, elles ne vont pas détecter d'anomalie même avec des fuites avérées) ni certaines (de nombreuses anomalies sont causées par des singularités, par exemple une carcasse de voiture). Il est donc indispensable de croiser géographiquement les anomalies détectées par toutes ces méthodes, entre elles puis avec les données d'examens visuels et d'auscultation. Parfois, les anomalies peuvent être expliquées par un élément singulier et sont écartées.

In fine, les zones retenues comme suspectes et nécessitant des investigations locales sont soit des zones présentant plusieurs anomalies par différentes méthodes, soit des zones présentant des signes marqués (par exemple un écoulement vu à l'examen visuel). Les limites actuelles de détection des méthodes grand rendement restent un axe de progrès des investigations à mener, car il est possible que les conditions de choix des zones où sont menées les investigations locales soient trop restrictives et ne garantissent pas l'exhaustivité attendue dans le diagnostic.

3.2 Les examens de l'ETC proprement dit

3.2.1 Reconnaissances géophysiques locales

Sur les zones retenues comme suspectes à l'issue des examens préalables, des investigations locales sont réalisées par la méthode suivante :

- Recherche de zones d'entonnement de fuite par méthode acoustique,
- Si un point d'entonnement est trouvé, confirmation et caractérisation de l'écoulement par traçage le cas échéant,
- éventuellement inspection par plongeur ou ROV.

Pour pouvoir réaliser ces méthodes, le canal doit être à sa cote d'exploitation normale, mais le débit transitant doit être limité.

Retour d'Expérience méthode acoustique : la détection des entonnements par recherche acoustique est très satisfaisante. C'est une méthode éprouvée et fiable dans la mesure où les écoulements recherchés sont turbulents (à travers une fissure et pour des perméabilités à travers le parement assez élevées). Sa finesse de détection est suffisante pour les défauts recherchés. Cette méthode est systématiquement employée sur les zones identifiées comme fuyardes ou potentiellement fuyardes.

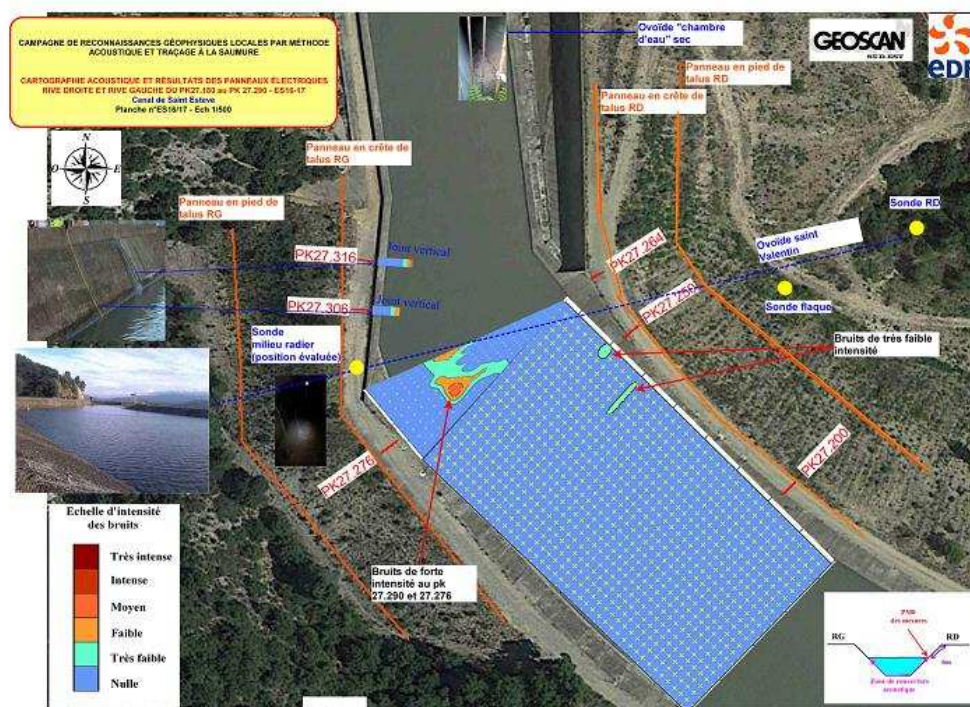


Figure 5 : Cartographie des bruits permettant de localiser un point potentiel d'entonnement de fuite sur le canal de Saint-Estève

Retour d'Expérience traçage : les traçages réalisés dans ces ETC ont utilisé la saumure. La méthode mise en œuvre pour suivre ce traceur est la tomographie de résistivité électrique. Ils permettent de donner des informations sur les cheminements et leur vitesse alimentant ainsi l'analyse du risque d'érosion interne. Cette méthode apporte satisfaction.

Retour d'Expérience traçage ROV / plongeur : cette étape permet de préciser visuellement les défauts identifiés par la méthode acoustique et de traiter les zones d'entonnement par colmatage (produit Epicol-T). Cette méthode apporte satisfaction.

3.2.2 Relevé des défauts du revêtement d'étanchéité (dans la zone dénoyée ou ensemble en cas de vidange)

Lors des quatre ETC, le revêtement d'étanchéité, dans sa zone supérieure, a fait l'objet d'un relevé précis. Ce relevé a permis, en plus de s'assurer de l'absence de défaut majeur, de faire un état des lieux chiffré de l'état du parement, qui pourra être utilisé par la suite pour faire un suivi du vieillissement de revêtement, ou servir d'avant métré pour des travaux de réparation.

Retour d'Expérience relevé des défauts du revêtement d'étanchéité : le retour d'expérience sur le vieillissement des masques amont d'étanchéité des canaux de la Durance a montré que la majorité des désordres se situe dans et au-dessus de la zone de marnage. En effet, les principaux moteurs sont le rayonnement solaire, le gel-dégel et la dégradation par le développement de la végétation.

3.2.3 Examen des ouvrages traversants et des organes de vantellerie et contrôle commande

Ils font l'objet d'une visite complète directe ou par moyens spéciaux (caméra endoscopique, ROV, plongeurs) lorsqu'ils ne peuvent pas être mis hors d'eau.

4 GAINS PAR RAPPORT À UNE VIDANGE TOTALE

La vidange d'un canal permet de voir directement les bajoyers et le radier. Toutefois, compte tenu des dépôts de limons, le revêtement n'est jamais directement visible. Un nettoyage complet des revêtements n'est pas envisageable car il demanderait plusieurs mois et créerait des « déchets » à transporter et stocker. De plus, comme l'expérience l'a montré, un constat visuel d'un défaut ne permet pas de conclure assurément quant à son caractère fuyard. Avec la couche de limons, seuls les défauts très importants peuvent donc être vus. Avec les moyens

géophysiques et subaquatiques récemment développés et en cours de perfectionnement, l'éventuel caractère actif de ces défauts est « facilement » détectable.

En termes d'examen visuel, la vidange n'est donc pas pertinente.

De plus, la réalisation d'une vidange complète pour un canal est préjudiciable pour son étanchéité, qui est efficacement complétée par l'apport des limons venant obstruer l'ensemble des « petits » défauts (fissures, joints défailants). En effet, une vidange a pour conséquence sur les limons :

- De créer un lessivage lors de l'abaissement du plan d'eau,
- De générer une inversion des sens d'écoulement et le décolmatage des défauts obturés par les limons,
- D'entraîner une dessiccation des limons et leur entraînement éolien lors de l'assec.

Il s'ensuit que la phase de remise en eau voit une augmentation, réversible ou pas, parfois très importante des débits de fuite.

Une vidange d'un canal est donc toujours préjudiciable pour son étanchéité et ne se justifie pas pour la réalisation d'examens visuels et la recherche de fuites dans les revêtements. Elle peut par contre se justifier pour entreprendre des réparations sur une zone où un défaut ne pourrait pas être corrigé par moyens subaquatiques.

Les gains des examens en eau par rapport aux examens adossés à une vidange sont nombreux ; trois natures peuvent être mises particulièrement en exergue :

- Une meilleure connaissance de l'état du canal et de ses faiblesses potentielles,
- La garantie de l'intégrité de l'ouvrage en évitant une vidange,
- Une minimisation des pertes d'exploitation (arrêt complet des usines lors de la vidange et rétablissement par pompage des droits d'eau des ayants droit).

5 PARTAGE AVEC LE SERVICE DU CONTRÔLE (DREAL PACA) ET LE BETCGB

L'ensemble du REX des ETC de canaux sans vidange a été partagé avec le Service du Contrôle (DREAL PACA) et le BETCGB, qui ont reconnu la pertinence de la méthode en octobre 2017, et acté la poursuite de la mise en œuvre de cette nouvelle méthodologie sans vidange, sous réserve de continuer si possible à la faire évoluer pour améliorer encore la qualité et le caractère exhaustif du diagnostic attendu, en tenant compte notamment de l'évolution des techniques disponibles.

Compte tenu du fait que les modalités détaillées des diagnostics exhaustifs doivent être transmises au préfet 6 mois avant la réalisation de celui-ci et que les différents examens se déroulent sur 2 ans (voire plus en fonction du linéaire du canal), un échange étroit entre le Service du Contrôle (DREAL PACA) et EDF s'instaure bien en amont du début des diagnostics afin de partager les enjeux et les modalités mises en œuvre.

6 PERSPECTIVES POUR LES PROCHAINS DIAGNOSTICS EXHAUSTIFS (EX. ETC) DES CANAUX

Le REX des quatre ETC déjà réalisés a permis d'affiner la méthodologie de la phase d'examens préalables, qui sera mise en œuvre pour les prochains diagnostics exhaustifs d'ouvrages de même type.

À noter qu'une partie de ces examens nécessite des contraintes ponctuelles sur l'exploitation (limitation du débit, maintien d'un certain niveau dans le canal) et un couvert végétal sur les talus extérieurs ras. Ces contraintes sont cependant bien moindres que celles associées à une vidange.

Les expertises produites définiront l'état des remblais, des parties béton, de la partie supérieure du revêtement, de la vantellerie et du contrôle commande, mais surtout l'existence ou pas de fuites préjudiciables traversant les remblais. Ces expertises réaliseront également une analyse critique des méthodes employées et de leur plus-value.

Examens préalable (année N-1, voire N-2)							
Topographie	Examen visuel détaillé des remblais	Test des piézomètres inclinés	Géophysique grand rendement				
			Tomographie résistivité électrique	PS à terre pied de remblais	« Bathymétrie »	PS en eau bayer intérieur	PS en eau radier et bayer intérieur
Si pas déjà réalisée (30 à 50 ans)	X	Si existence	X	X	Canaux/ tronçons avec limons et/ ou véhicules		Canaux/ tronçons sans limons ni véhicules

Figure 5 : liste des examens préalable

Examens du diagnostic exhaustif (année N)								
Géophysique locale				Relevé défauts parement amont	Examen détaillé des ovoïdes / ouvrages traversants	Vantellerie	Contrôle commande	VTA
Acoustique	Traçage	Panneaux électriques	Plongeurs					
Si suspicion de fuite	Si détection d'entonnement			X	X	X	X	X

Figure 6: Liste des examens du diagnostic exhaustif

7 CONCLUSION SUR LA NOUVELLE MÉTHODOLOGIE

L'ensemble des méthodes utilisées pour réaliser ces « nouveaux » ETC permet d'obtenir une très bonne vision de la constitution, de l'état et de l'évolution du canal, en particulier les zones de faiblesse de l'étanchéité entraînant des fuites significatives dans le remblai, ce qui est un des éléments principaux recherchés lors des diagnostics exhaustifs.

On peut donc conclure que cette nouvelle méthodologie permet de mieux atteindre les objectifs d'un diagnostic exhaustif en évitant une vidange de l'ouvrage, mais en nécessitant toutefois des contraintes sur l'exploitation. Des pistes de progrès, en fonction de l'évolution des technologies disponibles, restent à envisager, notamment dans les zones où les méthodes à grand rendement ne permettent pas de distinguer une singularité du profil d'une vraie anomalie.

Enfin, de par l'évolution de la réglementation, si la vidange des ouvrages lors de la réalisation des diagnostics exhaustifs n'est plus obligatoire, ces diagnostics exhaustifs deviennent obligatoires pour tous les ouvrages classés B (en plus des ouvrages classés A). Le champ d'application de cette nouvelle méthodologie s'en trouve donc élargi.

RECONNAISSANCES APPROFONDIES POUR DETERMINER LA RESISTANCE DES CULEES A LA POUSSEE D'UN BARRAGE-VOUTE

Thorough site investigations for the assessment of the stability of the thrust blocks of an arch-dam

Frédéric ANDRIAN.(1), Jean-Thomas MECHIN(1), Pierre AGRESTI(1) et Vanina GBIORCZYK(2)

(1)ARTELIA, 6 rue de Lorraine, 38130 Echirolles

(2)SHEM, 1 rue Louis Renault, 31130 Balma

frederic.andrian@arteliagroup.com – jean-thomas.mechin@arteliagroup.com - pierre.agresti@arteliagroup.com –
vanina.gbiorczyk@shem.engie.com

MOTS CLÉS

Barrage-voûte, culées, sensibilité thermique, contact béton / rocher, essai à la boîte de cisaillement, imagerie de paroi

RÉSUMÉ

RECONNAISSANCES APPROFONDIES POUR DETERMINER LA RESISTANCE DES CULEES A LA POUSSEE D'UN BARRAGE-VOÛTE

Le barrage des Galens est une voûte mince d'environ 20 m de haut implantée en vallée large. Le rapport L/H est proche de 5 et la fermeture de la vallée est assurée par deux culées en rives.

Le comportement du barrage est marqué par des déplacements saisonniers significatifs, de l'ordre du centimètre en crête à cote de retenue constante.

Cette sensibilité thermique se traduit par une poussée accrue sur les culées en été : les calculs de stabilité mettent en évidence la nécessité de mobiliser une cohésion au contact béton / rocher. En contrepartie, les plans de construction du barrage montrent qu'il existe un encastrement significatif des deux culées dans le rocher. Cet encastrement est potentiellement suffisant pour garantir la stabilité des culées pour les situations estivales.

L'expérience d'ARTELIA montre qu'il peut exister des écarts entre les plans de récolement et la réalité. C'est en particulier le cas au contact béton / rocher. La SHEM, exploitant du barrage, a donc engagé une campagne de reconnaissances complémentaires permettant de mieux estimer la capacité de ces culées à résister à la poussée du barrage.

Une campagne spécifique d'investigations a été réalisée dans l'objectif de caractériser les résistances du contact béton/rocher de fondation, incluant des essais à la boîte de cisaillement (BCR3D, Laboratoire 3S-R) après reconstitution partielle des extrémités.

ABSTRACT

Thorough site investigations for the assessment of the stability of the thrust blocks of an arch-dam

The Galens dam is a thin arch dam built across a wide valley with a height of approximately 20m. Its crest length-to-height ratio (L/H) almost reaches the value of five and the valley is closed by thrust blocks, one on each bank.

The behavior of the dam exhibits significant seasonal crest displacements of approximately 1cm considering a constant water level.

This thermal sensitivity induces an increased thrust towards the banks in summer: the stability analyses highlight the need of cohesion at the concrete / bedrock contact in order to ensure the stability of the thrust blocks. On the other hand, the construction drawings show that the thrust blocks are possibly well keyed in the foundation. This deep embedment is potentially able to guarantee the stability of the thrust blocks under summer load cases.

ARTELIA's feedback shows that there may be significant differences between the construction drawings and the actual layouts of the structure and more specifically at the dam / foundation contact. The licensee of the facility, SHEM, has conducted geotechnical site investigations allowing a better assessment of the stability of the thrust blocks.

The main target of the mentioned surveys was to determine the shear strength of the concrete / bedrock contact. The surveys include specific and rarely conducted shear box tests (BCR3D, 3S-R Laboratory) with a reconstruction of the missing ends of the samples.

1. INTRODUCTION

Les études de stabilité du barrage-voûte des Galens montrent que la stabilité des culées en situation estivale est conditionnée par :

- La présence d'un encastrement des culées dans le rocher de fondation ;
- Combinée éventuellement à l'existence d'une cohésion supérieure à 500 kPa au contact béton / rocher.

Bien que les plans de construction à disposition montrent l'existence potentielle de cet encastrement, une simple observation visuelle sur site ne permet pas de le confirmer. C'est encore moins le cas pour vérifier la qualité de la butée aval si l'encastrement est bien présent.

L'exploitant du barrage, la SHEM, avec l'assistance d'ARTELIA, a donc conduit une campagne de reconnaissance dont les objectifs sont de :

- Vérifier la géométrie réelle du contact béton / rocher des culées ;
- Estimer la qualité de la butée éventuelle des culées contre le rocher ;
- Déterminer les paramètres de résistance au cisaillement au contact béton / rocher des culées.

Les méthodes de reconnaissance sont volontairement redondantes pour confirmer les résultats obtenus. Ainsi, les sondages carottés sont vérifiés par des imageries de paroi et par une tranchée de reconnaissance.

Les sondages carottés effectués ont permis de récupérer un certain nombre de contacts béton / rocher collés. Compte tenu de la configuration des carottes (contacts en biais, faible longueur des échantillons), les essais à la boîte de cisaillement ont été effectués à l'aide du dispositif BCR-3D (Laboratoire 3S-R) [1].

Dans la littérature, il existe des études récentes de plus grande envergure traitant de la caractérisation de la résistance du contact béton / rocher et en particulier pour le cas des barrages-poids en béton [2] [3]. Ces études établissent une base de données et tentent de définir une tendance des paramètres de résistance en fonction de facteurs préalablement identifiés.

Dans le cas de cet article, l'étude se concentre sur le cas spécifique des culées d'un barrage-voûte et ne prétend pas pouvoir généraliser les résultats à d'autres cas. Elle propose en revanche de reproduire l'exercice dans la mesure du possible sur d'autres ouvrages compte tenu des résultats encourageants obtenus.

2. ORIGINES DU BESOIN

2.1 Le barrage

Le barrage des Galens est une voûte mince construite dans la commune de Montpeyroux (12) en 1965 et implantée dans une vallée large dans laquelle il barre la Selves, affluent de la Truyère.

Compte tenu de la topographie de la vallée, la retenue est fermée par une culée sur chacune des rives du barrage. Chacune des culées est protégée par un mur en aile. En rive droite, la culée est plus imposante.

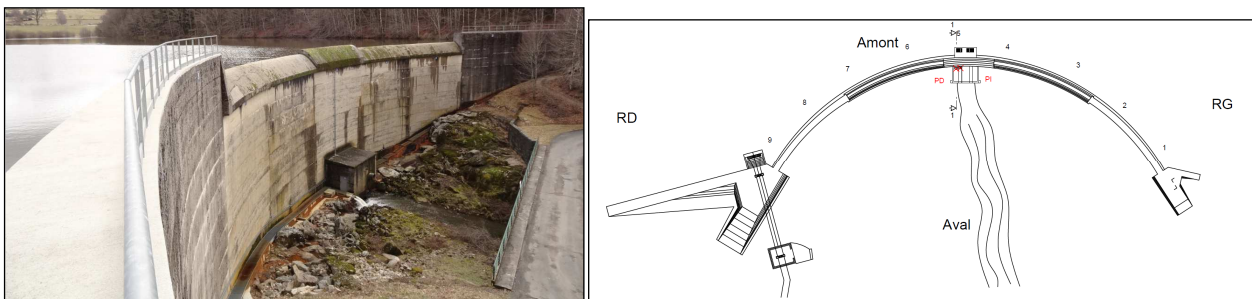


Figure 1 : Photo du barrage des Galens (à g.) et vue en plan (à dr.)

Les principales dimensions du barrage sont les suivantes :

- Hauteur maximale sur fondation : 23 m dont 19 m au-dessus du terrain naturel ;
- Distance entre culées : 109 m (longueur développée), soit un rapport L/H proche de 5 ;
- Epaisseur : variant de 1.5 m en crête à 3 m en pied ;
- Rayon de courbure du parement amont : 55 m.

La vue élévation du barrage, dont le fond de plan est issu des plans de construction de l'époque, montre un encastrement significatif des deux culées dans la fondation.

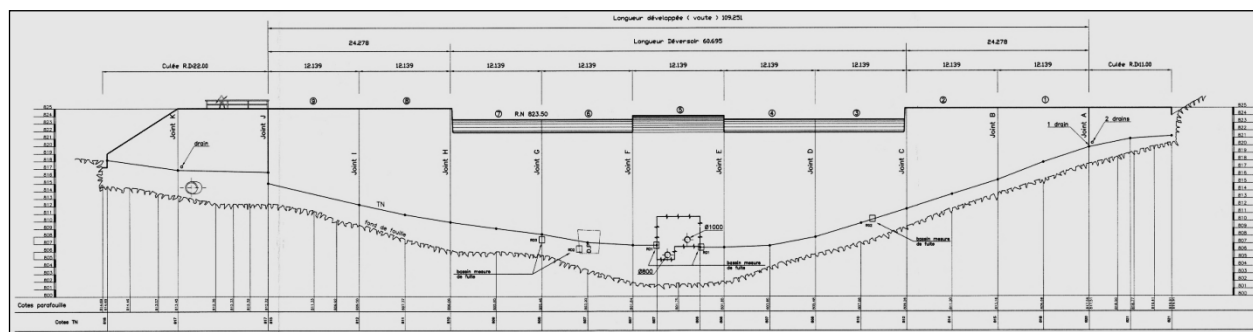


Figure 2 : Vue en élévation du barrage

2.2 Contexte géologique et géotechnique

Le barrage est fondé sur une fondation en granite qui fait partie de la bordure sud du massif granitique d'Entraygues. Ce massif est un prolongement vers l'ouest du grand pluton de la Margeride et est constitué de granite porphyroïde à biotite d'âge carbonifère moyen (-335 à -305 millions d'années).

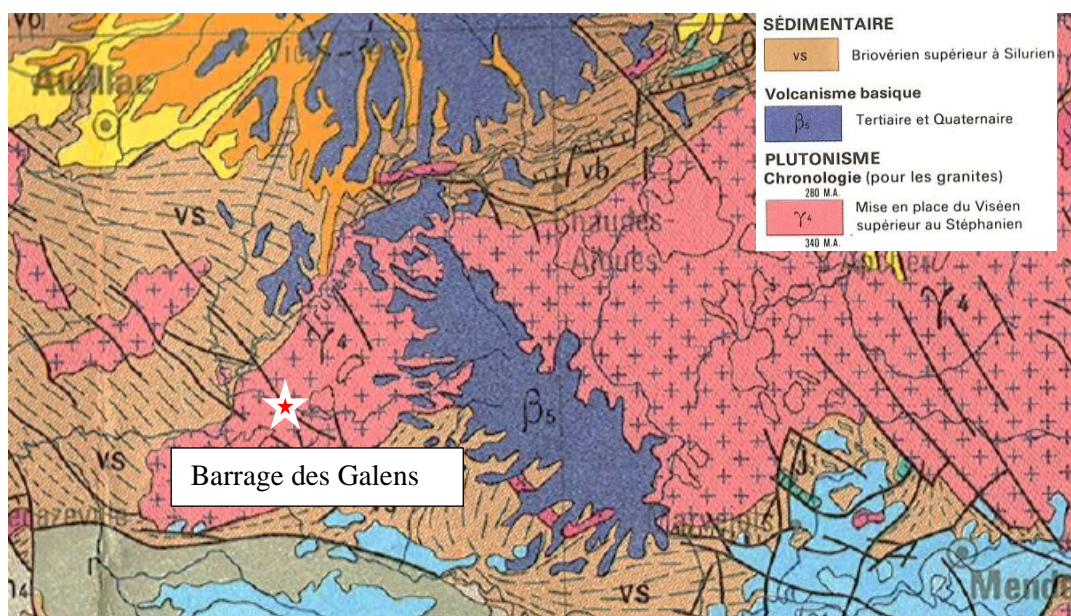


Figure 3 : Carte géologique du site (extrait de la carte géologique de la France et de la marge continentale 1/500 000)

La topographie du site est marquée par une dissymétrie rive gauche / rive droite. Cette dernière rive ne se referme pas à la cote de la RN comme le montre la Figure 2. Le mur en aile de cette culée s'étend donc beaucoup plus loin que celui de la rive gauche (Figure 1).

Le rocher de la fondation est un granite clair, à biotite, à gros grains et renfermant des cristaux pluricentimétriques d'orthose blanche à section rectangulaire (Figure 4).



Figure 4 : Photo de carotte du granite de fondation mettant en évidence les cristaux d'orthose blanche

L'altération du granite augmente avec l'altitude. Les plateaux, et notamment la rive droite du barrage, présentent des arènes sableuses pouvant atteindre plusieurs mètres d'épaisseur alors qu'au fond de la vallée, la fondation est saine et peu altérée.

L'axe de la vallée suit la direction N115-N295. Au droit du barrage, le massif présente six familles de discontinuités notées A à F dont les directions moyennes sont données sur la Figure 5 :

- La famille A, de direction N125E et avec un pendage sub-vertical ;
- La famille B, de direction N70E et avec un pendage sub-vertical ;
- La famille C, de direction de N105E et avec un pendage sub-vertical ;
- La famille D, de direction de N35E et avec un pendage de 65°SE ;
- La famille E, avec un azimut de N40E et avec un pendage de 75°NW ;
- La famille F, subhorizontale.

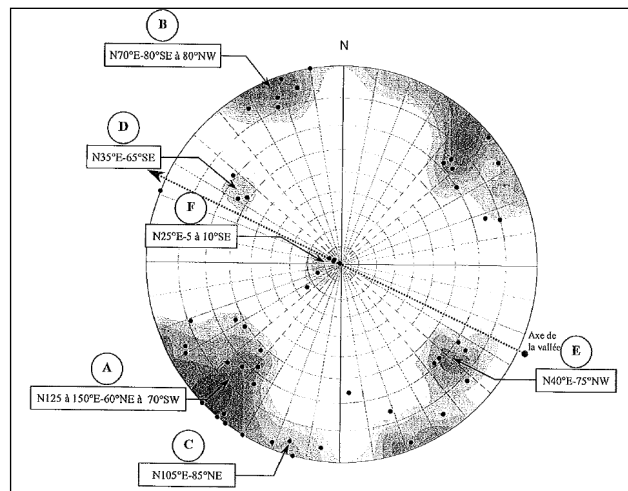


Figure 5 : Stéréogramme des familles de discontinuités – projection de Wulff sur l'hémisphère inférieur

2.3 Comportement mesuré et sollicitations calculées des culées

Le dispositif d'auscultation du barrage met en évidence une sensibilité de son comportement aux sollicitations thermiques. L'analyse HST des déplacements mesurés par le pendule direct installé près de la crête de la console de clé (Figure 6) montre :

- Plus de 10 mm pour les effets saisonniers ;
- Plus de 11 mm pour les effets hydrostatiques pour un marnage de 20 m.

En réalité, depuis l'installation du pendule en 2007, le marnage maximum de la retenue est de 5.5 m. Les effets saisonniers sont donc prépondérants dans le cas de ce barrage.

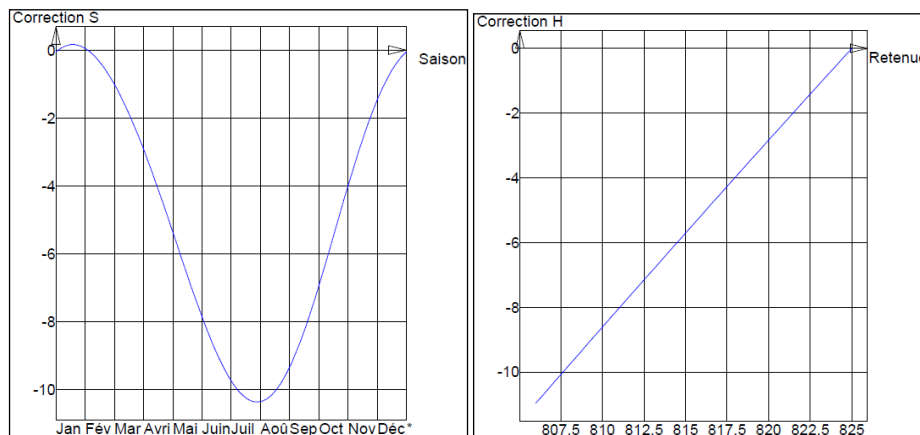


Figure 6 : Analyse HST des effets saisonniers (en cm, à g.) et hydrostatiques (en cm, à dr.) des déplacements radiaux en crête de la console de clé (cote de la retenue en m NGF)

Les calculs de stabilité non-linéaires du barrage montrent qu'en supposant un angle de frottement de 45° au contact béton / rocher, une valeur de cohésion de l'ordre de 500 kPa est nécessaire en situations estivales pour :

- Assurer une stabilité mécanique sans respecter les critères de stabilité barrages-poids selon les recommandations du CFBR [4] pour la culée de rive gauche ;
- Justifier la stabilité de la culée de rive droite avec un respect des critères de stabilité des barrages-poids selon les recommandations du CFBR.

Une telle valeur est a priori élevée par rapport aux valeurs généralement considérées dans la pratique. Néanmoins, il est rappelé que les plans de construction du barrage mettent en évidence un potentiel encastrement de ces culées dans la fondation. Cet encastrement peut potentiellement combler le déficit de résistance au contact béton / rocher. Cependant, le retour d'expérience d'ARTELIA montre qu'il peut y avoir des écarts significatifs entre les plans de construction et ce qui est réellement construit (Figure 7) [5].

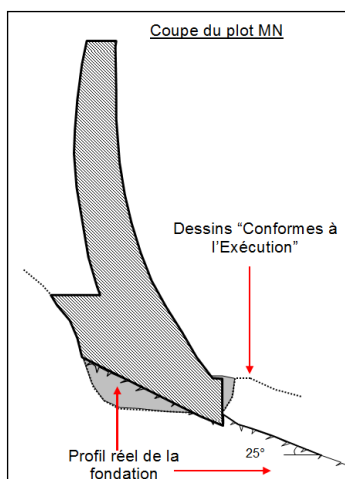


Figure 7 : Différence entre les plans de construction et le profil réel de l'excavation du barrage du Piney (42)

Une campagne de reconnaissance géotechnique a donc été conduite par l'exploitant du barrage pour :

- Estimer la résistance au cisaillement du contact béton / rocher sous les culées ;
- Déterminer la géométrie réelle des culées pour confirmer ou infirmer leur encastrement dans le rocher.

Par la suite, l'article se concentre sur la sécurité du barrage en situation estivale. La stabilité du barrage en situation hivernale, fait l'objet d'une autre communication scientifique [6].

3. CAMPAGNE DE RECONNAISSANCES

3.1 Contenu du programme

Le programme de reconnaissances inclut :

- 7 sondages carottés assortis d'imagerie de paroi optique : 4 pour la rive gauche et 3 pour la rive droite (Figure 8) ;
- Une tranchée de reconnaissance à la pelle mécanique à l'extrémité de la culée de rive droite où les conditions d'accès sont plus favorables pour vérifier l'encastrement dans le rocher ;
- Des essais à la boîte de cisaillement pour tous les contacts béton / rocher intacts.

Parmi les sondages carottés, deux sondages SC1 et SC6 (un par rive) sont effectués uniquement dans le rocher pour vérifier la capacité de celui-ci à mobiliser une butée. Un sondage incliné (SC7) en rive gauche a pour objet de vérifier la qualité de la liaison au droit de l'interface verticale entre le béton et le rocher dans le prolongement de la culée de rive gauche. L'objectif est ici de s'assurer que des éléments de coffrage, par exemple, n'aient pas été laissés à cet endroit lors de la construction.

3.1 Spécificités du programme

A la connaissance des auteurs, il existe peu de retour d'expériences sur le succès de campagnes de reconnaissances similaires. En effet, les objectifs sont relativement ambitieux :

- Récupération d'échantillons intacts au contact béton / rocher ;
- Essais à la boîte de cisaillement au droit de ces contacts béton / rocher.

Par conséquent, les cahiers de charges incluent quelques clauses et indications permettant de se donner tous les moyens pour les atteindre.

En effet, une clause d'obligation de résultats impose à l'Entrepreneur chargé des opérations de forage de récupérer des échantillons intacts, notamment au contact béton / rocher. Dans la pratique, si une analyse combinée des carottes et des imageries de paroi révèle que le décollement au contact béton / rocher résulte des conditions de forage, celui-ci doit alors être refait à la charge de l'Entrepreneur.

Par ailleurs, le cahier des charges spécifie l'utilisation d'un carottier triple réputé plus efficace qu'un carottier double pour une meilleure récupération d'échantillons intacts grâce :

- A la présence d'une gaine qui conditionne directement l'échantillon pendant le forage ;
- A l'absence de contact entre le fluide de forage et l'échantillon pendant le forage.

De plus, les plans fournis dans les cahiers des charges donnent des indications permettant d'anticiper les profondeurs potentielles des contacts béton / rocher. L'Entrepreneur pouvait donc adapter les paramètres de forages à l'approche de ces profondeurs et jusqu'à l'atteinte des contacts.

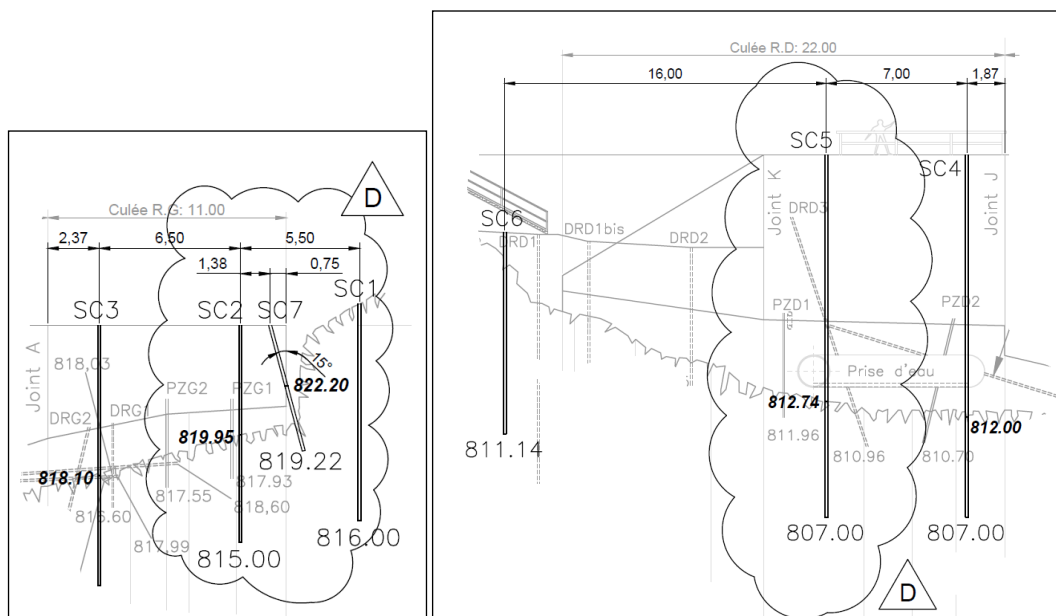


Figure 8 : Implantation prévisionnelle (vue d'aval) des sondages carottés sur les culées rive gauche (à g.) et rive droite (à dr.) avec les altitudes indicatives des contacts béton / rocher (en gras)

Enfin, il était anticipé que la géométrie des échantillons pouvait être aléatoire et que l'orientation des contacts béton / rocher n'allait pas nécessairement être horizontale. Par conséquent, les essais à la boîte de cisaillement ont été effectués à l'aide de l'installation BCR3D du laboratoire 3S-R qui, à la connaissance des auteurs, est l'une des seules à permettre de tels essais. Cette installation relevant des opérations R&D sur les joints rocheux est encore très peu utilisée dans le cadre de reconnaissances complémentaires associées aux études de stabilité.

4. RESULTATS DES RECONNAISSANCES

Dans la pratique, il a été possible de récupérer trois échantillons intacts (collés) au contact béton / rocher (SC2, SC7 et SC4) sur les cinq qui traversent effectivement un contact.

Sur les deux sondages restants, le décollement du contact est imputable :

- A la qualité du forage (machine sous-dimensionnée) pour le premier forage SC3. Par la suite, la machine a été changée par l'Entrepreneur ;

- A la qualité du contact et en particulier à la présence de plans de fracturation subhorizontale dans une zone très proche du contact pour le forage SC5.

D'un point de vue contractuel, il aurait été possible de refaire effectuer un sondage SC3bis aux frais de l'Entrepreneur. Néanmoins, la récupération de trois contacts intacts est jugée très satisfaisante et reste exceptionnelle.

Ce bon taux de récupération de contacts intacts a été notamment permis par l'indication sur les plans des altitudes prévisionnelles des contacts béton / rocher. Le foreur a donc pu adapter les paramètres forages 1 m avant l'atteinte de cette altitude. Ainsi, l'écart maximum entre l'altitude prévisionnelle et l'altitude réelle est de 60 cm pour le sondage SC4. Pour tous les autres sondages, cet écart est inférieur à 30 cm, confirmant une bonne correspondance entre les plans de construction et la géométrie réelle des culées.

La tranchée de reconnaissance combinée avec le forage SC6 en rive droite a mis en lumière l'existence d'un béton de remplissage entre la culée et le fond de fouille. Ce béton a été traversé à plusieurs reprises par le sondage SC6 (dont un contact béton / rocher vertical) et est clairement visible sur la tranchée de reconnaissance.

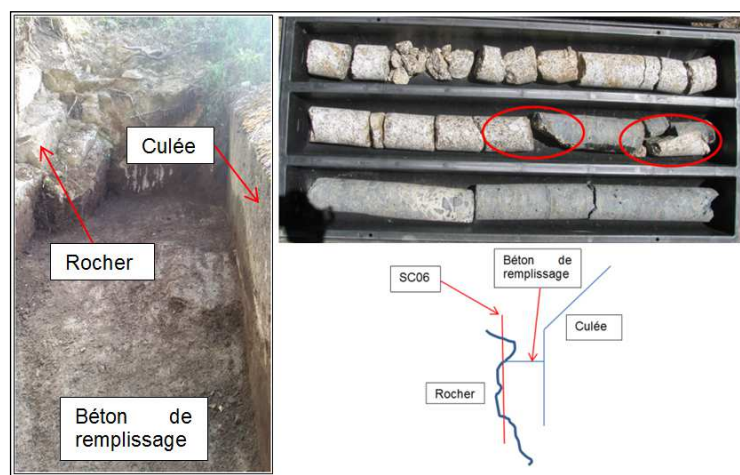


Figure 9 : Photo de la tranchée de reconnaissance (à g.), succession de plusieurs contacts béton / rocher dans les carottes du SC6 (en haut à dr.) et schéma d'interprétation de la configuration (en bas à dr.)

Sur la rive gauche, le sondage incliné SC7 combiné au forage SC1 dans le rocher confirme la continuité au droit de la butée et la capacité du rocher à assurer cette butée de par sa qualité géotechnique.

Les imageries de paroi optiques mettent en évidence un contact béton / rocher systématiquement collé pour les sondages. Néanmoins, elles confirment la présence marquée de la famille de discontinuités subhorizontales sur la rive droite, mais également la présence d'un banc de granite altéré un peu plus en profondeur (Figure 10). La présence de cette famille de fracturations indique que le plan préférentiel de glissement potentiel n'est pas nécessairement le contact béton / rocher.

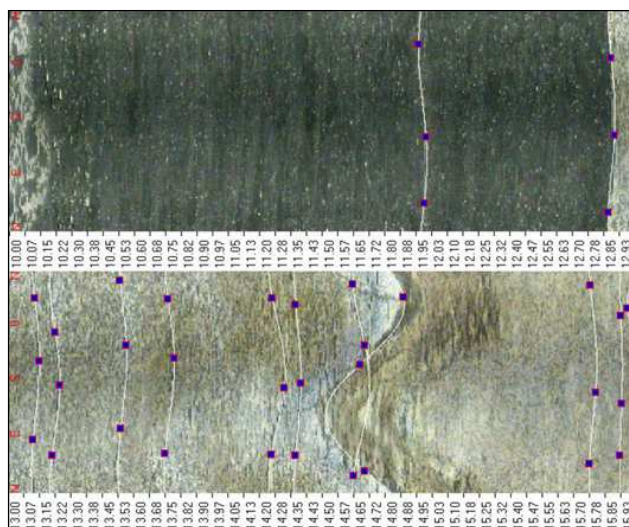


Figure 10 : Extrait de l'imagerie de paroi SC4 – béton et contact (en haut), rocher et plans de fracturation subhorizontale, puis banc de granite altérée (en bas)

Les essais à la boîte de cisaillement ont été réalisés à l'aide de l'installation BCR3D du laboratoire 3S-R. Cette installation a permis :

- De reconstituer les extrémités manquantes de certains échantillons ;
- D'effectuer l'essai de cisaillement en orientant le contact béton / rocher de manière à ce que la configuration reproduise la direction préférentielle de glissement par rapport à la poussée de la voûte.

Ces deux aspects sont illustrés sur la Figure 11 montrant l'échantillon du sondage SC7 au droit du contact béton / rocher.

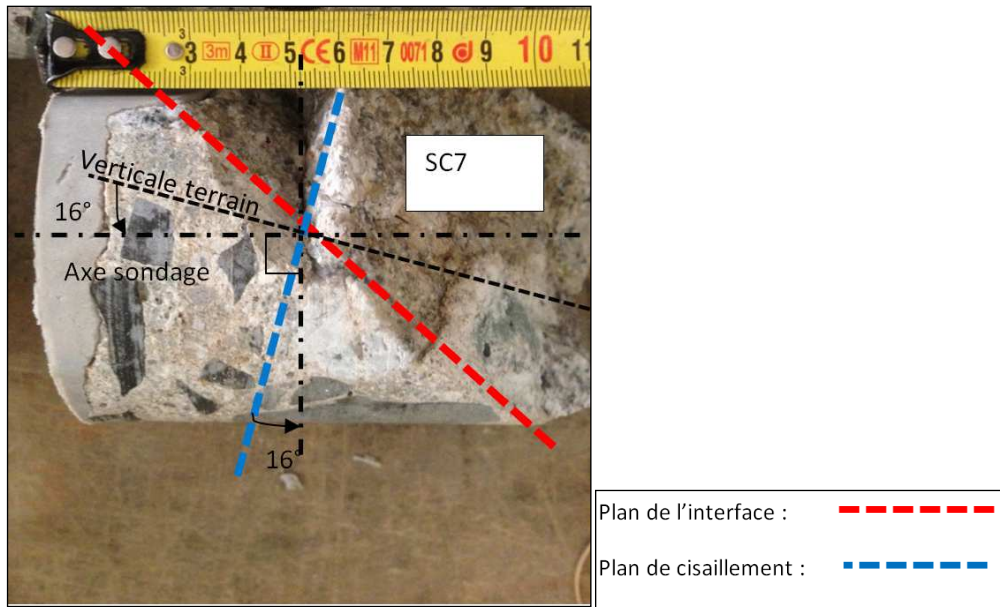


Figure 11 : Reconstitution de l'extrémité de la carotte et illustration des directions de l'interface et de l'essai de cisaillement pour l'échantillon du sondage SC7

Dans ce cas précis, l'orientation du plan de cisaillement suppose qu'une famille de discontinuités horizontales est présente dans le rocher et qu'un cisaillement peut effectivement se produire dans la direction de la poussée de la voûte. C'est une hypothèse très prudente. Par contre, il s'agit d'un essai au cisaillement dans un plan de glissement qui n'est pas parallèle au contact béton / rocher. En quelque sorte, cet essai permet d'approcher le comportement au cisaillement du contact en tenant compte des macrorugosités (à l'échelle du fond de fouille de la culée).

Le nombre d'échantillons testés ne permet pas de tirer des conclusions généralisées sur le comportement des contacts. Néanmoins, deux comportements très différents sont notés entre les essais qui sont effectués dans une direction parallèle au plan du contact (SC2 et SC4) et celui qui est effectué dans une direction différente (SC7).

Les évolutions des contraintes normales et de cisaillement en fonction du déplacement relatif des boîtes permettent de distinguer ces deux tendances (Figure 12).

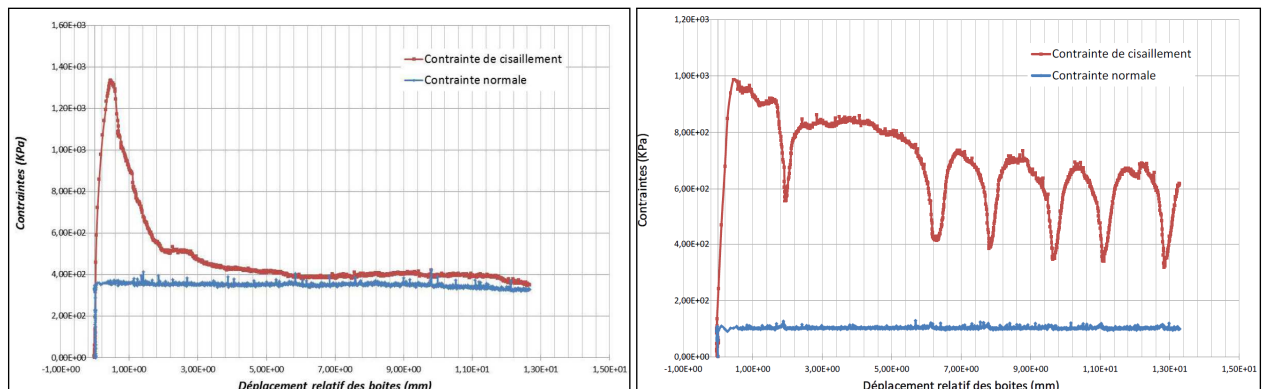


Figure 12 : Résultats des essais à la boîte de cisaillement pour SC4 (à g.) et SC7 (à dr.)

Les contraintes normales appliquées lors des essais correspondent à la contrainte due au poids-propre de la culée. En faisant l'hypothèse d'un angle de frottement au contact de 45° , les valeurs de cohésion sont les suivantes :

- 500 kPa de cohésion de pic pour SC2, 980 kPa de cohésion de pic pour SC4, 880 kPa de cohésion de pic pour SC7 ;
- 0 kPa de cohésion résiduelle pour SC2 et SC4, 250 kPa de cohésion résiduelle pour SC7 après un déplacement relatif de 1 cm.

Ces valeurs supposent une valeur résiduelle de l'angle de frottement qui est égale à sa valeur de pic. La cohésion ici est une combinaison de la cohésion de collage et de la cohésion apparente qui peut se substituer à la dilatance par simplification.

En particulier, le passage des valeurs de pic vers les valeurs résiduelles s'effectue dès que le déplacement relatif a dépassé 2 mm pour SC2 et SC4. Il est rappelé que pour ces cas, le plan du contact béton / rocher est pratiquement parallèle au plan du cisaillement imposé. Dans le cas de SC7, les valeurs résiduelles restent élevées malgré un déplacement relatif des boîtes atteignant le centimètre.

Dans ce cas particulier, la cohésion participe finalement peu à la stabilité des culées. Cependant, ce comportement mesuré pour l'une des premières fois ici mériterait d'être confirmé par d'autres essais similaires sur d'autres sites. Cela permettra de constituer une base de données sur les résistances au cisaillement des contacts béton / rocher des barrages rigides.

En effet, les valeurs de cohésion trouvées (> 500 kPa) sont plus fortes que celles généralement admises dans les études. De plus, lorsque la macrorugosité est prise en compte, le déplacement nécessaire pour passer à une valeur de cohésion résiduelle nulle est supérieur au centimètre.

Enfin, une mise à jour de l'étude de stabilité des culées a été réalisée à lumière des informations disponibles. La pratique vérifie généralement que la contrainte normale appliquée à la butée est inférieure à la résistance à la compression du rocher. Dans ce cas, le volume de butée effectivement mobilisable a été également estimé sur la base de la topographie du site (Figure 13) et en tenant compte d'une succession d'hypothèses sécuritaires :

- Présence d'une famille de discontinuités horizontale et parallèle au contact béton / rocher des culées ;
- Diffusion des contraintes à 45° dans le plan (cohésion et résistance à la traction du rocher négligées).

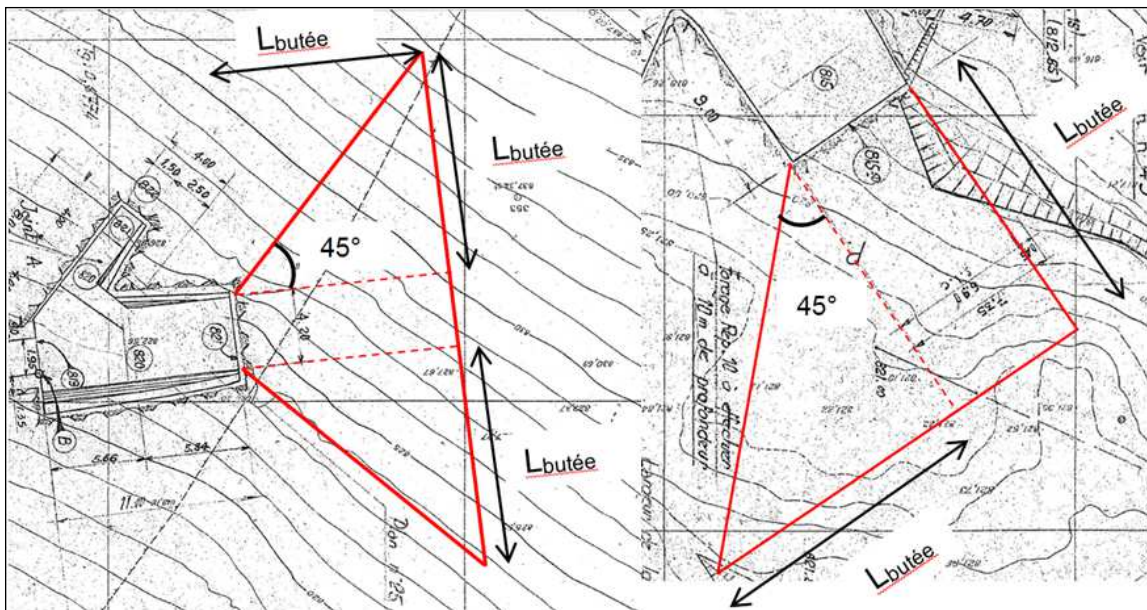


Figure 13 : Configuration prise en compte des butées pour les culées de rive gauche (à g.) et de rive droite (à dr.)

Par ailleurs, à la lumière de la présence marquée de la famille de discontinuités horizontale en rive droite, la cohésion au contact béton / rocher a également été négligée.

Dans ces conditions conservatives, la résistance des culées est d'au moins un ordre de grandeur supérieur à la poussée de la voûte et leur état de stabilité pour les situations de projet étudiées est satisfaisante.

5. CONCLUSIONS

La configuration géométrique du barrage des Galens induit une poussée accrue de la voûte vers ses culées pour les situations estivales.

La stabilité de ces culées ne peut être justifiée que par l'existence d'une forte cohésion au contact béton / rocher et/ou une butée de ces culées contre le rocher.

Les investigations géotechniques entreprises par l'exploitant du barrage incluent une démarche novatrice qui a permis de lever le doute sur cet état de stabilité :

- Les plans semblent bien conformes à l'exécution, avec la présence d'un béton de remplissage pour assurer la continuité mécanique pour la culée de rive droite ;
- Une valeur de cohésion plus forte que celles généralement prises en compte dans les calculs est présente au contact béton / rocher. L'utilisation de l'installation BCR3D du laboratoire 3S-R a par ailleurs permis de mettre en évidence la possibilité d'une plus grande résilience du contact béton / rocher au-delà du mouvement commençant.

Cette démarche, si elle était étendue à d'autres ouvrages, pourrait permettre de constituer une base de données sur les résistances au cisaillement des contacts béton / rocher des barrages. En particulier, les valeurs trouvées ici, bien plus élevées que ce qui est généralement escompté, encouragent à la reproduire.

D'un autre côté, les imageries de paroi confirment un contact systématiquement collé entre le béton et le rocher, mais a également mis en évidence la présence marquée de la famille de fracturations subhorizontales en rive droite. Cette découverte a conduit à ne pas prendre en compte la cohésion au contact béton / rocher pour cette culée.

Enfin, l'estimation prudente du volume de butée mobilisable permet de lever le doute sur l'état de stabilité des culées pour l'ensemble des situations de projet étudiées.

RÉFÉRENCES ET CITATIONS

- [1] <http://www.3sr-grenoble.fr/sites/3sr-grenoble.fr/IMG/pdf/its/BCR3D.pdf>
- [2] Devez G. et al., 2015, Développement d'une base de données sur la résistance à la traction de l'interface béton-rocher, Colloque CFBR : « Fondation des barrages : caractérisation, traitements, surveillance, réhabilitation », Chambéry, 8-9 avril 2015.
- [3] Mouzannar H., 2016, Caractérisation de la résistance au cisaillement et comportement des interfaces entre béton et fondation rocheuse des structures hydrauliques. Génie civil, Université de Lyon.
- [4] CFBR, 2012, Recommandations pour la justification de la stabilité des barrages-poids, octobre 2012.
- [5] Bourdarot E. et al., 2003, Comportement de voûtes en vallées larges, 4 voûtes minces des années 50, Q82-R44, XXI CIGB ICOLD, Montréal.
- [6] Andrian. F., Roy M., Agresti A. et Fournié Y., 2018, Les calculs cycliques pour accompagner le suivi et la maintenance des barrages-voûtes – Colloque sur les méthodes et techniques innovantes dans la maintenance et la réhabilitation des barrages et des digues, Chambéry, 27-28 novembre 2018.

UTILISATION DE L'IMAGERIE ELECTRIQUE EN 3 DIMENSIONS

Use of the 3 D electrical imaging in 3 dimensions

Jean-Marc Ragot

Géogéophy : 2815 Route de Tourniol 26300 Besayes
jeanmarc.ragot@nordnet.fr

Delphine Tournier

Tractebel : 5 rue du 19 Mars 1962 – 92622 Gennevilliers
delphine.tournier@tractebel.engie.com

MOTS CLÉS

Imagerie, électrique, géophysique, auscultation, résistivité

RÉSUMÉ

Avec le développement des logiciels d'inversion, de l'imagerie 3D et l'automatisation des mesures, les techniques d'investigations électriques peuvent désormais être menées en 3 dimensions : la caractérisation du sous-sol visualisable en 3D, est réalisée sur la base d'un nombre important de mesures collectées à partir de sources/récepteurs multiples et multidirectionnelles. En pratique, on installe sur la zone à investiguer le dispositif de mesure (électrodes) en s'adaptant librement aux contraintes physiques du site (obstacles structurels, espace restreint), sans être limité par des contraintes géométriques nécessaires aux investigations 1D/2D (profils rectilignes, parallèles et/ou perpendiculaires). Cette méthode permet aussi de s'affranchir des effets latéraux qui rendent parfois difficile l'interprétation des investigations électriques en 2D.

Ces techniques d'investigations et imageries électriques 3D ont été appliquées sur différents sites (site de barrages, sites industriels et urbains) sujets à des contraintes physiques pouvant limiter l'application des investigations électriques 1D/2D classiques. Elles montrent les évolutions récentes et donnent les avantages et perspectives possibles pour l'auscultation des barrages en remblais : caractérisation en 3D des matériaux, l'identification de zones d'éventuelles anomalies, suivi de l'évolution spatiale et temporelle des fuites par injection d'une saumure conductrice, etc...

ABSTRACT

With the development of inversion software, 3D viewing and measurements automation, electrical investigations are now carried out in 3 Dimensions: the subsoil characterization, viewable in 3D, is based on many measurements collected from multiple and multi-directional sources/receptors. In practice, the measuring device (electrodes) is installed on the surveyed area, by adapting to the physical site constraints (structural obstacles, restricted space) without being limited by geometric constraints, such as those inherent to 1D/2D investigations (straight, parallel and/or perpendicular profiles). This method also allows freeing of lateral effects that sometimes make difficult carrying out 2D electrical interpretation.

The application of 3D electrical investigations method on several sites (dam site, industrial and urban sites) subject to physical constraints that would have limited the 1D/2D electrical investigations, highlight the recent development of the technic and show the advantages and possible perspective for embankment dam monitoring: 3D soil characterization, identification of possible defect zones, monitoring of spatial and time evolution of leaks thanks to conductive brine injection, etc.

1. OBJECTIF ET PRINCIPE DES INVESTIGATIONS GEOPHYSIQUES ELECTRIQUES :

1.1 Principe :

La propagation du courant électrique dans différentes couches de terrains sous-jacents permet de les caractériser par une résistivité exprimée en Ohm.m. Il faut pour cela qu'il existe un contraste de résistivité entre les terrains investigués. Les investigations géophysiques électriques sont couramment menées en 1 ou 2 dimensions (sondages, trainés, puis panneaux électriques), en faisant l'hypothèse que les couches investiguées sont homogènes latéralement.

Ce schéma illustre le principe d'implantation des électrodes (AB, MN) dans le terrain ainsi que les lignes de courant entre les électrodes.

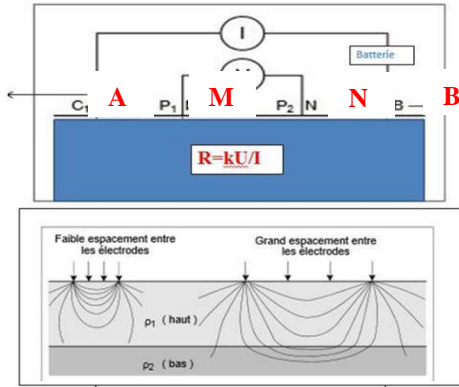


Figure 1 : Principe de la mesure

A B : Electrodes d'injection de courant couplées à une batterie et un ampèremètre - Mesure d'une Intensité en mA

M N : Electrodes de potentiel, couplées à un voltmètre - Mesure d'une différence de potentiel en mV

K : Facteur géométrique

R : Résistivité apparente depuis la surface en Ohm.m

En mesurant la résistivité R pour des distances AB variables, on réalise ce qu'on appelle un sondage électrique (investigation 1D). En multipliant les mesures le long d'un câble rectiligne comprenant de multiples électrodes et en utilisant successivement toutes les configurations possibles, on obtient un panneau électrique en 2D (coupe verticale).

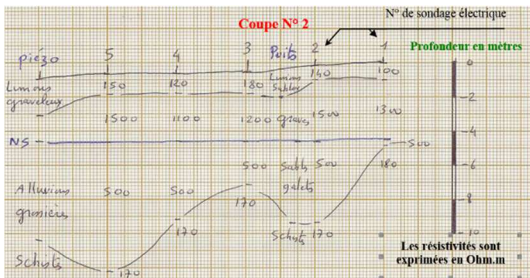


Figure 2 : Sondage électrique – 1D

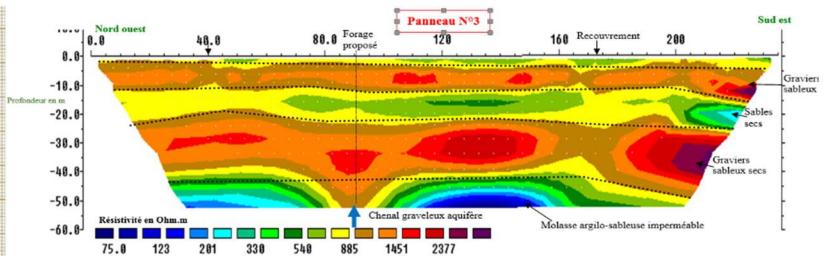


Figure 3 : Panneau électrique – 2D

La résistivité des terrains dépend de leur nature, de leur porosité et de leur composition chimique : Les facteurs qui permettent une bonne conductivité électrique sont très majoritairement la présence d'argile et/ou la minéralisation de l'eau.

La présence éventuelle de canalisations, fondations, cuves métalliques peut perturber significativement les résultats des investigations du fait de leur très forte conductivité.

Le tableau ci-contre montre la variation de la résistivité en fonction des principales caractéristiques géologiques :

			Résistivités		
<u>Alluvions :</u>	<u>Rocher :</u>	<u>Lithologie :</u>	<div style="display: flex; align-items: center; justify-content: center;"> + ↑ - </div>	<u>Minéralisation de l'eau ou du rocher :</u>	
Galets	Sain	Calcaires		Forte	
Graviers	Fracturé / Altéré	Marnes			
Sables	Décompression vides remplies	Argiles		Faible	
Sables argileux	Décomposé				

1.2. Evolution de l'utilisation des méthodes d'investigation électrique :

Avant 1995, les investigations électriques consistaient en sondages, trainés et panneaux électriques. Elles permettaient de visualiser des tendances géologiques influencées par l'anisotropie des terrains.

Le développement des logiciels d'inversion à partir de 1995 a permis d'obtenir à partir des interprétations de résistivités apparentes, des résistivités vraies en 2D tenant compte de l'influence des effets latéraux et de la topographie.

Vers les années 2000, les premières investigations en 3D ont été réalisées avec des profils parallèles ou perpendiculaires entre eux, permettant d'obtenir des visualisations en volume. Les logiciels ont ensuite évolué pour permettre une inversion (interprétation des résistivités apparentes successives en résistivités vraies) avec des électrodes positionnées sans géométrie particulière. Cependant, il fallait alors affecter manuellement ses coordonnées géographiques X, Y et Z à chaque électrode utilisée. Une investigation électrique en 3D impliquant plusieurs milliers de mesures (4 électrodes par mesure), il était nécessaire de développer une automatisation de l'affectation des coordonnées XYZ, pour envisager de tels traitements. Parmi les évolutions récentes de la technique, Géogéophy a développé en 2010 un logiciel répondant à cette problématique. Des tests ont été réalisés pour déterminer quelles configurations d'électrodes utiliser (cf méthodes Wenner Schlumberger) de façon à optimiser leurs spécificités intrinsèques (positionnements symétriques ou asymétriques des électrodes par exemple). Puis, ces techniques ont été mises en œuvre sur des projets de sites industriels, en zone urbaine, sur des sites naturels rocheux ou en zone fluviale.

Les avantages pour l'identification du sous-sol dans des zones où les contraintes physiques (espace restreint, topographie/accès difficile) sont fortes et les perspectives d'application des investigations 3D sont présentés dans les chapitres suivants.

1.3 Principes de la tomographie électrique en 3D :

Avec cette technique, il est désormais possible de s'affranchir des contraintes géométriques pour positionner les électrodes, à savoir l'obligation d'implantation de ces piquets métalliques exclusivement sur des lignes parallèles et/ou perpendiculaires. Les électrodes sont librement positionnées sur le terrain, en surface (ou dans des forages), en fonction des possibilités d'accès : il est désormais possible par exemple d'investiguer sous un bâtiment, en implantant des électrodes autour, sans être strictement positionné au droit du bâtiment (cf cas 3.2 - principe de tomographie). Un levé topographique est nécessaire pour obtenir les coordonnées exactes des électrodes.

En pratique, deux lignes d'électrodes sont implantées de part et d'autre de la zone à investiguer (cf schéma ci-dessous). On utilise chaque couple d'électrodes d'injection de courant (AB) ou de réception (MN) dans différentes configurations (voir exemples ci-dessous). Plus on augmente le nombre de lignes de courant se propageant dans les zones à investiguer, meilleure est la précision des résultats.

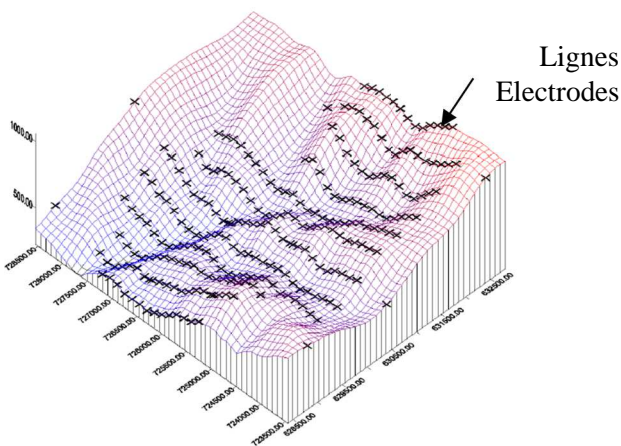


Figure 4 : Exemple d'implantation de lignes d'électrodes sur le terrain

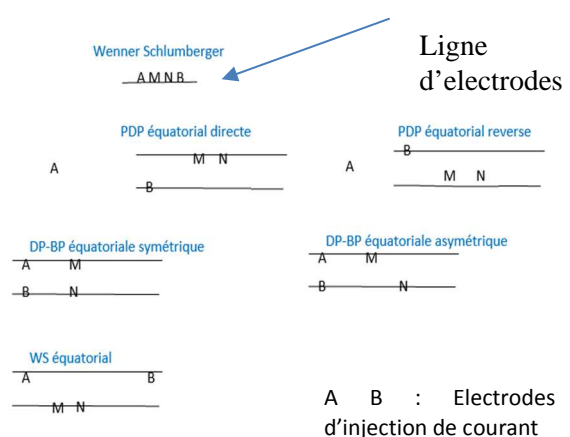


Figure 5 : Exemples de configurations de quadripodes d'électrodes AB, MN (testées lors des investigations 3D)

3. APPLICATIONS SUR PROJETS ET AVANTAGES DE LA TOMOGRAPHIE ELECTRIQUE EN 3D.

Les cas présentés ci-dessous décrivent :

1. Comment ont été mises en œuvre les investigations électriques 3D, dans différents projets (sites de barrages, sites industriels et urbains), et les évolutions récentes de l'adaptation à des contraintes spécifiques pour lesquelles les investigations 2D classiques sont difficiles (voir impossible) à mettre en place et/ou donneraient des résultats moins satisfaisants.
2. Comment sont appliquées les méthodes d'investigations électriques pour suivre l'évolution spatiale et temporelle de fluides conducteurs (polluants, saumures).

Ceci a pour objectif de montrer les perspectives d'application des investigations 3D à l'auscultation des barrages en remblais, avec :

1. Identification en 3D des matériaux et d'éventuelles de zones d'anomalie,
2. Suivi de l'évolution spatiale et temporelle des fuites par injection d'une saumure conductrice.

3.1. SITE DU BARRAGE DE JANNEH : IDENTIFICATION CLASSIQUE DU SOUS-SOL, EN S'AFFRANCHISSANT DES EFFETS LATÉRAUX

Objectif et contraintes:

Sur le site du barrage de Janneh, au Liban, en collaboration avec Sogréah, les investigations électriques 3D avaient pour objectif de caractériser le sous-sol, dans un contexte où la vallée étroite ne permettait pas de réaliser des profils électriques 2D ou sismique réfraction du fait des effets latéraux induits par les parois rocheuses.

En revanche, les investigations en 3D permettaient, elles, de s'affranchir des effets latéraux : les courants se propageant majoritairement d'une ligne d'électrodes à l'autre ligne, et non exclusivement le long d'un seul profil (cf schéma d'implantation Chap 1.3).

Réalisation:

Des électrodes ont été positionnées parallèlement et perpendiculairement à l'axe de la vallée. Puis, le courant électrique a été injecté dans toutes les directions entre ces lignes d'implantation.

Résultats et avantages:

Après avoir corrélié les résultats avec ceux obtenus par sondage, les terrains ont pu être identifiés et visualisés en 3D (forme, épaisseur). Des alluvions fines présentant un risque de liquéfaction en cas de séisme ont été mises en évidence, ainsi que des alluvions grossières à forte perméabilité et le substratum dolomitique pour y fonder l'ouvrage. Avantage principal : pouvoir s'affranchir des effets latéraux des parois.

Figure 6 : Imagerie en 3D des couches de terrain

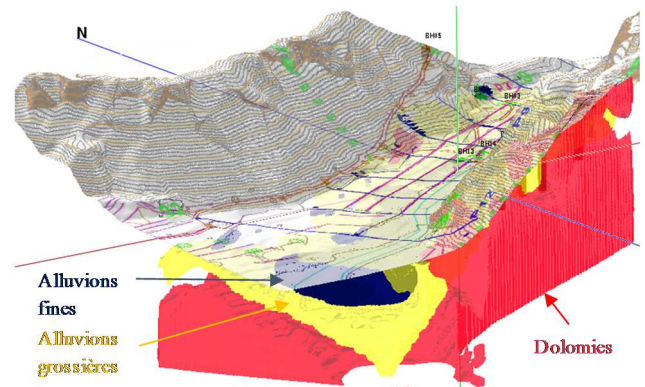


Figure 7 : Photo du site



3.2. SITE INDUSTRIEL: RECHERCHE DE POLLUANT SOUS UN BATIMENT, SANS ACCES EN SURFACE AU DROIT DU BATIMENT

Objectifs et contraintes:

Les investigations menées sur ce site urbain avaient pour objectif de mettre en évidence la fuite et la propagation de polluants (solvants chlorés) sous un bâtiment d'usine et sous un lac situé dans les terrains attenants.

Réalisation:

Du fait de la présence d'une dalle (ferraillée), il était impossible de réaliser des mesures dans le bâtiment. Il a fallu mettre en place des électrodes autour de l'usine et de l'étang, parfois au travers du revêtement bitumineux des trottoirs, en évitant câbles et conduites métalliques enterrées. Le repérage des coordonnées des électrodes a été fait au GPS différentiel.

Résultats et avantages :

La migration des solvants chlorés, conducteurs, a pu être mise en évidence (voir panaches montrés sur les vues 3D). Etalonnés ultérieurement par des sondages, les résultats ont permis de localiser la source des solvants et leur profondeur atteinte à la date de l'étude.

De même, la caractérisation du sol, en particulier la cartographie et la fracturation des grès, l'identification des zones sableuses de surface, ont permis d'anticiper les futures migrations. Par la suite, le site a été équipé de piézomètres permettant de suivre l'évolution de la pollution dans le temps.

Figure 8 : Plan d'implantation des lignes d'électrodes



Figure 9 : Imagerie 3D – Identification des solvants

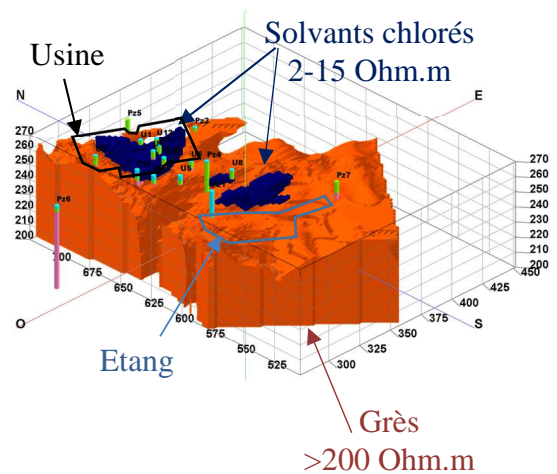


Figure 10 : Coupe verticale

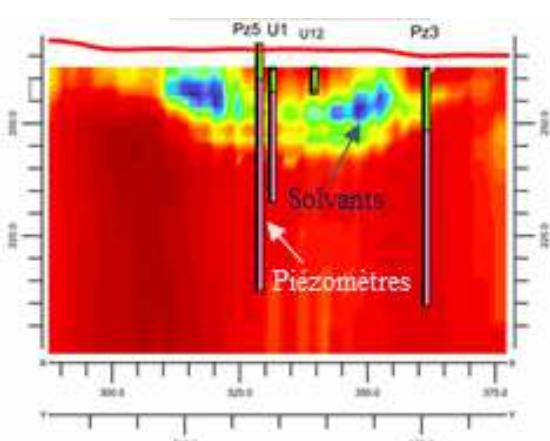
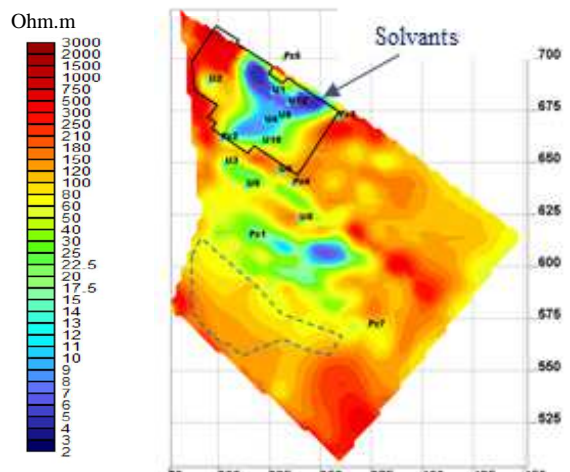


Figure 11 : Coupe horizontale



3.3. SITE URBAIN, CHANTIER DE TUNNELIER : IDENTIFICATION DU SOUS-SOL, SANS ACCES EN SURFACE, A PARTIR DE FORAGES

Objectifs et contraintes:

Sur un chantier de construction de Bouygues TP, en banlieue parisienne, des investigations ont été menées dans le but de localiser les zones décomprimées ou dissoutes du sous-sol pouvant impacter l'avancement d'un tunnelier, avec la contrainte de ne pas avoir d'espace pour positionner des électrodes en surface (routes passantes, immeubles,...).

Réalisation:

Dans les zones de sols en contact avec la nappe, les investigations ont été réalisées à partir de forages verticaux crépinés, permettant un contact électrique avec les terrains environnants via la nappe.

Dans le cas de zones situées hors nappe, une mousse conductrice aurait été injectée dans le tubage crépiné pour permettre un contact des électrodes avec le terrain environnant.

Résultats et avantages :

Les résultats ont permis de localiser toutes les couches métriques du « millefeuille » géologique du bassin parisien, et de visualiser en coupes verticales, horizontales et en 3D, les anomalies de chaque couche géologique (comme montré sur les figures ci-dessous). Les zones susceptibles d'être dissoutes ou décomprimées, ont été identifiées, avec une précision estimée au mètre.

Figure 12 : Coupe verticale - Corrélation entre sondages et investigations électriques

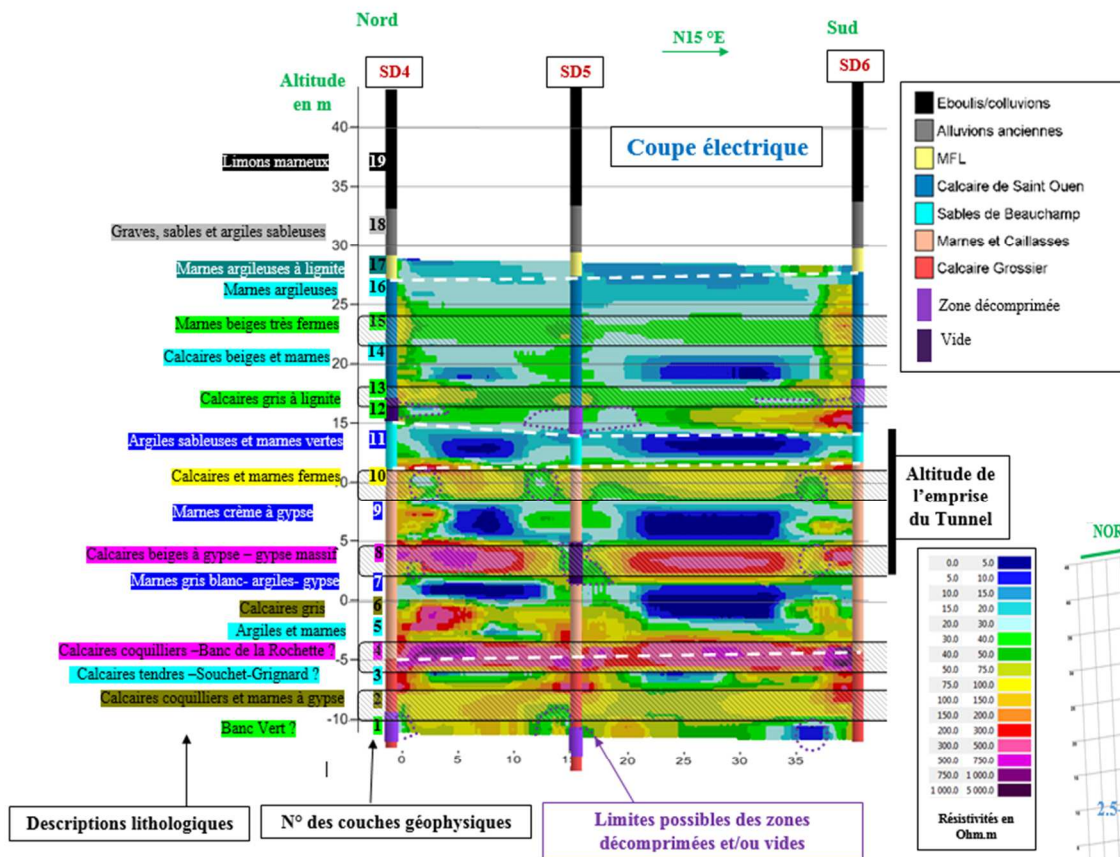
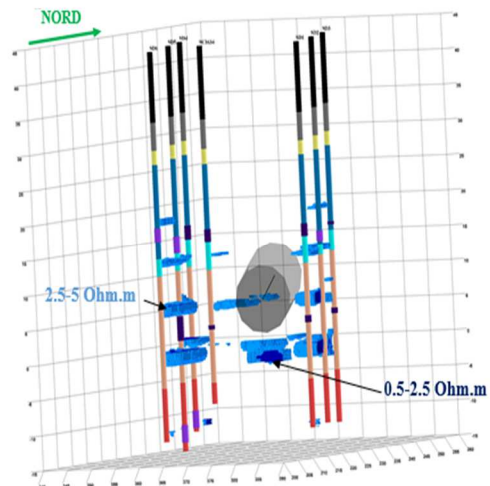


Figure 13 : Imagerie 3D



3.4. SITE DE BARRAGE AU MYANMAR : IDENTIFICATION DU SOUS-SOL EN FOND DE VALLEE ET SOUS LA RIVIERE

Objectifs et contraintes:

Sur un site de barrage situé au Myanmar, en collaboration avec Tractebel, des investigations géophysiques (électriques et sismiques) ont été menées avec pour objectif une reconnaissance classique générale de la fondation du barrage, dans un contexte karstique. Le site est localisé dans des gorges dolomitiques abruptes, avec des éboulis rocheux de pieds de pente. La rivière qui coule en fond de vallée est profonde de 15 à 20 mètres avec une largeur comprise entre 30 et 60 mètres. La vallée est très étroite et les berges peu accessibles. Dans ce contexte (vallée étroite) la mise en œuvre de sismique fluviale ou d'investigations électriques en 2D était compromise du fait des réfractations latérales.

Réalisation:

Des électrodes ont été positionnées sur terre ou à la surface de l'eau au droit du site du barrage. Le repérage des coordonnées a été fait par un géomètre. Le fond de rivière a été relevé avec une bathymétrie pour délimiter précisément la rivière, considérée comme un premier terrain conducteur.

Résultats et avantages :

L'identification des terrains dans la fondation a été réalisée avec succès, notamment en fond de rivière : alluvions, dolomies fracturées et massives. Certaines zones d'anomalies ont été identifiées et seront investiguées par sondages. Une cavité importante (C3) possiblement d'origine karstique, a notamment été localisée en bordure de rivière à environ 10 m sous le toit des dolomies.

Figure 14 : Photo du site



Figure 15 : Vues 3D

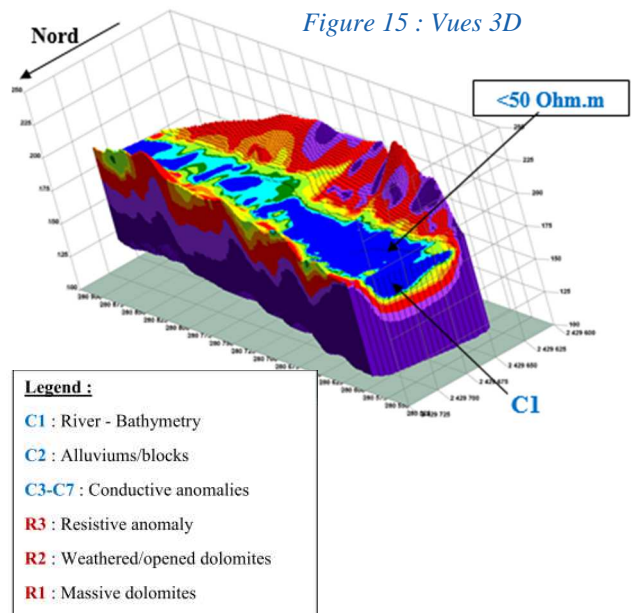
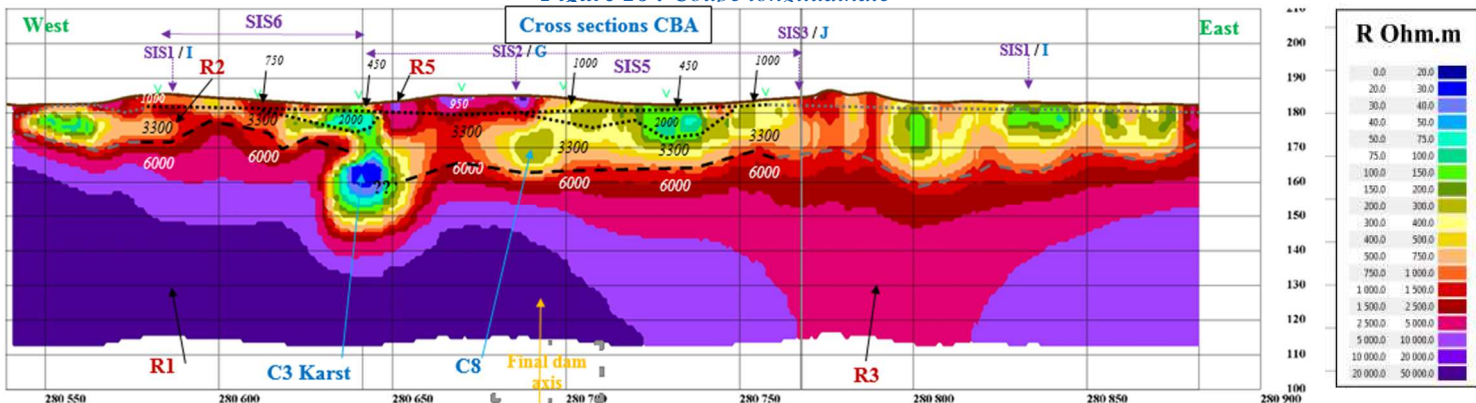


Figure 16 : Coupe longitudinale



3.5 SITE DE DECHARGE : RECHERCHE DE FUTURES EN MILIEU POREUX

Objectif:

Sur un site de décharge, des investigations électriques en 3D ont été menées afin de mettre en évidence la présence de fuites de lixiviats dans le sous-sol.

Réalisation:

Les électrodes ont été positionnées sur le sommet, les pentes et à l'extérieur de la décharge actuellement remblayée.

Résultats et avantages :

Les fluides de lixiviats, conducteurs, ont pu être identifiés et visualisés en 3D (cf. vues ci -après).

Figure 17 : Imagerie 3D

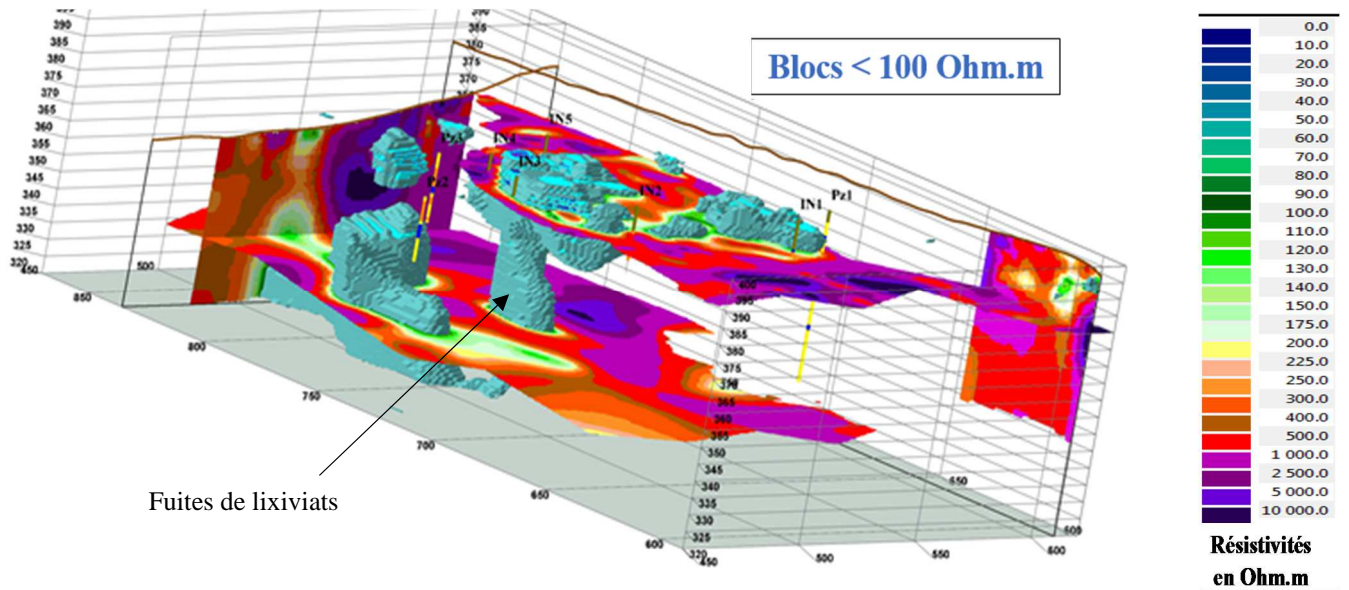


Figure 18 : Coupe verticale

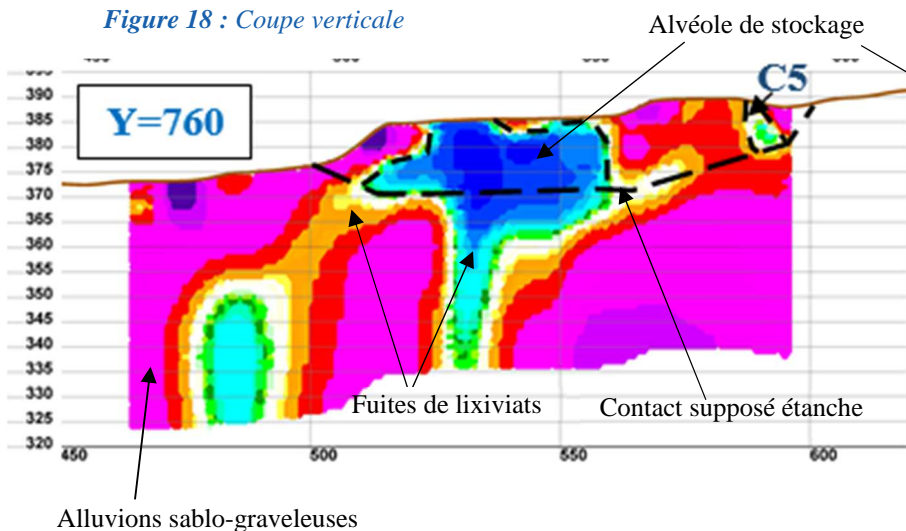
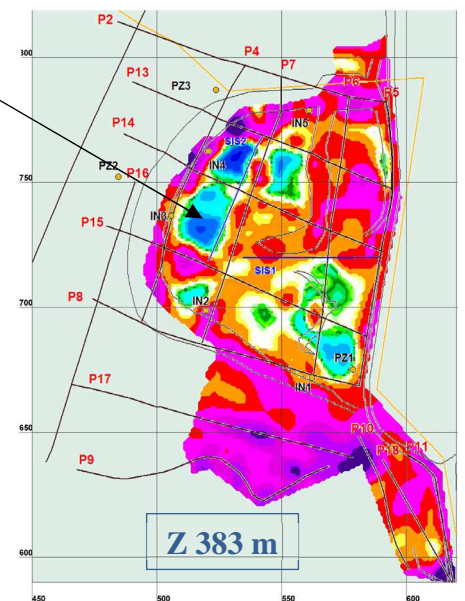


Figure 19 : Coupe horizontale



3.6 SITE DE CAPTAGE AEP : TRACAGE ELECTRIQUE POUR SUIVRE LA MIGRATION D'UNE SAUMURE DANS LE TEMPS

Objectif :

Sur un site de captage AEP, à Bourgoin Jallieu, des traçages électriques au sel ont été réalisés, afin de simuler une pollution. Il s'agit de suivre son évolution en visualisant les points de passage du panache de polluants et en évaluant le temps de migration.

Réalisation :

Pour cela, un maillage d'électrodes a été mis en place en surface entre un captage d'adduction d'eau potable (en cours de pompage) et un point de pollution fictif. Après des premières mesures de résistivités consistant à établir un état 0, une saumure saturée en sel a été injectée dans la nappe, dans un trou préalablement creusé à la pelle mécanique.

Le schéma suivant illustre le principe de mesure des variations de résistivités (au droit de chaque électrode) pour tracer le conducteur depuis le puits d'injection jusqu'au point de pompage

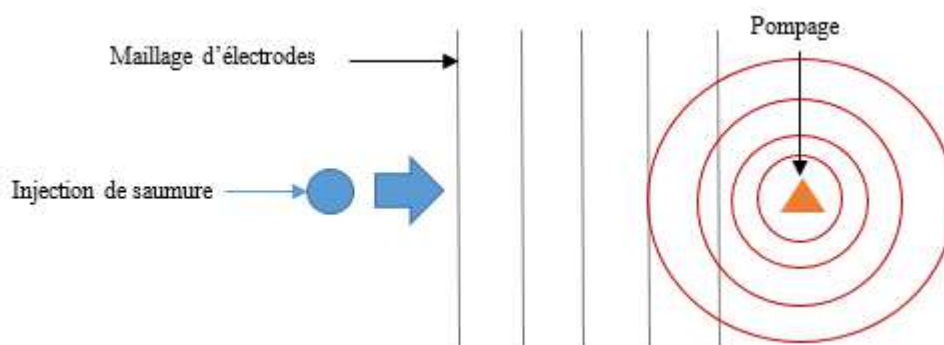


Figure 20 : Vue en plan du principe de mesure de résistivités

Résultats et avantages :

Les séries de mesures de résistivités effectuées, montrant des variations au passage de la saumure très conductrice ont permis de suivre son évolution temporelle et spatiale, depuis le point d'injection vers le point de pompage.

A l'époque de cette étude (années 90) seule la localisation en surface du passage de la saumure était possible : la profondeur du polluant simulé n'était pas interprétable. Depuis, l'automatisation des mesures et le développement des logiciels 3D permettent d'envisager de réaliser un suivi précis et complet, avec une visualisation 3D de la saumure en profondeur réelle.

Il est à noter qu'une telle méthode peut être également être utilisée pour le suivi d'une dépollution, en scellant des électrodes à demeure sur le terrain pollué. En répétant dans le temps des mesures de résistivité à partir de ces électrodes fixes, on peut visualiser en 3D et suivre l'évolution de la dépollution et adapter le système de pompage en conséquence.

4. CONCLUSION ET PERSPECTIVE D'APPLICATION FUTURE

Les cas d'étude présentés ci-dessus montrent comment l'identification du sous-sol peut être améliorée par la tomographie 3D : possibilité d'investiguer des zones où les investigations classiques 2D seraient inapplicables, amélioration de la précision des mesures (nombre important), visualisation 3D des terrains permettant de mieux en apprécier la géométrie et de mettre en évidence des zones d'anomalies. Ils montrent aussi les évolutions récentes de la technique dans son adaptation à des contextes très différents, ouvrant ainsi à des applications très variées (Etudes de barrages, pollutions, carrières, tunnels,....

La technique d'investigation 3D combinée aux méthodes de suivi classique (injection de saumure) qui permettent de suivre l'évolution spatiale et temporelle de fluides conducteurs, pourrait donc être appliquée à l'auscultation et au suivi de barrages en terre.

Les électrodes seraient positionnées de façon non destructive, sur le corps du remblai, sur l'eau ou dans la retenue sur la pente amont via des tubages crépinés, les seules conditions limitantes restant les éventuelles infrastructures métalliques enterrées.

⇒ on pourrait ainsi visualiser en 3D la structure interne du barrage, la localisation géoréférencée des anomalies de décompression, et hétérogénéités diverses.

Si des anomalies/fuites peu marquées étaient recherchées, leur « réponse » géophysique pourrait être amplifiée en injectant une saumure très conductrice en amont du barrage, puis en réalisant des mesures de suivi dans le temps, pour localiser son déplacement dans le corps du barrage.

⇒ On pourrait donc également visualiser en 3D la localisation des vides, les chemins préférentiels et la vitesse de propagation de la saumure.

Le schéma suivant illustre la méthode de mise en des électrodes qu'il est proposé de réaliser sur un barrage en terre.

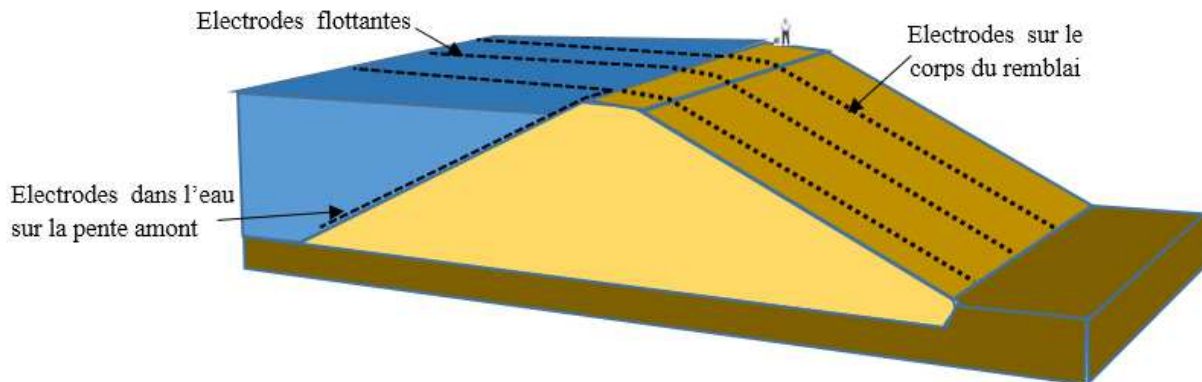


Figure 21 : Schéma de la méthode de mise en place des électrodes sur un barrage en terre

REMERCIEMENTS

TRACTEBEL, BOUYGUES TP, SOGREAH/ARTELIA, pour leurs autorisations de diffusion des données

METHODES DE CALCUL INNOVANTES POUR LES ETUDES D'EVALUATION DE LA SURETE DES OUVRAGES EN REMBLAIS

New calculation methods for safety assessment studies on embankment dams

Olivier BORY¹, Benjamin GIRARD¹, Jean-Robert COURIVAUD¹

¹EDF-CIH, Savoie Technolac, 73373 Le Bourget-du-lac Cedex,
olivier.bory@edf.fr, benjamin.girard@edf.fr, jean-robert.courivaud@edf.fr

MOTS CLÉS

Barrages en remblai, calcul de stabilité pseudo-dynamique, sols non saturés, calculs probabilistes

RÉSUMÉ

Les Maîtres d'Ouvrage qui exploitent des ouvrages en remblai de grand linéaire construits il y a plus de quarante ans sont aujourd'hui confrontés à la question de leur justification, en particulier vis-à-vis du risque de rupture par cisaillement sous chargement statique ou sismique. En effet, ces ouvrages dont la hauteur maximale au-dessus du terrain naturel ne dépasse pas généralement 30 m, n'ont pas été conçus et réalisés à l'époque avec les mêmes niveaux d'exigence que les grands barrages. Le critère de justification vis-à-vis du risque d'instabilité sous chargement statique pour ces ouvrages était un coefficient de sécurité de 1,3 en situation durable d'exploitation et ils n'étaient pas justifiés vis-à-vis du risque sismique. Depuis cette époque, l'état de l'art a évolué vers des exigences plus fortes en termes de sûreté des ouvrages hydrauliques et les Maîtres d'Ouvrage peuvent rencontrer des difficultés à justifier certains ouvrages anciens vis-à-vis des critères en vigueur aujourd'hui à l'aide des méthodologies standards. C'est dans ce contexte qu'EDF s'est lancé dans le développement de méthodes de calcul innovantes, afin de limiter les conservatismes présents dans les méthodologies standards et de représenter de manière plus réaliste les ouvrages. Cet article présente ces axes de développements avec leurs degrés divers d'avancement.

ABSTRACT

Dam Owners who operate long-linear embankment dams built for more than forty years are presently facing the issue of their justification, particularly towards the risk of failure by static or seismic shear. Indeed, these embankments which height above ground level does not generally exceed 30m have not been designed with similar requirements as for large dams. The justification criterion for static slope stability under normal pool elevation was a safety factor of 1.3 and there was no justification towards seismic instability. Since that time, state of the art has improved to higher requirements in terms of safety and Dam Owners may have some difficulties to justify some old embankments with present safety criteria using standard methodologies. In this context, EDF has launched the development of innovative analysis methods in order to limit conservatism inherent to standard methodologies and represent embankments more realistically. This paper presents these directions of development with their various degrees of progress.

1. INTRODUCTION

EDF exploite plusieurs centaines de kilomètres de canaux en France, dont la plupart ont plus de quarante ans.

Ces ouvrages sont aujourd'hui classés comme étant des barrages de classes A, B ou C au sens de la réglementation française [1]. A ce titre, ils doivent démontrer des conditions de sûreté identiques à celles des grands barrages historiques en remblai comme par exemple le barrage de Serre-Ponçon ou du Mont-Cenis.

Cependant, et à l'inverse des grands barrages historiques, les remblais de canaux n'étaient pas tous classés à l'époque de leur construction et ont été conçus avec des marges de stabilité parfois plus faibles que les grands barrages en remblais.

Pour autant, le retour d'expérience issu du suivi du comportement de ces ouvrages sur plusieurs décennies montre que ces canaux se sont globalement bien comportés après leur mise en eau.

Dans l'idée que les méthodes classiques d'évaluation de la sûreté des ouvrages en remblai présentent des accumulations de conservatismes, EDF a cherché à développer des méthodes existantes ou innovantes devant lui permettre d'évaluer au plus juste les marges de stabilité de ces ouvrages.

Cette communication présente ainsi certaines de ces méthodes de calcul innovantes utilisées dans le cadre des études d'évaluation de la sûreté des ouvrages en remblais :

- ✓ Approches des sols non saturés pour la justification des remblais présentant une cohésion capillaire
- ✓ Approches probabilistes pour le calcul de stabilité des ouvrages en remblai
- ✓ Approches pseudo-dynamiques pour la justification des ouvrages au séisme

2. APPROCHES DES SOLS NON SATURÉS

Pour la modélisation des ouvrages en remblais, il est usuel de distinguer les sols sous nappe (saturés en eau), des sols hors nappe (non saturés). Le poids volumique est en effet différent, et l'eau interstitielle des sols saturés a également une influence déterminante sur le comportement, puisque les pressions interstitielles peuvent reprendre tout ou partie de la contrainte totale en fonction des conditions de drainage. L'expression de la contrainte effective est interprétée classiquement par le modèle rhéologique saturé, basé sur le principe de Terzaghi (1), où la contrainte totale σ est égale à la somme de la contrainte effective σ' reprise par le squelette solide et la pression interstitielle u_w .

$$\sigma = \sigma' + u_w \quad (1)$$

Cependant, l'eau contenue dans les sols peut également avoir une influence importante lorsque les sols sont partiellement saturés, c'est-à-dire que les sols contiennent à la fois de l'eau et de l'air. En effet, il se crée des efforts de membrane aux interfaces eau-air, qui ont pour effet de mettre en tension les grains entre eux. Ces efforts qui agissent le long de ces interfaces sont appelées les forces capillaires. Elles sont d'autant plus importantes que les rayons des ménisques sont petits : plus petits seront les pores (par exemple pour une argile), plus les forces capillaires seront importantes. Cela a pour conséquence de modifier les propriétés mécaniques macroscopiques des sols partiellement saturés, en apportant une cohésion capillaire.

La prise en compte de ce phénomène de cohésion capillaire n'est pas classique en mécanique des sols. D'une part parce qu'il n'est pas simple à mesurer ou calculer, et d'autre part parce qu'il n'est pas intrinsèque au matériau : il est fortement dépendant au degré de saturation. Pourtant, dans le cas des sols suffisamment fins, il peut avoir une influence prépondérante par rapport aux propriétés effectives. Ne pas le considérer revient alors à sous-estimer les propriétés mécaniques, et avoir une représentation très conservatrice et pessimiste pour le calcul des ouvrages en remblais.

Le présent paragraphe présente une approche de justification des remblais constitués de sols non saturés, considérant les effets capillaires, vis-à-vis du risque d'instabilité par grand glissement sous sollicitation statique.

2.1 Modèle non saturé

Dans le cas des sols non saturés, Bishop (1959) généralise l'expression de Terzaghi (1) en prenant en compte la pression d'air interstitielle u_a , la pression d'eau u_w , et la portion de surface totale χ sur laquelle l'eau en tension ($u_w < 0$) est appliquée :

$$\sigma' = \sigma - u_a + \chi(u_a - u_w) \quad (2)$$

avec :

$\chi = 0$ pour les sols secs,

$\chi = 1$ pour les sols saturés, on retrouve (1),

$\chi \in]0 \text{ et } 1[$ pour les sols partiellement saturés (degré de saturation $S \in]0 ; 100[$).

La différence $u_c = u_a - u_w$ est appelée succion. Elle correspond à une pression négative ($u_c \leq 0$).

Si la phase air est continue et reliée à la pression atmosphérique, on a alors

$$\sigma' = \sigma + \chi \cdot u_c \quad (3)$$

Lu (2014) [4] introduit la contrainte capillaire σ^s comme étant le produit de la succion par le paramètre χ (portion de la surface totale sur laquelle la succion s'applique) $\sigma^s = \chi \cdot u_c$.

$$\sigma' = \sigma + \sigma^s \quad (4)$$

Un critère de rupture courant pour les sols est le critère de Mohr Coulomb :

$$\tau = c' + \sigma' \cdot \tan(\varphi') \quad (5)$$

En généralisant ce critère pour les sols saturés, on obtient :

$$\tau = c' + \sigma' \cdot \tan(\varphi') - \sigma^s \cdot \tan(\varphi') \quad (6)$$

$$\tau = c' + \sigma' \cdot \tan(\varphi') + c_s \quad (7)$$

En posant $c_s = -\sigma^s \cdot \tan(\varphi')$: cohésion capillaire.

2.2 Estimation de la contrainte capillaire

Plusieurs approches sont envisageables pour estimer la contrainte et la cohésion capillaire d'un sol. Quelques unes sont présentées ici. L'expérience a montré qu'il est préférable d'en utiliser plusieurs, de les confronter, et d'avoir une application prudente.

Une première approche consiste à réaliser des essais triaxiaux non saturés, avec mesure de la succion avant et au cours des essais. Cet essai est détaillé dans un autre article de ce colloque [5]. Le principe est de comparer les propriétés non saturées ainsi observées avec celles mesurées sur des triaxiaux saturés classiques. L'incrément de résistance est en lien avec la cohésion capillaire.

Une seconde approche est de réaliser des mesures *in situ* de certaines propriétés sur un ouvrage en remblai non saturé (donc dans son état hydrique réel), et de comparer ces propriétés avec des mesures ou estimations des mêmes propriétés pour le même matériau mais cette fois pour un état saturé. L'incrément de résistance est en lien avec la cohésion capillaire. Deux applications sont par exemple envisageables, une première en réalisant des essais pressiométriques sur un remblai non saturé, et en comparant les propriétés mécaniques ainsi mesurées aux propriétés saturées mesurées en laboratoire. Une seconde consiste à mesurer les vitesses des ondes de cisaillement (par MASW ou cross-hole) d'un remblai non saturé, et à comparer ces vitesses aux mesures ou estimations de ces vitesses en milieux saturés. Les vitesses des ondes de cisaillement dépendant du module de cisaillement, lui-même dépendant de la contrainte effective, une différence doit apparaître entre les mesures des sols saturés et les sols non saturés, qui permet de remonter à une estimation de la contrainte capillaire.

Enfin, une troisième approche plus répandue consiste à calculer la contrainte capillaire σ^s à partir de la courbe de rétention capillaire, fonction du degré de saturation. Lu (2014) [4] a proposé la formule (5), en introduisant le degré de saturation effectif S_e , et l'indice de porosité n .

$$\sigma^s = -S_e \cdot (u_a - u_w) = -\frac{S_e}{\alpha} \left[S_e^{1-n} - 1 \right]^{\frac{1}{n}} \quad (5)$$

2.3 Exemple d'application et perspectives

Lors d'une étude sur un ouvrage en remblai existant, des recherches ont été menées afin de quantifier la présence et les effets de la cohésion capillaire. Le matériau étudié avait les propriétés suivantes (tableau suivant).

Nature : marnes compactées		Class. : GTR : A1/A2 ; LCPC : argiles limoneuses ou limons argileux.							
	max min								
% < 20mm	100 90								
% < 2 mm	96 55								
% < 80 μ	87 41								
% < 20 μ	73 33								
% < 2 μ	38 15								
w(%)	W _L (%)	W _P (%)	I _p (%)	I _c (%)	(g/100g)	γ _h (kN/m ³)	γ _d (kN/m ³)	e	S (%)
10,8	31,6	19	12	1,6	2,1	21,7	19,3	0,37	88
					ρ _d OPN = 1,90 t/m ³		W _{OPN} (%) = 12,8%		
					ρ _d / ρ _d OPN = 103%		W - W _{OPN} = -2,0%		

Tableau 1 : fiche caractéristique du matériau étudié

De nombreux essais, parfois non conventionnels (voir article CFBR [5]), ont été réalisés : essais triaxiaux saturés et non saturés, mesures de la succion par sonde à effet peltier et au papier filtre, essais pressiométriques in situ, mesures des vitesses de cisaillement V_s in situ...

L'application des approches évoquées au paragraphe précédent, basée sur le dépouillement et l'exploitation de ces essais, a permis d'avoir des estimations de la cohésion capillaire de ce matériau.

Les résultats ont été assez dispersés d'une approche à une autre, néanmoins toutes ces approches ont montré l'existence d'une cohésion de ce matériau non saturé, dont les valeurs les plus faibles étaient de l'ordre de 10 kPa, mais pouvaient atteindre plusieurs dizaines de kPa voire centaines de kPa pour les estimations hautes, alors que la cohésion effective avait été mesurée à 5 kPa par des essais triaxiaux sur sol saturé.

Ces résultats montrent l'intérêt de s'intéresser à la cohésion capillaire pour décrire de manière réaliste le comportement de certains sols fins non saturés. En effet, les approches classiques en mécanique des sols, consistant à utiliser des propriétés mesurées sur des échantillons saturés, ne prennent pas en compte ce mécanisme physique qui joue incontestablement un rôle important dans la stabilité des remblais. Cette nouvelle approche peut se justifier pour l'analyse de la stabilité statique d'ouvrages pour lesquels il peut être montré que le sol constitutif du remblai reste non saturé pour la situation de chargement considérée.

Cependant, l'estimation de la cohésion capillaire reste un exercice délicat, qu'il convient de réaliser avec prudence en confrontant plusieurs approches. Ce paramètre dépendant fortement du degré de saturation et du compactage, il est nécessaire de disposer d'une bonne connaissance de l'état hydrique du remblai et de son évolution.

Des progrès et des connaissances sont à venir sur le sujet, notamment grâce aux travaux menés dans le cadre du programme de recherche TERRE DURABLE.

3. APPROCHES PROBABILISTES

La variabilité des paramètres caractérisant les propriétés de résistance mécanique des sols constitutifs des ouvrages en remblai constitue une difficulté pour l'ingénieur qui est en charge d'estimer les marges de sécurité de l'ouvrage vis-à-vis du risque d'instabilité. Ces paramètres sont issus de mesures ponctuelles sur un sol qui est souvent hétérogène, en particulier dans le cas des ouvrages en remblai de grand linéaire. Les mesures effectuées au cours de reconnaissances géotechniques (incluant les reconnaissances in situ et les essais de laboratoire) sont parfois en nombre insuffisant et affectées par différents types d'erreurs. Cette variabilité des propriétés du sol a été étudiée par Phoon et Kulhawy [6, 7], qui distinguent trois causes principales d'incertitude en géotechnique : la variabilité intrinsèque du sol, l'erreur de mesure et l'erreur de transformation.

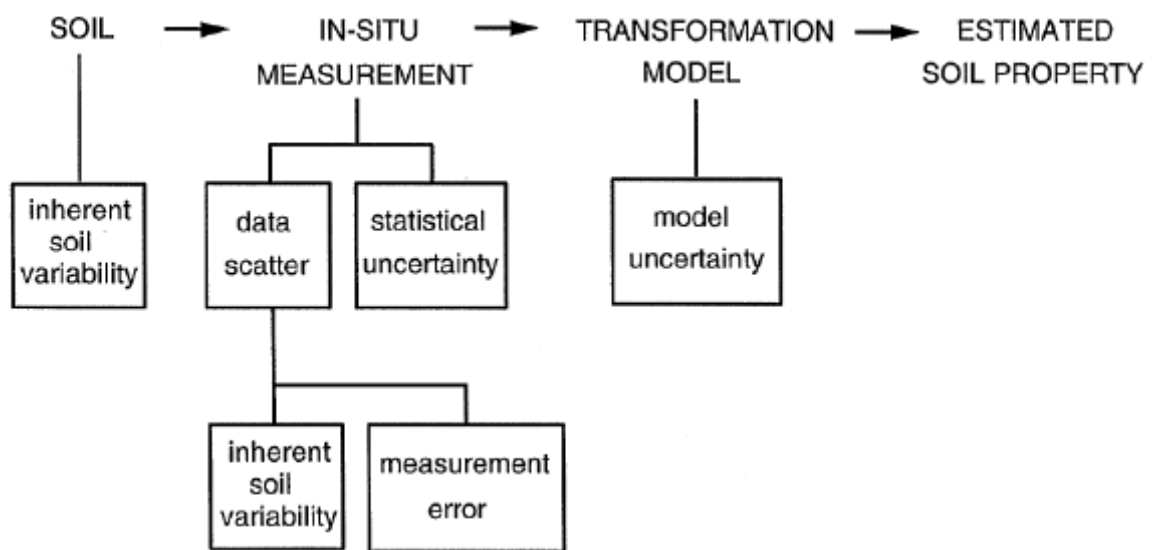


Figure 1 : Les différentes sources d'incertitude en géotechnique [6]

La difficulté revient à prendre en compte cette incertitude globale dans les calculs de stabilité qui sont réalisés après avoir caractérisé le sol. L'approche la plus simple et la plus courante consiste à déterminer des valeurs prudentes des paramètres de sol et à utiliser directement ces valeurs dans les calculs. Il est également possible d'essayer de caractériser une incertitude globale sur chaque paramètre pour l'intégrer au calcul de stabilité. Dans le double objectif d'améliorer la fiabilité des calculs de stabilité et de limiter leurs conservatismes, une approche plus poussée consiste à traiter séparément les différents types d'incertitude afin d'apporter une précision supplémentaire dans la caractérisation du sol.

EDF s'est associé à Terrasol et au laboratoire 3SR de l'université de Grenoble pour développer et évaluer une méthode opérationnelle permettant de traiter les différentes sources d'incertitude et de les intégrer dans les calculs de stabilité à l'aide d'une approche probabiliste. Cette approche, qui est actuellement au stade du développement, combine une méthode probabiliste performante, la méthode RSM (Response Surface Method [8]), et la prise en compte de la variabilité spatiale par utilisation du krigeage. Le premier objectif visé sera d'effectuer une comparaison, sur un même ouvrage réel, entre un calcul déterministe, un calcul semi-probabiliste (utilisation de coefficients de sécurité partiels), un calcul probabiliste « classique » (calage automatique de modèles de loi de probabilité sur les données) et un calcul probabiliste utilisant la nouvelle méthode développée. Ce développement n'est pour l'instant qu'à son stade initial et n'a pas encore été appliqué sur des cas concrets.

4. APPROCHES PSEUDO-DYNAMIQUES

4.1 Théorie

Si le risque de montée de pression interstitielle dans l'ouvrage est écarté, l'analyse de stabilité d'un barrage au séisme de référence se fait en première approche par la méthode pseudo-statique. Cette méthode consiste à représenter l'action sismique par une force statique $F = \frac{2}{3} a_x \max$ appliquée au barycentre de la masse, puis à évaluer la stabilité de l'ouvrage au glissement selon les méthodes adaptées.

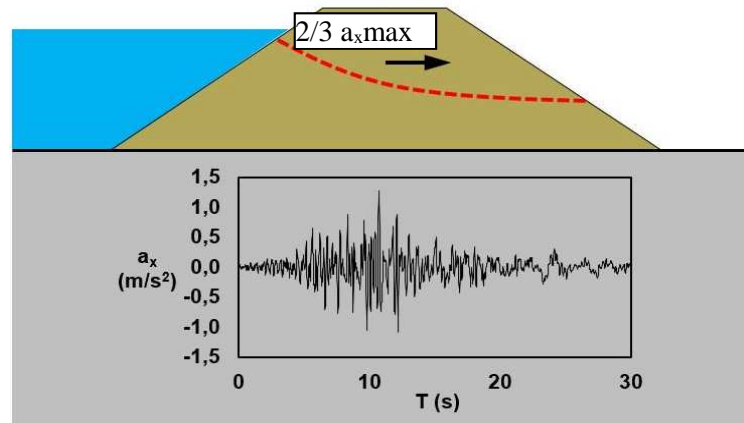


Figure 2: Schématisation de l'approche pseudo-statique

Cette approche est réputée être conservatrice et elle est très fréquemment utilisée en dimensionnement d'ouvrages neufs. Pour cette approche le facteur de stabilité global [2] minimum est de 1,1. Ce facteur peut ne pas être satisfait en fonction du niveau d'aléa sismique retenu ou des marges de stabilité initiale de l'ouvrage. Notamment, pour les canaux objets de ce document, il n'est pas rare d'invalider l'analyse pseudo-statique.

Dans un tel cas de figure, et avant d'en arriver à un calcul plus poussé faisant intervenir des lois élasto-plastiques et des éléments finis, l'utilisation de méthodes pseudo-dynamiques peut être envisagée.

Comme décrit en [3], les approches pseudo-dynamiques ou dynamiques simplifiées permettent d'estimer l'ordre de grandeur des déplacements irréversibles d'une masse de remblai en cas de séisme. On ne parlera dans ce document que des déformations en cisaillement qui provoquent des glissements de la masse.

Les approches les plus connues sont les approches de Seed & Makdisi (1978), Ambraseys & Menu (1988) et Bray & Travasarou (2007). Ces méthodes nécessitent au préalable d'évaluer en phase pseudo-statique l'accélération k_c conduisant à un facteur de sécurité de 1 et donc à un déplacement de la masse. Elles sont ensuite basées sur une approche vibratoire de l'ouvrage consistant dans un premier temps à évaluer, en fonction de la période propre de l'ouvrage, l'amplification de l'accélération entre la base et la crête de l'ouvrage. Puis, à partir d'abaques mises au point par calculs aux éléments finis ou à partir de bases de données, ces méthodes évaluent l'accélération résultante à la profondeur (par rapport à la crête) du cercle de glissement étudié. D'autres abaques permettent ensuite de passer de cette accélération (appelée k_{max}) à un déplacement le long du cercle de glissement. Ces approches présentent le grand intérêt d'être simples et rapides à mettre en œuvre, ne nécessitant en particulier pas de calcul dynamique transitoire de type linéaire équivalent, comme c'est le cas par exemple pour la méthode de Newmark.

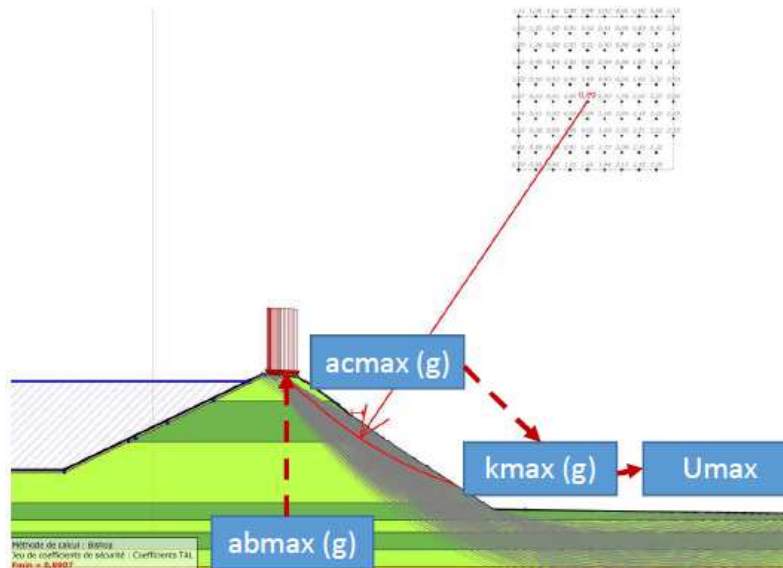


Figure 3: Principes illustrés des méthodes pseudo-dynamiques

4.2 Utilisation aux canaux EDF

L'utilisation de ces méthodes sur les canaux EDF a conduit au retour d'expérience suivant :

- ✓ Ces méthodes sont de fait très dépendantes de la période propre de l'ouvrage. Cette période propre est proportionnelle à la hauteur du remblai et inversement proportionnelle à \sqrt{G} , G étant le module de cisaillement du remblai lui-même fonction du taux de déformation. L'utilisation des méthodes pseudo-dynamiques nécessite donc a minima de connaître le module de cisaillement en petites déformations G_{max} , l'évolution de ce module avec la déformation de cisaillement pouvant être modélisée en première approche par des abaques telles que celles de Vucetic et Dobry (1991). Il est donc nécessaire de prévoir une campagne de reconnaissances in situ pour la mesure des V_s du terrain par méthodes MASW ou par cross-hole, ou d'essais de laboratoires en colonnes résonnantes par exemple. Ces essais peuvent également être associés afin de construire la loi complète d'évolution du module.
- ✓ La majorité de ces méthodes ont été mises au point pour des barrages de grandes hauteurs ($30m < H < 60m$) et ne sont donc pas toutes applicables aux remblais des canaux qui atteignent rarement ces dimensions.
- ✓ Un certain nombre de ces méthodes ne permettent pas de prendre en compte une fondation meuble, ce qui peut amener à d'importantes erreurs dans l'évaluation de l'amplification du signal et donc des déplacements si l'ouvrage repose sur un matériau de remplissage de forte épaisseur (au moins égale à la hauteur de l'ouvrage), ce qui est souvent le cas des canaux implantés au sein de plaines alluviales.
- ✓ Enfin les abaques développés dans ces méthodes ont généralement été construites à partir de cas présentant des magnitudes supérieures à 6,9, ce qui peut entraîner une surestimation des déplacements si le séisme de dimensionnement étudié est de moindre magnitude, comme c'est souvent le cas pour les ouvrages français.

4.3 Perspectives

EDF, en collaboration avec d'autres maîtres d'ouvrages mais aussi des laboratoires universitaires, cherche à développer une méthode pseudo-dynamique mieux adaptée aux remblais de canaux. Pour cela, une thèse est actuellement en cours et doit permettre de fournir à la profession une méthode permettant de mieux appréhender les points abordés aux paragraphes précédents, à savoir :

- ✓ La possibilité de prise en compte d'une fondation meuble entre le rocher et l'ouvrage.
- ✓ L'utilisation d'abaques spécifiquement mises au point pour les niveaux de séisme qui sont à considérer sur le territoire français mais également pour des tailles d'ouvrages plus modestes que celles considérées dans les méthodes actuelles.

5. CONCLUSION

Les études d'évaluation de la sûreté des barrages en remblais peuvent nécessiter des méthodes de calcul sophistiquées pour limiter les conservatismes et/ou représenter de manière plus réaliste les ouvrages. Cet article a présenté des méthodes de calcul innovantes, utilisées ou destinées à être utilisées dans le cadre de ces études, afin d'avoir une meilleure connaissance de ces ouvrages et limiter les conservatismes dans les analyses du risque d'instabilité : les approches des sols non saturés, les approches probabilistes. Les approches pseudo-dynamiques représentent un intermédiaire entre la méthode pseudo-statique, très conservative pour la justification d'ouvrages existants et les calculs dynamiques transitoires dont la généralisation à l'ensemble des études n'est actuellement pas envisageable du fait de leur durée et de leur coût. Des développements en cours permettront encore d'améliorer ces méthodes.

6. REFERENCES ET CITATIONS

- [1] Décret n°2015-526 du 12 mai 2015 relatif aux règles applicables aux ouvrages construits ou aménagés en vue de prévenir les inondations et aux règles de sûreté des ouvrages hydrauliques.
- [2] Recommandations pour la justification de la stabilité des barrages et des digues en remblai. CFBR 2015.
- [3] Guide de la DGPR sur le risque sismique et la sécurité des ouvrages hydrauliques – 2014.
- [4] Ning Lu, F.; Murat Kaya; and Jonathan W. Godt. Interrelations among the Soil-Water Retention, Hydraulic Conductivity, and Suction-Stress Characteristic Curves. American Society of Civil Engineers. J. Geotech. Geoenviron. Eng. January 16, 2014.
- [5] Article n°9 du Colloque CFBR 2018 « Techniques de reconnaissances innovantes pour les études d'évaluation de la sûreté des barrages en remblais », O. BORY, B. GIRARD, J.-R. COURIVAUD, C. VERGNIAULT
- [6] K.-k. Phoon, F.H. Kulhavy, Characterization of geotechnical variability. Canadian Geotechnical Journal, n° 136, pp. 612-634, 1999.
- [7] K.-k. Phoon, F.H. Kulhavy, Evaluation of geotechnical variability. Canadian Geotechnical Journal, n° 136, pp. 625-639, 1999.
- [8] Box, Wilson, On the Experimental Attainment of Optimum Conditions, Journal of the Royal Statistical Society, 1951.

CONCEPTION ET REALISATION D'UN DISPOSITIF DE SURVEILLANCE DU PHENOMENE D'EROSION INTERNE DE LA FONDATION SUPERFICIELLE DU BARRAGE DE CHARMES

Design and execution of a system to monitor internal erosion on the foundation of the dam of Charmes

Thibault CARLIER, Justine FAURE
ISL Ingénierie, 75 boulevard Mac Donald, 75019 PARIS
carlier@isl.fr – faure@isl.fr

Frederic POINSOT
Voies Navigables de France, subdivision de Longeau, Rue Alexandre Rouard, 52250 Longeau-Percey
frederic.poinsot@vnf.fr

RÉSUMÉ

CONCEPTION ET REALISATION D'UN DISPOSITIF DE SURVEILLANCE DU PHENOMENE D'EROSION INTERNE DE LA FONDATION SUPERFICIELLE DU BARRAGE DE CHARMES

La maîtrise des phénomènes d'érosion interne dans les ouvrages hydrauliques constitue un enjeu majeur pour l'évaluation de la sécurité des aménagements. Les apports récents, notamment issus du Projet National ERINOH (ERosion INterne dans les Ouvrages Hydrauliques), ont permis l'introduction de recommandations et guides pour améliorer la conception et la maintenance des ouvrages potentiellement sujets à ce phénomène.

Le barrage de Charmes, exploité par les Voies Navigables de France pour l'alimentation en eau du Canal de la Champagne à la Bourgogne et construit au début du XX^{ème} siècle, est un barrage homogène en remblai dont l'interface entre le corps de digue et la fondation profonde est une zone potentiellement soumise au risque d'érosion interne.

Cette publication a donc traité à présenter trois éléments à caractère innovant pour traiter de ce risque :

- une caractérisation des matériaux granulaires de filtre et de drains en cohérence avec les guides les plus récents,
- une technologie de mise en œuvre assurant une séparation complète entre les deux matériaux de filtre et de drain,
- une conception d'un dispositif de mesure des matières en suspension transportés par les écoulements d'infiltration dans la fondation superficielle du barrage.

Cette réalisation permet aujourd'hui une surveillance du phénomène d'érosion interne dans la zone la plus critique du barrage. Cela répond aux exigences actuelles de maîtrise de ce phénomène.

Mots clés : Erosion interne, auscultation, filtre, drain, travaux, débit d'infiltration.

ABSTRACT

DESIGN AND EXECUTION OF A SYSTEM TO MONITOR INTERNAL EROSION ON THE FOUNDATION OF THE DAM OF CHARMES

The control of internal erosion in dam is a main issue to evaluate dam safety. Recent research, like the one from French national project ERINOH (internal erosion on hydraulic structures), enable to produce recommendations and guidelines to improve design and maintenance for structure that suffer this phenomena.

The dam of Charmes, operated by Voies Navigables de France for the waterway from Champagne to Bourgogne and constructed at the beginning of the XXth century, is one of them. It is a homogenous earthfill dam whose interface between dam body and deep foundation might suffer from internal erosion.

This paper presents three innovative methods that have been used to treat this risk:

- the characterization of filter materials and drain materials with reference to recent guidelines,
- an implantation methodology that enable to respect the separation between the two materials (filter and drain),
- a design of a manhole in which it is possible to monitor the phenomena of internal erosion.

This realization gives the operator and his advisor some response to prevent and to monitor internal erosion phenomena in the most risky part of the dam.

KEY WORDS

Internal Erosion, monitoring, filter, drain.

1. INTRODUCTION DU BARRAGE DE CHARMES

1.1 Description sommaire de l'ouvrage

Le barrage en terre de Charmes est un des trois barrages-réservoirs d'alimentation du canal de la Champagne à la Bourgogne sur le versant Marne. Construit entre 1902 et 1906, il s'agit d'une digue en terre homogène de 18,50 m de hauteur au-dessus du terrain naturel (21,50 m au-dessus du niveau de fondation) et d'une largeur maximale de 64 m à la base. La largeur en crête est de 6 m environ incluant une banquette-paranet en terre de 2,50 m de large et de 1,0 m de hauteur normale.

La Figure

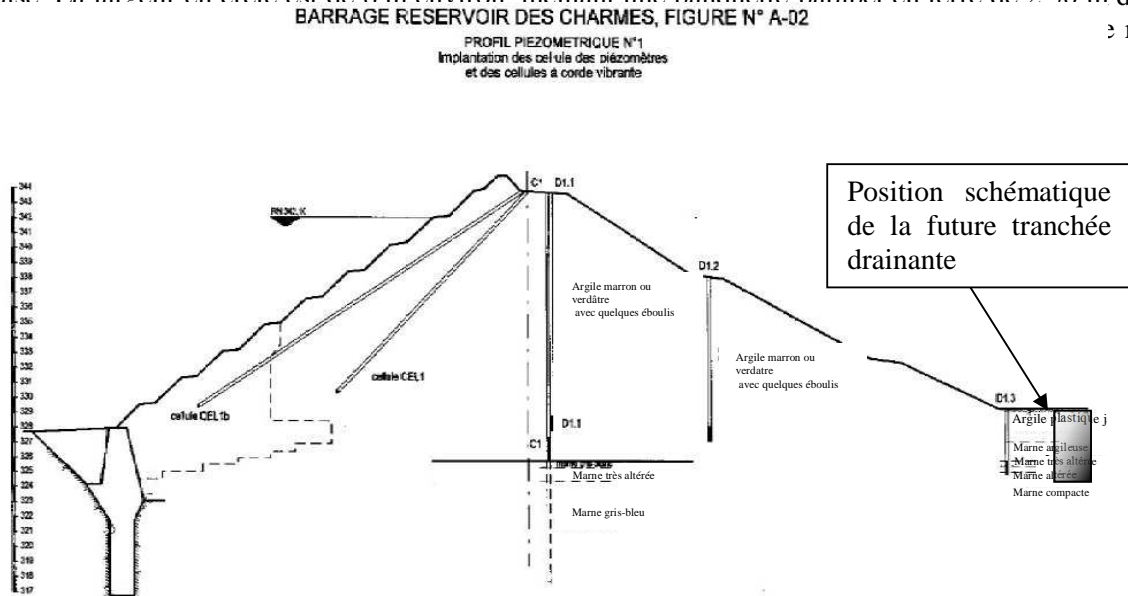


Figure 1 : coupe type du barrage de Charmes

Le barrage est ausculté depuis 1987 sur trois profils par des piézomètres ouverts et des cellules. Des mesures de débits sont également réalisées. Cette surveillance concerne les ancrages du barrage dans les deux rives uniquement.

1.2 Géologie de la fondation

La fondation de l'ouvrage est composée de marnes bleues très compactes et imperméables en fond de vallée surmontées de marnes bleues plus ou moins altérées puis d'alluvions et d'argiles. Lors de la construction du barrage, les fouilles dans l'axe du barrage s'arrêtent sur les dépôts alluvionnaires avec la réalisation de quelques clés d'ancrages de 1,50 m de large en complément du mur de garde côté amont qui est lui ancré dans les marnes compactes.

Les documents historiques de l'ouvrage stipule notamment que « les couches de terres végétales et d'argiles molles verdâtres superficielles n'ont pas été enlevées partout... Sur le talus aval, seul un décapage de 0,50 m a été effectué... ».

La seule campagne de reconnaissances réalisée sur le barrage date de 1987. L'objectif était de caractériser les matériaux de la digue et de sa fondation ainsi que d'installer des piézomètres. Ainsi, 3 sondages carottés ont été réalisés dans l'axe de la crête complétés par 9 sondages destructifs (3 dans l'axe de la crête, 3 dans l'axe de la risberme et 3 en pied aval). Les sondages carottés ont été équipés en piézomètre pour la surveillance des niveaux dans la fondation. Les sondages destructifs ont été équipés en piézomètre pour la surveillance des niveaux dans le remblai du barrage ou à son pied aval (fondation).

Des cellules à cordes vibrantes ont été installées en 1993 en aval immédiat du parement amont. Aucun compte-rendu des reconnaissances réalisées n'a toutefois été retrouvé.

Le Tableau page suivante donne l'identification des matériaux dans les sondages destructifs réalisés au pied aval du barrage :

Sondage rive droite			Sondage partie centrale rive droite				Sondage partie centrale		
Cote [m NGF]		Description	Cote [m NGF]		Description	Cote [m NGF]		Description	
De	A		De	à		De	à		
329,0 4	329,0 4	Argile plastique jaune (quelques granulations à 0,7 m)	327,5 2	327,2 2	Terre végétale	327,2 8	326,9 8	Terre végétale	
329,0 4	329,0 4	Marne argileuse jaune-beige à nombreuses traces d'oxydation. Humide	327,2 2	326,9 2	Argile plastique jaune	326,9 8	326,5 8	Argile à petits éboulis	
329,0 4	329,0 4	Marne très altérée gris-bleue humide	326,9 2	326,6 2	Argile plastique jaune avec éboulis calcaire	326,5 8	323,3 8	Argile de composition verdâtre Molle et très humide à partir de 2 m Eléments graveleux de 3,00 à 3,30 m	
329,0 4	329,0 4	Marne altérée bleue humide	326,6 2	326,0 2	Argile plastique jaune	323,3 8	322,7 8	Argile graveleuse marron	
329,0 4	329,0 4	Marne compacte sèche	326,0 2	323,6 2	Marne argileuse gros-beige très humide				
			323,6 2	323,2 2	Marne très altérée bleu à débris végétaux				
			323,2 2	322,9 2	Marne altérée bleue				

Tableau 1 : sondages destructifs au pied aval du barrage

Dans le cadre de la conception du projet de drainage aval de la fondation superficielle du barrage, des sondages à la pelle ont été réalisés au pied aval du barrage de manière à confirmer la lithologie des matériaux mais également à observer les venues d'eau. Tous les sondages à la pelle ont identifiés un horizon moins argileux en fondation superficielle avec des venues d'eau par cet horizon qui correspond à l'argile à petits éboulis décrite dans les sondages du Tableau 1 précédent.

Cet horizon est caractérisé par la granulométrie reproduite dans le Tableau 2 ci-dessous et réalisée en 1987 lors de la première campagne de reconnaissances géotechniques. Aucune sédimentométrie n'a été réalisée.

Granulométrie en mm					
Dmax	5	2	0,4	0,08	0,002
10	98%	96%	95%	87%	

Tableau 2 : granulométrie du matériau dans lequel se produisent les écoulements

1.3 Analyse des mesures d'auscultation et description sommaire du projet

Le barrage de Charmes est suivi en piézométrie (3 profils auscultés avec 4 piézomètres par profil et 2 cellules de pressions) et en débit de drainage. Les débits de drainage sont issus des eaux collectées dans les ancrages de rives du barrage.

Historiquement, le barrage ne dispose donc pas de dispositif de drainage en fondation. La seule barrière limitant les infiltrations en fondation est la présence d'un mur de garde en pied amont descendu jusqu'au niveau des marnes compactes.

Depuis la mise en service du dispositif d'auscultation, les évolutions observées sont les suivantes :

- Les niveaux piézométriques dans le corps de digue confirment le bon rabattement des pressions interstitielles. Classiquement, seules les cellules à proximité du parement amont réagissent aux variations du plan d'eau.
- En fondation, les piézomètres sont influencés par les variations du plan d'eau (coefficient de montée compris entre 0,24 et 0,18 m/m) confirmant une fondation probablement plus perméable que le corps de digue et donc l'existence de circulation d'eau sous le corps de digue

En 2007, le piézomètre C1 a montré une baisse progressive de son niveau piézométrique (-0,5 m/an). Cette baisse atteint - 3,8 m en 2015. Cette évolution, sans signe d'amortissement depuis 8 ans, laissait penser à une augmentation des infiltrations sous le corps de digue qui pourrait potentiellement être liée à l'entraînement des matériaux (augmentation de la perméabilité).

Dans la conception d'origine de l'ouvrage, les écoulements qui se produisent à l'interface barrage/fondation ne disposent pas d'un exutoire identifié, le risque d'entraînement des matériaux n'est donc pas avéré.

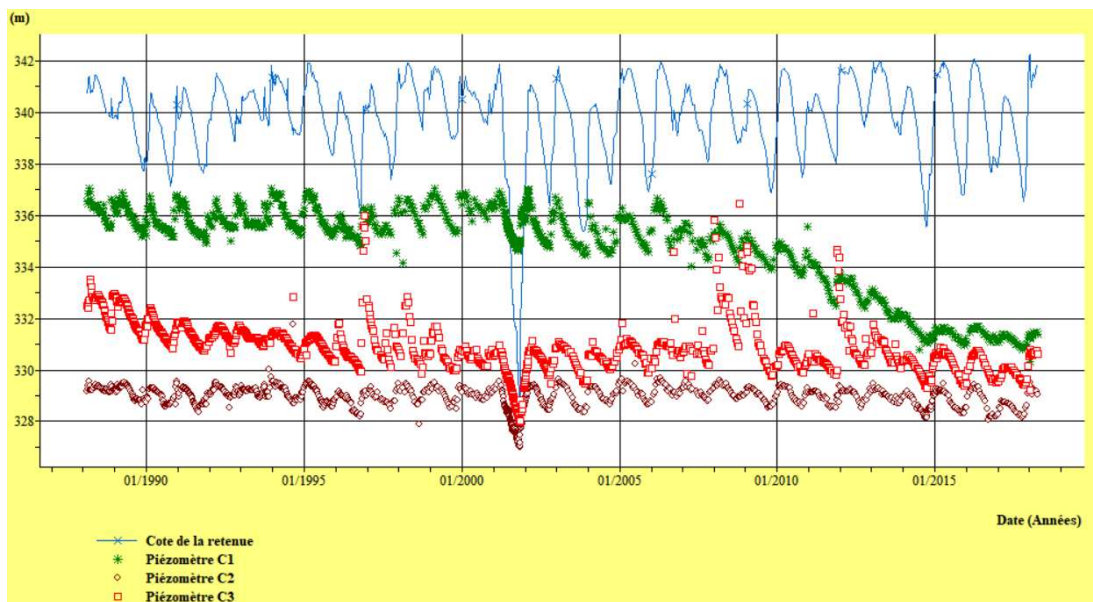


Figure 2 : courbes d'auscultation des piézomètres en fondation (données brutes, MONITOR^{ISL})

En 2015, suite à cette analyse et afin de renforcer la sûreté de l'ouvrage, VNF a confié à ISL Ingénierie, la création d'une tranchée drainante en pied de barrage. Cette tranchée vise à filtrer, quantifier les écoulements en fondation et quantifier les éventuels départs de matériaux. Elle permet d'avoir un regard global sur les infiltration en fondation.

Le projet consiste donc :

- à filtrer les écoulements qui circulent dans cet horizon plus perméable,
- à drainer ces écoulements,
- à permettre des mesures sur les débits mais également sur la quantité de matière en suspension éventuellement apporté par l'écoulement.

En complément de ce projet de drainage des eaux d'infiltration dans le barrage et sa fondation :

- un autre réseau de drainage est prévu en aval du premier pour limiter l'influence des eaux météoriques drainées par le terrain en aval du barrage.
- la tranchée drainante est couverte d'une géomembrane qui démarre au pied du barrage et qui récupère les eaux météoriques sur le pied aval du barrage ainsi que le ruissellement sur le parement aval enherbé du barrage.

Ces dispositions complémentaires permettent de s'assurer que les futurs débits mesurés dans le dispositif de drainage du barrage sont bien des eaux d'infiltration dans le corps du barrage et sa fondation.

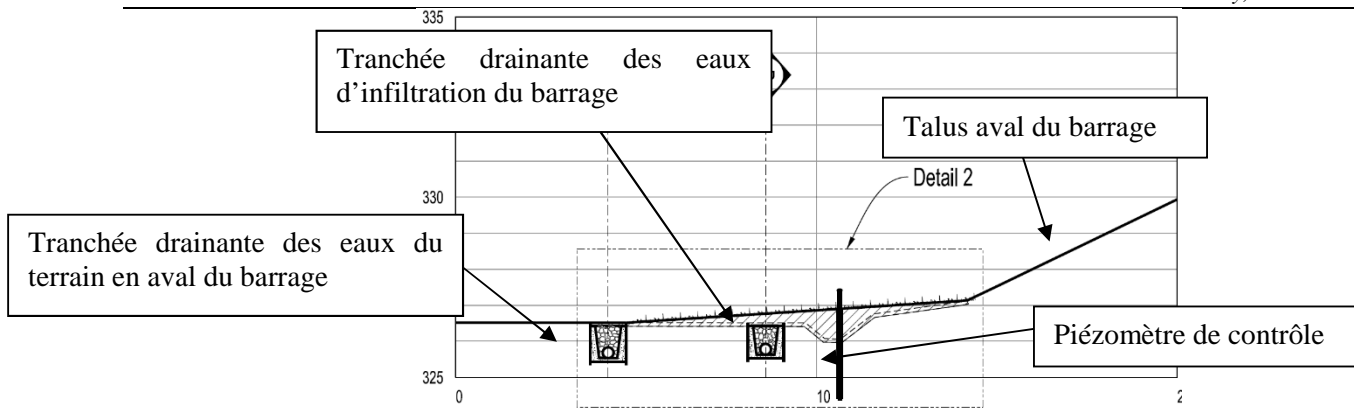


Figure 3 : coupe schématique des tranchées drainantes en pied du barrage de Charmes

2. CONCEPTION DU DISPOSITIF

2.1 Filtration et drainage des écoulements

Le dispositif de drainage est conçu sans géotextile. Ce choix fait suite au constat de colmatage de plusieurs dispositifs de drainage équipés de géotextile dont les conditions de maintenance deviennent difficiles voire impossible. Ainsi, la tranchée drainante est composée :

- d'un filtre granulaire contre les parois de la tranchée,
- d'un drain granulaire intérieur,
- d'un conduit crépiné de diamètre 300 mm avec fente uniquement sur la partie supérieure.

La Figure 4 ci-dessous montre la coupe-type de la tranchée drainante :

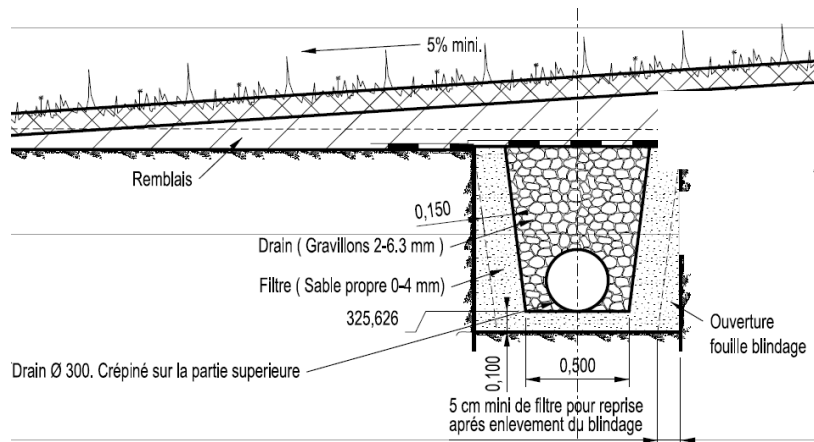


Figure 4 : coupe type de la tranchée drainante

2.1.1 Règles de conception

La fonction de rétention géométrique d'un filtre et la fonction de drainage d'un filtre sont caractérisées par deux critères attribués à Terzaghi qui s'expriment suivant les relations suivantes :

Fonction de rétention d'un filtre

$$\frac{d_{15}F}{d_{85}M} < 4 \text{ ou } 5$$

Avec $d_{15}F$ diamètre des tamis laissant passer 15% en poids des grains constituant le filtre
 $d_{85}M$ diamètre des tamis laissant passer 85% en poids des grains du sol à protéger

Fonction de drainage d'un filtre

$$\frac{d_{15F}}{d_{15M}} > 4 \text{ ou } 5$$

Avec d_{15F} diamètre des tamis laissant passer 15% en poids des grains constituant le filtre
 d_{15M} diamètre des tamis laissant passer 15% en poids des grains du sol à protéger

Ségrégation du filtre

Afin d'assurer la stabilité interne du dispositif et éviter la ségrégation des matériaux, la relation suivant est à respecter :

$$2 < \frac{d_{60F}}{d_{10F}} < 8$$

Avec d_{60F} diamètre des tamis laissant passer 60 % en poids des grains constituant le filtre
 d_{10F} diamètre des tamis laissant passer 10 % en poids des grains du sol à protéger

Perméabilité

Outre la fonction de drainage d'un filtre, la perméabilité d'un filtre peut être évaluée avec la formule de VAUGHAN et SOARES :

$$k = 0,35 \times d_{15F}^2$$

Avec d_{15F} diamètre des tamis laissant passer 15 % en poids des grains constituant le filtre en mm
 k perméabilité du filtre en cm/s

2.1.2 Détermination du filtre et du drain

A partir des règles énumérées au chapitre précédent, les granulométries du filtre et du drain sont proposés dans la Figure 5 ci-dessous :

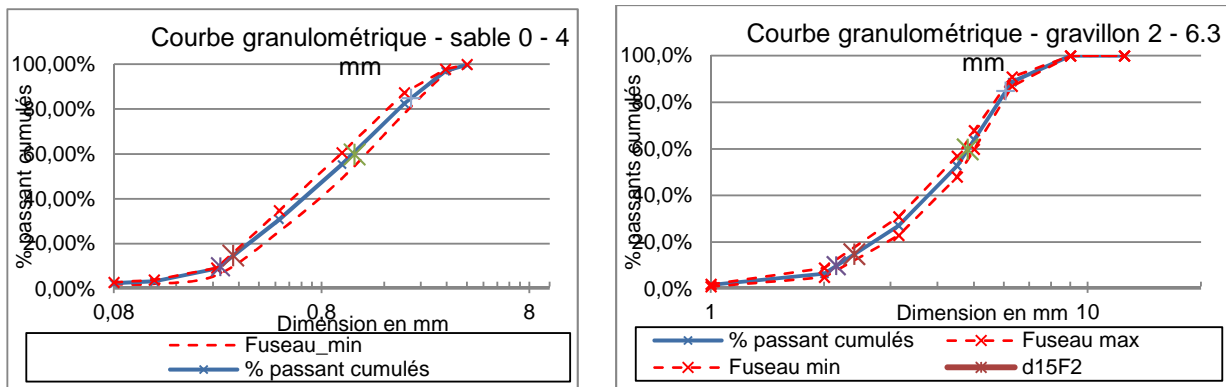


Figure 5 : granulométries du filtre (à gauche) et du drain (à droite)

2.1.3 Vérification

Les matériaux définis au chapitre précédent ont fait l'objet d'une vérification par l'adaptation du Guide Ingénierie issu du projet ERINOH aux données disponibles sur la constitution du sol. Des recommandations y sont émises vis-à-vis de la qualité de filtration.

Sherard et Dunnigan propose une méthode d'évaluation de la filtration des matériaux utilisés en filtre ou transition basés sur des seuils :

- un seuil de rétention partielle, engendrant une érosion qui finit par s'arrêter mais qui concerne un volume érodé excessif,
- un seuil d'érosion permanente ou d'absence de rétention.

Les détails de l'évaluation de l'occurrence d'une rétention totale partielle ou une érosion permanente sont donnés dans le Tableau 3 suivant :

Sol à protéger	Critère : seuil de l'érosion partielle excessive ou de rétention partielle	Critère : seuil de l'érosion permanente ou absence de rétention
DB ₉₅ < 0,3 mm	DF ₁₅ > 9 DB ₉₅	DF ₁₅ > 9DB ₉₅
0.3 < DB ₉₅ < 2 mm	DF ₁₅ > 9 DB ₉₀	
DB ₉₅ > 2 mm et % de fines > 35%	DF ₁₅ > DF ₁₅ qui cause une perte par érosion de 0.25g/cm ² à l'essai CEF	
DB ₉₅ > 2 mm et % de fines < 15%	DF ₁₅ > 9 DB ₈₅	
DB ₉₅ > 2 mm et % de fines 15-35%	DF ₁₅ > 2.5 DF ₁₅ DESIGN, où DF ₁₅ design est donné par DF ₁₅ DESIGN = (35 - pp% 0.075 mm) (4DB ₈₅ - 0.7) / 20 + 0.7	

Tableau 3 : critères de rétention partielle et d'absence de rétention (Foster and Fell, 1999, 2001)

Pour le barrage de Charmes, le pourcentage passant à 95% est égal à 0,4 mm. Les seuils sont alors les suivants :

- matériaux à protéger DB₉₅ = 0,4 mm et DB₉₀ = 0,2 mm (suivant granulométrie du CETE de 1987),
- seuil érosion partielle excessive ou de rétention partielle : DF₁₅ > 1,8 mm,
- seuil de l'érosion permanente : DF₁₅ > 3,6 mm.

Le matériau filtre (sable propre 0 – 4 mm) possède un DF₁₅ compris entre 0,29 mm et 0,34 mm, inférieur au seuil d'érosion défini précédemment. Les critères sont donc respectés.

2.2 Mesure des débits et des matériaux transportés (érosion interne)

La tranchée drainante est équipée de trois regards permettant :

1. la mesure des matériaux transportés par l'écoulement,
2. la mesure des débits transitant.

Pour cela, les drains crépinés débouchent à l'intérieur de chaque regard dans un sac amovible en géotextile de maille serrée. Les écoulements y sont donc totalement filtrés. Les sacs géotextiles sont pesés sec avant la mise en œuvre puis sont pesés à nouveau après passage à l'étuve pour en déduire la masse des matériaux récoltés. Ils sont ensuite soigneusement nettoyés avant d'être remis en place dans les regards. En pratique, un jeu complet de sacs géotextiles permet les rotations pour ne pas interrompre les mesures (tournées d'auscultation tous les 15 jours). Les débits sont mesurés par un simple seuil en « V » placé avant l'exutoire du regard dans la suite du réseau de drainage. Le regard étant relativement profond, un flotteur est relié à une roue graduée en tête de regard ce qui permet ainsi le déport de la mesure et facilite l'exploitation.

La Figure 6 ci-après présente ce dispositif :

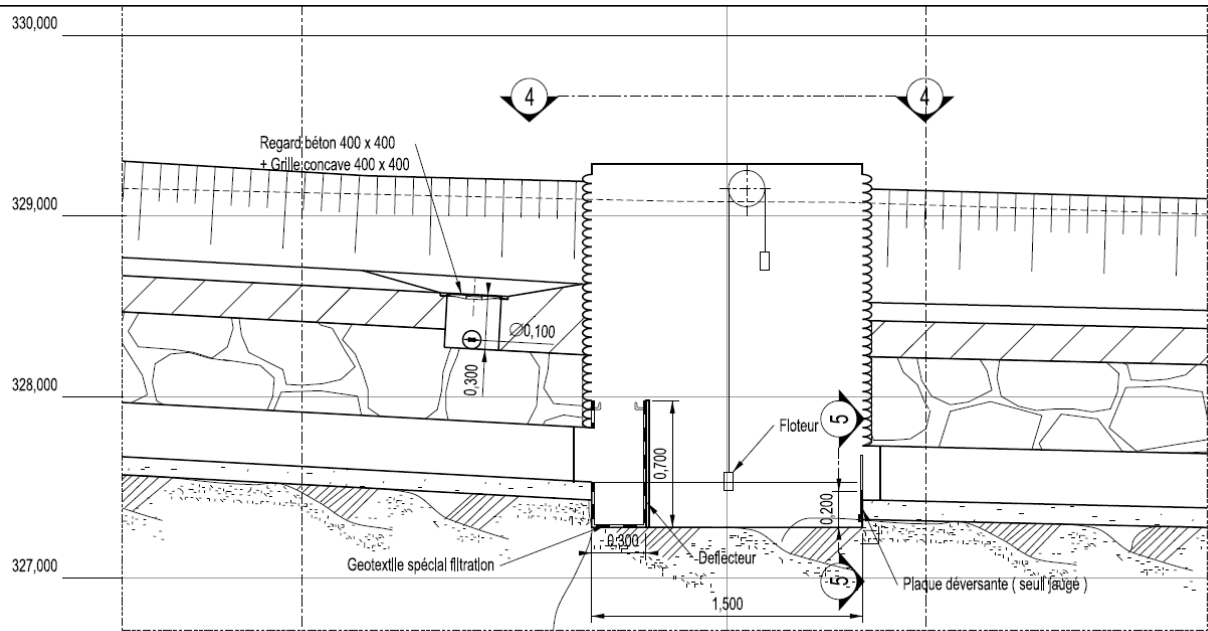


Figure 6 : coupe sur les regards du dispositif de drainage

3. EXECUTION DES TRAVAUX

3.1 Réalisation de la tranchée drainante

Les travaux d'installation du dispositif ont été réalisés en fin d'été et au début de l'automne 2016 lorsque le plan d'eau du barrage est historiquement le plus bas. Cette précaution est importante car elle permet :

- de limiter les risques d'instabilité du talus aval du fait de la fouille réalisée à son pied,
- de limiter les venues d'eau dans les fouilles de la tranchée drainante,
- de disposer d'un creux suffisant dans la retenue pour stocker une éventuelle crue.

L'ouverture de tranchée au pied aval est également limitée en longueur de manière à limiter les risques d'instabilité du talus.

La problématique principale liée au fait de ne pas utiliser de géotextile est d'assurer la séparation entre le filtre et le drain lors de la mise en œuvre des matériaux. Ce point pose régulièrement problème lors de la réalisation d'une tranchée drainante avec deux matériaux granulaires. Pour cela, un outil spécial a été conçu par l'entreprise en charge des travaux. Le phasage de l'opération est représenté sur les photographies de la Figure 7 ci-après :



Figure 7 : illustration du phasage de l'opération avec l'outil spécial. Phase 1 : en haut à gauche : pose de l'outil en fond de fouille sur lit de matériau filtrant avec conduite crépinée posée ; phase 2 : en haut à droite : mise en œuvre du matériau filtrant et fermeture ; phase 3 : en bas à gauche : mise en œuvre du matériau drainant ; phase 4 : en bas à droite : levage de l'outil ; Etat final : tout en bas : vue sur les matériaux séparés.

Le système de blindage de la fouille est équipé d'une double paroi interne qui permet la séparation parfaite entre le filtre et le drain. Lors de la mise en œuvre :

- des volets rabattables en tête permettent également d'isoler la zone filtre ou la zone drain. Cela limite d'autant plus les risques de pollution entre matériaux,
- un compactage hydraulique est réalisé avant levage de l'outil,
- en fonction de la hauteur de la tranchée, le phasage peut être répété plusieurs fois pour éviter les problèmes au levage.

Cette méthode de mise en œuvre a donc permis l'exécution de la tranchée drainante rapidement avec un niveau de qualité très bon. La séparation entre les matériaux de filtre et les matériaux de drain a pu être constatée sur une planche d'essai : après mise en œuvre des matériaux, une coupure dans la tranchée a permis d'observer une parfaite séparation entre les deux matériaux.

3.2 Pose et équipement des regards

Les trois regards de mesure sont implantés au droit des profils auscultés du barrage. De cette manière, les mesures de débits et de transport solide pourront être liées à des sections connues du barrage.

La Figure 8 suivante montre un de ces trois regards de mesure :



Figure 8 : regard équipé pour la mesure du transport solide et du débit

Les observations sur cette photographie sont les suivantes :

- sur la gauche, le bac métallique sert de support au sac géotextile dans lequel seront recueillis les éventuels matériaux transportés par l'écoulement. Ce bac est constitué de parois métalliques ajourées pour laisser passer l'écoulement. Ses dimensions sont prévues suffisamment grandes pour autoriser un colmatage partiel du géotextile sans débordement,
- en partie centrale et sur la droite :
 - le flotteur est relié à une roue graduée sur laquelle s'effectue la mesure de la hauteur d'eau,
 - le seuil en « V » préfabriqué permet le calibrage de la mesure sur roue. L'étalonnage de ce dispositif de mesure est en cours.

Les essais sont encore en cours au moment de la rédaction de cette publication. On notera que :

- lors de la période de mise en service, les apports de matériaux ont été relativement importants. Ces apports peuvent être liés :
 - aux matériaux présents dans la conduite de drainage lors de l'exécution des travaux,
 - au lavage du drain par les écoulements. Les particules les plus fines du matériau drain sont alors passées par les fentes de la crépine.
- après cette période de mise en service de l'ordre de 6 mois, les apports en matériaux ont considérablement chutés et sont aujourd'hui négligeables. Toutefois, la procédure de réalisation des mesures est en cours d'élaboration par le Maître d'Ouvrage.

4- CONCLUSION

La conception et la réalisation du dispositif de drainage du pied aval du barrage de Charmes présentent plusieurs innovations intéressantes :

- une conception des matériaux filtrants et drainants en cohérence avec les dernières recommandations sur la prévention de l'érosion interne,
- une technique de mise en œuvre assurant une séparation parfaite entre ces deux matériaux limitant la pollution potentielle,
- une conception de regards de mesure qui permettent l'auscultation des débits transitant dans la fondation superficielle de l'ouvrage et également la mesure des matières en suspension apportées par l'écoulement pour surveiller les phénomènes d'érosion interne dans cet horizon critique pour la sécurité du barrage.

REMERCIEMENTS

Voies Navigables de France – agences de Longeau et de Chaumont
Entreprise Bongarzone TP

CONFORTEMENT DU DEVERSOIR D'HERBENS PAR MISE EN ŒUVRE D'UN RIDEAU DE PALPLANCHES

Reinforcement of HERBENS spillway by the meaning of a pile wall

Florian CARRAZ ; Olivier GUILHEM ; Théo ARNAUD
EDF-CIH, 37 Rue Diderot, 38000 GRENOBLE
florian.carraz@edf.fr ; olivier.guilhem@edf.fr ; theo.arnaud@edf.fr

Carole BUISSON
EDF-UP Alpes, 37 Rue Diderot, 38000 GRENOBLE
carole.buisson@edf.fr

Olivier MINJARD ; Nicolas DALON
Vinci Construction Maritime et Fluviale, 6 Rue de Fos sur Mer, 69007 LYON
olivier.minjard@vinci-construction.fr ; nicolas.dalon@vinci-construction.fr

MOTS CLÉS

Travaux, batardeau, palplanches, vérinage, sûreté, déversoir.
HERBENS, CUSSET.

RÉSUMÉ

Afin d'améliorer la sûreté du déversoir composite d'HERBENS, EDF a décidé de mettre en place un rideau de palplanches à l'amont de l'ouvrage, pour jouer un rôle de batardeau. Du fait des contraintes imposées par le cahier des charges en matière de vibrations sur l'ouvrage et des caractéristiques de sol (sensibilité à l'érosion interne et forte compacité en fondation), VINCI CONSTRUCTION MARITIME ET FLUVIALE a retenu une méthode innovante pour la mise en fiche des palplanches, à savoir l'utilisation d'un outil véreux auto-mobile en mode Supercrush. Malgré des difficultés, le chantier a été mené à son terme et la vidange de l'enceinte a permis de conclure à la réussite des travaux.

ABSTRACT

To improve the safety of the composite spillway of HERBENS, EDF has decided to build a pile wall in the chanel, to be used as a cofferdam. Due to the type of spillway and its foundation characteristics (internal erosion sensitivity and strong compaction), the specifications forbid vibrations. VINCI CONSTRUCTION MARITIME ET FLUVIALE has choosen an innovating method to set up of the piles by using a press-in automotive tool with Supercrush system. Despite some challenges, the construction work has reached a successful end with the emptying of the pile cofferdam.

1. INTRODUCTION

Le déversoir d'HERBENS fait partie de l'aménagement de CUSSET sur le Rhône qui a été construit entre 1894 et 1899 par la Société Lyonnaise des Forces Motrices du Rhône. Cet aménagement est à ce jour géré par EDF UP Alpes.



Figure 1 : Aménagement de Cusset

Il est constitué de 5 voûtes minces portées par 5 voûtes épaisses, les piles servant également à supporter la structure d'un pont. Un remblai à son amont accompagne les profils des berges RD du canal.

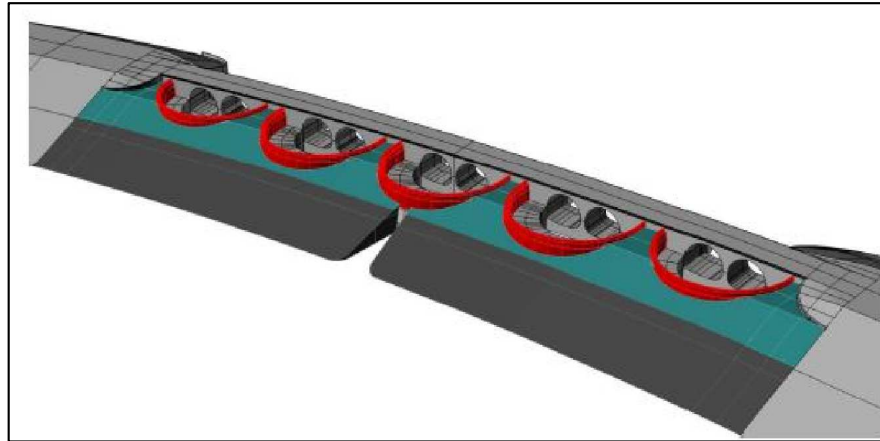


Figure 2 : Modélisation 3D du déversoir d'Herbens

L'ouvrage est soumis à un vieillissement de sa maçonnerie avec perte d'étanchéité progressive. Il a connu de plus dans les années 90 un phénomène d'érosion interne de fondation qui a nécessité la réalisation d'un voile amont d'injection.

Un important travail de diagnostic a débuté en 2013 et a abouti en 2015 à un projet de réhabilitation associé à une analyse de risques (continuité de l'Étude De Danger). Le risque principal identifié est une rupture de la partie supérieure des voûtes ; ainsi seul un confortement de cette zone sera retenu.

Les premières études de la solution de confortement ont montré qu'il était nécessaire de prévoir de travailler à sec, tout en maintenant le canal en exploitation, tant pour des raisons économiques de production d'électricité que pour des raisons liées aux autres usages du canal (pompage, rejet de stations d'épuration, base de loisirs...). Le choix s'est donc porté vers la réalisation d'un batardeau amont en palplanches par moyens nautiques.

L'évolution des pathologies principales affectant le multivoûte, de type vieillissement des maçonneries par érosion de la matrice cimentaire, a conduit EDF à anticiper la réalisation du batardeau dès 2017 et à le dimensionner pour pallier une éventuelle dégradation grave du déversoir. La sûreté de l'aménagement se trouve ainsi assurée, le temps de préparer le confortement définitif.

2. DESCRIPTION DE L'OUVRAGE

2.1 Aménagement de CUSSET

L'aménagement de CUSSET comprend de l'amont vers l'aval (voir Figure 1) :

- le barrage de Jons, mis en service en 1937, permet alors de relever le niveau du Rhône pour augmenter le débit d'alimentation du canal ;
- le canal de Jonage mis en eau en 1899. D'une longueur de 19 km depuis le barrage de Jons jusqu'à la restitution au Rhône, il est destiné à l'adduction des eaux jusqu'à la centrale de Cusset. Il est principalement creusé dans les terrains naturels. Entre les PK 1.75 et PK 15.6, une digue latérale est présente en rive droite.
- le barrage de Jonage mis en eau en 1899 régule le débit entrant du canal;
- le déversoir d'Herbens construit dès 1899 pour déverser un trop plein accidentel ; puis rehaussé au fil des augmentations des débits d'équipement de l'usine ;
- la centrale de Cusset (débit d'équipement initial de 250 m³/s rehaussé à 640 m³/s en 1948) ;
- divers ouvrages annexes : écluses, déversoir naturel, digues, ponts.

2.2 Déversoir d'HERBENS

Le déversoir d'Herbens est situé en rive droite du canal de Jonage au PK 8.6, sur la commune de Meyzieu.



Photo 1 : Vue générale du déversoir depuis l'amont du canal – 2016

L'ouvrage est constitué de cinq voûtes cylindriques à deux étages (trois géométries différentes), à parement aval vertical. Chaque voûte est divisée en deux parties : une voûte supérieure mince (1 m d'épaisseur) et une voûte inférieure épaisse (6,50 m d'épaisseur). Ces voûtes s'appuient à leurs extrémités sur des contreforts qui servent également de support au pont du chemin de halage.

Voûtes supérieures

- R_int 9 m
- Hauteur 2 m + 0,94 m = 2,94 m
- Epaisseur 1,15 à 1,70 m
- Matériaux parement en moellons, remplissage avec du TN (sables et graviers) mélangé à du ciment. Rehausse en béton de ciment
- Fruit amont H/V = 1/4

Voûtes inférieures

- R_int 5 m
- Hauteur 2,40 m
- Epaisseur 6,5 à 7m
- Matériaux parement en moellons et pierres de taille artificielles en béton de ciment, remplissage avec du TN (sables et graviers) mélangé à du ciment
- Fruit amont H/V = 1/4

Certaines voûtes sont fondées sur des pieux en bois battus et encastrées dans le béton (à la chaux) de fondation (voir Figure 3) en raison de difficultés rencontrées lors de l'excavation des fouilles.

Le parement des voûtes est constitué de maçonnerie mixte (moellons équarris et béton).

Sur le parement amont des voûtes, un talus en terre corroyée protège la base amont de l'ouvrage de l'érosion du courant, et forme le raccordement avec les talus du canal. Le talus est recouvert d'un glacis béton jouant un rôle d'étanchéité amont.

À l'aval du déversoir, au pied des voûtes un perré en enrochement évite les affouillements lors des déversements. En 1999 un tapis d'enrochement avec un drainage à l'aval des voûtes est venu protéger les fondations de l'érosion interne en complément au voile de drainage. Ces ouvrages sont en bon état de fonctionnement.



Photo 2 : Vue des enrochements à l'aval du déversoir

Le chemin de halage traverse le déversoir sur un pont situé à l'aval immédiat de l'ouvrage. Ce pont s'appuie directement sur les contreforts du déversoir et sur des piles intermédiaires (voir Photo 2).

Un pertuis équipé d'une vanne traverse la voûte 3 en partie basse. Il permettait de vidanger le canal par le déversoir. Ce pertuis a été obturé par un bouchon béton en 1999.

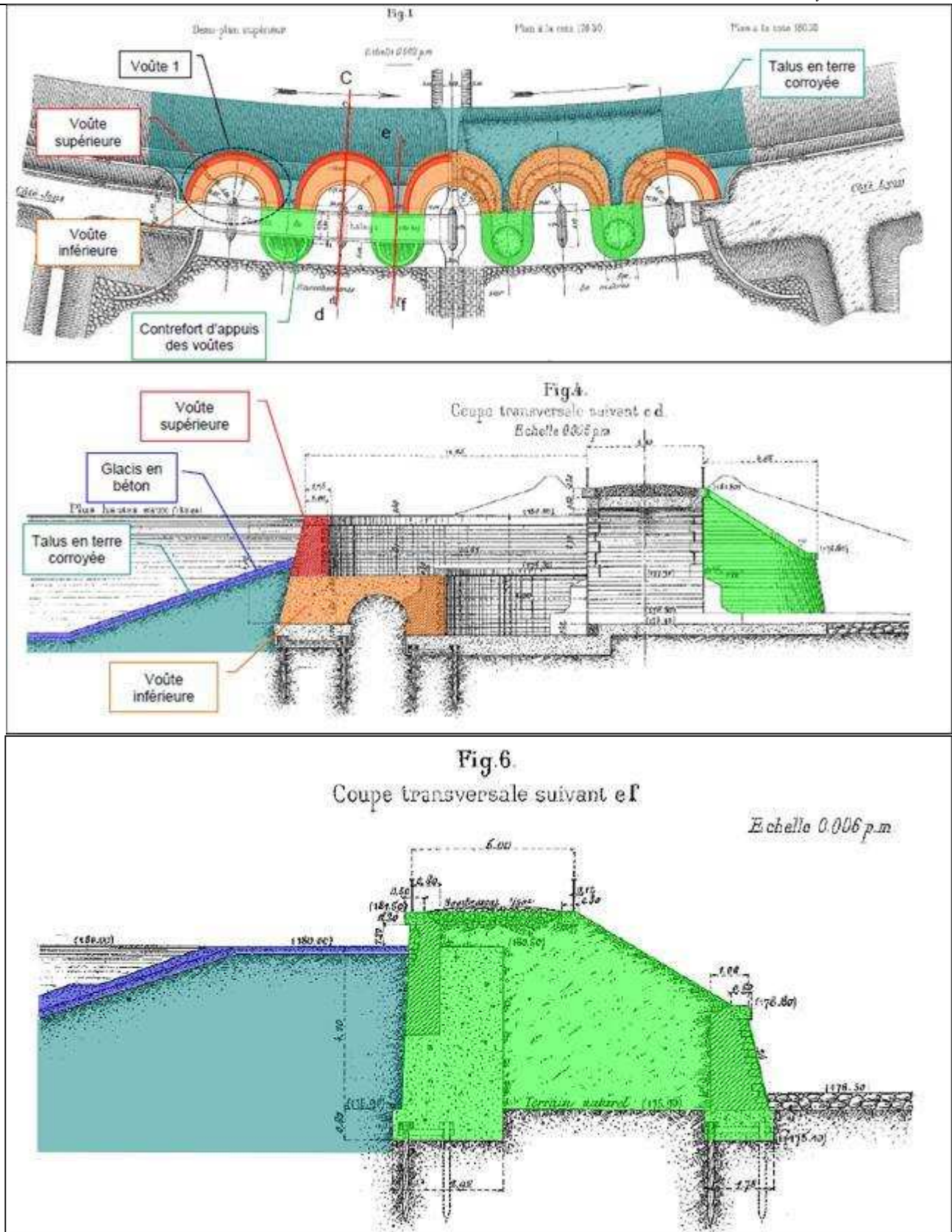


Figure 3 : Vue en plan (en haut) et coupes du déversoir d'Herbens

La cote du déversoir a été rehaussée au cours du temps :

- Construction 179,37 m NGFo
- 1932 179,87 m NGFo (+0,50 m)
- 1948 180,12 m NGFo (+0,25 m)
- 2000 180,30 m NGFo (+0,18 m)

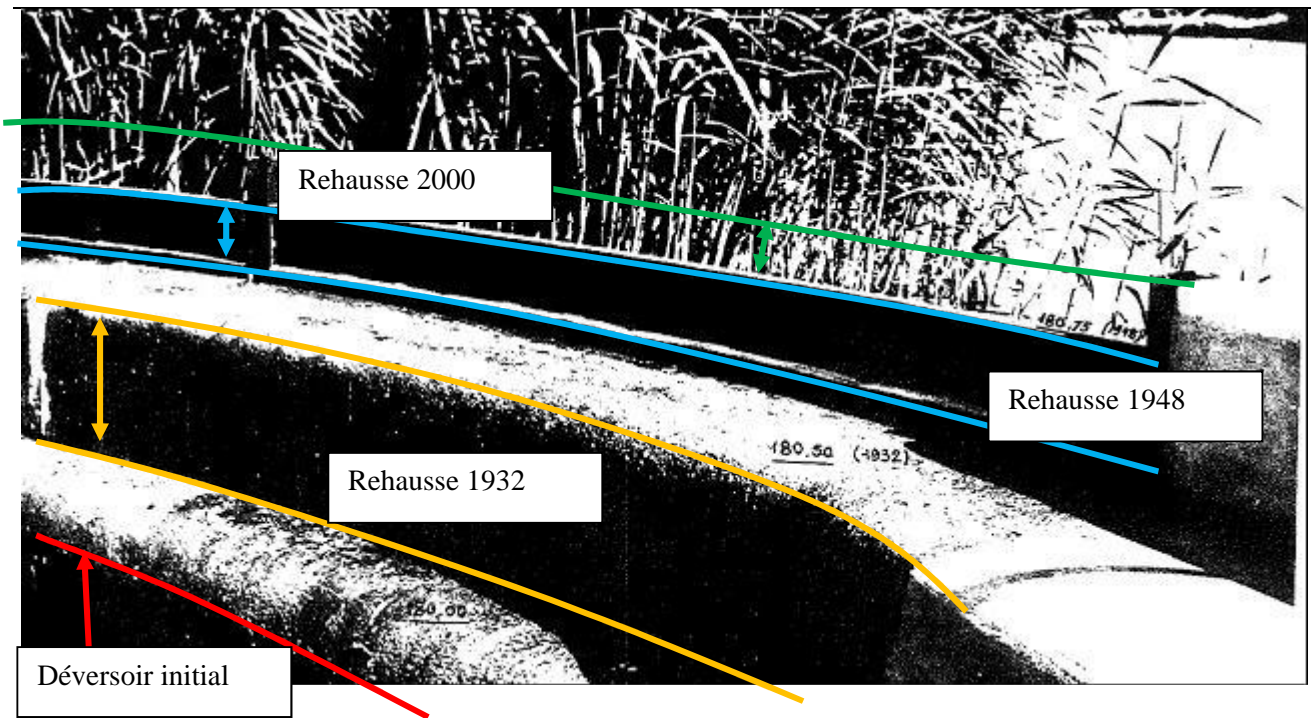


Figure 4 : Implantation des différentes rehausses du déversoir (les cotes sont rattachées au système Bourdaloue)

Le déversoir est situé sur le bief aval de l'aménagement de Cusset, sur lequel les crues n'ont aucun impact car elles sont déviées au barrage de Jons vers le Rhône.

Le déversoir d'Herbens a été initialement conçu afin de permettre de "ramener au Rhône une partie des eaux en excès qui peuvent accidentellement traverser la prise d'eau". Le déversoir permettait donc de fortement limiter l'incidence d'un débit excédentaire au niveau du barrage de Jonage.

La fonction du déversoir dans l'aménagement de Cusset est aujourd'hui de constituer le point bas de l'aménagement pour en protéger les digues en cas d'augmentation du niveau d'eau dans le bief aval (ouvrage présenté dans l'EDD de la digue de Jonage). Cette situation peut être provoquée uniquement sur incident. Le plus fréquent correspond à une intumescence provoquée par un arrêt brutal de toutes les turbines de la centrale de Cusset (déclenchement d'usine).

3.CONTRAINTES TECHNIQUES ET CHOIX DE LA METHODE DE MISE EN ŒUVRE DES PALPLANCHES

3.1 Solution envisagée

L'étude de conception a montré que la réalisation d'un batardeau amont positionné à environ 2,5 m des clés de voûtes par mise en œuvre de palplanches était la solution la plus adaptée et potentiellement intégrable dans une solution de confortement définitif du déversoir. Afin d'assurer une continuité avec la paroi étanche réalisée dans la digue rive droite du canal, deux rideaux de palplanches en retour vers les berges sont prévus et un traitement d'étanchéité de la jonction doit être effectué.

Le choix a été fait de rédiger un cahier des charges en obligation de résultats avec des contraintes de réalisation à respecter. Les données d'entrée fournies sont détaillées ci-après.

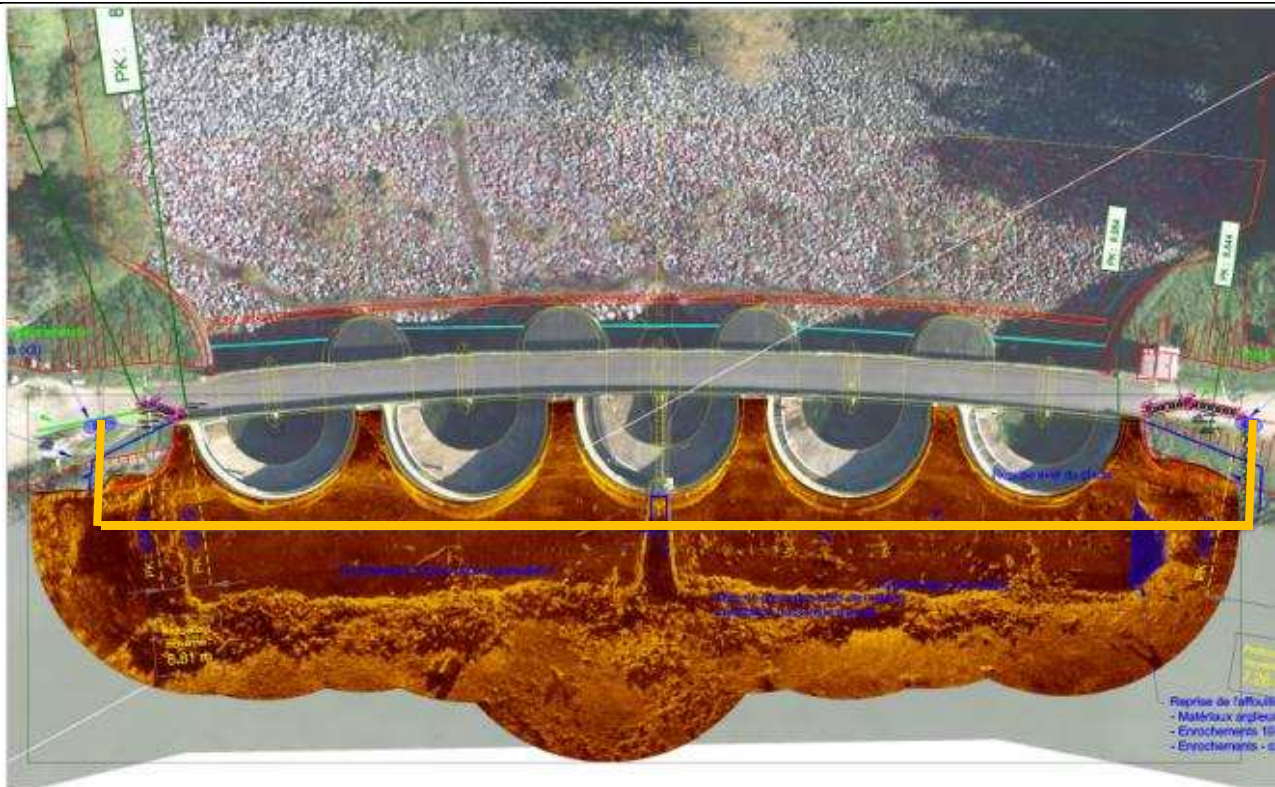


Figure 5 : Projet d'implantation du rideau de palplanches (en orange)

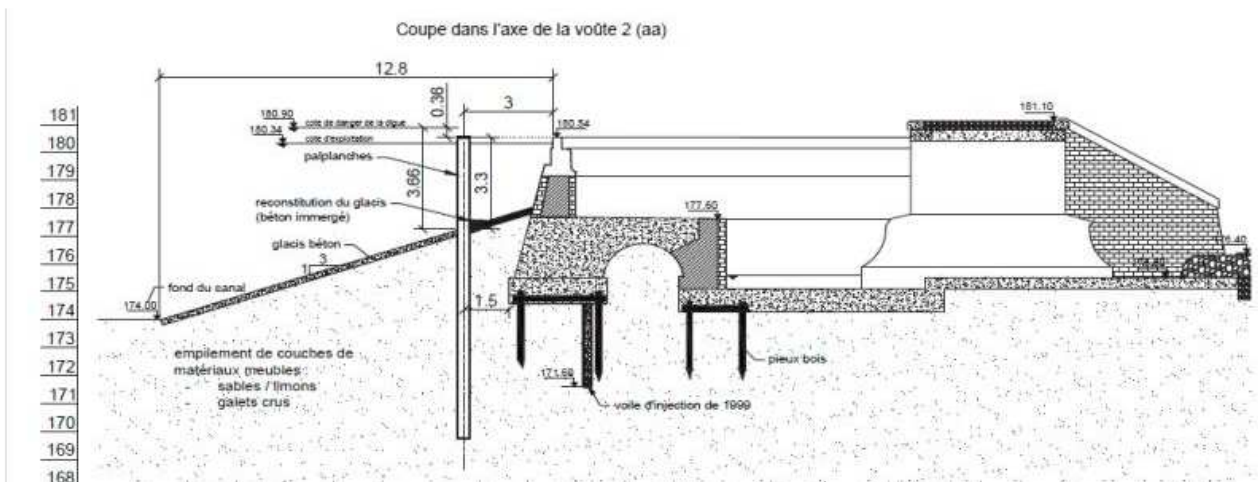


Figure 6 : Coupe du projet d'implantation du rideau de palplanches (extrait FONDASOL)

3.1 Etat de l'ouvrage et contraintes de réalisation

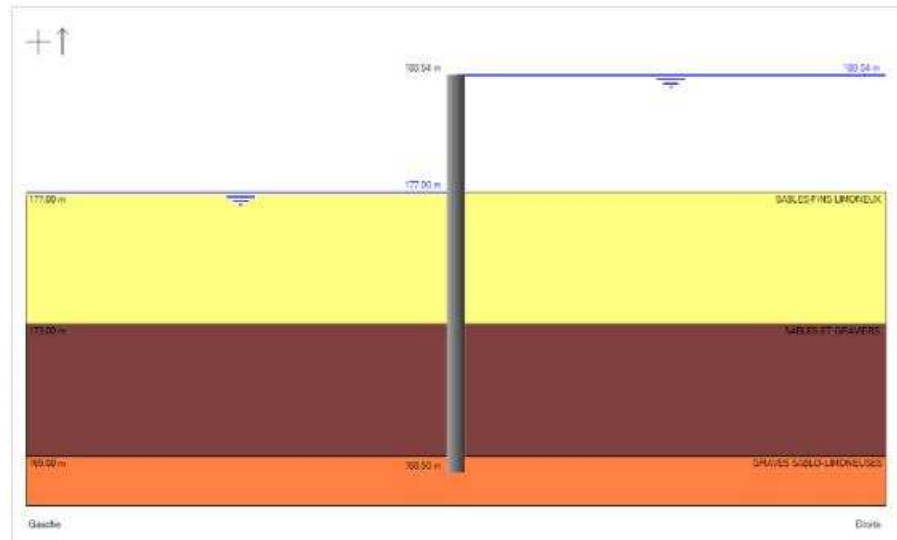
L'état actuel de l'ouvrage (perte des joints de maçonnerie, perte de l'étanchéité amont) et son historique, notamment vis-à-vis du risque d'érosion interne en fondation, ont conduit à définir des conditions de réalisation strictes :

- Les vibrations générées sur l'ouvrage ne doivent pas dépasser une vitesse particulière de 1,5 mm/s et doivent être surveillées en permanence.
- La démolition préalable du glacis béton, si rendue nécessaire par la méthodologie de mise en œuvre retenue, ne doit pas générer de vibrations sur l'ouvrage et doit être faite à l'avancement avec interdiction de laisser une zone « à nu » en fin de journée.
- Les circulations d'eau en fondation doivent être limitées au maximum durant la mise en œuvre du rideau.

3.2 Caractéristiques de la fondation

Une campagne de reconnaissances a été commanditée en novembre 2016 et a consisté à réaliser 3 sondages carottés et 3 sondages pressiométriques d’une douzaine de mètres de longueur. Les forages ont été implantés dans l’axe projet du rideau de palplanches et ont été réalisés par moyens nautiques. La campagne a été confiée à HYDROGEOTECHNIQUE.

Les résultats de cette campagne de reconnaissances ont été exploités dans le cadre d’une mission G5 confiée à FONDASOL afin d’établir un prédimensionnement mécanique du rideau (inertie des palplanches et longueur de fiche).



N°	Couche	Z _{sup}	γ	Pf ^h	Pf ^f	E _m	α	C'	φ'	δa/φ	δp/φ
		[NG]	[kN/m ³]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[-]	[kPa]	[°]	[-]	[-]
1	SABLES FINS LIMONEUX	177.00	18	0.36	0.22	33	0.33*	0	25	0	-0.50
2	SABLES ET GRAVIERS	173.00	20	2.50	1.90	24	0.33	0	37	0	-0.50
3	GRAVES SABLO-LIMONEUSES	169.50	21	5.0	3.9	75	0.33	0	40	0	-0.50

Figure 7 : Modèle de terrain (extrait FONDASOL)

A noter qu’il a été décidé par EDF de conserver en interne la responsabilité du dimensionnement hydraulique du rideau, notamment vis-à-vis du risque de soulèvement global hydraulique. Ainsi la réception contractuelle avec le Titulaire s’est uniquement intéressée aux déplacements des palplanches et seule une mesure des fuites rémanentes a été demandée.

Le prédimensionnement préconisait des palplanches de type PU28, d’une longueur de 13 m et avec une longueur de mise en fiche de 8,5 m.

Ce document a été joint au cahier des charges pour faciliter l’étude du dossier par les soumissionnaires. Une fois le marché attribué, le Titulaire avait à sa charge de mener une mission G3 pour dimensionner définitivement les palplanches, au regard de la méthodologie de mise en œuvre retenue et du contexte géotechnique.

3.3 Contraintes de site

Le déversoir d’HERBENS est situé à proximité immédiate de la zone naturelle du Grand Parc et une piste cyclable (l’Anneau Bleu, portion de la Via Rhôna) chemine en crête de digue et sur le pont du déversoir.

Afin d'assurer la sécurité des tiers et se prémunir de tout risque de vol ou de dégradation du matériel, il était demandé au Titulaire :

- Un gardiennage du chantier en dehors des heures d'activité ;
- Une clôture totale et hermétique de la zone rapprochée du chantier ;
- Une fermeture des accès à la piste cyclable au niveau des ponts de Meyzieu et d'Herbens avec mise en place d'une déviation.

En parallèle, EDF a mené un travail d'informations auprès des tiers (communes, Grand Parc) et a fait réaliser des panneaux d'informations.

Concernant les travaux nécessitant des moyens nautiques, il était mentionné dans le cahier des charges que la vitesse maximale du courant, sur la base d'une extrapolation d'une campagne de mesures de vitesse *in situ*, pouvait atteindre 2,5 m/s. Ce paramètre est primordial pour le dimensionnement des moteurs des embarcations et pour leur amarrage à poste.

3.4 Méthode retenue

Du fait des contraintes sévères imposées par le cahier des charges, additionnées à la pression limite des couches de sol de la fondation, tous les soumissionnaires ont proposé une méthode couplant démolition du glacis à l'avancement et mise en œuvre de palplanches par vérinage avec destructuration de sol à l'avancement. Le vérinage permet de répondre au critère pour les vibrations générées sur l'ouvrage et la destructuration de sol à l'avancement rend la méthode viable même pour la pression limite des couches de sol rencontrées.

Cette méthodologie de mise en fiche s'appuie sur une machine outil développée par une unique entreprise japonaise, GIKEN, possédée à l'échelle européenne par une unique entreprise anglaise, IVOR KING, qui loue son matériel avec opérateur qualifié via l'entreprise PAJOT pour le marché français. Il s'agissait de la deuxième utilisation de la machine outil en France.

Le marché de travaux a été attribué à l'entreprise VINCI CONSTRUCTION MARITIME ET FLUVIALE.

3.4.1 Démolition du glacis

Le glacis a été démoli par travaux subaquatiques selon le phasage initial suivant :

- Mise en place sous l'eau d'une structure métallique supportant une scie circulaire (diamètre 500 mm ou diamètre 900 mm) avec commande déportée à la surface. Cette structure a été conçue spécifiquement pour les travaux ;
- Réalisation de 2 traits de scie sur la longueur de la structure métallique ;
- Démolition à l'éclateur hydraulique du glacis en éléments évacuables soit par plongeur, soit par grue ;
- Comblement provisoire de la saignée par un béton argileux (voir ci-après pour davantage de détails).

Les plongeurs disposaient de leur propre embarcation, munie d'un bras de manutention.

Un béton argileux a été spécialement développé par le laboratoire VINCI pour les travaux, pour répondre à différents critères :

- Béton autoplaçant ;
- Forte résistance au délavement au jeune âge ;
- Bonne étanchéité ;
- Résistance à la compression à 28 jours inférieure à 1 MPa.

Il s'agit là d'une variante de VINCI CONSTRUCTION MARITIME ET FLUVIALE en lieu et place de l'argile proposée par EDF qui a permis de faciliter la réalisation du comblement provisoire de la saignée et très certainement de limiter les réactions de l'ouvrage, notamment la montée piézométrique en fondation à l'amont du voile d'étanchéité existant..

3.4.2 Mise en fiche des palplanches

Comme indiqué précédemment, il a été retenu l'utilisation d'une machine outil développée par l'entreprise GIKEN. Il s'agit d'un outil auto-mobile qui grâce à un système de pinces hydrauliques et d'une glissière est autonome pour son déplacement au fur et à mesure de l'avancée du rideau de palplanches. Il est également équipé d'un pivot vertical, ce qui lui permet de réaliser des angles selon un protocole précis de mise en place des palplanches, avec mise en fiche de deux palplanches supplémentaires dites fictives dans l'axe à atteindre et d'une pièce de raccord spécifique.

Il intègre en plus un mat de forage qui se loge dans l'onde de la palplanche et qui, muni d'une tarière, permet la destruction de sol à l'avancement : le terrain est remanié et aucun matériau, ou très peu, n'est remonté à la surface. Cette disposition permet de ne considérer aucune perte de compacité du sol pour le dimensionnement des palplanches.

L'extrémité de la tarière est munie d'une tête de forage (plusieurs formes et diamètres disponibles selon le type de terrain rencontré). La tête est munie de deux ailettes repliables qui permettent ainsi de forer sous l'empreinte de la palplanche (ailettes dépliées) et de pouvoir remonter la tarière au sein de l'onde de la palplanche (ailettes repliées).

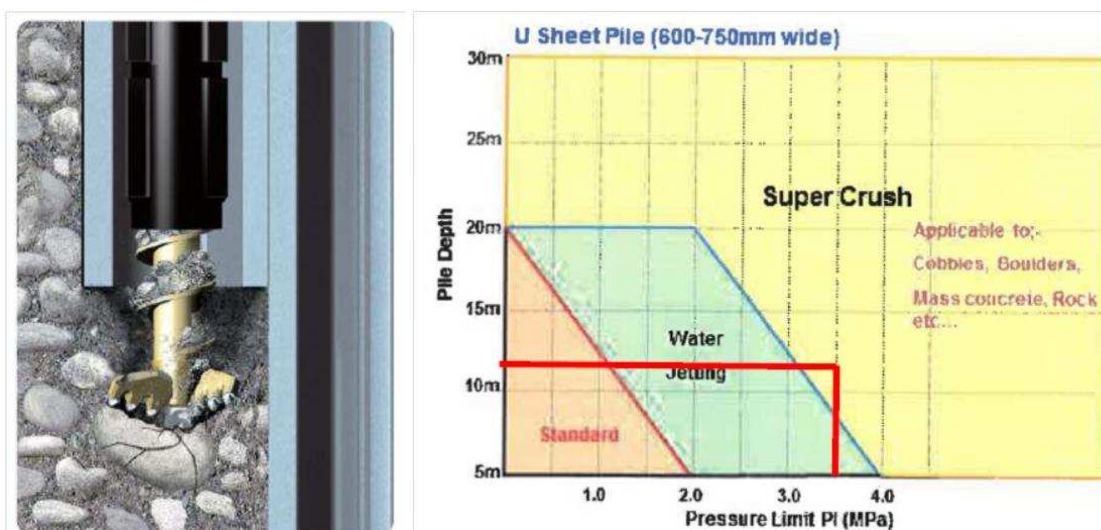


Figure 8 : Zoom sur la tête de forage et domaine d'application de l'outil (extrait GIKEN)

Le modèle utilisé pour les travaux est l'outil GIKEN Silent Pile Eco700S en mode SuperCrush.

Il a été nécessaire d'utiliser un massif support pour initier le rideau afin de fournir à l'outil la résistance en traction suffisante pour ficher les premières palplanches.

Il a également été nécessaire d'utiliser une grue embarquée sur un ponton flottant amarré par deux pieux hydrauliques et munie d'un double-treuil :

- Un treuil assurait le maintien en permanence du mât de forage par mesure de sécurité ;
- Un treuil assurait l'approvisionnement de l'outil en palplanches stockées sur une péniche.

Le phasage et le positionnement des différents moyens nautiques ont été des points cruciaux pour assurer un cycle de production le plus efficace possible.



Photo 3 : Outil GIKEN

4. DEROULEMENT DES TRAVAUX

4.1 Organisation pour la surveillance de l'ouvrage

Préalablement aux travaux, une analyse de risques sûreté a été menée conjointement par EDF et VINCI CONSTRUCTION MARITIME ET FLUVIALE afin de définir des parades adaptées :

- Mise en place d'une astreinte mobilisable sous 24h (une équipe de plongeurs et une équipe de travaux fluviaux) pour investigations et interventions d'urgence à l'amont du déversoir ;
- Mise en place d'une astreinte mobilisable sous 4h (entreprise TMTC) pour mise en place d'une recharge aval en cas de suspicion d'érosion interne ;
- Mise en place d'une astreinte mobilisable sous 4h (entreprise TMTC) pour mise en place de big-bags de sable à l'aval des voûtes en cas de suspicion de perte de stabilité.

Un dispositif d'auscultation en temps réel a été installé (10 stations de mesures de débit de fuite, 10 piézomètres équipés, 5 capteurs de vibrations). Des seuils d'alerte et d'urgence ont été définis sur la base des connaissances disponibles sur l'ouvrage avec envoi de SMS. En complément, un nivellement de l'ouvrage a été réalisé tous les 15 jours.

Un tableau de synthèse clair a été remis au chargé d'exploitation EDF afin qu'il puisse déclencher sans aucune réserve une intervention d'urgence, ce qui ne s'est pas avéré nécessaire au cours des travaux.

Un point hebdomadaire consacré à l'analyse des mesures de la semaine précédente a été respecté et a permis d'adapter au fur et à mesure les méthodes prévues afin de réduire au maximum l'impact des travaux sur l'ouvrage.

Il est intéressant de noter que la piézométrie était tant suivie à la hausse (risque pour la stabilité de l'ouvrage) qu'à la baisse (risque de dénoyage de la tête des pieux bois de fondation, pouvant remettre en cause leur conservation dans le temps).

4.2 Organisation des études d'exécution

Les études d'exécution ont été confiées à VINCI CONSTRUCTION MARITIME ET FLUVIALE qui a choisi d'assurer en interne la mission G3. EDF a missionné FONDASOL pour assurer la mission G4.

Le dimensionnement hydraulique du rideau de palplanches ne faisait pas partie du périmètre des études d'exécution confiées au Titulaire des travaux.

La note d'hypothèses générales rédigée par le Titulaire a permis de critiquer les cas de chargement considérés initialement en phase projet et d'optimiser ainsi le dimensionnement des palplanches (longueur de fiche essentiellement), sans pour autant compromettre la stabilité du rideau (gain financier et de délai de réalisation). Le rideau de palplanches devant pallier une éventuelle ruine du déversoir, il a été considéré comme cas de chargement permanent une vidange de l'enceinte jusqu'à la cote minimale d'une potentielle brèche dans les voûtes.

4.2 Modification de l'implantation du rideau de palplanches

Au démarrage des travaux, le Titulaire a souhaité vérifier les dimensions du chenal de vidange. Des carottages ont révélé que les bajoyers latéraux du chenal dépassaient le mètre de largeur et n'étaient pas conformes à la coupe de principe fournie dans le cahier des charges. Dès lors, la méthode proposée par le Titulaire de démolition par moyens subaquatiques a dû être revue car elle pouvait engendrer de trop grands risques pour la sécurité des intervenants et pour la sûreté de l'ouvrage. Après l'étude de plusieurs solutions, telles que l'adaptation de la méthode de démolition par moyens subaquatiques, la démolition préalable des bajoyers par forages sécants depuis la surface, le traitement de l'étanchéité de la zone par jet-grouting..., il a finalement été décidé de contourner le chenal de vidange en créant une excroissance du rideau de palplanches vers le centre du canal. Un butonnage a été mis en place dont le dimensionnement s'est révélé compliqué du fait d'une modélisation non usuelle.

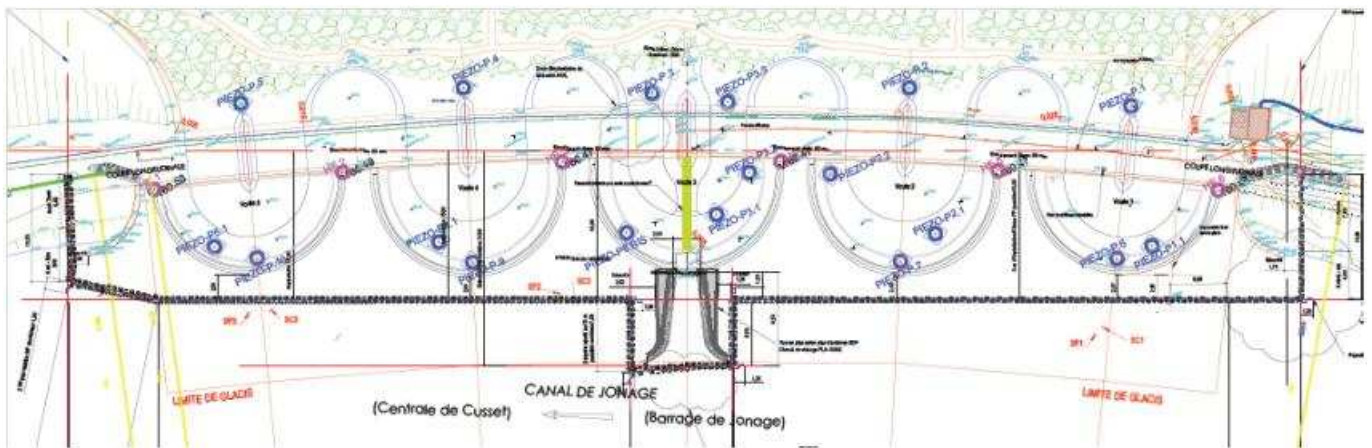


Figure 9 : Implantation définitive du rideau de palplanches

Le rideau de palplanches mesure finalement 160 ml de longueur et les palplanches présentent une profondeur de fiche variant de 8 m en section courante (voûtes 1/2/4/5) à 9 m pour l'excroissance de la voûte 3.

4.3 Difficultés rencontrées en lien avec la sûreté de l'ouvrage

La démolition du glacis, dès la phase de sciage, a entraîné une réaction vive de la piézométrie en fondation à l'amont du voile d'injection, suivie par une augmentation des fuites des voûtes supérieures. Le glacis à l'amont des voûtes minces et du rideau d'injection était plus imperméable qu'estimé. Il a alors été décidé de :

- Mettre en place de l'argile à l'amont des voûtes minces ;
- Traiter immédiatement les traits de scie par mise en place de ciment prompt ;
- Etancher à l'avancement infrajournalier de la démolition la saignée par de l'argile ;
- Limiter l'avancée de la démolition par rapport à la mise en fiche des palplanches ;
- Reconstituer intégralement le contact palplanches/glacis côté amont et aval du rideau.

Ces adaptations ont permis de limiter les effets de l'ouverture du glacis à une seule augmentation de la piézométrie à l'amont du voile d'injection, situation tout à fait acceptable (ce niveau égal au plan d'eau étant acceptable).

4.4 Difficultés rencontrées pour la mise en œuvre des palplanches

Le rendement réalisé sur chantier s'est avéré être moindre que celui estimé avant travaux par le Titulaire, ceci malgré les marges prises pour la mise en œuvre d'un système innovant.

Le démarrage est complexe, en particulier pour le passage des angles. Au final 6 angles sont réalisés à la place de 2. Puis pour les deux premières voûtes, le phasage de travaux a été modifié et contraint par l'ensemble des opérations

d'adaptation décrites précédemment dans le paragraphe 4.3. Pour celles-ci les enregistrements de paramètres de l'outil (couple de forage, pression de vérinage), les dégradations des palplanches, le ressenti des opérateurs qualifiés et compétents, tendent à montrer que des éléments singuliers sont présents en fondation (blocs rocheux, barres métalliques, bois ?), ce qui limite l'avancement de l'outil et augmente son usure, notamment celle de la tête de forage.

Les rendements observés pour les voûtes 4 et 5 ont été meilleurs, tout en restant inférieurs aux rendements estimés avant les travaux.

5. CONCLUSIONS

Le challenge de réaliser un batardeau en palplanches au droit du déversoir composite d'Herbens a été relevé et réalisé grâce à une nouvelle technique de vérinage.

L'auscultation chahutée en cours de travaux par l'ouverture du glacis, plus étanche qu'estimé, et l'absence de vibrations a confirmé la pertinence de cette solution technique innovante. Le rideau de palplanches, d'une longueur de 160 ml, a été réalisé à proximité immédiate d'un ouvrage maçonné vieux de 120 ans tout en assurant son intégrité.

La technique utilisée a nécessité une grande maîtrise de la part de l'opérateur qualifié, et une organisation de chantier robuste pour assurer un cycle de production fluide. Après une phase de mise au point, VINCI CONSTRUCTION MARITIME ET FLUVIALE a réussi à adapter son organisation et son phasage des travaux pour mener à bien la réalisation du rideau de palplanches, tout en assurant la pérennité du déversoir d'HERBENS par la mise en œuvre des parades élaborées conjointement avec EDF.

Quelques éléments de coût :

- Coût global des travaux 3300 k€
- Coût auscultation 80 k€
- Coût au m² de palplanches mis en fiche 2500 €/m²
- Coût au m² de palplanches mis en fiche hors sujétions Sûreté 2000 €/m²
- Coût au m² de palplanches base Marché (hors fournitures et installations de chantier) 400 €/m²
- Coût au m² de palplanches mis en fiche par battage (hors fournitures) 150 €/m²

La réception du rideau de palplanches, qui a consisté à vidanger l'enceinte, a permis de vérifier le bon dimensionnement des palplanches et a apporté une conclusion positive à ce chantier.



Photo 4 : Vue aérienne du chantier (contournement du chenal de vidange en cours)

Comité Français des Barrages et Réservoirs

Le comité français des **barrages et réservoirs** (CFBR), anciennement comité français des grands barrages (CFGB), est une association scientifique et technique créée en 1926. Il constitue la branche française de la commission internationale des grands barrages (CIGB).

L'association a pour objet de provoquer des progrès dans la **conception**, la **construction**, l'**entretien** et les **méthodes d'exploitation** des barrages, des réservoirs et des digues, en rassemblant la documentation, en étudiant les questions qui s'y rapportent, notamment d'ordre technique, économique, sociétal et écologique, et en contribuant à la diffusion des connaissances.

A ce jour, le CFBR comprend 546 membres, représentants des **administrations**, des **maîtres d'ouvrages**, des **ingénieurs-conseils**, des **entrepreneurs**, des **experts individuels**, des **chercheurs** et des **enseignants**, tous désignés en raison de leur compétence.

Au niveau national, le CFBR organise principalement des **colloques techniques** réguliers, anime plusieurs **groupes de travail** nationaux et propose une **journée de visite annuelle pour les étudiants** d'écoles d'ingénieurs.

Au niveau international, le CFBR participe activement aux travaux de la CIGB, et notamment à la rédaction des **bulletins des comités techniques** qui constituent la référence internationale dans la profession. Le CFBR présente également des **rapports et communications** lors des Assemblées Générales et des Congrès.



Barrage de Bimont (Photothèque SCP)

comité français des **barrages et réservoirs**

Savoie Technolac

73373 Le Bourget du Lac Cedex

Tél. : 04.79.60.60.60 - <http://www.barrages-cfbr.eu>

ISBN : 979-10-96371-06-8



9 791096 371068

